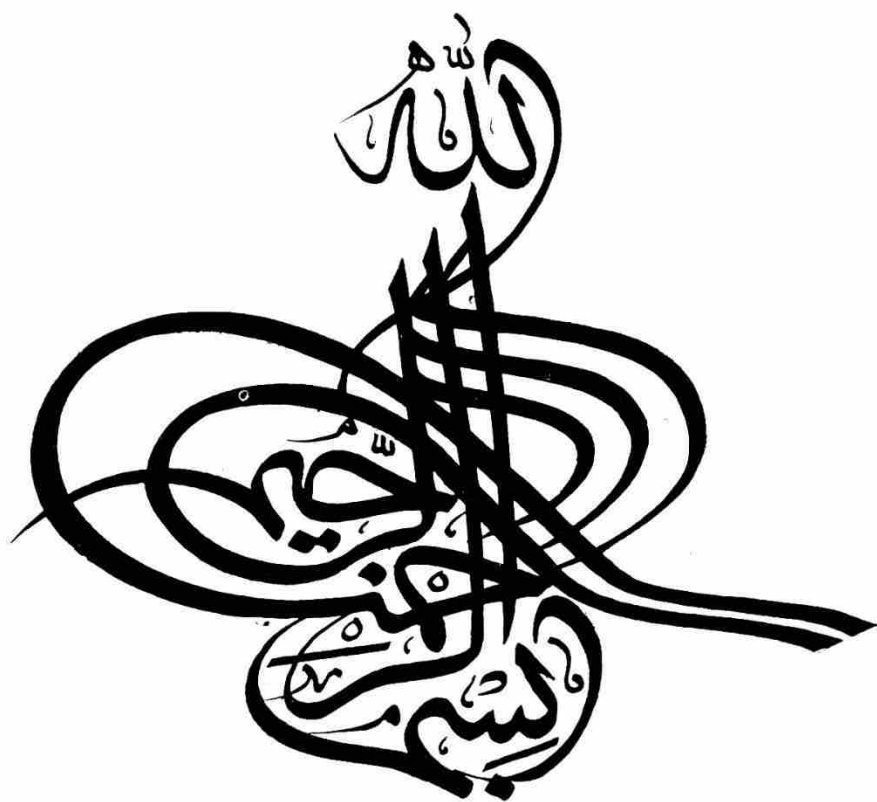




روش‌های طراحی سازه‌های ساختمانی هوشمند با کمک میراگرهای غیرفعال

تألیف:

مهندس محسن حامدی

کارشناس ارشد مهندسی زلزله دانشگاه صنعتی امیرکبیر

(hamed@aut.ac.ir)

پیشگفتار

امروزه، مهندسان برای کنترل لرزه‌ای سازه‌ها از دو روش کنترل فعال و یا غیرفعال در طراحی سازه‌ها بهره می‌برند. روش‌های کنترلی فعال به دلایل متعددی ازجمله تکنیک‌های خاص اجرایی هنوز جایگاه لازم را در بین افکار مهندسان طراح سازه پیدا نکرده‌اند و به عبارتی هنوز نتوانسته‌اند باور کافی را برای عملکرد خود به طراحان منتقل کنند. لکن کنترل غیرفعال سازه‌ها به دلیل سهولت اجرا، وجود آیین‌نامه‌های متعدد طراحی و اجرا، تطبیق مناسب‌تر با درک طراحان و مهندسان، تنوع بیشتر نسبت به ابزارهای فعال و عملکرد مناسبی که در سازه‌های متعارف دارند، بیشتر مورد توجه مهندسان طراح و مجری سازه‌ها واقع شده‌اند.

کنترل غیرفعال سازه^۱، به استفاده از ابزاری برای کنترل پاسخ‌های مورد انتظار از سازه اطلاق می‌شود. در همین راستا استفاده از میراگرها و جداگرهای لرزه‌ای برای کاهش میزان شتاب و جابجایی سازه تا حد مورد نیاز پیشنهاد شده است. امروزه ابزار کنترلی به‌عنوان کاراترین ابزار حفاظت از سازه‌ها در برابر نیروهای وارده از قبیل زلزله، باد و ... شناخته می‌شوند. از طرفی پیشرفت‌های تکنولوژی ساخت و ساز و توسعه‌ی ابزار کنترلی باعث شده تا این ابزار چنان جای خود را در ساخت ساختمان‌ها پیدا کنند که امروزه کمتر سازه‌ی مهمی را بینیم که در برابر زلزله بدون محافظ لرزه‌ای طراحی شده باشد. از طرفی لرزه‌خیزی کشورمان نیز یکی از عواملی است که ما را به استفاده از ابزار کنترلی ترغیب می‌کند.

امروزه به همت مهندسان و اساتید مهندسی سازه، ابزارهای توانمندی در حوزه کنترل غیرفعال سازه‌ها معرفی شده است. انواع مختلف میراگرها و جداگرهای لرزه‌ای ازجمله این ابزار بوده که در حال حاضر مورد استفاده قرار می‌گیرند. با توجه به نوآوری، هزینه‌های معقول اجرایی، عملکرد مناسب‌تر و سهولت اجرای این دسته میراگرها نسبت به سایر ابزار کنترلی و علاقه بیشتر دانشجویان و اساتید مهندسی سازه به تحقیق در حوزه عملکردی میراگرها، در این کتاب نحوه طراحی و مدل‌سازی میراگرهای غیرفعال بیان شده است. از آنجایی که مقاومت، سختی و جذب انرژی این میراگرها متأثر از ساختار هندسی خاص آن- هاست، بنابراین این ابزار معمولاً با مشکلاتی مانند تأخیر عملکردی، خرابی سنسورها و ... مواجه نیستند.

¹ Passive Control Structure

در این کتاب سعی شده تا ابتدا به صورت مختصر مراحل طراحی یک سازه معمولی با استفاده از نرم افزار SAP [۱]، تشریح و برای توضیحات بیشتر سازه‌ی نمونه با این نرم افزار طراحی شود. سپس همین سازه با استفاده از انواع میراگرهای غیرفعال طراحی گردد. بنابراین در هر فصل از کتاب ضوابط و بندهایی برای طراحی سازه با میراگری خاص بیان شده و این ضوابط بر سازه نمونه اعمال گردیده و اثرات آن بر رفتار سازه بررسی شده است. از آنجایی که ابزار کنترلی، جزو فناوری‌های نوین طراحی سازه‌های ساختمانی هستند، روش‌های متفاوتی بر اساس مقالات و کتب مختلف برای طراحی سازه دارای این ابزار معرفی شده است. در این کتاب تلاش شده تا در هر زمینه از معروف‌ترین منابع موجود استفاده گردد. علاوه بر منابع علمی و پژوهشی، تاکنون آیین‌نامه‌ها و نشریات متعددی برای بیان شرایط و ضوابط سازه‌های مجهز به ابزار کنترلی، با بررسی روش‌های به کاربری این ابزار منتشر شده است. در این کتاب کوشش شده تا این ضوابط به‌دقت بیان و تشریح شده تا خوانندگان محترم به‌سادگی به منابع اصلی رجوع کرده و بتوانند سازه‌های با مشخصات متفاوت را مدل‌سازی و طراحی نمایند.

همان گونه که بیان شد در این کتاب از نرم افزار SAP استفاده شده است. دلیل استفاده از این نرم افزار نیز وجود المان‌های متنوع برای معرفی ابزار کنترلی و سادگی استفاده از این المان‌ها در این نرم افزار است. همچنین نوع تحلیل‌هایی این نرم افزار، برای طراحی سازه‌های ساختمانی کافی و مناسب است. بنابراین طبق الزامات مطرح شده در فصل سوم کتاب، لزومی به استفاده از نرم افزارهای اجزای محدود قوی‌تر برای طراحی ساختمان‌های متعارف نیست. در فصل اول کتاب، کلیاتی راجع به ابزار کنترلی بیان شده و ویژگی و مزایای انواع متفاوت این ابزار مورد بحث واقع شده است.

در فصل دوم کتاب نیز، سازه‌ای نمونه معرفی گردیده و در این فصل این سازه بدون هیچ‌گونه ابزار کنترلی در نرم افزار SAP مدل‌سازی و طراحی شده و جزئیات مدل‌سازی و طراحی آن در نرم افزار SAP مشاهده می‌شود. در فصول بعدی این جلد از کتاب، سازه‌ی نمونه تحت میراگرهای متنوعی طراحی گردیده است.

در فصل سوم کتاب ضوابط طراحی سازه‌های دارای میراگر، بر اساس آیین‌نامه‌های معروف کنترلی دنیا بررسی شده است. لازم به ذکر است که نکات کلی بیان شده در این بخش برای طراحی تمامی میراگرها مشترک است. به علاوه، ضوابط تکمیلی و انحصاری طراحی هر مدل میراگر، در فصل مربوط به خود بیان شده است.

در فصل چهارم ضمن معرفی میراگرهای ویسکوز، سازه‌ی نمونه‌ی معرفی شده در فصل دوم به این میراگر مجهز شده و ضوابط لازم برای طراحی این سازه بیان گردیده است.

در فصل پنجم خواص و نحوه‌ی رفتار میراگرهای ویسکوالاستیک بیان شده و سازه‌ی نمونه به این میراگر مجهز شده است.

فصل ششم کتاب به بیان روش‌های طراحی سازه مجهز به میراگر اصطکاکی اختصاص یافته و نکات لازم برای طراحی سازه‌های این‌چنینی بیان شده است.

در فصل هفتم انواع میراگرهای هیسترتیک معرفی شده و روش‌های طراحی و مدل‌سازی با انواع مختلف این ابزار به تفصیل بیان گردیده و در نهایت سازه‌ی نمونه با یکی از معروف‌ترین مدل‌های میراگر هیسترتیک طراحی شده است.

در آخرین فصل کتاب رفتار سازه‌های طراحی شده در هر فصل بررسی شده و پاسخ‌های اساسی سازه شامل جابجایی نسبی طبقات (دریفت)، جابجایی بام و ... در حالات مختلف مقایسه شده است. لذا، در این فصل تأثیر ابزار کنترلی متفاوت بر رفتار سازه بررسی گردیده است. این مسئله به کسانی که در نظر دارند تا رفتار سازه‌ی خود را با ابزار کنترلی بهبود بخشند، کمک شایان توجهی می‌کند. زیرا با توجه به تأثیر هر عضو کنترلی بر رفتار سازه نمونه و مقایسه آن با رفتار سازه‌ی موردبررسی می‌توانند بهترین المان مورد انتظار را انتخاب کنند.

فهرست مطالب

فصل ۱ کلیات	۱
۱-۱ کنترل چیست؟	۱
۲-۱ عملکرد سازه ها بر مبنای مهندسی زلزله	۲
۱-۲-۱ نسل اول ابزارها با مبنای عملکردی در مهندسی زلزله	۲
۲-۲-۱ نسل دوم ابزارهای با مبنای عملکردی در مهندسی زلزله	۴
۳-۱ فلسفه پیدایش ابزار کنترلی	۶
۱-۳-۱ رویکردهای مقاوم سازی و طراحی و روش دستیابی	۶
۲-۳-۱ اثرات افزوده شدن ابزار کنترلی بر رفتار سازه	۸
۳-۳-۱ انواع روش های کنترلی سازه	۱۱
۴-۳-۱ ضوابط کنترل پاسخ لرزه ای سازه	۱۴
۵-۳-۱ انواع سخت افزارهای کنترل سازه ها	۱۵
۶-۳-۱ معرفی و بررسی عملکرد ابزار کنترل غیرفعال سازه ای	۱۶
۷-۳-۱ معرفی شرکت های سفارش و خرید ابزار کنترلی	۲۲
فصل ۲ طراحی و مدل سازی سازه توسط نرم افزار SAP	۲۳
۱-۲ اساس طراحی سازه بدون داشتن میراگر	۲۳
۲-۲ معرفی مشخصات سازه	۲۴
۲-۳ محاسبه ی بارهای وارده به سازه	۳۰
۱-۳-۲ تعیین بار مرده سازه	۳۰
۲-۳-۲ سربار معادل جداگرها (پارتیشن ها)	۳۳
۳-۳-۲ محاسبات کاهش سربار (Live Load Reduction)	۳۴
۴-۳-۲ محاسبه ی تجمعی بار مرده و زنده طبقات و بام	۳۵
۵-۳-۲ محاسبات مربوط به بار تیرهای فرعی و طراحی آنها	۳۶
۶-۳-۲ بار منتقل گردیده به شاه تیرهای اصلی از سمت تیرچه ها	۳۹
۲-۴ محاسبه ی وزن سازه و ضرایب لرزه ای	۴۰
۱-۴-۲ تعیین ضرایب مربوط به زلزله	۴۱
۲-۵ مدل سازی و طراحی سازه در SAP (بدون میراگر)	۴۹
۱-۵-۲ مدل سازی سازه	۴۹
۲-۵-۲ آنالیز سازه	۶۶
۳-۵-۲ طراحی سازه	۶۷
فصل ۳ ضوابط کلی آیین نامه ای برای ابزار کنترلی غیرفعال	۶۹
۱-۲ ضوابط آیین نامه ای طراحی میراگرها (FEMA450)	۶۹
۱-۱-۳ حداقل های لازم در طراحی	۶۹

۷۱.....	۲-۱-۳ زمین لرزه های ورودی.....
۷۲.....	۳-۱-۳ روش انتخابی.....
۷۳.....	۴-۱-۳ سیستم استهلاکی (میراگر).....
۷۴.....	۵-۱-۳ روش غیر خطی.....
۷۶.....	۶-۱-۳ روش طیف پاسخ.....
۸۲.....	۷-۱-۳ روش نیروی جانبی معادل.....
۸۷.....	۸-۱-۳ اصلاح پاسخ مستهلک شده.....
۹۳.....	۹-۱-۳ شاخص پذیرش و شرایط بارگذاری لرزه ای.....
۹۷.....	۱۰-۱-۳ بازدید و کنترل طراحی.....
۹۸.....	۲-۲ اصلاح ضوابط نشریه (FEMA450) توسط (FEMA750).....
۹۸.....	۱-۲-۲ مطالبی که باید در روش تاریخچه زمانی غیر خطی جایگزین شود.....
۹۸.....	۲-۲-۲ مطالبی که باید در روش استاتیکی غیر خطی جایگزین شود.....
۹۹.....	۳-۲-۲ محدودیت جابجایی نسبی طبقات (دریفت).....

فصل ۴ مدل سازی و طراحی سازه بامیراگر ویسکوز..... ۱۰۱

۱۰۱.....	۱-۴ ساختمان تشکیل دهنده میراگرهای ویسکوز.....
۱۰۵.....	۲-۴ روابط و شرایط حاکم بر میراگرهای ویسکوز.....
۱۰۶.....	۱-۲-۴ استهلاک ویسکوز خطی و غیر خطی.....
۱۱۲.....	۲-۲-۴ تأثیر چیدمان بر عملکرد میراگرهای ویسکوز.....
۱۲۰.....	۳-۲-۴ روش های مدل سازی میراگر ویسکوز.....
۱۲۳.....	۴-۲-۴ روش طراحی بر مبنای انرژی برای میراگرهای ویسکوز.....
۱۲۵.....	۳-۴ چگونگی مدل سازی و طراحی سازه حاوی میراگرهای ویسکوز.....
۱۲۵.....	۱-۳-۴ محاسبات سیستم مقاوم در برابر زلزله (سازه پایه برای نصب میراگر).....
۱۳۳.....	۲-۳-۴ محاسبات سیستم استهلاکی (میراگرها).....
۱۳۵.....	۳-۳-۴ تعیین برش پایه ی سازه باوجود میراگرهای ویسکوز.....
۱۴۰.....	۴-۳-۴ تعیین نیروهای طراحی سازه.....
۱۴۴.....	۵-۳-۴ الزامات مدل سازی سیستم میراگر ویسکوز در SAP.....
۱۵۱.....	۶-۳-۴ بررسی نتایج خروجی.....
۱۵۳.....	۷-۳-۴ بررسی کفایت مقاطع طراحی شده برای بازوهای میراگر.....

فصل ۵ مدل سازی و طراحی با میراگر ویسکوالاستیک..... ۱۵۵

۱۵۵.....	۱-۵ ساختمان تشکیل دهنده میراگرهای ویسکوالاستیک.....
۱۶۰.....	۲-۵ روابط و شرایط حاکم بر میراگرهای ویسکوالاستیک.....
۱۶۰.....	۱-۲-۵ خواص دینامیکی استهلاک ویسکوالاستیک.....
۱۶۷.....	۲-۲-۵ آنالیز و طراحی سازه حاوی میراگر ویسکوالاستیک.....
۱۷۳.....	۳-۵ چگونگی مدل سازی و طراحی سازه با میراگر ویسکوالاستیک.....
۱۷۳.....	۱-۳-۵ استفاده از روش انرژی کرنشی در طراحی میراگرها.....

۱۸۰.....	۲-۳-۵ طراحی مهارندهای حاوی میراگر ویسکوالاستیک.....
۱۸۱.....	۳-۳-۵ طراحی میراگرهای ویسکوالاستیک.....
۱۸۵.....	۴-۳-۵ مدل سازی میراگر ویسکوالاستیک در نرم افزار SAP.....
۱۸۸.....	۵-۳-۵ گزارش نتایج.....

فصل ۶ مدل سازی و طراحی با میراگر اصطکاکی..... ۱۸۹

۱۸۹.....	۱-۶ اصطکاک و قوانین حاکم.....
۱۹۰.....	۱-۱-۶ اصطکاک خشک.....
۱۹۷.....	۲-۱-۶ اثرات محیطی.....
۱۹۷.....	۲-۶ ساختمان تشکیل دهنده میراگرهای اصطکاکی.....
۱۹۷.....	۱-۲-۶ فلسفه ی پیدایش ابزار میراکننده ی اصطکاکی.....
۱۹۸.....	۲-۲-۶ انواع میراگرهای اصطکاکی با کاربردهای سازه ای.....
۲۲۳.....	۳-۶ روابط و شرایط حاکم بر میراگرهای اصطکاکی.....
۲۲۳.....	۱-۳-۶ آنالیز لرزه ای سازه های دارای میراگر اصطکاکی.....
۲۲۷.....	۲-۳-۶ آنالیز لرزه ای ساختمان دارای میراگر اصطکاکی پال.....
۲۳۲.....	۳-۳-۶ روش پیشنهادی برای طراحی میراگر اصطکاکی پال.....
۲۴۰.....	۴-۶ روش مدل سازی و طراحی سازه نمونه با میراگر اصطکاکی پال.....
۲۴۰.....	۱-۴-۶ گام اول: تعیین سیستم مقاوم در برابر زلزله (سازه پایه نصب میراگر).....
۲۴۳.....	۲-۴-۶ گام دوم: محاسبه نسبت پریرود سازه به پریرود و شتاب غالب زمین.....
۲۴۵.....	۳-۴-۶ گام سوم: کنترل مقدار نسبت پریرود سازه به پریرود و شتاب غالب زمین.....
۲۴۵.....	۴-۴-۶ گام چهارم: محاسبه ی ضرایب α و β
۲۴۶.....	۵-۴-۶ گام پنجم: محاسبه ی برش لغزشی کلی.....
۲۴۷.....	۶-۴-۶ گام ششم: نیروی لغزشی اختصاصی به هر میراگر.....
۲۴۸.....	۷-۴-۶ گام هفتم: کنترل عدم لغزش میراگرهای اصطکاکی تحت اثر نیروی باد.....
۲۵۵.....	۸-۴-۶ گام هشتم: کنترل عدم جاری شدن مهاربندها پیش از لغزش میراگرها.....
۲۵۶.....	۵-۶ مدل سازی میراگرهای محاسبه شده در SAP و طراحی سازه.....
۲۵۶.....	۱-۵-۶ المان پلاستیک ون.....
۲۶۰.....	۲-۵-۶ نحوه ی ترسیم قطعات مدل و محل مفاصل خمشی.....
۲۶۰.....	۳-۵-۶ ترسیم و اختصاص میراگرهای اصطکاکی پال در سازه نمونه.....
۲۶۵.....	۴-۵-۶ طراحی نهایی سازه با المانهای اختصاص یافته و گزارش مقاطع.....

فصل ۷ مدل سازی و طراحی با میراگر هیسترتیک..... ۲۷۱

۲۷۱.....	۱-۷ فلسفه به کارگیری میرایی هیسترتیک در استهلاک انرژی.....
۲۷۲.....	۱-۱-۷ پیدایش ابزار میرایی هیسترتیک.....
۲۷۵.....	۲-۱-۷ قوانین و قواعد پایه میرایی هیسترتیک.....
۲۸۲.....	۳-۱-۷ اثرات حرارتی.....
۲۸۳.....	۲-۷ ساختمان تشکیل دهنده میراگرهای هیسترتیک و انواع آن.....

۲۸۳	۳-۷ مهاربندهای کمانش تاب BRB
۲۸۳	۱-۳-۷ فلسفه‌ی پیدایش مهاربندهای کمانش تاب
۲۸۶	۲-۳-۷ جزئیات تشکیل‌دهنده‌ی مهاربندهای کمانش تاب
۲۹۰	۳-۳-۷ رفتار مهاربندهای کمانش تاب تحت آزمایش
۲۹۴	۴-۳-۷ تاریخچه و نمونه‌هایی از کاربرد مهاربندهای کمانش تاب
۲۹۸	۵-۳-۷ مزایا و معایب مهاربندهای کمانش تاب
۲۹۸	۶-۳-۷ اندرکنش مهاربندهای کمانش تاب با سایر سیستم‌های سازه‌ای
۳۰۰	۷-۳-۷ روابط حاکم بر میراگرهای کمانش تاب
۳۱۵	۴-۷ میراگرهای هیسترتیک با صفحات جاری شونده
۳۱۶	۱-۴-۷ میراگرهای تسلیمی سربی روزنه‌ای (LED)
۳۲۵	۲-۴-۷ میراگرهای فلزی تسلیمی با سختی و میرایی افزون (ADAS)
۳۴۳	۳-۴-۷ میراگرهای فلزی تسلیمی مثلثی با سختی و میرایی افزون (TADAS)
۳۴۹	۵-۷ مدل‌سازی و طراحی سازه حاوی میراگر تسلیمی صفحه‌ای
۳۵۰	۱-۵-۷ طراحی سازه پایه برای نصب میراگر
۳۵۱	۲-۵-۷ طراحی میراگرهای تسلیمی TADAS
۳۵۶	۳-۵-۷ طراحی مهاربندهای حاوی اعضای تسلیمی
۳۶۰	۴-۵-۷ مدل‌سازی سازه‌ی نمونه با میراگر تسلیمی TADAS در نرم‌افزار SAP
۳۶۲	۵-۵-۷ بررسی رخ داد همگرایی در میزان شکل‌پذیری
۳۷۷	۶-۵-۷ کنترل شکل‌پذیری سیستم پایه برای تسلیم المان‌های هیسترتیک

فصل ۸ بررسی، کنترل و مقایسه سازه نمونه حاوی انواع میراگر غیرفعال ۳۸۱

۳۸۲	۱-۸ کنترل برخی از پاسخ‌های اساسی سازه
۳۸۲	۱-۱-۸ کنترل نسبت تنش اعضای سازه‌ای
۳۸۵	۲-۱-۸ کنترل جابجایی نسبی طبقات (دریفت) سازه
۳۹۹	۲-۸ بررسی تاثیر میراگرهای غیرفعال در بهینه‌سازی اقتصادی و عملکردی سیستم سازه نمونه
۳۹۹	۱-۲-۸ تأثیر میراگرها در بهینه‌سازی اقتصادی طرح (کاهش مصالح مصرفی)
۴۰۰	۲-۲-۸ تأثیر میراگرها در بهبود رفتار و کاهش پاسخ‌های نامطلوب سازه‌ای
۴۰۱	۳-۲-۸ انتخاب و تعیین نوع میراگر غیرفعال با نگاهی به ویژگی‌های سازه‌ای و ...
۴۰۲	۳-۸ استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی برای کنترل رفتار سازه
۴۰۲	۱-۳-۸ طراحی و کنترل سازه‌های ساختمانی با شتاب‌نگاشت زلزله
۴۰۳	۲-۳-۸ تعیین و معرفی رکورد زلزله به عنوان نیروی کنترلی سازه
۴۰۹	۴-۸ بررسی عملکرد سازه نمونه تحت شتاب‌نگاشت زلزله امپریال ولی
۴۱۰	۱-۴-۸ بررسی رفتار و عملکرد سازه نمونه در زلزله سطح DBE
۴۲۲	۲-۴-۸ بررسی رفتار و عملکرد سازه نمونه در زلزله سطح MCE

فصل ۱

کلیات

۱-۱ کنترل چیست؟

در فلسفه طراحی، مسئله‌ی ایمنی به حداکثر بارگذاری محتمل در طول عمر سازه مربوط می‌شود. حداکثر بارگذاری محتمل به بارگذاری اطلاق می‌شود که در طول عمر مفید سازه، بیش از آن رخ نخواهد داد. در این حالت نگرانی‌هایی از قبیل، فروریزش سازه، آسیب‌های جدی سازه‌ای و اثرات آن، و کاهش عمر سازه وجود دارد. بارگذاری سطح سرویس به بارگذاری متوسطی اطلاق می‌شود که ممکن است چندین بار در طول عمر سازه رخ دهد. تحت بارهای سرویس، سازه باید کاملاً قابل استفاده مانده و خدمت‌رسانی خود را حفظ کند. این مسئله به معنای ایجاد آسیب‌های بسیار جزئی تحت بارهای سرویس است. جابجایی ایجادشده در سازه در این حالت نباید از حد آسایش ساکنین و یا آسیب به ابزار حساس تجاوز نماید [۱].

معمولاً برای تأمین ملزومات حالت ایمنی، مقاومت المان‌های سازه تا حدی بالاتر از تقاضای موردنیاز تحت بارگذاری حداکثر لحاظ می‌شود. البته، اخیراً به دلیل برخی از پیشرفت‌های صورت گرفته، تأثیر روش مقاومتی کم‌رنگ شده و برآورده سازی شرایط سرویس مدنظر طراحان قرار گرفته است. برخی از این دلایل این مسئله به شرح زیر هستند [۱]:

اولاً، تمایل به استفاده از سازه‌های منعطف از قبیل سازه‌های بلند و سازه‌های با دهانه‌های افقی وسیع، باعث شده تا اکثر حرکات سازه تحت بارگذاری سطح سرویس حائز اهمیت شود. بنابراین تأمین شرایط سرویس به جای ایمنی اهمیت می‌یابد. علاوه بر این، لحاظ محدودیت‌های مربوط به شتاب مسئله‌ی مهم طراحی ساختمان‌های بلند و خصوصاً لاغر محسوب می‌شود [۱].

ثانیاً، اغلب ابزار و وسایل نوین مانند تجهیزات پایگاه‌های فضایی و مراکز تولید ابزار نیمه‌رسانا، محدودیت‌های طراحی سخت‌گیرانه‌تری روی حرکت سازه نسبت به سازه‌های معمولی دارند. همچنین برای تولید ریز ابزارهای نیمه‌رسانا، محیط باید تحت بارهای ناشی از بارگذاری‌های شدید کاملاً آزادانه حرکت کند. در پایگاه‌های فضایی نیز، برای نگهداری آینه‌های با شکل خاص رخداد کوچک‌ترین جابجایی عملکرد صحیح ابزار را مختل می‌کند [۱].

ثالثاً، پیشرفت‌های اخیر علوم مصالح و مهندسی، تأثیر بسزایی برافزایش مقاومت مصالح مرسوم مهندسی عمران از جمله فولاد و بتن و نسل‌های جدیدتری مثل مصالح کامپوزیت، داشته است. فاصله ایجادشده بین سختی مصالح و مقاومت آن‌ها باعث ایجاد مشکلاتی در زمینه ارضای ملزومات سرویس‌دهی سازه برای تأمین پارامترهای حرکتی شده است. درواقع در مصالح با مقاومت بسیار بالا، ممکن است ضوابط سرویس‌دهی سازه حاکم شود [۱].

بنابراین برای حل این مشکلات، روش‌های طراحی نوین‌تری بر اساس کنترل حرکت سازه پیشنهادشده است. در این روش‌ها ابتدا تأمین ملزومات مربوط به جابجایی در اولویت بوده و سپس الزامات مربوط به مقاومت کنترل می‌گردد. طراحی بر پایه‌ی جابجایی، با به‌کارگیری روش‌های کنترل حرکت و با پرداختن به مسئله‌ی حرکت صورت می‌پذیرد. کنترل حرکت سازه‌ها، نظم نوین مهندسی است. این پدیده نوظهور به محدوده‌ی وسیعی از مسائل مربوط به حرکت سازه (مثل مشخصات مربوط به حداقل‌های حرکتی کنترل‌شده برای راحتی افراد و حفاظت از تجهیزات، و ابزار ذخیره، استهلاک و جذب انرژی) مرتبط می‌شود. معمولاً کنترل حرکات ایجادشده پس از اعمال بارگذاری طراحی صورت می‌گیرد. کنترل حرکات سازه‌ای باعث درک صحیحی از طراحی سیستم سازه‌ای شده که در آن جابجایی مسئله‌ی اصلی طراحی است [۱].

۲-۱ عملکرد سازه‌ها بر مبنای مهندسی زلزله

۱-۲-۱ نسل اول ابزارها با مبنای عملکردی در مهندسی زلزله

اساس طراحی لرزه‌ای پل‌ها و سازه‌هایی که پیش از سال ۱۹۲۰ در آمریکا در حال توسعه بودند بر پایه‌ی آیین‌نامه‌های قدیمی استوار بود. با گذر زمان، این قوانین و مقررات قدیمی برای رسیدن به عملکردهایی خاص مثل اجتناب از فروریزش و تأمین ایمنی جانی توسعه یافت. مسئله طراحی سازه‌ها با استفاده از مفاد آیین‌نامه‌های سازه‌ای، توسط مهندسی‌نی که آیین‌نامه‌های ساختمانی را آماده می‌کردند، به صورت زیر فرض شده است [۲]:

- (۱) عدم فروریزش در زلزله‌هایی که خیلی به ندرت رخ می‌دهند؛
- (۲) تأمین ایمنی جانی برای زلزله‌هایی که به ندرت رخ می‌دهند؛
- (۳) قبول آسیب‌های محدود و قابل تعمیر در تکان‌های لرزه‌ای متوسط؛
- (۴) عدم آسیب در زلزله‌های خفیفی که بارها در طول عمر سازه رخ می‌دهند.

برای پل‌های معمولی نیز سطوح عملکردی مشابهی انتظار می‌رود. تعاریف فازی از سطح عملکرد و خطرپذیری یکی از کاستی‌هایی است که در روش‌های آیین‌نامه‌ای قدیمی وجود داشت. همچنین باید در نظر داشت که این روش‌های آیین‌نامه‌ای، شامل ارزیابی واقعی از قابلیت عملکرد طراحی، برای دسترسی به هر یک از سطوح عملکردی نمی‌شوند. چراکه بررسی نتایج آسیب‌های لرزه‌ای به سازه‌ها و پل‌ها در ۷۰ سال گذشته تحت زلزله‌های کوچک، متوسط و شدید ثابت می‌کند که هیچ‌یک از چهار سطح عملکردی قابل اطمینان تلقی نمی‌شوند [۲].

در دهه ۱۹۷۰ میلادی مطالعات وسیعی بر روی سطوح عملکردی موردنیاز پل‌ها و ساختمان‌های حساس صورت گرفت. در این مطالعات آسیب‌های شدید وارده به سازه‌های آسیب دیده در زلزله سان‌فرانسیسکو موردبررسی قرار گرفت. هرچند که در آن زمان آیین‌نامه‌های طراحی پل‌ها و سازه‌های خاص به‌کندی پیشرفت می‌کردند، اما بازهم شامل چندین روش مستقیم برای پیش‌بینی عملکرد طراحی سازه‌های خاص بودند و از ضرایب اهمیت اختیاری برای تنظیم مقاومت موردنیاز استفاده می‌شد [۲].

ضررهای اقتصادی بزرگ و از دست رفتن عملکرد مطلوب پل‌ها و ساختمان‌های حساس حین رخداد زلزله‌های لوماپریتا^۱ در سال ۱۹۸۹ و نوثریج^۲ در سال ۱۹۹۴، باعث شد تا روش‌های طراحی لرزه‌ای بر مبنای عملکرد گسترش یابند. در اوایل دهه ۱۹۹۰ میلادی، متخصصان طراحی حرفه‌ای، اعضای شرکت‌های تجاری دانشگاهی، مهندسان سازه‌ای و زمین‌شناسی دریافتند که باید از روش‌های طراحی متفاوت و جدیدی استفاده کنند. چراکه روش‌های توصیه‌شده قبلی بر مبنای روش‌های نیرویی بودند. این روش‌ها پیچیده، دشوار و گاهی متناقض هستند و به‌طور مستقیم قادر به برقراری ارتباط با عملکرد موردنیاز نیستند. همچنین پیاده‌سازی این روش‌ها معمولاً هزینه‌بر بوده و اغلب اوقات دسترسی به هدف‌های عملکردی مناسب را ناممکن می‌کند [۲].

در اواسط دهه ۱۹۹۰ برنامه‌ریزی و استراتژی آژانس مدیریت اضطراری فدرال آمریکا^۳ (FEMA) در انجمن تکنولوژی کاربردی^۴ (ATC) و انجمن ایمنی لرزه‌ای ساختمان^۵ (BSSC) باعث گردید تا در چارچوب برنامه کاهش خطرات لرزه‌ای، آیین‌نامه NEHRP^۶ تحت عنوان تفاسیر و دستورالعمل‌های بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها تهیه و گسترش یابد [۲].

^۱ Loma prieta

^۲ Northridge

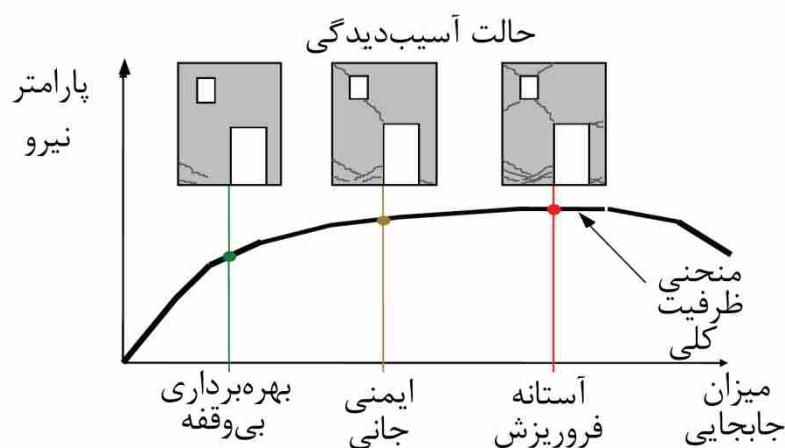
^۳ Federal Emergency Management Agency (FEMA)

^۴ Applied Technology Council (ATC)

^۵ Building Seismic Safety Council (BSSC)

^۶ National Earthquake Hazard Reduction Program (NEHRP)

این دستورالعمل‌ها شامل اولین نسل ابزارهای عملکردی بر مبنای مهندسی زلزله بودند. ویژگی مهم این دستورالعمل، معرفی سطوح عملکردی استاندارد با سطوح خرابی‌های سازه‌ای و غیر سازه‌ای بر مبنای اندازه‌گیری مقادیر پارامترهای استاندارد پاسخ سازه‌ای است. همچنین دستورالعمل‌های این آیین‌نامه چهار روش کلی آنالیز خطی و غیرخطی را مشخص نموده که هر یک از آن‌ها برای تخمین مقدار پارامترهای پاسخ سازه برای تعیین سطح لرزه‌ای قابل استفاده‌اند. بنابراین، این آیین‌نامه قادر است تا به ارزیابی عملکرد سازه‌ای در مقایسه با سطح عملکرد هدف بپردازد. شکل ۱-۱ نشان‌دهنده مقادیر سطوح عملکردی آیین‌نامه FEMA273/274 بوده که در قالب نمودار نیرو-جابجایی کلی نمایش داده شده است [۲].

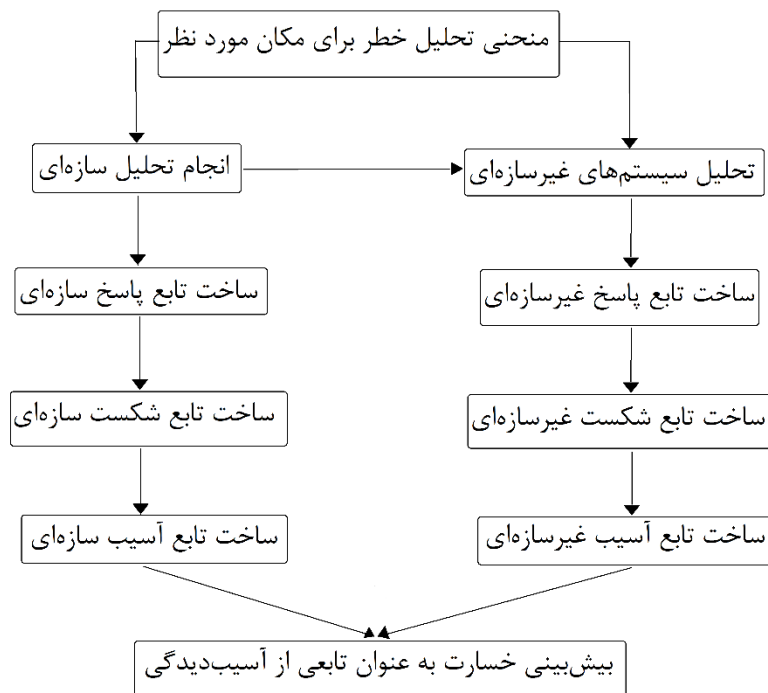


شکل ۱-۱ سطوح عملکرد کیفی آیین‌نامه FEMA273/274/365 [۲].

۲-۲-۱ نسل دوم ابزارهای مبنای عملکردی در مهندسی زلزله

FEMA طی قراردادی که با ATC منعقد نمود به گسترش نسل نوینی از دستورالعمل‌های طراحی لرزه‌ای عملکردی ساختمان‌ها پرداخت که به ATC-58 معروف شد. این دسته دستورالعمل‌ها، برای احداث ساختمان‌های جدید و بهسازی ساختمان‌های موجود مناسب هستند و رفتار مؤلفه‌های سازه‌ای و غیر سازه‌ای را به خوبی تبیین می‌کنند. اگرچه تمرکز اولیه این آیین‌نامه بر روش طراحی ساختمان‌های مقاوم در برابر زلزله استوار بود، اما دستورالعمل‌های نسل دوم سازگار با روش‌های مبتنی بر عملکرد بودند. امروزه ضوابط این دستورالعمل‌ها برای سایر خطرات سازه‌ای از جمله آتش و انفجار گسترش یافته است [۲].

در سال ۲۰۰۴ هامبورگر^۱ و همکارانش با کمک مرکز تحقیقاتی مهندسین زلزله اقیانوس آرام^۲ (PEER) فلوچارتی را مطابق شکل ۲-۱ برای پیش‌بینی و شناخت روش‌های عملکردی آیین‌نامه ATC-58 ارائه کردند [۲].



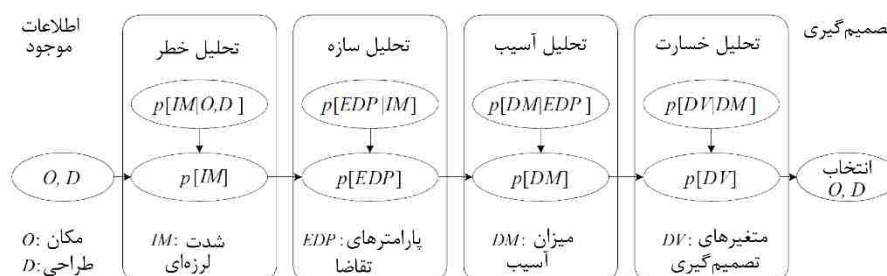
شکل ۲-۱ فلوچارت پیش‌بینی عملکرد [۲].

روش عملکردی PEER بر مبنای احتمالات فرمول‌بندی شده و در چهار گام پی‌درپی شامل تحلیل خطر، آنالیز مؤلفه‌های سازه‌ای و غیر سازه‌ای، ارزیابی آسیب، و تحلیل خسارات یا تحلیل ریسک نوشته شده است. نتایج حاصله از هر کدام از این گام‌ها به وسیله متغیرهای کلی میزان شدت (IM)، پارامترهای مورد نیاز مهندسی (EDP)، میزان خسارت (DM)، و متغیر تصمیم‌گیری (DV) که به هر یک از گام‌ها به ترتیب اختصاص می‌یابند، مشخص می‌گردد. این روش در شکل ۳-۱ توضیح داده شده است. مول^۳ در سال ۲۰۰۳ و هامبورگر^۱ و همکاران در سال ۲۰۰۴ نشان دادند که این روش عملکردی سازگار با دستورالعمل ATC-58 است [۲].

¹ Hamburger

² Pacific Earthquake Engineering Research (PEER)

³ Moehle



شکل ۳-۱ روش عملکردی PEER و ATC-58 [۲].

۳-۱ فلسفه پیدایش ابزار کنترلی

۱-۳-۱ رویکردهای مقاوم‌سازی و طراحی و روش دستیابی

عوامل مؤثر بر میزان خسارت وارده در اثر زلزله عبارت‌اند از نوع و خصوصیات مهندسی سازه، شدت تکان‌های زمین، اثر ساختگاهی، نوع و کاربری زمین و... که این خسارت‌ها را می‌توان با بهبود خصوصیات سازه و کنترل پاسخ آن تحت زلزله محتمل آتی کاهش داد. عموماً سه رویکرد و یا فلسفه متفاوت برای طراحی یک سازه مقاوم در برابر زلزله وجود دارد. این رویکردها عبارت‌اند از:

- ۱) استفاده از سیستم‌های باربر جانبی مقاوم جهت تحمل نیروهای زلزله؛
- ۲) افزایش میرایی سازه با استفاده از سیستم‌های مستهلک کننده انرژی؛
- ۳) استفاده از سیستم‌های جداگر لرزه‌ای.

در رویکرد اول المان‌های سازه‌ای و غیر سازه‌ای با تغییر شکل‌های غیرخطی، انرژی ورودی را در سازه مستهلک می‌کنند. اما تغییر شکل‌های زیاد در المان‌ها معمولاً باعث ایجاد خسارت‌های سازه‌ای و غیر سازه‌ای می‌شود.

در رویکرد دوم انرژی دریافتی سازه توسط المان‌هایی که نقش آن‌ها دریافت و استهلاک انرژی است، جذب می‌شود. میراگرها عمده‌ترین این سیستم‌ها هستند. به این ترتیب خسارت عمده در المان‌هایی متمرکز می‌شود که از قبل برای این امر در نظر گرفته شده‌اند و از گسترش آن در کل سازه جلوگیری می‌شود.

در رویکرد سوم درواقع تمام تغییر شکل‌ها به لایه‌ای که روی فونداسیون و زیر سازه قرار می‌گیرد و جداگر نام دارد، محدود می‌شود. سیستم جداسازی، با سختی افقی پایینی که

⁴ Hamburger

بین سازه و پی ایجاد می‌کند، ساختمان یا سازه را از مؤلفه‌های افقی حرکت زمین جدا می‌سازد. این عمل دستگاهی را به وجود می‌آورد که فرکانس پایه آن بسیار پایین‌تر از فرکانس‌های غالب زمین‌لرزه و نیز فرکانس پایه همان ساختمان با اتصال گیردار است. برای مثال در نخستین مود ارتعاشی دینامیکی سازه جداسازی شده، تغییر شکل فقط در سیستم جداگر به وجود می‌آید و روسازه از هر نظر صلب است. سیستم جداگر انرژی زلزله را جذب نمی‌کند؛ بلکه آن را با استفاده از ویژگی‌های رفتار دینامیکی سیستم منحرف می‌سازد. این اثر ارتباطی به میرایی سیستم ندارد، اما برای جلوگیری از وقوع پدیده تشدید احتمالی در محدوده فرکانسی برابر فرکانس ارتعاشی سیستم جداگر مقدار مشخصی میرایی، مفید و ضروری است.

اما در بین سه رویکرد معرفی‌شده فوق کدام رویکرد مناسب‌تر است؟

مسئله بسیار مهمی که در طراحی و بهسازی سازه‌ها وجود دارد آن است که به‌طور هم‌زمان تا حد امکان جابجایی نسبی (دریفت) و شتاب طبقات کاهش یابد. تغییر مکان‌های بین طبقه‌ای زیاد باعث می‌گردد تا خسارت‌های سازه‌ای و غیر سازه‌ای قابل‌توجهی وارد گردد. یکی از راه‌های کاهش تغییر مکان طبقات، افزایش سختی سازه است. اما این عمل به‌نوبه‌ی خود باعث شده تا شتاب طبقات افزایش‌یافته و در نتیجه باعث به وجود آمدن خسارت به تجهیزات داخلی گردد.

از طرفی نرم‌تر نمودن سیستم نیز می‌تواند باعث کاهش شتاب طبقات گردد. اما این عمل تغییر مکان بین طبقه‌ای و دریفت را به‌شدت افزایش می‌دهد. تنها راه عملی برای کاهش هم‌زمان تغییر مکان بین طبقه‌ای و شتاب طبقات، استفاده از سیستم‌های کنترلی است. سیستم‌های میراگر با افزایش میزان استهلاک سازه و قابلیت جذب انرژی و سیستم‌های جداگر لرزه‌ای، با متمرکز کردن تغییر مکان‌های حاصله در تراز جداگر، می‌توانند نرمی موردنیاز را برای سازه فراهم کنند.

با توجه به نیازهای موجود در عرصه ساخت و ساز و نیازهای سازه‌ای در دهه‌های اخیر، در حال حاضر مبحث جدیدی تحت عنوان کنترل لرزه‌ای ساختمان‌ها مطرح‌شده است. در بخش کنترل غیرفعال ساختمان‌ها عمدتاً از میراگرها و جداگرهای لرزه‌ای به‌عنوان مستهلک کننده یا جذب‌کننده نیروهای جانبی استفاده می‌شود.

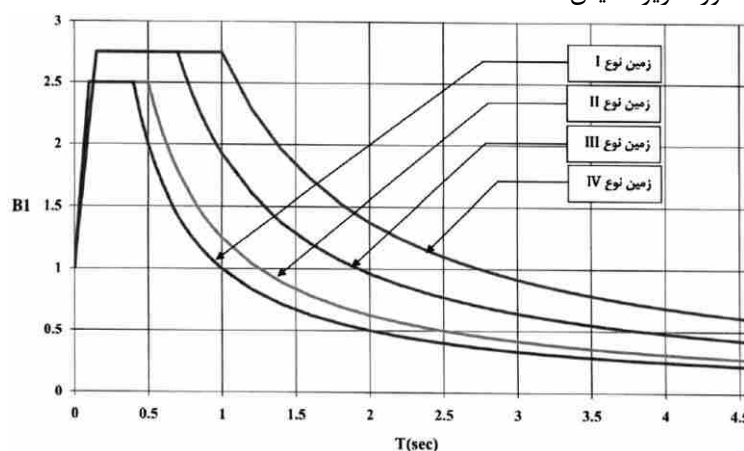
یکی از روش‌های مؤثر در کنترل سازه‌ها استفاده از جداگرهای لرزه‌ای است که اساس آن‌ها بر این پایه استوار است که سازه را در مقابل زلزله جداسازی کنند و از انتقال مستقیم نیروی زلزله از پی به سازه جلوگیری کنند. استفاده از این سیستم باعث کاهش چشم‌گیر تغییر مکان‌های نسبی شده و در نتیجه خسارات سازه‌ای و غیر سازه‌ای به‌شدت کم می‌شود.

یکی دیگر از روش‌های کنترل ارتعاشات سازه‌ها تحت تأثیر بارهای لرزه‌ای، استفاده از وسایل اتلاف انرژی یا میراگرهاست. این سیستم‌ها با جذب و استهلاک درصد بالایی از انرژی ورودی به سازه، شرایط ایمن و پایداری را نسبت به ساختمان‌های مشابه فراهم می‌کنند. میراگرها بجای افزایش شکل‌پذیری عناصر سازه تکیه بر مستهلک نمودن انرژی لرزه‌ای دارند. امروزه استفاده از میراگر روشی اقتصادی و عملی برای افزایش مقاومت دینامیکی سازه شناخته می‌شود، بنابراین می‌توان از این ابزار جهت مقاوم‌سازی ساختمان‌ها و بناهای متعارف استفاده کرد.

در حال حاضر، از میراگرهای موجود می‌توان میراگرهای ویسکوز، ویسکوالاستیک، اصطکاکی و هیسترتیک را نام برد که در این کتاب به بررسی عملکرد آن‌ها در بهبود رفتار لرزه‌ای ساختمان‌ها پرداخته شده و توضیح مختصری درباره هریک از آن‌ها بیان شده است.

۱-۳-۲ اثرات افزوده شدن ابزار کنترلی بر رفتار سازه

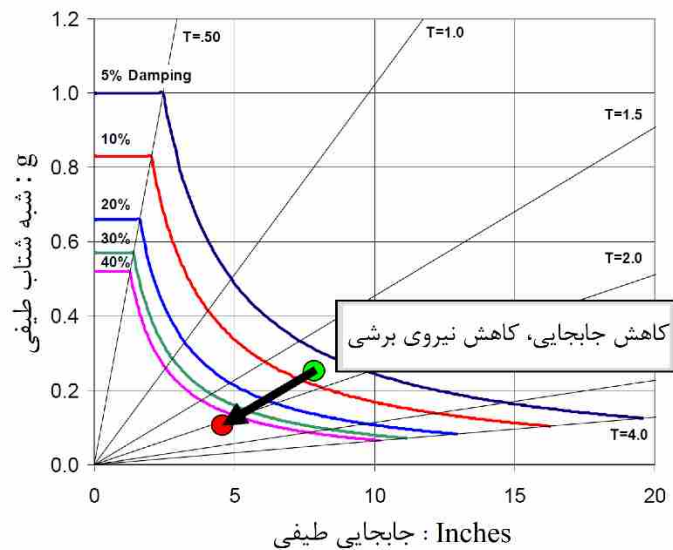
یکی از نمودارهایی که تمامی مهندسين طراح با آن آشنایی کامل دارند، طیف طرح است. این طیف برای خاک‌های متفاوت در آیین‌نامه‌ی "طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰"، به صورت زیر نمایش داده شده است.



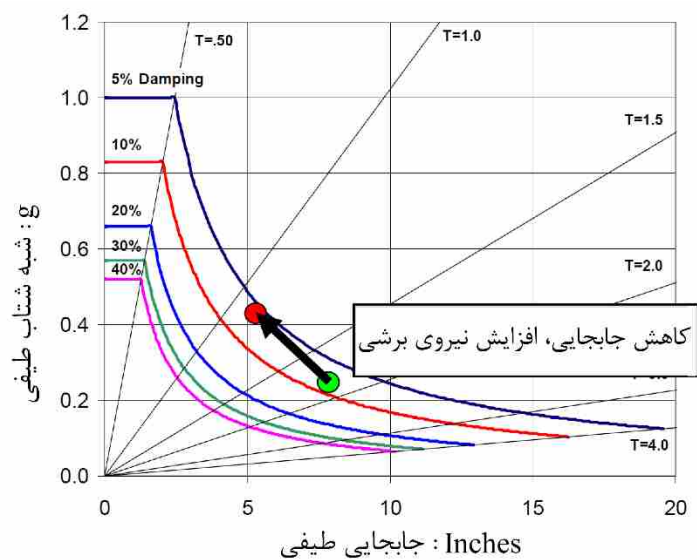
شکل ۴-۱ طیف طرح برای انواع زمین‌های متفاوت (استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم).

همان‌گونه که در بخش قبلی به‌طور کامل بیان شد، برای بهبود رفتار سازه‌ای که قادر به تحمل بارهای ورودی نیست و یا برای افزایش مقاومت این سازه به دلایل مختلف و همچنین طراحی ساختمانی جدید، سه رویکرد متفاوت وجود دارد. در ذیل اثر استفاده از این رویکردها بر طیف طراحی نمایش داده شده است.

شکل ۵-۱ نشانگر اثر افزوده شدن میرایی خالص به سیستم است. همان‌گونه که این شکل نشان می‌دهد، با افزایش میرایی، جابجایی و نیروی برشی وارده به سازه کاهش می‌یابد [۳].



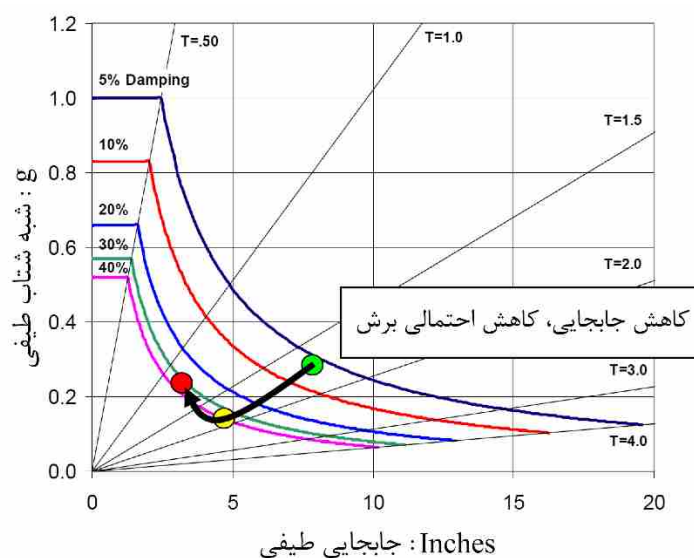
شکل ۵-۱ اثر افزایش میرایی سیستم سازه‌ای [۳].



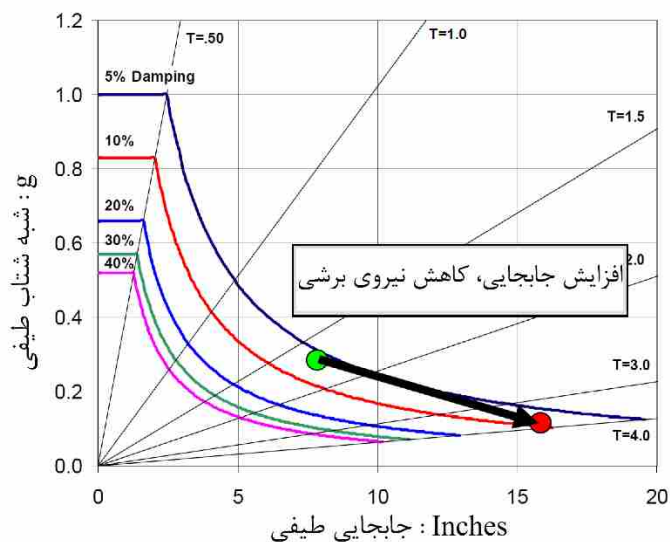
شکل ۶-۱ اثر افزایش سختی سیستم سازه‌ای [۳].

شکل ۶-۱ نیز نمایانگر تأثیر افزوده شدن سختی خالص به سیستم است. سختی خالص می‌تواند توسط ابزاری مثل مهاربندها ایجاد شود. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، با افزایش سختی جابجایی‌های موجود در سازه کاهش یافته اما نیروی برشی وارده به سازه افزایش می‌یابد [۳].

در شکل ۷-۱ اثر افزوده شدن هم‌زمان میرایی و سختی به سازه بررسی شده است. مشاهده می‌شود که این عمل باعث کاهش شدید جابجایی سازه شده است. اما در مورد تغییرات نیرو نمی‌توان قضاوت نمود. البته معمولاً طراحی به نحوی انجام می‌شود که نیروی برشی سازه افزایش قابل توجهی نداشته باشد [۳].

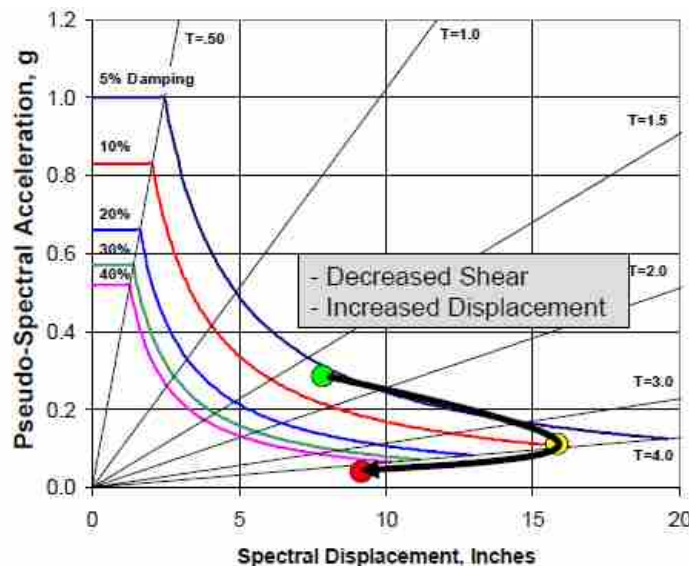


شکل ۷-۱ اثر افزایش هم‌زمان سختی و میرایی سیستم سازه‌ای [۳].



شکل ۸-۱ اثر افزوده شدن سیستم جداسازی به سیستم سازه‌ای [۳].

شکل ۸-۱ نشان‌دهنده افزوده شدن سیستم جداگر لرزه‌ای به سیستم سازه است. با افزوده شدن آن به سیستم سازه‌ای موجود، جابجایی کلی سازه افزایش یافته و باعث کاهش نیروی برشی سازه می‌شود. نهایتاً، شکل ۹-۱ نمایشگر اثر هم‌زمان افزایش میرایی سیستم، حین استفاده از ابزار جداسازی در سیستم است. بر بکارگیری این روش مقدار جابجایی کلی سازه افزایش یافته اما مقدار برش آن کاهش می‌یابد. لازم به ذکر است که در این حالت جابجایی‌های ایجادشده در سازه نسبت به حالت جداگر خالص به‌شدت کاهش خواهد یافت [۳].



شکل ۹-۱ اثر هم‌زمان افزایش میرایی سیستم و افزوده شدن جداساز لرزه‌ای [۳].

۳-۳-۱ انواع روش‌های کنترلی سازه

سیستم‌های کنترل پاسخ سازه به چهار دسته اصلی تقسیم‌بندی می‌شوند؛

۱-۳-۳-۱ کنترل غیرفعال^۱

به علت عدم احتیاج به سنسور، المان‌های اعمال بار و سیستم پردازشی، تعمیرات و نگهداری سیستم‌های کنترلی غیرفعال، نسبتاً ساده است. در سیستم‌های کنترلی غیرفعال حاوی جاذب دینامیکی ارتعاش، برای استهلاک بیشتر انرژی، نیروی کنترلی در مکان‌هایی که ابزار نصب می-

^۱ Passive Control

شوند، توسط مکانیسم صورت گرفته در خود ابزار ایجاد می‌شود. انرژی لازم برای تولید این نیرو با استفاده از مکانیسم حرکت در طول ارتعاش ایجاد می‌شود. این حرکت نسبی ابزار، دامنه و راستای نیروی کنترلی را تعیین می‌کند [۴].

۱-۳-۳-۲ کنترل فعال^۱

در سال‌های اخیر با پیشرفت در زمینه‌های ساخت سنسورها و ابزار دیجیتالی، روش‌های کنترلی فعال و نیمه‌فعال برای کنترل پاسخ دینامیکی سازه‌ها ظهور کرده و در ساختمان‌ها و پل‌ها اجرا شده است. از مزایای روش‌های کنترلی فعال، می‌توان به کارآمدی این ابزار برای محدوده وسیعی از فرکانس‌ها و همچنین ارتعاشات گذرا اشاره نمود. اما از طرفی، روش‌های کنترلی فعال به منابع انرژی خارجی بزرگی احتیاج داشته و هزینه تعمیرات و نگهداری آن‌ها بسیار بالاست. در کنترل فعال در حالتی که از قانون کنترلی بازخوردی^۲ خطی با افزایش ثابت استفاده می‌شود، در هنگام وقوع زمین‌لرزه‌های قوی نمی‌توان از اشباع نیروی کنترلی اجتناب کرد. بنابراین امروزه، الگوریتم کنترلی غیرخطی با متغیری افزایشی پیشنهاد شده و در مراکز علمی دنیا تحت بررسی قرار گرفته است [۴].

۱-۳-۳-۳ کنترل ترکیبی^۳

روش‌های کنترلی ترکیبی، با ترکیب ابزار کنترلی فعال و غیرفعال ایجاد شده‌اند. این ابزار برای اجتناب از نواقص موجود در روش‌های کنترلی فعال و غیرفعال پیشنهاد شده‌اند. بنابراین در این حالت معمولاً ترازهای بالاتری از عملکرد حاکم می‌شود. لذا با وجود پیچیدگی‌های مسئله می‌توان گفت، سیستم‌های کنترل ترکیبی قابل اطمینان‌تر از سیستم‌های کاملاً فعال هستند. یکی از سیستم‌های کنترل ترکیبی، سیستم جرم و میراگر تطبیق یافته^۴ می‌باشند. در این ابزار برای افزایش تأثیر میراگر، المان‌های فعال کننده^۵ بین جرم میراگر و تکیه‌گاه قرار گرفته‌اند [۴].

شکل ۱-۱۰ دیگرام شماتیک حالات غیرفعال^۶، فعال^۷ و ترکیبی^۸ میراگر جرمی تطبیق یافته را نشان می‌دهد. به عنوان مثالی دیگر از کنترل ترکیبی، می‌توان به ترکیب مستهلک کننده‌های انرژی اشاره کرد. این ترکیب برای کاهش جابجایی‌های اضافی توسط محققین پیشنهاد شده و مورد مطالعه قرار گرفته است [۴].

^۱ Active Control

^۲ Feedback Control

^۳ Hybrid Control

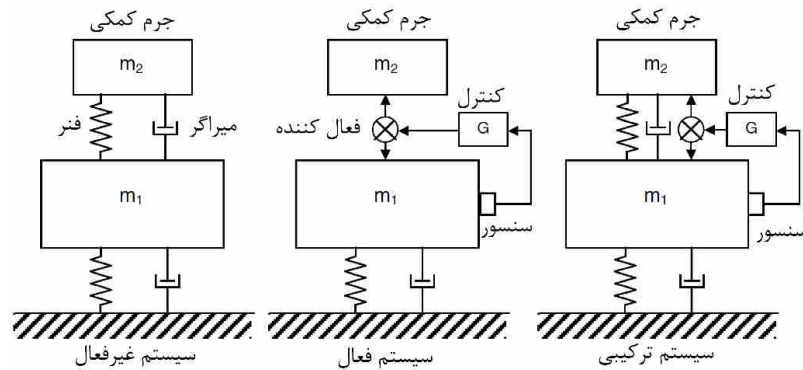
^۴ TMD

^۵ Actuators

^۶ TMD

^۷ AMD

^۸ ATMD



شکل ۱۰-۱ دیافراگم سیستم جرم میراگر فعال، نیمه فعال و غیرفعال [۴].

۱-۳-۳-۴ کنترل نیمه فعال^۱

سیستم‌های کنترلی نیمه فعال بر اساس اصلاح مشخصات مکانیکی سیستم‌های غیرفعال ایجاد می‌شوند. برخلاف سیستم‌های فعال، در این سیستم‌ها نیروی کنترل کننده تنها در مکان ایجاد مکانیسم نیمه فعال گسترش می‌یابد. درحالی که انرژی خارجی تنها برای تعدیل مشخصات مکانیکی سیستم استفاده می‌شود [۴].

سیستم‌های کنترلی نیمه فعال با ترکیب نمودن بهترین ویژگی‌های هر دو روش کنترل فعال و غیرفعال، قابلیت اطمینان ابزار غیرفعال و حفظ تنوع و سازگاری ابزار کاملاً فعال را ایجاد می‌کنند. این ابزار معمولاً به انرژی کمی احتیاج دارند. اما با رخداد زلزله، احتمال آسیب به منبع تامین انرژی در سازه و اختلال در عملکرد سیستم وجود دارد [۴].

۱-۳-۳-۵ کنترل غیرفعال انطباق پذیر

امروزه نسل جدیدی از ابزار کنترلی با رویکرد انطباق پذیری، در دست مطالعه و تحقیق هستند. در این ابزار باوجود غیرفعال بودن روش کنترلی، به نحوی هندسه تغییر می‌کند که نیازهای طراحی برطرف گردد. برای مثال در نسل‌های جدید از جداگرهای اصطکاکی با تغییر در سطح جداگر و تبدیل آن از دایره به منحنی‌های درجه بالاتر^۲، با استفاده از چند سطح لغزش^۳ و یا استفاده از اصطکاک متغیر روی سطح جداگر^۴، به نحوی سختی، میرایی و نیروی بازگرداننده تولید می‌شود که پاسخ موردنظر از جداگر بر مبنای سطح نیروی ورودی به سازه دریافت شود.

¹ Semiactive Control

² SIVC

³ SIMSS

¹ SIVF

۱-۳-۴ ضوابط کنترل پاسخ لرزه‌ای سازه

با توجه به توضیحات بیان شده در مورد کنترل سازه‌ها، پنج اصل پایه در ارتباط با پاسخ‌های لرزه‌ای متصور می‌شود که می‌توان آن را به شرح ذیل دسته‌بندی کرد [۴]:

۱-۳-۴-۱ جداسازی سازه از انرژی ورودی زمین‌لرزه

- (۱) سازه‌های شناور
- (۲) سازه‌های اصطکاکی

۱-۳-۴-۲ جداسازی فرکانس طبیعی سازه از مؤلفه‌های غالب نیروی زلزله

- (۱) سازه‌های جداسازی شده
- (۲) سازه‌های پرپود بلند^۱

۱-۳-۴-۳ ایجاد مشخصات سازه‌ای غیرخطی و ساخت سیستم باحالت ثابت بدون تشدید یافتگی

- (۱) سازه‌ی غیر الاستیک
- (۲) سختی و استهلاک متغیر در سازه

۱-۳-۴-۴ استفاده از مکانیسم‌های جذب انرژی

- (۱) میراگرهای ویسکوز
- (۲) میراگرهای ویسکوالاستیک
- (۳) رفتار غیرخطی سازه

۱-۳-۴-۵ فراهم کردن نیروی کنترلی برای تقلیل پاسخ‌های سازه

- (۱) میراگرهای جرمی فعال
- (۲) تاندون‌های فعال^۲
- (۳) میراگرهای اتصالی^۳

^۲ Long-period

^۱ Active tendon

^۲ Joint damper

۱-۳-۵ انواع سخت‌افزارهای کنترل سازه‌ها

یکی از چالش‌های اساسی موجود مهندسی سازه، یافتن بهترین و جدیدترین ابزار برای طراحی سازه‌های جدید و یا بهسازی سازه‌های موجود جهت حفاظت بهتر از ساکنان و تجهیزات درون سازه در برابر نیروهایی از قبیل باد، بارهای انفجاری و زلزله است [۵]. بنا بر مباحث ذکرشده بالا و انواع روش‌های کنترلی بیان‌شده، معمولاً ابزار جداسازی به صورت جدول ۱-۱ دسته‌بندی می‌شوند.

جدول ۱-۱ سیستم‌های حفاظت از سازه [۵] و [۶].

مستهلك كننده‌های غیرفعال	جداگرهای لرزه‌ای	کنترل‌کننده‌های ترکیبی	کنترل‌کننده‌های فعال
میراگرهای فلزی تسلیمی میراگرهای اصطکاکی میراگرهای ویسکوالاستیک میراگرهای ویسکوز	جداگر الاستومری جداگر سرب-لاستیک جداگر الاستومری دارای میراگر	میراگر نیمه‌فعال ستون مایع تطبیق یافته با میراگرهای غیرفعال	سیستم‌های مهاربند فعال میراگر جرم فعال سیستم با میرایی و سختی متغیر
میراگرهای با جرم تطبیق یافته	جداگرهای پاندولی لغزنده اصطکاکی	میراگرهای جرمی تطبیق یافته فعال	سیستم‌های ضربانی (پالسی)
میراگرهای مایع تطبیق یافته	لغزنده‌های صاف با ابزار تولید نیروی بازگرداننده	میراگرهای غیرفعال همراه المان فعال‌ساز	سیستم‌های تاندون و مهاربند فعال
میراگرهای مایع تطبیق یافته	جداگرهای لغزنده روغن‌کاری شده با ابزار استهلاک انرژی	کنترل نیمه‌فعال سیستم‌های جداساز لرزه‌ای	ضمایم هوافضایی

به دلیل آن که نوع و نحوه‌ی کنترل سازه‌ای، به نوع سخت‌افزار و نرم‌افزار اختصاصی بستگی دارد، بنابراین انتخاب این ابزار از اهمیت ویژه‌ای برخوردار بوده و تأثیر بسزایی بر رفتار سازه دارد. از طرف دیگر انتخاب نوع ابزار کنترلی نیز، به رفتار مورد انتظار از سازه بستگی دارد. اساس کار ابزار معرفی‌شده در جدول ۱-۱ بر مبنای نوع سیستمی است که ابزار در آن واقع می‌شوند. لذا توضیحات روش‌های کنترلی بیان‌شده در بخش قبل تا حدودی نحوه عملکرد این ابزار را مشخص می‌کند. در این کتاب تنها روش‌های طراحی ابزار غیرفعال بررسی شده

است. در این فصل توضیحاتی کلی در مورد دو ستون اول جدول بالا که نماینده‌ی ابزار غیرفعال هستند، داده شده است. سپس در فصول بعدی کتاب جزئیات بیشتری برای این ابزار ارائه شده است. پیشنهاد می‌شود برای یافتن اطلاعات جامع در ارتباط با سایر ستون‌های جدول به منابع [۵] و [۶] بیان شده در انتهای کتاب مراجعه شود.

۱-۳-۶ معرفی و بررسی عملکرد ابزار کنترل غیرفعال سازه‌ای

۱-۳-۶-۱ بررسی مختصر سیستم‌های جداسازی

أ) تاریخچه‌ی کوتاهی از ابزار جداگر لرزه‌ای

اگرچه اختراعات ثبت شده در ارتباط با جداگرهای لرزه‌ای به دهه ۱۸۰۰ میلادی بازمی‌گردد، اما استفاده از جداگرهای لرزه‌ای برای محافظت از پل‌ها و ساختمان‌ها در ایالات متحده در سال‌های اخیر مرسوم شده است. اولین کاربرد این جداگرها در سال ۱۹۸۵ برای مقاوم‌سازی روگذر سیرا در سانفرانسیسکو کالیفرنیا با استفاده از جداگر پوشش‌دار لاستیکی صورت پذیرفت. تکنیک طراحی جداگرهای لرزه‌ای در آمریکا با سایر کشورهای جهان متفاوت است. علت این تفاوت، طراحی برای نیروی بازگرداننده قوی‌ای است که برای کاهش یا حذف جابجایی جانبی باقیمانده پس از رخداد زلزله احتیاج است [۲].

ب) ابزار و سیستم‌های جداساز لرزه‌ای معاصر

امروزه دودسته رایج از جداگرهای لرزه‌ای در ایالات متحده استفاده می‌گردند. این ابزار با نام‌های جداگرهای الاستومری (شامل جداگرهای لاستیکی با دمپینگ بالا و پایین، و جداگرهای لاستیکی پوشش‌دار) و جداگرهای لغزشی (شامل لغزنده‌های کروی یا جداگرهای پاندولی اصطکاکی، و لغزنده‌های تخت) شناسایی می‌شوند. در زیر ساختار هر یک از این جداگرها توضیح داده شده است [۲].

در حال حاضر جداگرهای الاستومری بدون پوشش، هم به صورت جداگرهای لاستیکی با دمپینگ ذاتی پایین و هم با دمپینگ ذاتی بالا ساخته می‌شوند. برشی از جداگرهای الاستومری دهه ۱۹۸۰ در شکل ۱-۱۱ مشاهده می‌شود. حداکثر محدوده تنش-کرنش برای جداگرهای لاستیکی با میرایی بالا متفاوت بوده و به عملکرد ترکیبی و شرکت تولیدکننده آن-ها وابسته است؛ اما معمولاً این محدوده بین ۲۰٪ تا ۳۵٪ متغیر است. به علت سختی الاستیک پایین جداگرهای لاستیکی با دمپینگ ذاتی پایین، عمدتاً تحت شرایط بار سرویس، از قبیل باد و بار ترمز زدن خودروها مقاومت کمی نشان می‌دهند. بنابراین این مدل جداگرها به تنهایی برای پل‌ها کاربرد ندارند [۲].



شکل ۱-۱۱ جداگر الاستومری مربوط به دهه ۱۹۸۰ میلادی [۲].

استهلاک انرژی در جداگرهای لاستیکی با میرایی بالا (HDRB) به وسیله ترکیبی خاص از الاستومرها ایجاد می‌شود. در این جداگرها نسبت میرایی معمولاً محدوده‌ای بین ۷ تا ۱۴ درصد دارد. مدول برشی الاستومرهای با میرایی بالا معمولاً در محدوده‌ی بین ۰/۳۵ مگاپاسکال تا ۱/۴ مگاپاسکال تغییر می‌کند. تکنیک‌های دست‌کاری در خواص مکانیکی این ابزار معمولاً اختصاصی بوده و توسط شرکت سازنده تغییر می‌کنند. در جداگرهای نوین تولید شده در ایالات متحده سختی مؤثر (تابعی از مدول، مساحت اتصال و ضخامت کل لاستیک است) و میزان دمپینگ جداگرهای الاستومری به موارد زیر وابسته است [۲]:

- الاستومر (شامل نوع فیلر) و نوع جوش اکسیژنی بین لاستیک و فلز؛
 - فشار تماسی (نیروی تکیه‌گاهی به مساحت تماس تقسیم می‌شود)؛
 - سرعت بارگذاری؛
 - تاریخچه بارگذاری؛
 - کرنش پسماند؛
 - دما (تأثیر آن در دمای کمتر از ۷- سانتی‌گراد به شدت افزایش می‌یابد).
- جداگرهای الاستومری پوشش‌دار در ایالات متحده آمریکا توسط مؤسسات DIS^۱ و SEP^۲ تولید شده‌اند. نمایی برش خورده از جداگر لرزه‌ای پوشش‌دار در شکل ۱-۱۲ نشان داده شده است. همان‌گونه که در شکل قابل مشاهده است، لایه‌های جداگر از الاستومر به فولاد تغییر کرده است. وجود هسته مرکزی از ویژگی‌های بارز این جداگر است [۲].

^۱ Dynamic Isolation System

^۲ Seismic Energy products

جداگرهای لاستیکی پوشش‌دار معمولاً با الاستومرهای با قدرت استهلاکی کم ساخته می‌شوند. مدول برشی آن‌ها نیز در محدوده ۴۵۰ تا ۶۹۰ کیلوپاسکال در مقدار کرنش ۱۰۰٪ قرار می‌گیرد و هسته پوشش‌دار با قطری بین ۱۵٪ تا ۳۳٪ سطح فشار (تماس)، ساخته می‌شود. بخش الاستومری این جداگر عمل جداسازی را انجام داده و هسته فلزی استهلاک انرژی و دمپینگ مورد نیاز را فراهم می‌سازد. حداکثر مقدار تنش-کرنش برای جداگرهای LR به شرکت تولیدکننده وابسته است؛ اما معمولاً بین ۱۲۵٪ تا ۲۰۰٪ متغیر است [۲].



شکل ۱-۱۲ جزئیات اجرایی جداگر لرزه‌ای لاستیکی پوشش‌دار [۲].

در ایالات متحده آمریکا، جداگرهای لرزه‌ای پاندولی اصطکاکی (FP) با نظارت سیستم حفاظت در برابر زلزله (Earthquake protection) تولید می‌گردند. اجزای جداگرهای پاندولی در شکل ۱-۱۳ نشان داده شده است. این اجزا شامل قسمت‌های زیر هستند [۲]:

- صفحه مقعر و صفحه زیرین (آهن شکل‌پذیر ریخته‌گری شده، فولاد و فولاد ریخته‌گری شده)
- لغزنده مفصل دار
- مصالح بلبرینگ
- پوششی از فولاد ضدزنگ



شکل ۱-۱۳ نمایشی از جداگر پاندولی اصطکاکی [۲].

در این جداگرها، جداسازی از طریق لغزش لغزنده مفصل دار در بین صفحه مقعر ایجاد می‌شود. استهلاک انرژی (دمپینگ) نیز از طریق ایجاد اصطکاک بین مصالح کامپوزیتی و فولاد پوشش-دار ضدزنگ ایجاد می‌گردد. فولاد ضدزنگ پوشش‌دار به صفحه مقعر متصل شده و صفحه مقعر داخلی حرکتی دایروی انجام می‌دهد. مقاومت اصطکاکی این جداگر به موارد زیر وابسته است [۲]:

- قطر لغزنده
- فشار تماسی
- سرعت لغزش
- دما
- نوع پوشش

جداگرهای لرزه‌ای با لغزاننده‌های تخت برای اولین بار در ایالات متحده توسط شرکت R. J. Watson تولید شدند. این جداگر از دیسکتی بلبرینگ در کنار المان‌های تولید نیروی بازگرداننده تشکیل شده است. در این جداگرها، استهلاک انرژی با اصطکاک لغزشی بر روی صفحات فولادی ضدزنگ PTFE رخ می‌دهد. این جداگر لرزه‌ای، برای جابجایی‌های لرزه‌ای کوچک تا متوسط مناسب است و برای جداسازی پل‌های اولیه در مرکز و شرق ایالات متحده بکار رفته است. شکل ۱-۱۴ نمونه‌ای از این جداگرها را نمایش می‌دهد [۲].



شکل ۱-۱۴ ساختار داخلی جداگر لرزه‌ای با لغزنده‌های تخت [۲].

۱-۳-۶ بررسی مختصر سیستم‌ها و ابزار استهلاک انرژی (میراگرها)

أ) تاریخچه‌ای کوتاه از نحوه‌ی پیدایش ابزار استهلاک انرژی

ابزار استهلاک انرژی حدود یک قرن است که در سیستم‌های مکانیکی بکار می‌روند. در این رابطه اولین بار در سال ۱۹۸۰ میراگرهای ویسکوز سیال توسط ارتش فرانسه برای میرا نمودن تکان‌های بارگذاری ناشی از توپخانه معرفی شدند. بسیاری از مؤلفه‌های این میراگرها در جدیدترین میراگرهای ویسکوز سیال امروزی دیده می‌شود [۲].

اولین استفاده از ابزار استهلاک انرژی در مهندسی زلزله به سال ۱۹۷۰ با کاربرد میراگرهای سازه‌ای در کشور نیوزلند برمی‌گردد. در اواخر دهه‌ی ۱۹۸۰ نیز اولین ابزارهای استهلاک انرژی از نوع فولادی تسلیمی و ویسکوز سیال در شمال آمریکا بکار رفتند. باین‌حال، استفاده عمومی از ابزار استهلاکی سیال برای جداسازی ارتعاش و ضربه به اوایل قرن بیستم برمی‌گردد [۲].

در اواخر دهه‌ی ۱۹۸۰ میلادی، استفاده از ابزار استهلاک انرژی برای ساختمان‌ها، پل‌ها و شالوده‌ها با انتشار پیش‌نویس دستورالعمل‌های ابزار استهلاکی در سازه‌ها، با استفاده از قضاوت کارایی میراگرها در طراحی پیش‌برده شد. این پیش‌نویس در اواسط دهه‌ی ۱۹۹۰ با انتشار نسخه‌های ۲۷۳ و ۲۷۴ نشریه FEMA جایگزین شد. بعدازآن نیز با انتشار نسخه‌ی ۲۰۰۳ نشریه NEHRP و آیین‌نامه ASCE2005 تکمیل شد [۲].

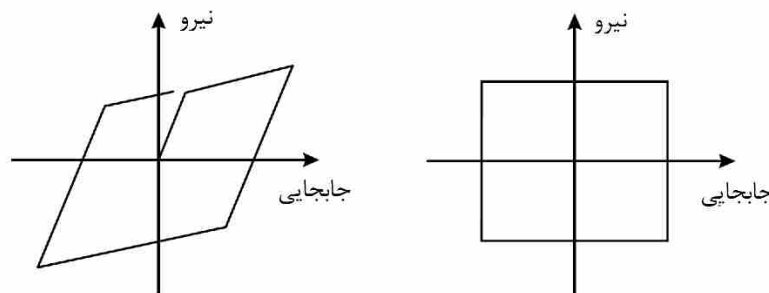
ب) ابزار و سیستم‌های استهلاک انرژی معاصر

ابزار اتلاف و استهلاک انرژی معمولاً به سه دسته‌ی اصلی زیر تقسیم‌بندی می‌شوند [۲]:

- ابزار وابسته به جابجایی

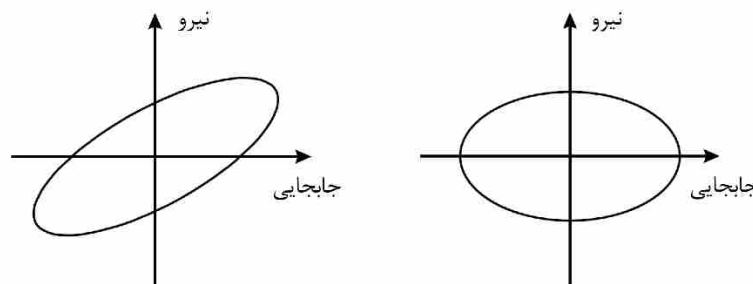
- ابزار وابسته به سرعت
- سایر ابزار

ابزار وابسته به جابجایی یا هیسترتیک^۱، شامل ورق‌های فلزی تسلیم‌شونده و یا المان‌های اصطکاکی هستند. شکل ۱-۱۵ حلقه‌های نیرو-جابجایی این دسته از میراگرها را نشان می‌دهد.



شکل ۱-۱۵ حلقه‌های هیسترتیک میراگرهای وابسته به جابجایی [۲].

سیستم‌های وابسته به سرعت نیز شامل مصالح جامد ویسکوالاستیک، میراگرهای بر مبنای تغییر شکل سیالات ویسکوالاستیک (مثل دیوار برشی‌های ویسکوز)، و میراگرهای سیال تولیدکننده نیرو بر اساس روزنه (مثل میراگرهای ویسکوز سیال) می‌شوند [۲]. شکل ۱-۱۶ رفتار ابزار وابسته به سرعت را تشریح می‌کند.



شکل ۱-۱۶ حلقه‌های هیسترتیک میراگرهای وابسته به سرعت [۲].

سایر سیستم‌ها دارای مشخصاتی هستند که نمی‌توان آن‌ها را با یکی از نمودارهای اشکال بالا دسته‌بندی کرد. میراگرهای ساخته‌شده از آلیاژهای حافظه‌دار^۲، فنرهای اصطکاکی هم‌محور، و میراگرهای سیال با نیرو و استهلاک بازگرداننده در این دسته بندی قرار می‌گیرند [۲].

¹ Hysteretic

² Shape memory alloy

در این کتاب تنها میراگرهای وابسته به جابجایی و وابسته به سرعت معرفی و طراحی شده‌اند. دلیل این انتخاب شایستگی این میراگرها برای استفاده در سازه‌هایی مثل پل‌ها و عموم ساختمان‌ها است.

۱-۳-۷ معرفی شرکت‌های سفارش و خرید ابزار کنترلی

از معروف‌ترین تولیدکننده‌ها و عرضه‌کننده‌های بین‌المللی جداگرهای لرزه‌ای و ابزار استهلاک انرژی می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:

- Alga
- Andre Rubber
- Bridgestone
- FIP Industriale
- Nippon Steel
- Oiles Corporation
- Skellerup

خوانندگان علاقه‌مند برای دریافت اطلاعات بیشتر می‌توانند به وبسایت شرکت‌های ذکرشده و قسمت فناوری‌های حفاظت لرزه‌ای رجوع کنند.

فصل ۲

طراحی و مدل سازی سازه توسط

نرم افزار SAP

در این فصل ابتدا کلیاتی در ارتباط با نرم افزار SAP و مدل سازی یک سازه معمولی با این نرم افزار بیان می شود، همچنین در این فصل کلیاتی در خصوص روش طراحی سازه بر مبنای نیاز فصول بعدی با استفاده از آیین نامه های معروف دنیا مانند UBC، ASCE7 و NEHRP استخراج می گردد. بنابراین به خوانندگان محترم توصیه می شود که به منظور طراحی هر یک از قسمت های بعدی مطالب این فصل را به دقت مطالعه نمایند.

۲-۱ اساس طراحی سازه بدون داشتن میراگر

تاکنون در ارتباط با طراحی ساختمان، بدون ابزار کنترلی کتاب های گوناگونی نگارش شده است. در این بین بسیاری از منابع به فلسفه ی طراحی اشاره کرده و منابع زیادی هم به صورت راهنمای طراحی و بیان گام به گام روش مدل سازی، آنالیز و طراحی سازه در نرم افزار انتشار یافته اند. علاوه بر این، در کتب راهنمای نرم افزارهایی مثل SAP و Etabs به بررسی المان های مدل سازی شده و روش به کارگیری آن ها پرداخته شده است.

هرچند در این فصل سعی شده تا نکات مورد نیاز برای مدل سازی، آنالیز و طراحی ساختمان در نرم افزار SAP به صورت مختصر و در حد نیاز برای طراحی های ثانویه ابزار کنترلی بیان شود، اما به خوانندگان محترم توصیه می شود مطالعات اولیه ای بر روی روش های طراحی سازه های معمولی در نرم افزارهایی مثل SAP و Etabs داشته باشند و با مبانی اولیه طراحی یک سازه در نرم افزار و نحوه محاسبه ی مقاطع و اعمال ضرایب و نتایج آیین نامه آشنا شوند.

ساختمان های معمولی که امروزه در سطح دنیا و مخصوصاً ایران ساخته می شوند، اغلب دارای سیستم های فولادی یا بتنی هستند. به همین جهت رویکرد کتب متفاوت، بیان ضوابط و نکات طراحی برای همین سیستم هاست. چارچوب کلی روند طراحی این ساختمان ها مشابه هم بوده و تنها ضوابط طراحی هر سازه با توجه به آیین نامه مربوط به آن متفاوت است.

در این کتاب سعی شده تا ضوابط طراحی به صورت کلی برای هر دو سازه‌ی فلزی و بتنی بیان شود. بنابراین ضوابطی که در هر فصل بیان می‌گردد، برای انواع سازه‌های بتنی و فولادی قابل به کارگیری است. اما به دلیل محدودیت فضای نگارشی در این کتاب یک سازه‌ی نمونه‌ی بتنی با ابزار کنترلی کاملاً تشریح می‌شود. البته در بخش‌های موردنیاز تفاوت موجود بین سازه‌ی فولادی و بتنی تشریح می‌گردد. در این فصل به صورت مختصر، روش مدل‌سازی و طراحی این سازه‌ی بتنی بر اساس ضوابط موجود در آیین‌نامه‌های ایران و آیین‌نامه‌های طراحی آمریکا بیان شده است. ضوابط متفاوت سازه فولادی نیز در صورت نیاز بیان شده است.

برای در نظرگیری المان‌های کنترلی و همچنین مدل‌سازی آن‌ها روی سازه، ساختمان بتنی شش طبقه‌ی ساده‌ای به عنوان نمونه بیان شده و محاسبات مدنظر روی آن صورت گرفته است. در قسمت بعدی مشخصات این سازه نمونه بیان شده است.

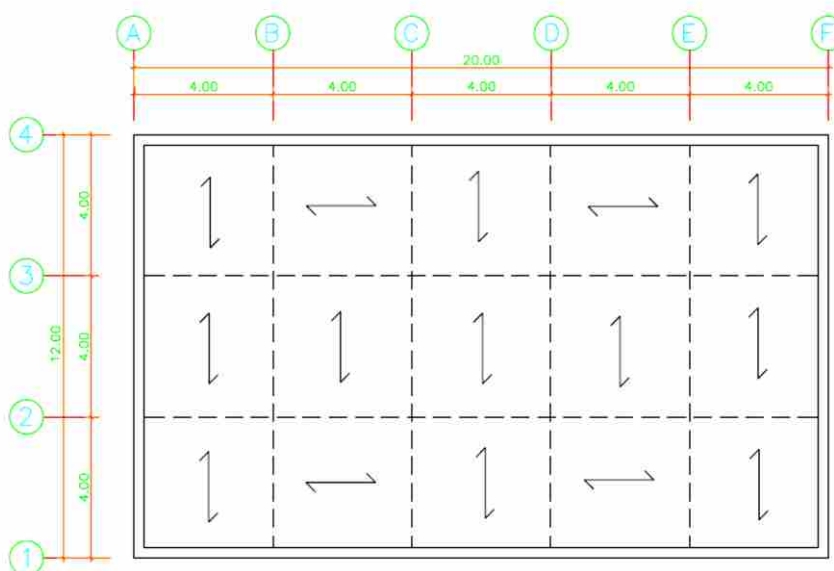
۲-۲ معرفی مشخصات سازه

یکی از مهم‌ترین بخش‌هایی که لازم است قبل از مدل‌سازی سازه انجام شود، یافتن دیدی صحیح نسبت به نحوه و نوع قرارگیری سازه در محل و ملاحظات معماری در سازه است. متأسفانه یکی از بزرگ‌ترین مشکلاتی که گریبان گیر مهندسين سازه و معماری شده است، عدم هماهنگی بین آن‌ها و طراحی بدون در نظرگیری نیازهای طرف مقابل است. دلیل این مسئله عدم ارتباط این دو گروه از مهندسين در حین انجام پروژه‌های مهندسی ساختمان است. از آنجایی که میراگرها مشابه مهاربندها دارای سختی هستند و وجودشان روی سختی سازه اثرگذار است بنابراین به طور مشابه باید ضوابط قرارگیری مهاربندها برای میراگرها مدنظر قرار گیرد. (البته در صورتی که ملزومات معماری و یا ملزومات پروژه مانع نگردد). چند نمونه از این ضوابط به صورت زیر است:

- به دلیل آنکه فاصله بین مرکز سختی و مرکز جرم سبب ایجاد پیچش اتفاقی می‌گردد، باید سعی شود تا طوری میراگرها چیده شوند تا به طور تقریبی مرکز سختی بر مرکز جرم سازه منطبق گردد.
- استفاده از میراگر در ضلع بیرونی ساختمان به علت ایجاد بازوهای مقاوم بزرگ‌تر و همچنین عدم ایجاد محدودیت‌های معماری نتایج مناسب‌تری به ارمغان می‌آورد، بنابراین توصیه می‌شود تا در صورت امکان میراگرها در ضلع بیرونی قرار گیرند.

- اگر بخواهیم در یک قاب بیش از یک میراگر داشته باشیم، برای کاهش تعداد ستون های درگیر بهتر است دو میراگر در کنار هم قرار گیرند. بنابراین توصیه می شود قاب دهانه های مجاور به این ابزار تعلق گیرد.
- موارد ذکر شده ی بالا معمولاً برای حالات طراحی کاربرد دارد. در مقاوم سازی و بهسازی مجبوریم تا المان های کنترلی را در مکان هایی قرار دهیم که نتایج آنالیز سازه وجود این ابزار را الزام می دارد.

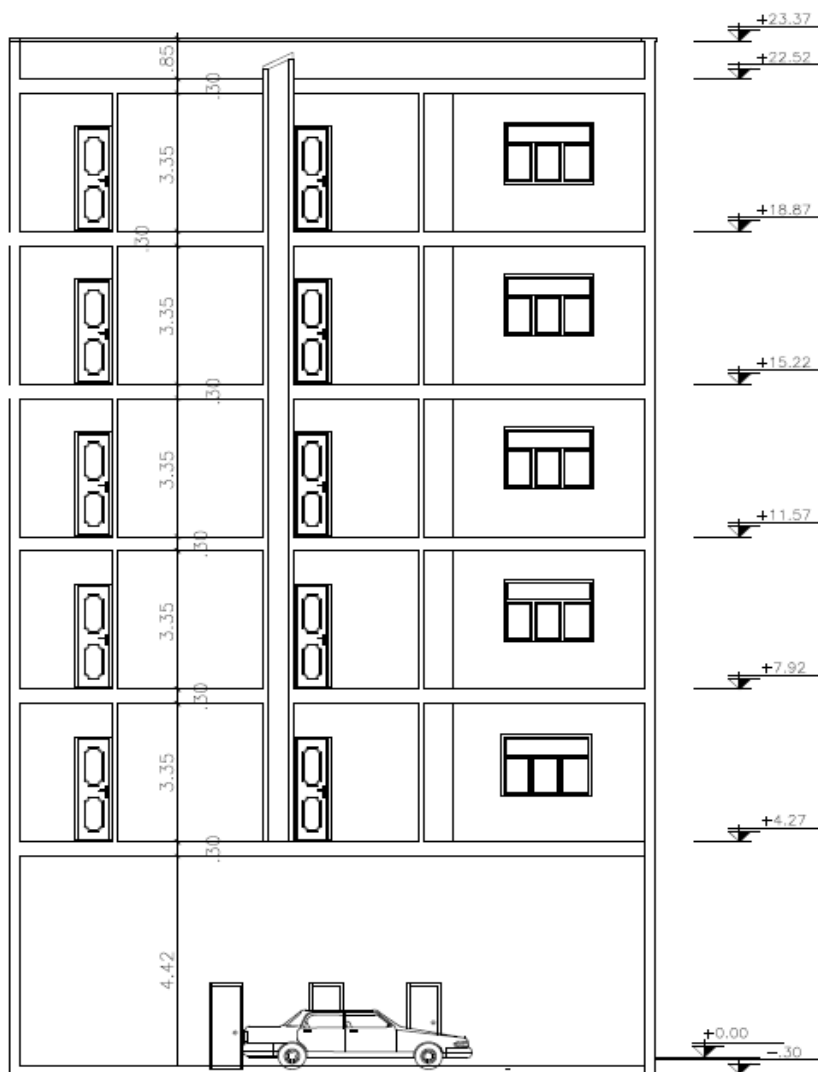
پلان های معماری سازه نمونه در شکل ۱-۲ و شکل ۲-۲ قابل مشاهده اند. همان طور که در پلان معماری مشاهده می شود، در تمامی طبقات نوع تیرچه ریزی و توزیع بار به صورت مشابه و مطابق شکل ۱-۲ است. در شکل ۲-۲ ارتفاع طبقات و ارتفاع مفید معماری مشاهده می شود.



شکل ۱-۲ پلان تیپ طبقات و نوع توزیع بار سقف بر روی تیرهای سازه

لازم به ذکر است که در شکل ۲-۲ ارتفاع معماری سازه مشخص شده است. با توجه به در نظر گرفتن فونداسیون، در نقشه ی معماری ۳۰ سانتی متر از قسمت پایین سازه کم شده است (طبق نقشه های معماری سازه را از ۳۰- سانتی متر اجرا می کنند). از آنجاکه معمولاً در نقشه های معماری سقف را ۳۰ سانتی متر در نظر می گیرند، (ارتفاع معماری هر طبقه ۱۵ سانتی متر از بالا و ۱۵ سانتی متر از پایین کم شده و ۳/۳۵ متر منظور می گردد. طبقه اول نیز دارای ارتفاع ۴/۱۲ متر است.

برای منظور نمودن ارتفاع سازه‌ای در نرم‌افزار، مطابق شکل طبقه اول ۴/۵۷ متر و ارتفاع تیپ طبقات ۳/۶۵ متر منظور می‌شود.



شکل ۲-۲ نمای سازه‌ی موردبررسی و ارتفاع معماری و سازه‌ای آن.

پس‌ازاین که با استفاده از نقشه‌های معماری کلیاتی از سازه مشخص شد، سایر مشخصات سازه‌ی نمونه به‌صورت ذیل بیان می‌شوند:

- سیستم سازه نمونه، بتنی در نظر گرفته شده تا حالت پیچیده تری برای طراحی ابزار کنترلی منظور شده باشد، طبیعتاً بررسی و طراحی ابزار کنترلی روی سازه فولادی ساده تر بوده و تفاوت چندانی با سازه بتنی ندارد. در مواردی که تفاوت چشم گیر باشد، ضوابط مورد نیاز مطرح شده و بررسی می گردد.
- تعداد طبقات سازه مطابق اشکال ارائه شده بالا شش طبقه بوده و سازه از یک سو دارای ۵ دهانه و از سوی دیگر دارای ۳ دهانه خواهد بود. عرض هر دهانه ۴ متر منظور شده است.
- نوع سیستم سازه در حالت بدون کنترل گر و پس از قرارگیری ابزار کنترلی، از نوع قاب خمشی متوسط^۱ تعریف می شود.
- پوشش سقف به صورت سیستم عرشه فولادی در نظر گرفته شده و محاسبات سقف برای این سیستم انجام می شود. طبیعتاً برای سیستم های دیگر کافی است تا در گام مربوط به محاسبات سقف، اطلاعات ورودی سیستم تغییر کند.
- به علاوه، خواص زیر با توجه به مباحث مقررات ملی ساختمان ایران که ملزوماتی را برای مصالح مورد استفاده در سازه ها در نظر گرفته است، برای مصالح سازه انتخاب شده است. این خواص یکی از مهم ترین مواردی است که قبل از طراحی سازه، باید مدنظر قرار گیرد، چراکه جنس مصالح نقش بسیار کلیدی در مقاومت آن ایفا می کند. علاوه بر آن باید از مصالحی استفاده شود که علاوه بر مقاومت کافی، شکل پذیری مناسبی داشته باشند زیرا رفتار مصالح بر نتایج فصول بعدی اثرگذار خواهند بود.
- مطابق بندهای اشاره شده در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران، فولاد مصرفی در طراحی سازه، الزاماً باید ضوابط زیر را داشته باشد:
- مطابق "بند ۱۰-۱-۴-۲ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران" مدول الاستیسیته مصالح فولادی برابر $E = 2100000$ کیلوگرم بر سانتی متر مربع منظور می شود.
- بر اساس "بند ۱۰-۱-۴-۳ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران" ضریب پواسون مصالح فولادی برابر با $0/3$ در نظر گرفته می شود.

¹ IMRCF

- بر اساس "جدول پ ۶-۱-۱ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران" وزن مخصوص فولاد نرمه ۷۸۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب و جرم واحد حجم آن ۸۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب است.
 - میزان تنش تسلیم فولاد برای مقاطع میلگرد در این سازه ۳۵۰۰ کیلوگرم بر سانتی-متر مربع و برای تیرچه‌ها ۲۴۰۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته می‌شود.
 - همچنین خواص بتن مصرفی بر اساس مقررات ملی ساختمان ایران به شرح ذیل است:
 - مطابق "جدول پ ۶-۱-۲ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران" وزن مخصوص بتن ۲۴۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب و جرم واحد حجم آن ۲۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب منظور می‌شود.
 - مطابق "بند ۹-۱۳-۱ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران" مقدار مدول الاستیسیته بتن با جرم مخصوص بین ۱۵ تا ۲۵ کیلوپاسکال از رابطه زیر محاسبه می‌شود:
- $$E_c = \left(3300 \sqrt{f_c} + 6900 \right) \left(\frac{\gamma_c}{23} \right)^{1/5}$$
- $$E_c = \left(3300 \sqrt{21} + 6900 \right) \left(\frac{24}{23} \right)^{1/5} = 23473 \text{ Mpa} = 23473 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$
- مطابق "بند ۹-۱۳-۳ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران" ضریب انبساط حرارتی بتن معادل 10^{-5} در نظر گرفته می‌شود.
 - مطابق "بند ۹-۱۳-۴ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران" مقدار ضریب پواسون برای بتن معمولی و بتن پر مقاومت به ترتیب برابر ۰/۱۵ و ۰/۲ در نظر گرفته می‌شود.
 - تعیین میزان مقاومت فشاری بتن مصرفی بر عهده مهندس طراح است، در سازه نمونه این کتاب، این مقدار ۲۱۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است.
 - تمام مقادیر مربوط به ضوابط بالا به صورت کامل در جدول ۲-۱ و جدول ۲-۲ گنجانده شده و در بخش‌های بعدی، به سازه اعمال شده است.

جدول ۱-۲ خواص فولاد مصرفی در سازه.

جرم مخصوص فولاد	۸۰۰	کیلوگرم بر مترمکعب
وزن مخصوص فولاد	۷۸۵۰	کیلوگرم بر مترمکعب
مدول ارتجاعی فولاد	۲۱۰۰۰۰۰	کیلوگرم بر سانتی متر
ضریب پواسون فولاد	۰/۳	-----
تنش تسلیم فولاد	۲۴۰۰	(کیلوگرم بر سانتی مترمربع)
تنش گسیختگی فولاد	۳۷۰۰	(کیلوگرم بر سانتی مترمربع)

جدول ۲-۲ خواص بتن مصرفی در سازه.

جرم مخصوص بتن	۲۵۰	کیلوگرم بر مترمکعب
وزن مخصوص بتن	۲۴۰۰	کیلوگرم بر مترمکعب
مدول ارتجاعی بتن	۲۳۴۷۳۰	کیلوگرم بر سانتی مترمربع
ضریب پواسون بتن	۰/۲	-----
تنش تسلیم میلگرد طولی	۳۵۰۰	کیلوگرم بر سانتی مترمربع
تنش گسیختگی میلگرد طولی	۵۲۰۰	کیلوگرم بر سانتی مترمربع
تنش گسیختگی میلگرد عرضی	۲۵۰۰	کیلوگرم بر سانتی مترمربع

- برای هر سازه با توجه به محل قرارگیری آن مشخصات منحصر به فردی برداشت می شود که برای طراحی سازه بکار می روند. در نظرگیری منطقه ی لرزه ای طبق آیین نامه ی ایران با توجه به مبحث ششم مقررات ملی ایران انجام می شود. اما از آنجایی که نیاز است میزان برش پایه ی ساختمان برحسب آیین نامه NEHRP تعیین شود، باید مناطق موجود در کشور به گونه ای با منطقه ی خطرپذیری این آیین نامه تطبیق یابد که گروه خطرپذیری ۳ برای سازه نمونه در نظر گرفته شده است (seismic = ۳) zone. بدیهی است از آنجایی که در هر قسمت جداول و نمودارهای مورد استفاده به خوبی ارجاع داده می شود، برای سایر مناطق به راحتی می توان نتایج را تغییر داده و بر سازه اثر داد. به علاوه، خاک منطقه نیز با رده D در نظر گرفته شده است.
- همان طور که در مورد ۴ اشاره شد سقف سازه از نوع عرشه فولادی بوده و تیرهای فرعی در یک سوم دهانه ها قرار گرفته اند.
- پلان معماری سازه دارای ابعاد ۲۰×۱۲ مترمربع است که بدین ترتیب دارای مساحتی برابر با ۲۴۰ مترمربع است.

۲-۳ محاسبه بارهای وارده به سازه

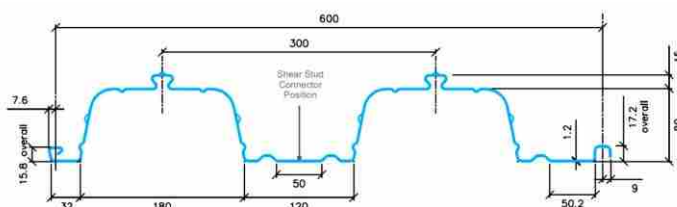
به دلیل آن‌که بارهای ثقلی وارده به سازه در تمام مراحل بعدی و فصول بعدی ثابت خواهند ماند و از طرفی مقادیر آن‌ها بر نتایج کار اثر بسزایی دارد، بنابراین بررسی مفصلی روی نحوه ایجاد و تخصیص آن‌ها صورت گرفته است. در این بخش با محاسبه گام به گام این مقادیر برای سازه‌های نمونه، روند کلی انجام محاسبات مشخص شده است.

۲-۳-۱ تعیین بار مرده سازه

بارهای مرده عبارتند از وزن اجزای دائمی ساختمان مانند: تیرها، ستون‌ها، کف‌ها، دیوارها، بام‌ها، راه‌پله و تیغه‌ها. وزن تأسیسات و تجهیزات ثابت نیز در ردیف این بارها محسوب می‌شوند.

۲-۳-۱-۱ بار مرده‌ی سقف

در سازه نمونه از سیستم سقف عرشه فولادی استفاده شده است. برای این نوع سقف‌ها بر اساس شرکت مجری پیمانکار کاتالوگی تهیه و ارائه می‌شود که در این کاتالوگ جزئیات سقف‌های اجرایی توسط این شرکت ارائه می‌گردد. بنابراین مهندسین طراح و معمار باید قبل از طراحی سقف، بر اساس نوع ویژگی‌های آن و فاصله تیرچه‌های فرعی، جزئیاتی را انتخاب نموده و وزن بار مرده سقف را بر این اساس محاسبه کنند. به عنوان نمونه از کاتالوگ زیر برای سقف عرشه فولادی استفاده شده است.



ضخامت دال (mm)	حجم بتن (m ³ /m ²)	وزن بتن (kN/m ²)			
		بتن معمولی		بتن سبک	
		مرطوب	خشک	مرطوب	خشک
130	0.086	2.03	1.99	1.61	1.53
140	0.096	2.27	2.22	1.80	1.70
150	0.106	2.51	2.45	1.98	1.88
160	0.116	2.74	2.68	2.17	2.06
170	0.126	2.98	2.91	2.36	2.23
180	0.136	3.21	3.14	2.54	2.41
190	0.146	3.45	3.38	2.73	2.59
200	0.156	3.68	3.61	2.92	2.76
250	0.206	4.86	4.76	3.85	3.64

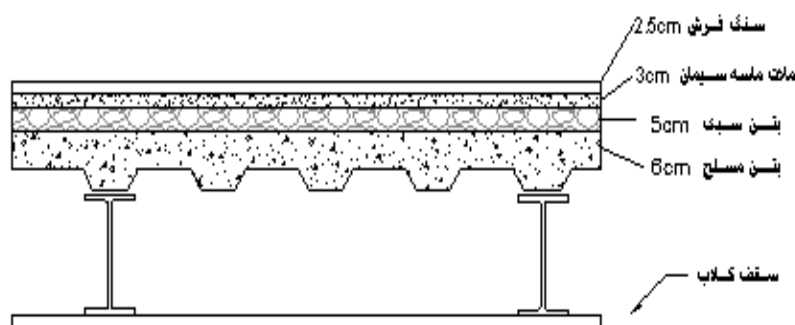
نکات جدول حجم و وزن:

- خیر عرشه و تیر (تاسی) از این جدول حذف می‌شود.
- بتن روی عرشه در جدول محاسبه می‌شود.
- وزن مشخصه‌های بتن شامل وزن عرشه و سینی نمی‌شود.
- دانسیته بتن:

بتن معمولی (مرطوب) 2400 kg/m³
بتن معمولی (خشک) 2350 kg/m³

شکل ۲-۳ کاتالوگ استفاده شده در محاسبات سقف سازه.

وزن سازه نمونه بر اساس مقادیر این کاتالوگ محاسبه شده است. فقط باید توجه داشت که میزان بتن سازه‌ای مورد نظر به صورت مترمکعب در مترمربع از کاتالوگ برداشت می‌شود و از آنجا که ارتفاع بتن قسمت بالایی ۶ سانتی متر و ضخامت قسمت فرورفته ۸ سانتی متر در نظر گرفته شده، می‌بایست ضخامت قرائت شده از روی دال ۱۴ سانتی متر در نظر گرفته شود.



شکل ۴-۲ جزئیات معماری پیشنهادی در محاسبات سقف سازه.

از آنجایی که مقادیر وزن واحد حجم برای مصالح متفاوت در تمامی آیین نامه‌ها ثابت بوده و تنها به ماهیت فیزیکی مواد وابسته است، برای محاسبه مقادیر وزن مخصوص از جدول ۶-۱-۹ مبحث نهم مقررات ملی ایران استفاده شده است. در جدول ۲-۳ مقدار وزن سازه در هر مترمربع از سقف طبقات اول تا ششم، با توجه به جزئیات شکل ۴-۲ محاسبه شده است. بنابراین می‌توان این بار را به عنوان بار مرده روی سقف طبقات در نظر گرفت. جدول ۴-۲ نیز حاوی همین محاسبات برای طبقه ی بام است.

برای در نظرگیری اختلافاتی که در اجرا و جزئیات معماری بالا وجود دارد، و همچنین جزئیات متفاوتی که احتمالاً به سقف متصل می‌گردد، به مقادیر محاسبه شده در جداول زیر مقدار ۴۰ کیلوگرم بر مترمربع به عنوان اضافه بار محتمل افزوده می‌شود. همچنین در جداول زیر بجای سنگ فرش موجود در جزئیات بالا می‌توان از ایزوگام استفاده کرد که بار آن را با قیرگونی دولایه می‌کنیم.

برای انواع دیگر سقف (دال، تیرچه بلوک، کامپوزیت و ...) محاسبات دستی صورت گرفته در جداول زیر با در نظرگیری جزئیات اجرایی مشابه شکل ۴-۲ تغییر می‌کند. علاوه بر محاسبات دستی می‌توان از کاتالوگ‌های آماده موجود مقادیر بار مرده معادل با هر نوع سقف را محاسبه و برداشت کرد.

جدول ۳-۲ جزئیات اجرایی سقف طبقات سازه.

جرم در مترمربع (کیلوگرم بر مترمربع)	جرم واحد حجم (کیلوگرم بر مترمربع)	ضخامت (سانتی‌متر)	جزئیات اجرایی سقف طبقات
۵۶/۲۵	۲۲۵۰	۲/۵	موزاییک
۶۳	۲۱۰۰	۳	ملات ماسه سیمان
۲۳۰	۲۴۰۰	۹/۶	دال بتنی (کاتالوگ)
۱۰	-----	۰/۰۹	ورق عرشه
۳۰	۶۰۰	۵	بتن سبک
۱۰	۲۵/۶	-----	تیر فرعی
۴۵	-----	-----	سقف کاذب
۴۴۴/۲۵	-----	-----	مجموع
میزان اعمالی روی سازه			۴۰+۴۴۵ کیلوگرم بر متر مربع

جدول ۴-۲ جزئیات اجرایی سقف بام سازه.

جرم در مترمربع (کیلوگرم بر مترمربع)	جرم واحد حجم (کیلوگرم بر مترمربع)	ضخامت (سانتی‌متر)	جزئیات اجرایی بام
۱۵	۱۵۰۰	۱	ایزوگام (گونی قیراندود دو لا)
۶۳	۲۱۰۰	۳	ملات ماسه سیمان
۲۳۰	۲۴۰۰	۹/۶	دال بتنی (کاتالوگ)
۱۰	-----	۰/۰۹	ورق عرشه
۶۰	۶۰۰	۱۰	بتن سبک (شیب بندی)
۱۰	۲۵/۶	-----	تیر فرعی
۴۵	-----	-----	سقف کاذب
۴۳۳	-----	-----	مجموع
میزان اعمالی روی سازه			۴۰+۴۳۵ کیلوگرم بر متر مربع

۲-۳-۲ دیوارهای پیرامونی

اگر فرض کنیم که بار ناشی از دیوارهای خارجی روی سازه برابر با ۱۲۵۰ کیلوگرم بر متر مربع در طبقات باشد، بار وارده در طبقه اول برابر است با (این وزن در محاسبات سازه‌ای دخیل نبوده و تنها در طراحی پی کاربرد دارد):

$$\frac{1250}{3/65} \times 4/57 = 1566 \text{ kg/m}$$

بار وارده ناشی از جان پناه بام نیز برابر خواهد بود با:

$$\frac{1250}{3/65} \times 0/85 = 299 \text{ kg/m}$$

۲-۳-۲ سربار معادل جداگرها (پارتیشن ها)

برای مقدار سربار ناشی از جداگرها معمولاً با توجه به نوع کاربری سازه و ملزومات معماری عددی اختصاص می یابد. اگر بخواهیم مقدار ۱۱۰ کیلوگرم بر مترمربع برای سازه نمونه در نظر گرفته شود، لازم است تا بندهای آیین نامه در این ارتباط مورد بررسی قرار گیرد. برای این منظور نظر چند آیین نامه را بررسی می کنیم.

- براساس ویرایش سال ۱۳۸۸ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران می بایست این بار به عنوان بار مرده در نظر گرفته شود.
- اما بر اساس ویرایش سال ۱۳۹۲ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران، بار پارتیشن باید باری زنده در نظر گرفته شده و نباید از ۱۰۰ کیلوگرم بر مترمربع کمتر منظور شود.

$$110 \geq 100$$

همچنین این بار اگر بیشتر از ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع باشد، باید به عنوان بار مرده در محل واقعی خود اعمال گردد.

$$200 \geq 110$$

بنابراین طبق ضوابط موجود در مقررات ملی ایران می توان بار پارتیشن ۱۱۰ کیلوگرم بر مترمربع را به صورت یک بار زنده در نظر گرفته و به طور گسترده بر سازه اعمال نمود.

- اگر به بررسی آیین نامه UBC97 بپردازیم، این آیین نامه در بخش ۱۶۰۶ این بار را از نوع مرده و به صورت زیر تعریف می کند [۷].

در کف سازه های اداری و سایر ساختمان هایی دارای پارتیشن بندی، باید علاوه بر بارگذاری موجود، باری مرده و یکنواخت حداقل برابر ۹۷/۹ کیلوگرم بر مترمربع اعمال شود.

مقدار بار پارتیشن با توجه به نظر مهندس طراح، کاربری و نوع معماری خاص سازه می‌تواند مقدار متفاوتی داشته باشد. برای سازه نمونه مقدار ۱۱۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده که با توجه به جمع‌بندی مطالب بالا، بر اساس آیین‌نامه UBC97 این بار به صورت مرده بر طبقات اول تا پنجم سازه وارد می‌شود.

۳-۳-۲ محاسبات کاهش سربار (Live Load Reduction)

اگر مطابق با مبحث ششم مقررات ملی ایران بخواهیم اثرات کاهش سربار را منظور کنیم، بازهم بر اساس آیین‌نامه‌های قدیمی و جدید دو راهکار متفاوت پیشنهاد می‌شود:

۳-۳-۲-۱ کاهش بار زنده به روش مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران سال ۱۳۹۲:
به جز بارهای زنده یکنواخت بام، سایر حداقل بارهای زنده توزیع شده یکنواخت در طبقات ساختمان را می‌توان با رعایت شرایط زیر تقلیل داد.

- بارهای زنده بیش از ۵ کیلو نیوتن بر مترمربع کاهش نمی‌یابند.
- بارهای زنده محل عبور یا پارک خودروهای سواری کاهش نمی‌یابد.
- بار زنده محل اجتماع و ازدحام کاهش نمی‌یابد.
- حداقل مساحت برای کاهش بار زنده ۳۷ مترمربع است.
- در صورتی که شرایط فوق برقرار باشند، می‌توان بار اعضای باربر را به صورت زیر کاهش داد:

$$l = l_0 \left[0.25 + \frac{4/57}{\sqrt{k_{ll} A_T}} \right]$$

در مقایسه با روش قبلی مبحث ششم در اینجا هیچ محدودیتی برای سطح بارگیر نیست و برای هر سطح بارگیر هر قدر هم کم باشد، کاهش سربار اعمال می‌شود. البته با توجه به این که ضریب کاهش سربار نمی‌تواند بیش از یک باشد، عملاً برای سطح مؤثر بارگیر کمتر از حدود ۳۷/۱۶ مترمربع این ضریب برابر یک فرض می‌شود. با توجه به این که برای ستون‌ها سطح مؤثر ۴ برابر سطح بارگیر واقعی است برای سطح بارگیر کمتر از ۹/۲۹ مترمربع، و به همین ترتیب برای تیرهای با سطح بارگیر کمتر از ۱۸/۵۸ مترمربع، کاهش سربار نادیده گرفته خواهد شد.

۲-۳-۳-۲ کاهش بار زنده طبقات به روش آیین نامه UBC97 :

در این آیین نامه دو روش برای کاهش سربار معرفی شده که بند دوم آن در ویرایش سال ۱۳۹۲ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان که در بخش ۲-۳-۳-۱ بیان شد، مورد استفاده قرار گرفته است. بنابراین با در نظرگیری این ضابطه، هم ملزومات مبحث ششم مقررات ملی ایران برآورده شده و هم از آیین نامه UBC97 استفاده شده است. ضابطه بند ۷-۱۶۰۷ آیین نامه UBC97 به صورت زیر بیان شده است:

بار زنده ای که بر اساس جدول 16-A این آیین نامه تعیین شده است، می تواند برای هر عضوی شامل دال های تخت که مساحت بیشتری از $37/2$ مترمربع دارند، با رابطه زیر کاهش یابد [۷].

$$L = L_s \left[0.25 + \frac{4/57}{\sqrt{A_T}} \right]$$

۲-۳-۴ محاسبه ی تجمعی بار مرده و زنده طبقات و بام

پس از انجام محاسبات بالا و نتایج بیان شده در جدول ۲-۳ و جدول ۴-۲، می توان میزان بار مرده و زنده طبقات را محاسبه کرد.

۲-۳-۴-۱ بار طبقات:

- بار مرده برای یک متر مربع از سقف طبقات:

$$(425 \text{ kg} + 60 \text{ kg} + 110 \text{ kg}) / \text{m}^2 = 595 \text{ kg/m}^2$$

- بار زنده برای یک متر مربع از سقف طبقات:

$$550 \text{ kg/m}^2$$

۲-۳-۴-۲ بار بام:

- بار مرده برای یک متر مربع از سقف بام:

$$(415 \text{ kg} + 60 \text{ kg}) / \text{m}^2 = 475 \text{ kg/m}^2$$

- بار زنده برای یک متر مربع از سقف بام:

$$250 \text{ kg/m}^2$$

۲-۳-۵ محاسبات مربوط به بار تیرهای فرعی و طراحی آنها

در گام بعدی می‌بایست باری که به تیرچه‌های فرعی وارد می‌گردد، محاسبه شود. با توجه به نحوه‌ی مدل‌سازی و طراحی المان‌های سقف، محاسبات این بخش می‌تواند توسط نرم‌افزار صورت پذیرد. اما اگر تیرهای فرعی مشابه روش طراحی سقف در سازه‌ی نمونه مدل نشوند، مطابق این بخش می‌توان بار آنها محاسبه و علاوه بر طراحی آنها، بار منتقل شده به تیرهای اصلی را محاسبه کرد.

همان‌گونه که پیش‌تر نیز بیان شد، فواصل بین تیرهای فرعی برابر با یک‌سوم دهانه در نظر گرفته می‌شود. بنابراین با توجه به میزان فاصله دهانه‌ها که برابر ۴ متر است، در هر دهانه ۲ عدد تیرچه با فاصله ۱/۳۴ متر قرار می‌گیرد. همچنین به علت آن‌که هر تیرچه از دو سمت بار می‌برد، عرض بارگیر هر تیرچه ۱/۳۴ متر خواهد بود. اگر تیرچه‌های فرعی را در جهت محافظ کارانه به صورت دو سر مفصل در نظر بگیریم، تیرچه‌ها به صورت زیر طراحی خواهند شد:

۲-۳-۵-۱ روابط آیین‌نامه برای محاسبه‌ی مقاومت خمشی مقاطع تحت خمش خالص

با توجه به روابط ۱۰-۲-۵-۴ و ۱۰-۲-۵-۵ می‌توان دهم مقررات ملی ساختمان ایران (ویرایش سال ۱۳۹۲)، میزان مقاومت خمشی عضو تحت خمش به صورت زیر قابل محاسبه است.

- در حالتی که طول آزاد از طول تشکیل مفصل پلاستیک کمتر باشد، کمانش پیچشی جانبی سازه در نظر گرفته نمی‌شود.
- اگر طول آزاد دهانه بیشتر از طول تشکیل مفصل پلاستیک باشد، اما از طول مرزی بین حالت ارتجاعی و غیر ارتجاعی کمتر باشد، مقاومت خمشی مقطع برابر است با:

$$M_n = C_b [M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)] \leq M_p$$

- اگر طول آزاد دهانه به حدی زیاد باشد که از طول مرزی بین حالت ارتجاعی و غیر ارتجاعی تجاوز کند، مقدار مقاومت خمشی مقطع برابر است با:

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

که در روابط بالا L_b نشانگر مقدار طول آزاد دهانه، L_p طول تشکیل مفصل پلاستیک و L_r طول مهارنشده‌ی عضو بین حالت حدی کمانش پیچشی است. با توجه به اینکه معمولاً تیرچه سقف‌های کامپوزیتی مثل سقف عرشه فولادی داخل بتن محبوس نمی‌شوند، مقدار طول آزاد این تیرها برابر کل طول دهانه در نظر گرفته می‌شود.

$$L_b = 4 \text{ m} = 400 \text{ cm}$$

مقدار L_r از رابطه ی زیر تعیین می شود:

$$L_r = 1/95 \times r_{ts} \times \frac{E}{0.7 \times F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_0}\right)^2 + 6/76 \left[\frac{0.7 \times F_y}{E}\right]^2}}$$

برای بررسی و تشریح بیشتر پارامترهای بالا، به مبحث دهم مقررات ملی ساختمانی ایران (ویرایش ۱۳۹۲) مراجعه شود. بر اساس این روابط، در بخش بعد هر یک از مقادیر بالا محاسبه شده است.

۲-۵-۳-۲ طراحی تیرچه های فرعی

ا) طراحی تیرچه طبقات

ابتدا لنگر وارده به میانه تیر دو سر مفصل محاسبه می شود. از آنجایی که ترکیب بار بحرانی به صورت زیر است داریم؛

$$p = 1/2 \times P_{dead} + 1/6 \times P_{live} = 1/2 \times 595 + 1/6 \times 550 = 1594 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{beam} = 1/34 \times 1594 = 2136 \text{ kg/m}$$

$$M = \frac{pl^2}{8} = \frac{2136 \times 4^2}{8} = 4272 \text{ ton.m}$$

چون باید با توجه به شرایط مقطع طول های بالا محاسبه شوند، بنابراین باید مقاطع مناسب را با سعی و خطا یافت:

Try IPE 200

$$h = 20 \text{ cm} \quad b = 10 \text{ cm} \quad t = 0.85 \text{ cm} \quad r_y = 2.24 \text{ cm} \quad I_x = 194 \text{ cm}^4$$

$$L_p = 1/76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1/76 \times 2.24 \times \sqrt{\frac{210000}{240}} = 116/61 \text{ cm}$$

$$c_w = \frac{I_y \times h_o^2}{4} = \frac{28/5 \times 18/3^2}{4} = 2386$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y c_w}}{S_x}} = \sqrt{\frac{\sqrt{21/5 \times 2386}}{194}} = 1/159$$

$$L_r = 1/95 \times 1/16 \times \dots$$

$$\dots \times \frac{210000}{0.7 \times 2400} \sqrt{\frac{59/5}{194 \times 18/3}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6/76 \left[\frac{0.7 \times 2400}{210000} \times \frac{194 \times 18/3}{59/5} \right]^2}}$$

$$L_r = 516 \text{ cm}$$

از آنجایی که طبق محاسبات صورت گرفته بالا طول آزاد دهانه در حدی است که مقطع توانایی ایجاد مفصل پلاستیک را ندارد و مقدار طول آزاد از طول تشکیل مفصل پلاستیک بیشتر است، بنابراین طبق رابطه بیان شده در قسمت قبل مقدار مقاومت خمشی مقطع برابر است با:

$$M_n = F_{cr} S_x = 2400 \times 194 = 465600 \text{ kg.cm} = 4/65 \text{ ton.m}$$

$$\varphi_b M_n = 0/9 \times 4/65 = 4/2 \text{ ton.m}$$

همان‌طور که ملاحظه می‌گردد مقدار مقاومت مقطع طراحی شده بسیار به مقاومت موردنیاز نزدیک بوده و طراحی به‌خوبی صورت گرفته است، در نتیجه می‌توان از IPE200 استفاده نمود.

ب) طراحی تیرچه‌های بام

به‌طور مشابه، در بام نیز حداکثر ممان میان تیرچه محاسبه می‌شود. بنابراین:

$$p = 1/2 P_{dead} + 1/6 P_{live} = 1/2 \times 475 + 1/6 \times 250 = 970 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{beam} = 1/34 \times 970 = 130 \cdot \text{kg/m}$$

$$M = \frac{pl^2}{8} = \frac{1/3 \times 4^2}{8} = 2/6 \text{ ton.m}$$

در این قسمت نیز، مشابه حالت قبل طول آزاد دهانه بین حالت تشکیل مفصل پلاستیک و حالت ارتجاعی و غیرارتجاعی قرار دارد. بنابراین:

$$\text{Try IPE } 180 \quad S_x = 146 \text{ cm}^2$$

$$M_n = F_{cr} \times S_x = 2400 \times 146 = 350400 \text{ kg.cm} = 3/5 \text{ ton.m}$$

$$\varphi_b M_n = 0/9 \times 3/5 = 3/15 \text{ ton.m}$$

این مقطع از کفایت لازم برخوردار است. بنابراین در طبقه بام IPE180 استفاده می‌شود.

۲-۳-۶ بار منتقل گردیده به شاه تیرهای اصلی از سمت تیرچه ها

در طراحی سازه های ساختمانی، با توجه به نوع سیستم سقف های سازه، می توان بجای اختصاص بار به صورت مستقیم به سقف ها، بار را به صورت نیروهای متمرکز به نقاط اتصال تیرچه ها به شاه تیرها اختصاص داد. در این بخش، نیروهای متمرکز ناحیه ی اتصال تیرچه های فرعی به تیرهای اصلی محاسبه شده است.

۲-۳-۶-۱ بارهای متمرکز شاه تیرهایی که قرار است تیرها روی آن ها قرار گیرند

(أ) طبقات ۱ تا ۵

$$p_{dead} = \frac{595 \times 1/34}{2} \times 4 = 1594 \text{ kg} \quad p_{live} = \frac{550 \times 1/34}{2} \times 4 = 1474 \text{ kg}$$

(ب) طبقه بام

$$p_{dead} = \frac{475 \times 1/34}{2} \times 4 = 1273 \text{ kg} \quad p_{live} = \frac{250 \times 1/34}{2} \times 4 = 670 \text{ kg}$$

۲-۳-۶-۲ بار گسترده شاه تیرهایی که تیرچه روی آن ها قرار نمی گیرند

تیرهای اصلی سازه همانند تیرچه ها از بار گسترده ی سقف سهم می برند. بر این اساس در نرم افزار باید بار سقف روی آن ها به صورت گسترده اعمال گردد. بنابراین مقادیر زیر به عنوان بار گسترده بر روی تیر اعمال می گردد. در قسمت بارگذاری سازه، نحوه ی اعمال بارهای محاسبه ی شده در قسمت های قبلی و این قسمت نمایش داده شده است.

(أ) طبقات ۱ تا ۵

(I) تیرهای داخلی

$$p_{dead} = 595 \times 1/34 = 798 \text{ kg/m} \quad p_{live} = 550 \times 1/34 = 737 \text{ kg/m}$$

(II) تیرهای خارجی

$$p_{dead} = \frac{595 \times 1/34}{2} = 399 \text{ kg/m} \quad p_{live} = \frac{550 \times 1/34}{2} = 369 \text{ kg/m}$$

(ب) طبقه ی بام:

(I) تیرهای داخلی

$$p_{dead} = 475 \times 1/34 = 637 \text{ kg/m} \quad p_{live} = 250 \times 1/34 = 335 \text{ kg/m}$$

(II) تیرهای خارجی

$$p_{dead} = \frac{475 \times 1/34}{2} = 319 \text{ kg/m} \quad p_{live} = \frac{250 \times 1/34}{2} = 168 \text{ kg/m}$$

۲-۴ محاسبه‌ی وزن سازه و ضرایب لرزه‌ای

می‌دانیم که طبق جدول ۱ آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)، میزان مشارکت بار زنده برای سازه‌های معمولی با کاربری‌های اداری، مسکونی، هتل‌ها و ... برابر ۲۰٪ است. اما، درصد مشارکت این بار طبق آیین‌نامه UBC97 ۲۵٪ است. بر اساس تعریف این آیین‌نامه وزن مؤثر لرزه‌ای هر طبقه شامل نصف وزن تیرها، ستون‌ها، پارتیشن و ... از پایین و نصف از بالا می‌گردد. بنابراین برای محاسبه وزن هر طبقه نصف وزن اجرای متصل بدان طبقه از بالا و از پایین منظور می‌شود.

برای برداشت وزن سازه از خروجی نرم‌افزار SAP، در حالتی که سقف مدل ترسیم‌شده باشد، به‌سادگی می‌توان وزن اختصاص‌یافته به هر طبقه را مشاهده کرد. اما در روشی که در این کتاب برای سازه نمونه بکار رفته است، با بیان روش کلی‌تر نقاط موجود در تراز هر سقف، یک طبقه تعریف‌شده‌اند. در این حالت برای مشاهده وزن لرزه‌ای اختصاصی به هر دیافراگم باید وزن واردشده به نقاط آن تراز جمع شوند. البته ما در این بخش با روش دستی محاسبات وزن را انجام داده‌ایم.

در این بخش برای محاسبه‌ی دقیق‌تر وزن لرزه‌ای سازه، بهتر است وزن تقریبی اسکلت نیز منظور شود. از آنجایی که هنوز مقاطعی برای سازه طراحی نشده است، برای محاسبات تقریبی وزن اسکلت می‌توان به‌طور میانگین تیرها و ستون‌ها را بر اساس مفروضات معماری $50 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$ در نظر گرفت؛ بنابراین:

$$W = (0.15 \times 0.15) \times \left\{ \left(24 \times (3.65 - 0.3) \right) + (38 \times 4) \right\} \times 2500 = 145250 \text{ kg}$$

در جدول ۲-۵ و جدول ۲-۶ به ترتیب وزن لرزه‌ای طبقات اول تا پنجم و وزن لرزه‌ای طبقه‌ی ششم سازه نمونه محاسبه شده است. بر اساس این محاسبات کل وزن لرزه‌ای سازه برابر است با:

$$W = 5 \times 443/45 + 304/47 = 2522 \text{ ton}$$

جدول ۵-۲ وزن لرزه ای طبقات اول تا پنجم.

مقدار نهایی (کیلوگرم)	محاسبه ی وزن	رابطه محاسبه	وزن طبقات
۱۴۲۸۰۰	۵۹۵×۲۴۰	مساحت سقف ضربدر بار مرده سقف	وزن مرده سقف
۳۳۰۰۰	۰/۲۵×(۵۵۰×۲۴۰)	مساحت سقف ضربدر بار زنده سقف ضربدر ۰/۲	وزن زنده سقف
۲۶۴۰۰	۱۱۰×۲۴۰	مساحت کف ضربدر بار مرده گسترده پارتیشن	وزن پارتیشن
۹۶۰۰۰	۱۵۰۰ × ۳۲×۲	طول دیوار ضربدر وزن واحد طول	وزن دیوار
۱۴۵۲۵۰	۱۴۵۲۵۰	طبق محاسبات بالا	وزن اسکلت
مجموع ۴۴۳۴۵۰ kg = ۴۴۳/۴۵ Ton			

جدول ۶-۲ وزن لرزه ای طبقه بام.

مقدار نهایی (کیلوگرم)	محاسبه ی وزن	رابطه محاسبه	وزن بام
۱۱۴۰۰۰	۴۷۵×۲۴۰	مساحت سقف ضربدر بار مرده سقف	وزن مرده سقف
۱۵۰۰۰	۰/۲۵×(۲۵۰×۲۴۰)	مساحت سقف ضربدر بار زنده سقف ضربدر ۰/۲	وزن زنده سقف
۵۵۳۴۸	۶۴ m × ۳۴۲/۵ × ۲/۵۲۵	طول دیوار ضربدر وزن واحد طول	وزن دیوار
۱۲۰۱۲۵	۱۴۵۲۵۰-۲۵۱۲۵	طول ستون ها نصف می گردد.	وزن اسکلت
مجموع ۳۰۴۴۷۳ kg = ۳۰۴/۴ Ton			

۲-۴-۱ تعیین ضرایب مربوط به زلزله

در این کتاب سازه ی نمونه به عنوان نماینده ی تمام سازه هایی که به ابزار کنترلی مجهز می-شوند، معرفی شده است. یکی از نکات مهم و اثرگذار در طراحی این سازه محاسبه ی مقدار نیرویی است که بر اثر بار زلزله به آن وارد می شود. نحوه ی توزیع این نیرو و نوع عملکرد سازه در برابر این نیرو به سیستم مورد استفاده بستگی دارد. در این بخش نیروی زلزله سازه نمونه بر

اساس آیین‌نامه‌های متفاوت محاسبه می‌شود، سپس این نیرو به سازه نمونه اعمال شده و این سازه برای این نیرو طراحی خواهد شد.

۲-۴-۱-۱ یافتن ضرایب زلزله با استفاده از آیین‌نامه UBC97:

برای یافتن ضرایب و طبیعتاً نیروها و برش‌های اعمالی به سازه با روش آیین‌نامه UBC97 می‌بایست گام‌های زیر پیموده شوند:

(ا) تعیین ضریب اهمیت بر مبنای کاربری سازه (بند ۱-۱-۳-۴)

با توجه به این که کاربری سازه را مسکونی فرض کرده‌ایم، بر اساس جدول ۲-۷ خواهیم داشت؛

جدول ۲-۷ جدول تعیین ضریب اهمیت سازه بر اساس کاربری طبق UBC97 [۸].

ضریب اهمیت سازه (I)	نوع سیستم و کاربری سازه	نوع کاربری
۱/۰۰	تمام سازه‌های با کاربری مسکونی و با کاربری‌هایی که در رسته‌های ۱، ۲ یا ۳ قرار نمی‌گیرد.	۴. سازه با کاربری استاندارد

(ب) تعیین مشخصات سایت و رفتار خاک (بند ۲-۱-۳-۴)

در طراحی هر سازه با توجه به سرعت موج‌برشی در خاک، نوع خاک و طبق جدول آیین‌نامه کلاس خاک را می‌یابند. همان‌گونه که بیان شد، برای سازه نمونه کلاس خاک را از نوع D معرفی نمودیم، طبق جدول ۱۶-آیین‌نامه UBC97 داریم:

جدول ۲-۸ تعیین نوع پروفیل خاک [۸].

خواص میانگین خاک برای ۳۰۴۸ میلی‌متر بالای پروفیل خاک				
مقاومت برشی	$\bar{N}$ آزمایش نفوذ	سرعت موج‌برشی (متر بر ثانیه)	نام پروفیل خاک/تشریح عمومی	نوع پروفیل خاک
زهکشی نشده (کیلو پاسکال)	استاندارد (تعداد ضربات)			
۵۰ تا ۱۰۰	۱۵ تا ۵۰	۱۸۰ تا ۳۶۰	خاک نوع سخت	SD

(ج) تعیین منطقه لرزه‌ای (بند ۳-۱-۳-۴)

همان‌گونه که در بررسی مشخصات بیان کردیم، در سازه نمونه نوع خطرپذیری منطقه، منطقه لرزه‌ای (Z) نوع ۳ معرفی شده که با مراجعه به جدول ۱۶-I آیین‌نامه (جدول ۲-۹ بخش ذیل)، مقدار این ضریب برابر ۰/۳ تعیین شده است.

جدول ۹-۲ ضریب ناحیه‌ی لرزه‌ای [۸].

ناحیه	۱	2A	2B	۳	۴
Z	۰/۰۷۵	۰/۱۵	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۴۰

(د) تعیین نوع پیکربندی سازه (بند ۴-۳-۱-۴)

آیین نامه UBC97 سازه‌ها را به دودسته منظم و نامنظم دسته‌بندی نموده است. همان گونه که در پلان سازه نمونه مشخص کردیم، این سازه کاملاً متقارن است. به این ترتیب، سازه به صورت منظم منظور شده و نیازی به در نظرگیری اثرات نامنظمی نیست. در صورتی که سازه مورد بررسی نامنظم باشد، در نظرگیری بندهای مربوطه در آیین نامه الزامی است.

(ه) تعیین سیستم مقاوم لرزه‌ای و ضریب رفتار سازه (بند ۴-۳-۵)

ضریب رفتار سازه (R)، دربرگیرنده عواملی از قبیل شکل پذیری، درجه نامعینی و اضافه مقاومت است و با توجه به سیستم باربری ساختمان محاسبه می‌شود. برای تعیین این مقدار باید با توجه به سیستم سازه‌ای مقدار متناظر از جداول مربوطه برداشت شود. در آیین نامه‌های لرزه‌ای مقادیری خاص برای هر سیستم سازه‌ای اختصاص یافته است. نتایج مورد نیاز برای سازه نمونه از آیین نامه UBC97 برداشت شده و در جدول ۱۰-۲ نمایش داده شده است.

جدول ۱۰-۲ نوع سیستم سازه‌ای [۸].

محدودیت ارتفاعی برای نواحی خطرپذیری ۳ و ۴	Ω_0	R	نوع سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی	سیستم سازه‌ای پایه
۳۰۴/۸ میلی‌متر				
-----	۲/۸	۵/۵	۳. قاب خمشی متوسط بتنی	سیستم قاب خمشی

(و) محاسبه‌ی ضرایب Ca و Cv (بند ۴-۳-۱-۶)

اگر به جداول 16-R و 16-Q آیین نامه UBC97 مراجعه نماییم، در این جداول می‌توان برحسب نوع تیپ خاک و منطقه خطرپذیری، ضرایب مورد نیاز را تخصیص داد. برای سهولت کار، این ضرایب در جدول ۱۰-۲ و جدول ۱۱-۲ نمایش داده شده‌اند. برای سازه‌ی مورد بررسی در این کتاب، مقدار ضرایب مورد نیاز برابر $Ca = 3.6$ و $Cv = 0.54$ بدست آمده‌اند.

جدول ۱۱-۲ ضریب لرزه‌ای C_v [۸].

نوع پروفایل خاک	ناحیه‌ی خطرپذیری لرزه‌ای				
	$Z=0.075$	$Z=0.15$	$Z=0.2$	$Z=0.3$	$Z=0.4$
SA	۰/۶	۰/۱۲	۰/۱۶	۰/۲۴	۰/۳۲ N_v
SB	۰/۸	۰/۱۵	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۴۰ N_v
SC	۰/۱۳	۰/۲۵	۰/۳۲	۰/۴۵	۰/۵۶ N_v
SD	۰/۱۸	۰/۳۲	۰/۴۰	۰/۵۴	۰/۶۴ N_v
SE	۰/۲۶	۰/۵۰	۰/۶۴	۰/۸۴	۰/۹۶ N_v
SF	به آیین‌نامه مراجعه گردد				

جدول ۱۲-۲ ضریب لرزه‌ای C_a [۸].

نوع پروفایل خاک	ناحیه خطرپذیری لرزه‌ای				
	$Z=0.075$	$Z=0.15$	$Z=0.2$	$Z=0.3$	$Z=0.4$
SA	۰/۶	۰/۱۲	۰/۱۶	۰/۲۴	۰/۳۲ N_v
SB	۰/۸	۰/۱۵	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۴۰ N_v
SC	۰/۹	۰/۱۸	۰/۲۴	۰/۳۳	۰/۴۰ N_v
SD	۰/۱۲	۰/۲۲	۰/۲۸	۰/۳۶	۰/۴۴ N_v
SE	۰/۱۹	۰/۳۰	۰/۳۴	۰/۳۶	۰/۳۶ N_v
SF	به آیین‌نامه مراجعه گردد				

ز) تعیین پریود سازه (بند ۷-۱-۳-۴)

اگر بخواهیم به روش تجربی پریود سازه را بیابیم، باید روابط مربوط به این روش در آیین‌نامه UBC97 استفاده شود. ضابطه‌ی موجود در بخش ۲-۲-۱۶۳۰ آیین‌نامه UBC97 برای سیستم سازه‌ی نمونه به صورت زیر بیان شده است:

مقدار پریود سازه‌های ساختمانی از رابطه‌ی زیر قابل‌دستیابی است [۸]:

$$T = C_t(h_n)^{0.75}$$

طبق توضیحات آیین‌نامه در این رابطه، C_t برای سازه‌ی بتنی با قاب خمشی و مهاربندهای متقارن برابر با ۰/۰۷۳۱ است. همچنین h_n نیز برابر با ارتفاع از تراز پایه منظور می‌شود [۸]:

$$h_n = 4.57 + 5 \times (3.65) = 22.82 \text{ m}$$

بدین ترتیب پریود سازه برابر است با:

$$T = C_t(h_n)^{0.75} = 0.0731 \times (22/82)^{0.75} = 0.0763 \text{ s}$$

ح) محاسبه نیروی برش پایه طراحی با روش استاتیکی معادل (بند ۸-۱-۳-۴)

برای محاسبه این مقدار ابتدا بر اساس بندهای مربوطه برش پایه استاتیکی یافت می شود. سپس با مقادیر حداقل و حداکثر آیین نامه UBC97 مقایسه خواهد شد. طبق ضابطه ۱-۲-۱۶۳۰ این آیین نامه، مقدار برش پایه در راستای مورد بررسی با استفاده از فرمول زیر محاسبه می شود:

$$v = \frac{c_v \times I}{R \times T} W$$

همچنین مقادیر حداکثر و حداقل برش پایه چنین بیان می شود:

$$V_{max} = \frac{2/5 \times C_a \times I}{R} W$$

$$v_{min} = 0.11 C_a \times I \times W$$

نهایتاً مقدار برش پایه بر اساس آیین نامه UBC97 برابر است با:

$$v = \frac{c_v \times I}{R \times T} \times W = \frac{0.04 \times 1.0}{0.5 \times 0.0763} \times 2522 \text{ ton} = 0.1286 \times 2522 = 324/5 \text{ ton}$$

$$v_{max} = \frac{2/5 \times c_a \times I}{R} \times W = \frac{2/5 \times 0.36 \times 1.0}{0.5} \times 2522 = 412 \text{ ton}$$

$$v_{min} = 0.11 c_a \times I \times W = 0.11 \times 0.36 \times 1.0 \times 2522 = 99/87 \text{ ton}$$

با توجه به محاسبات بالا برش پایه محاسبه شده بین حد ماکزیمم و مینیمم قرار گرفته است. بنابراین مقدار برش پایه سازه ی مورد مطالعه طبق آیین نامه UBC97 برابر ۳۲۴/۵ تن است.

۲-۱-۴-۲ یافتن ضرایب زلزله با استفاده از دستورالعمل های NEHRP:

أ) تعیین ضریب اهمیت سازه (بند ۱-۳-۴)

به دلیل آن که کاربری سازه نمونه مسکونی در نظر گرفته شده و سازه های مسکونی در دو کلاس بالایی این دستورالعمل قرار نمی گیرند، بنابراین نوع سازه به صورت "گروه لرزه ای ۱" تعریف می شود. طبق جدول ۱-۳-۱ دستورالعمل NEHRP که در جدول ۱۳-۲ کتاب دیده می شود، ضریب اهمیت این سازه برابر ۱/۰۰ خواهد بود.

جدول ۲-۱۳ ضریب اهمیت سازه با توجه به کاربری [۷].

ضریب اهمیت	گروه لرزه‌ای
۱/۰۰	۱
۱/۲۵	۲
۱/۵۰	۳

ب) تعیین ضریب مشارکت بار زنده (بند ۲-۳-۴)

به‌طور مشابه، در این دستورالعمل درصد مشارکت بار زنده در محاسبه جرم لرزه‌ای همچون دستورالعمل UBC97 حداقل ۲۵٪ لحاظ می‌گردد.

ج) یافتن S_1 و S_s از روی نقشه‌های خطر یکنواخت لرزه‌ای (بند ۳-۳-۴)

ضرایب S_1 و S_s که به ترتیب شتاب طیفی در پریود ۱ ثانیه و پریود کوتاه، باوجود میرایی ۵٪ و تحت حداکثر زلزله محتمل (MCE) هستند، مطابق با استفاده از روش زیر از نقشه‌های موجود در دستورالعمل NEHRP بدست می‌آیند.

- ابتدا طبق نقشه ناحیه بندی منطقه آمریکا که در شکل ۲-۵ آورده شده است نوع منطقه موردنظر تعیین می‌گردد.

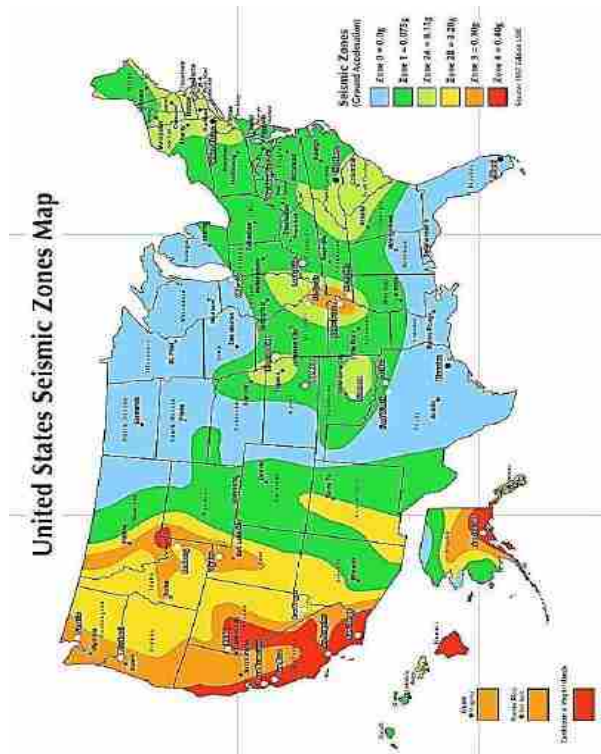
همان‌طور که ابتدای این فصل بحث شد، در سازه‌ی نمونه‌ی این کتاب نوع منطقه لرزه‌ای برای برابر $Z = 3$ فرض شده است. اما معمولاً در طراحی‌هایی که در واقعیت با آن‌ها روبرو هستیم مکان سازه برای ما مشخص می‌شود و ضریب خطرپذیری منطقه با توجه به مکان قرارگیری سازه مشخص خواهد شد. همان‌طور که شکل ۲-۵ برگرفته از دستورالعمل NEHRP نشان می‌دهد، برای سازه‌ی نمونه مناطق دارای ضریب $Z = 3$ ، نارنجی‌رنگ هستند.

از آنجایی‌که در کشور آمریکا تحلیل خطر لرزه‌ای در سطح "حداکثر زلزله‌ی محتمل" در تمام نواحی این کشور صورت گرفته است، بنابراین میزان خطرپذیری لرزه‌ای هر ناحیه به‌راحتی بر اساس نقشه‌ها تعیین می‌شود. در ایران تاکنون این مرحله تکمیل نشده است و چنین نقشه‌هایی وجود ندارد. البته بجای این نقشه‌ها ضرایبی مختص هر منطقه از کشور تعریف شده که باعث اختصاص نمودارهای تعینی-احتمالاتی به سایت سازه‌ی موردنظر می‌شود.

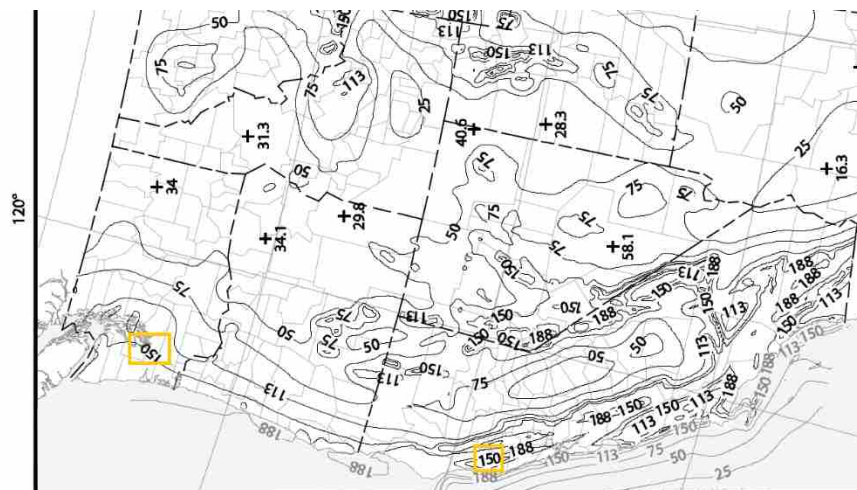
- اکنون با توجه به نقشه موجود در شکل ۲-۵ و نظر به آن، به سراغ نقشه‌های تعیین

ضرایب در دستورالعمل NEHRP رفته و دو مقدار مدنظر را برداشت می‌کنیم.

اگر بزرگنمایی کافی روی شکل ۲-۲۲ دستورالعمل NEHRP در منطقه مدنظر صورت پذیرد، مشابه شکل ۲-۶ ضرایب موردنظر قابل برداشت خواهند بود.



شکل ۵-۲ نقشه های طبقه بندی ناحیه ای لرزه ای در آمریکا بر اساس MCE [۷].



شکل ۶-۲ نقشه های تعیین ضریب S_s طبق طبقه بندی آمریکا [۷].

در تصویر قبل، بر اساس دستورالعمل رنگ نارنجی به محل قرارگیری سازه نمونه اختصاص یافت. حداکثر مقدار قابل مشاهده بین مناطق نارنجی رنگ، عدد ۱۵۰ را نشان می‌دهد (به درصد بیان شده است). بنابراین مقدار S_s برابر خواهد بود با:

$$S_s = 150\% = 1.5$$

شکل ۷-۲ نقشه مربوط به پریود ۱ ثانیه را بر اساس دستورالعمل نشریه NEHRP نشان می‌دهد.



Figure 22-2 Uniform-hazard (2% in 50-Year) ground motions of 1.0-second spectral response Acceleration (5% of critical damping), Site Class B

شکل ۷-۲ نقشه‌های تعیین ضریب S_s طبق طبقه‌بندی آمریکا [۷].

بر اساس این تصویر محدوده‌ی عددی این منطقه حدود ۴۵ تا ۶۰ است. اما چون ما از محل دقیق سایت بی‌خبریم، نمی‌توانیم به‌طور قطعی در مورد منطقه تصمیم بگیریم. لذا بحرانی‌ترین حالت یعنی ۶۰ را در نظر می‌گیریم. در حالت حقیقی که طراح از مکان سازه باخبر است، قادر است تا اعداد دقیق را به ناحیه اختصاص دهد.

$$S_1 = 60\% = 0.6$$

۳-۱-۴-۲ تعیین ضریب ناشی از اثرات ترک خوردگی

این ضریب تنها مخصوص سازه‌های بتنی است و در مواردی که سازه‌ی بتنی وارد ناحیه‌ی غیرخطی شده و بتن سازه ترک می‌خورد منظور می‌شود. بررسی این موضوع در آیین‌نامه‌های بارگذاری مثل UBC97 و NEHRP، به آیین‌نامه ACI ارجاع داده شده است. این آیین‌نامه مقدار ضرایب ترک خوردگی را بدین صورت در نظر می‌گیرد:

در سازه‌های بتنی در طبقات مهار نشده، در حالت ترک خوردگی بایستی ممان اینرسی ستون‌ها و تیرها به ترتیب $I \ 0.7$ و $I \ 0.35$ در نظر گرفته شود.

۲-۵ مدل سازی و طراحی سازه در SAP (بدون میراگر)

برای مدل سازی و طراحی سازه نمونه در نرم افزار SAP کافی است تا مراحل زیر را پیش ببریم. در هر مرحله از کار در صورت نیاز علاوه بر تصاویر ارائه شده، توضیحات تکمیلی ارائه خواهد شد. قابل توجه است که اگر سازه فلزی باشد تغییرات کمی در روند مدل سازی به وجود می آید. در صورت اهمیت این تغییرات، در هر بخش تفاوت ها ذکر خواهند شد.

۲-۵-۱ مدل سازی سازه

برای مدل سازی و آنالیز سازه از نسخه های ۱۵ و ۱۷ نرم افزار SAP2000 استفاده شده است.

۲-۵-۱-۱ شبکه بندی و تعیین گرید لاین های سازه

هنگامی که نرم افزار اجرا می شود، در اولین گام باید مشخصات هندسی سازه وارد شود. برای این کار از اطلاعاتی که در ابتدای فصل برای سازه بیان کردیم، استفاده می کنیم.

Define Grid System Data

System Name: GLOBAL Units: Tonf, m, C

X Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	0/	Primary	Show	End	
2	B	4/	Primary	Show	End	
3	C	8/	Primary	Show	End	
4	D	12/	Primary	Show	End	
5	E	16/	Primary	Show	End	
6	F	20/	Primary	Show	End	
7						
8						

Y Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	0/	Primary	Show	Start	
2	2	4/	Primary	Show	Start	
3	3	8/	Primary	Show	Start	
4	4	12/	Primary	Show	Start	
5						
6						
7						
8						

Z Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	Z1	-0/3	Primary	Show	End	
2	Z2	4/27	Primary	Show	End	
3	Z3	7/92	Primary	Show	End	
4	Z4	11/57	Primary	Show	End	
5	Z5	15/22	Primary	Show	End	
6	Z6	18/87	Primary	Show	End	
7	Z7	22/52	Primary	Show	End	
8						

Display Grids as: ☒ Ordinates ☐ Spacing

☐ Hide All Grid Lines
☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size: 0/9375

Reset to Default Color
Reorder Ordinates

OK Cancel

شکل ۲-۸ نحوه ی ترسیم خطوط شبکه بندی در نرم افزار SAP

همان‌طوری که در شکل ۸-۲ مشاهده می‌شود، خطوط اولیه‌ای که برای ترسیم المان‌های سازه احتیاج است، به‌سادگی بر مبنای نقشه‌های معماری ارائه‌شده برای سازه، ترسیم می‌شوند. قابل توجه است که این مرحله در سازه‌های بتنی و فلزی کاملاً مشابه است.

۲-۵-۱-۲ تعریف مشخصات مکانیکی مصالح:

در این مرحله باید بر مبنای اطلاعات ارائه‌شده در جدول ۱-۲ و جدول ۲-۲، مشخصات مصالح به نرم‌افزار معرفی شود. این کار را می‌توان با استفاده از منوی Define و قسمت material انجام داد. بدین ترتیب مشخصات مکانیکی مصالح سازه‌های بتنی و فلزی در این جداول اختصاص می‌یابند.

شکل ۹-۲ مشخصات مکانیکی بتن سازه

یکی از مراحل که قاعده‌تاً در هر دو سازه فلزی و بتنی باید در نظر گرفته‌شده، تعریف بتنی است که دارای وزن صفر باشد. این بتن برای بکار روی در سقف‌هایی که وزن آن‌ها از روی دتایل‌های اجرایی محاسبه‌شده است و نباید مجدداً اثر وزن آن‌ها روی سازه منظور شود، تعریف

می گردد. اما از آنجایی که این نسخه از نرم افزار SAP، (برخلاف نرم افزار Etabs) جهت تیرچه ریزی مشخص نمی شود، بنابراین برای اختصاص صحیح بار به تیرهای اصلی مجبوریم به صورت دستی بار سقف ها را به تیرهای اصلی انتقال دهیم. لذا احتیاجی به ترسیم سقف ها و قاعده تاً معرفی بتن با وزن صفر نیست.

در سازه های بتنی میلگردهای مصرفی نقش اساسی در مقاومت سازه دارند. مشخصات میلگردها بر اساس مقادیر جدول ۱-۲ و جدول ۲-۲ وارد می گردد.

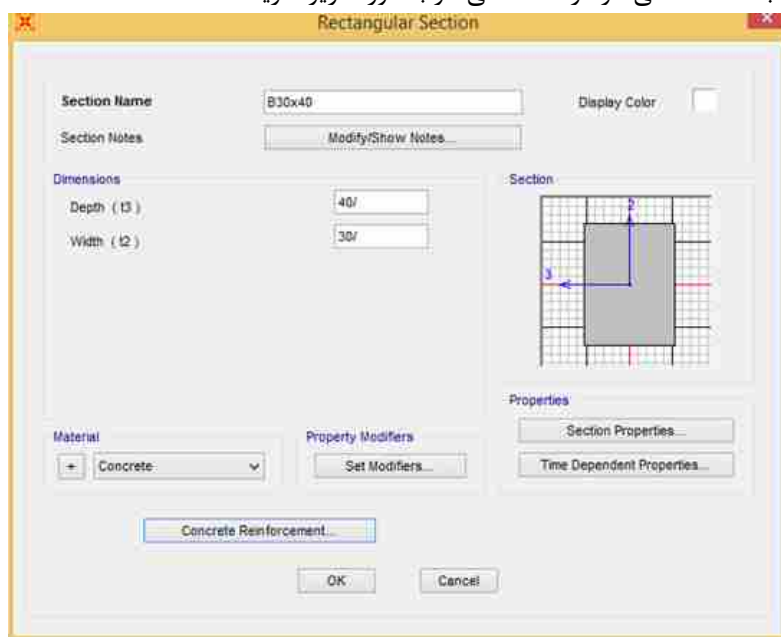
شکل ۱-۲ مشخصات مکانیکی میلگردهای سازه.

۳-۱-۵-۲ تعریف مشخصات هندسی المان ها

أ) تعریف مقاطع تیر:

معمولاً در سازه های فلزی، ابتدا تعدادی مقطع به عنوان مقاطع تیر به سازه اختصاص یافته و به نرم افزار معرفی می شود. این مقاطع می توانند از مقاطع گرم نورد شده ی آماده و یا مقاطع

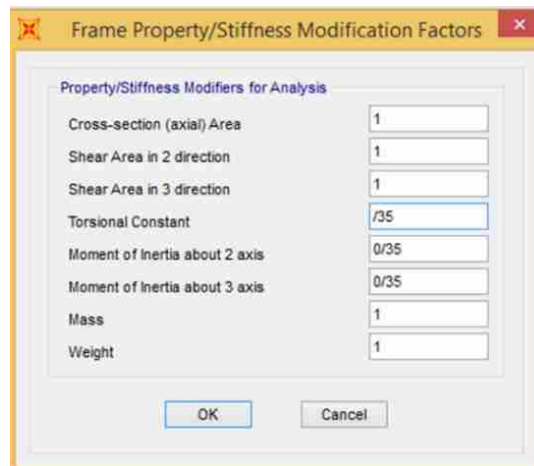
ساخته‌شده‌ی دستی باشند. اما معمولاً در اسکلت‌های بتنی، در تعریف تیرها ابعاد مورد انتظار برای تیرها تعریف می‌شود. این ابعاد تنها نشان‌دهنده‌ی بتن لازم برای مقطع تیر هستند و نرم-افزار پس از آنالیز مقدار آرماتور لازم را برای هر تیر تعیین می‌کند. برای مثال در سازه‌ی نمونه تیری با ابعاد ۳۰ سانتی‌متر در ۴۰ سانتی‌متر به‌صورت زیر تعریف‌شده است:



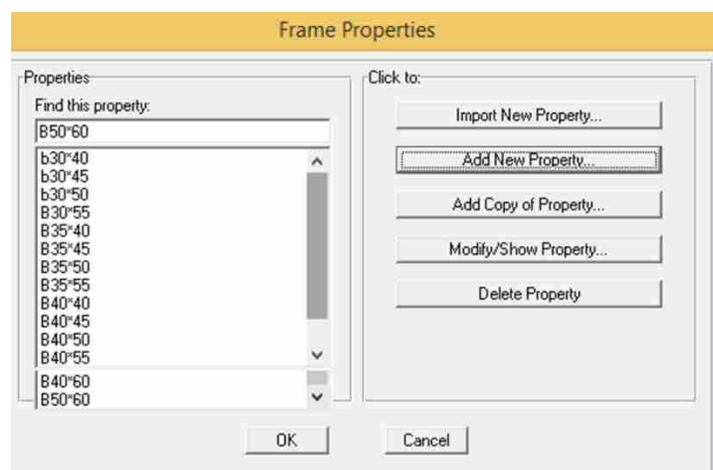
شکل ۱۱-۲ روش تعریف یکی از تیرهای سازه.

بعداً این که ابعاد تیرها مشخص شد و به نرم‌افزار اختصاص یافت، طبق بند ۲-۴-۱-۳ همین فصل از کتاب، ضرایب ترک‌خوردگی برای تیرها و ستون‌های سازه تعیین می‌شود. برای منظور رفتار غیرخطی سازه، باید مقاطع رفتاری شکل‌پذیر داشته باشند. این امر مستلزم داشتن مقاومت با وجود ترک‌خوردگی است.

بدین ترتیب پس از آن که به تعداد کافی مقطع تیر تعریف شد، این مقاطع به اعضای سازه‌ای اختصاص می‌یابند. تعداد مقاطع لازم برحسب نیاز سازه‌ی تحت بررسی تعیین می‌شود. بنابراین در سازه‌های مختلف ممکن است به تعریف مقاطع بیشتری و با ابعاد بزرگ‌تری نیاز باشد.



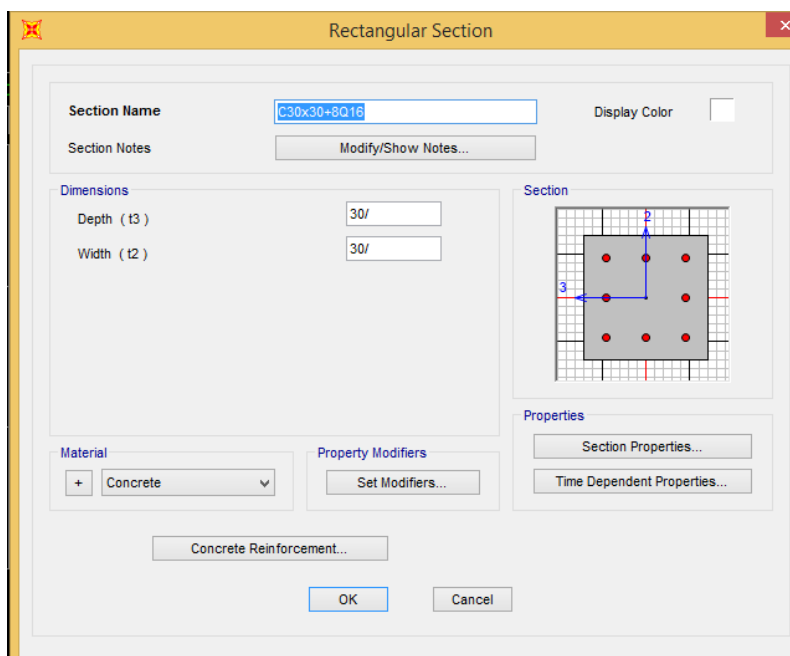
شکل ۱۲-۲ / اختصاص ضرایب ترک خوردگی به تیرهای سازه.



شکل ۱۳-۲ / مجموعه‌ی مقاطع معرفی شده برای اختصاص به تیرهای سازه.

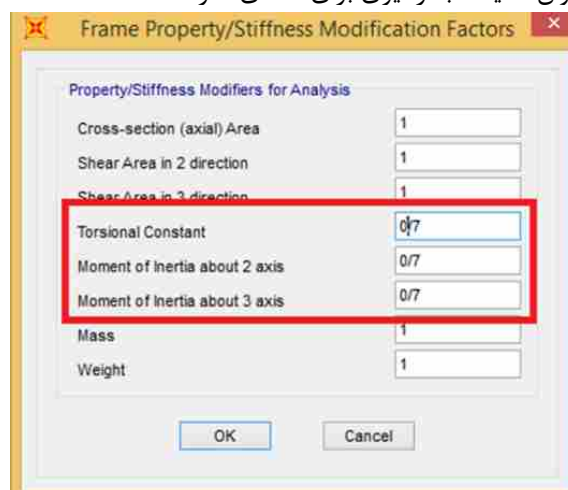
ب) تعریف مقاطع ستون در سازه

در سازه‌های فلزی ستون‌ها مشابه تیرها تعریف و کنترل می‌گردند، اما در سازه‌های بتنی برای تعریف ستون‌ها دو راهکار وجود دارد، یکی آن‌که ابتدا ستون‌ها را به صورت کامل و میلگرد گذاری شده معرفی کرده و سپس آن‌ها را کنترل نماییم و دیگری آن‌که مشابه حالت قبلی از نرم افزار بخواهیم میزان آرماتور مقاطع ستون را محاسبه نماید. در اینجا ما از روش اول استفاده نمودیم، یعنی فقط چک کردن مقاطع را بر عهده نرم افزار گذاشته‌ایم.

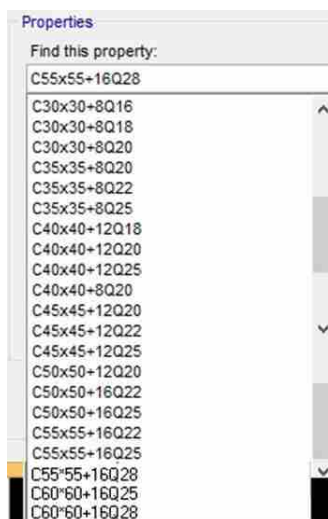


شکل ۱۴-۲ تعریف مقاطع ستون در سازه نمونه.

در طراحی ستون‌های سازه با فرض رفتار غیرخطی، باید ضرایب ترک‌خوردگی به این اعضا اختصاص یابد. این ضریب برای ستون‌های بتنی برابر 0.7 بوده که نحوه اختصاص آن در شکل ۱۵-۲ مشاهده می‌شود. نهایتاً پس از ایجاد ستون‌های مورد انتظار مطابق شکل ۱۶-۲ فهرستی از ستون‌ها که به‌عنوان نماینده بکارگیری برای اعضای سازه هستند، آماده شده‌اند.



شکل ۱۵-۲ اختصاص ضریب ترک‌خوردگی به ستون‌های سازه.



شکل ۱۶-۲ مقاطع تعریف شده به عنوان نماینده به کارگیری در ستون های سازه.

ج) تعریف مقاطع سقف:

اگر بارگذاری سازه از طریق اختصاص بار روی سقف ها صورت پذیرد، در این مرحله باید مقاطع سقف برای سازه تعریف شود. در تعریف المان های سقف باید از بتن با وزن صفر که در بخش ۲-۱-۵-۲ معرفی کردیم، استفاده شود.

البته در این کتاب به دلیل آنکه روش توزیع بار روی تیرها طبق نقشه های اولیه به فرمی نامنظم صورت گرفته است و از طرفی سعی شده تا محاسبات جنبه ی عمومی داشته باشند، در این مرحله سقفی تعریف نشده و تنها نقاط تشکیل دهنده ی سقف به عنوان دیافراگمی صلب تعریف شده است. در نتیجه بارهای زنده و مرده به صورت دستی روی تیرهای اصلی اعمال شده اند.

۲-۱-۵-۴ تعریف منابع اولیه بار

أ) تعریف بارهای مرده، زنده و زنده کاهش یافته

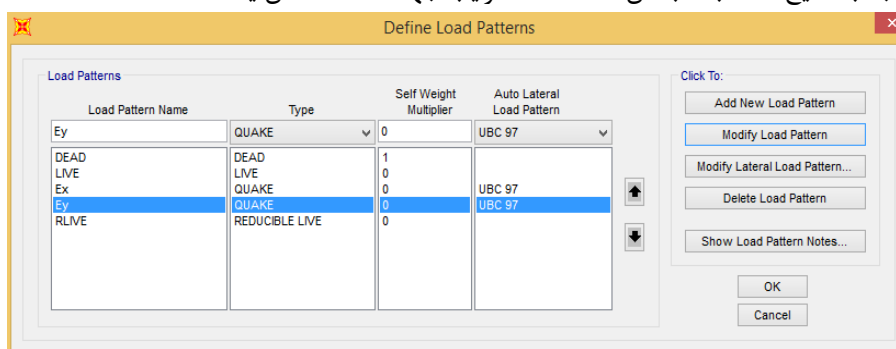
این بارها به سهولت مطابق شکل ۲-۱۷ برای بارگذاری بعدی تعریف می گردند.

ب) اختصاص بار زلزله به سازه

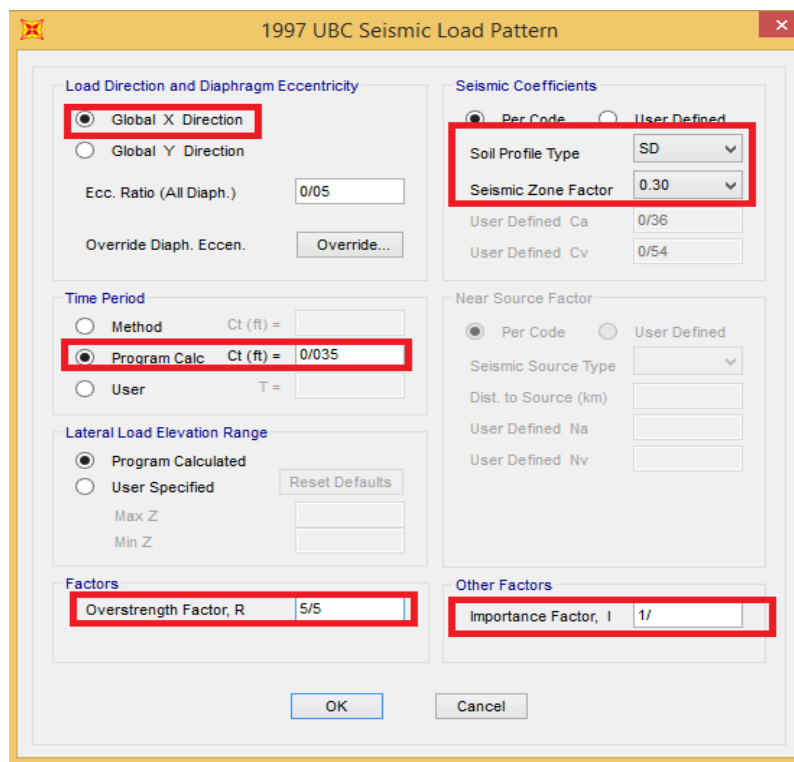
اختصاص بار زلزله با توجه به نکات همین فصل برای آیین نامه های UBC97 و NEHRP انجام می شود. در نرم افزار بخشی برای اعمال نیروی زلزله مطابق آیین نامه های بالا تعبیه شده است.

• معرفی بار زلزله با توجه به آیین‌نامه UBC97

طبق محاسبات همین فصل، در قسمت محاسبه‌ی ضریب برش پایه با روش آیین‌نامه UBC97، نیروی زلزله محاسبه شد. اکنون کافی است تا از نرم‌افزار بخواهیم توزیع نیروی زلزله را با این آیین‌نامه انجام دهد. مطابق شکل ۱۸-۲، در محلهایی که دور آن خط کشیده شده است، با توجه به نتایج محاسبات بخش ۲-۴-۱-۱ ضرایب جهت X اختصاص یافته‌اند.



شکل ۱۷-۲ تعریف بار زلزله با توجه به آیین‌نامه UBC97.



شکل ۱۸-۲ مشخص نمودن ضرایب مربوط به جهت X سازه (آیین‌نامه UBC97).

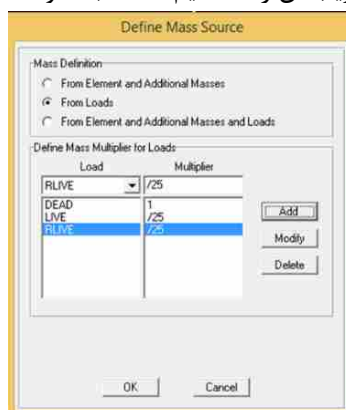
- در همین فصل از کتاب، نیروی زلزله با توجه به دستورالعمل NEHRP نیز محاسبه شد. اگر نیروی زلزله با این محاسبات به نرم افزار اختصاص یابد، خواهیم داشت:

Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
EY	QUAKE	0	NEHRP 97
DEAD	DEAD	1	
LIVE	LIVE	0	
RLIVE	REDUCIBLE LIVE	0	
EX	QUAKE	0	NEHRP 97
EY	QUAKE	0	NEHRP 97

شکل ۱۹-۲ تعریف بار زلزله با توجه به دستورالعمل NEHRP

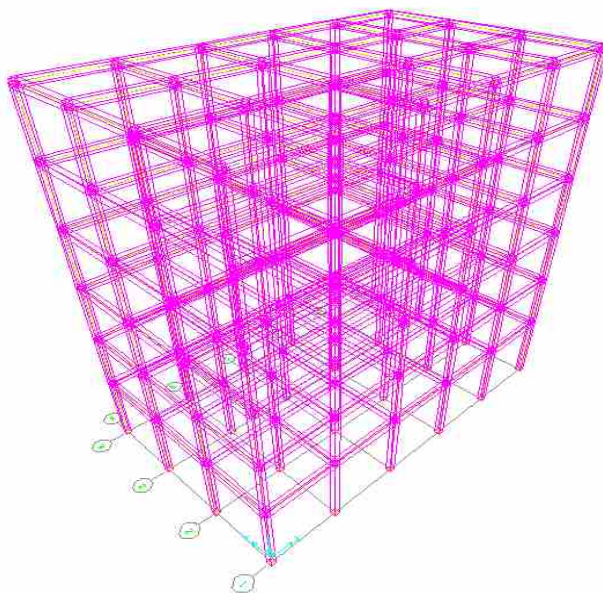
شکل ۲۰-۲ مشخص نمودن نیروی زلزله در جهت X سازه (دستورالعمل NEHRP).

۵-۱-۵-۲ نحوه‌ی تخصیص ضوابط مربوط به محاسبه‌ی جرم سازه توسط نرم‌افزار طبق آنچه گفته شد در صد مشارکت بار زنده برای محاسبه جرم لرزه‌ای طبق دستورالعمل - آیین‌نامه‌ی UBC97، ۲۵٪ است. علاوه بر آن اگر مطابق شکل ۲-۲۱، در قسمت تعریف جرم، نحوه محاسبه جرم بر روی قسمت دوم قرار گیرد، وزن سازه تنها با توجه به بارهای وارده و وزن اسکلت (در تعریف بار مرده ضریب آن را ۱ دادیم) محاسبه خواهد شد.



شکل ۲-۲۱ نحوه‌ی اختصاص جرم لرزه‌ای و تعریف درصد مشارکت سربار.

۵-۱-۵-۲ ترسیم المان‌های مدل

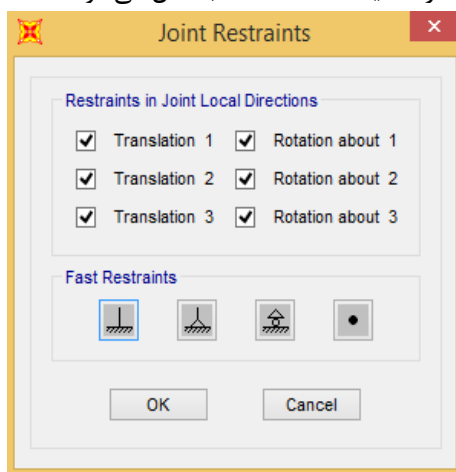


شکل ۲-۲۲ مدل ترسیم‌شده در نرم‌افزار SAP

در این مرحله تیرها و ستون های سازه با مقاطعی که در گام های پیش تعریف شدند، ترسیم می شوند. همان گونه که بیان شد در مدل سازی سازه نمونه مقاطع سقف ترسیم نمی شوند. بنابراین مدل نهایی پس از ترسیم تیرها و ستون ها به صورت شکل ۲-۲۲ خواهد شد.

۲-۵-۱-۷ در نظرگیری و مدل سازی تکیه گاه های سازه

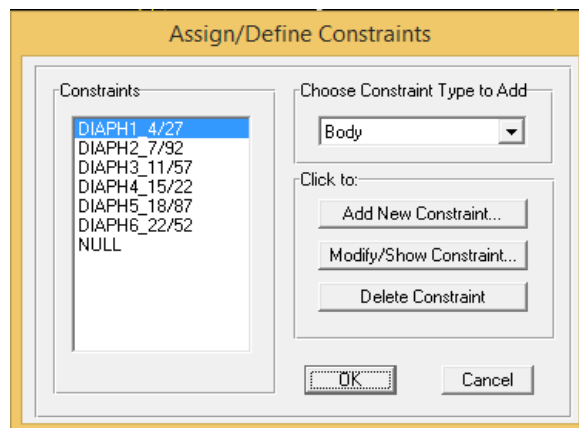
در این بخش می بایست نوع اتصال ستون های سازه به فونداسیون مشخص گردد. در سیستم های قاب خمشی نوع اتصال ستون ها به فونداسیون به صورت کاملاً گیردار است. بنابراین در مدل سازی باید با بستن تمام درجات آزادی در پایه های ساختمان، گیرداری پایه را مدل کنیم. در همین راستا بعد از این که در طبقه همکف تمام گره ها را انتخاب کردیم، مطابق شکل ۲-۲۳ تکیه گاه های گیردار را به این نقاط اختصاص می دهیم. در سازه های فلزی معمولاً در راستایی که سازه با اتصالات مفصلی اجرا می گردد، تکیه گاه ها مفصلی مدل سازی و اجرا می شوند. در اسکلت بتنی معمولاً تکیه گاه ها کاملاً صلب مدل می شوند.



شکل ۲-۲۳/ اختصاص تکیه گاه های گیردار به سازه در طبقه همکف.

۲-۵-۱-۸ اختصاص دیافراگم های سقف در سازه

برای اعمال بار زلزله در هر طبقه از سازه یک دیافراگم منظور می شود. مطابق شکل ۲-۲۴ سازه شش طبقه نمونه، دارای شش دیافراگم صلب شامل گره های موجود در آن طبقه است.



شکل ۲-۲۴ اختصاص دیافراگم سقف برای نقاط موجود در هر طبقه.

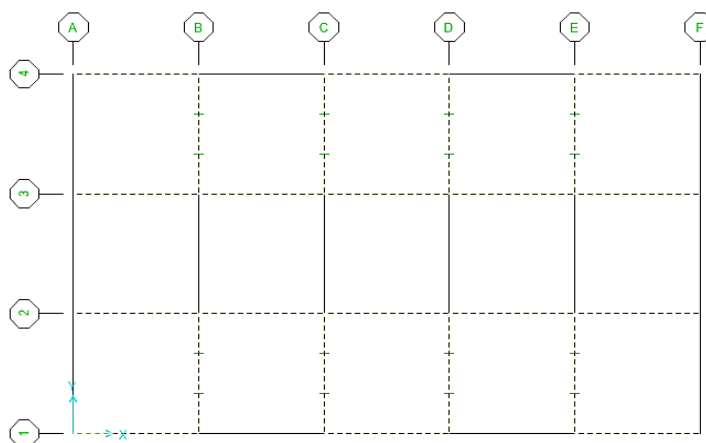
۲-۵-۱-۹ اعمال بارگذاری بر روی سازه: (اختصاص بار)

در بخش‌های قبلی بار وارده بر تیرهای اصلی سازه محاسبه شد. مجموعه‌ی بارهای اختصاصی به تیرهای اصلی سازه نمونه، در جدول ۲-۱۴ مشاهده می‌شود.

جدول ۲-۱۴ روش بارگذاری روی تیرهای اصلی سازه

Kg/m	بار وارده
۱۲۵۰	۱. بار گسترده روی تیرهای خارجی به علت وجود دیوارهای خارجی در طبقات
۲۹۲	۲. بار گسترده روی تیرهای خارجی به علت وجود جان‌پناه در بام
۱۵۹۴/۶	۳. بار متمرکز روی تیرهای که تیرچه روی آن‌ها قرار می‌گیرد. (طبقات، مرده)
۱۴۷۴	۴. بار متمرکز روی تیرهای که تیرچه روی آن‌ها قرار می‌گیرد. (طبقات، RL)
۱۲۷۳	۵. بار متمرکز روی تیرهای که تیرچه روی آن‌ها قرار می‌گیرد. (بام، مرده)
۶۷۰	۶. بار متمرکز روی تیرهای که تیرچه روی آن‌ها قرار می‌گیرد. (بام، L)
۷۹۸	۷. بار گسترده تیرهای داخلی که تیرچه بر آن‌ها قرار نمی‌گیرد. (طبقات، مرده)
۷۳۷	۸. بار گسترده تیرهای داخلی که تیرچه روی آن‌ها قرار ندارد. (طبقات، RL)
۳۹۹	۹. بار گسترده تیرهای خارجی که تیرچه بر آن‌ها قرار ندارد. (طبقات، مرده)
۳۶۹	۱۰. بار گسترده تیرهای خارجی که تیرچه بر آن‌ها قرار ندارد. (طبقات، RL)
۶۳۷	۱۱. بار گسترده تیرهای داخلی که تیرچه بر آن‌ها قرار نمی‌گیرد. (بام، مرده)
۳۵۵	۱۲. بار گسترده تیرهای داخلی که تیرچه بر آن‌ها قرار نمی‌گیرد. (بام، L)
۳۱۹	۱۳. بار گسترده تیرهای خارجی که تیرچه بر آن‌ها قرار نمی‌گیرد. (بام، مرده)
۱۶۸	۱۴. بار گسترده تیرهای خارجی که تیرچه بر آن‌ها قرار نمی‌گیرد. (بام، L)

همان گونه که جدول ۱۴-۲ نشان می دهد، به جای مدل سازی سقف ها بارهای وارده از طرف این اعضا به تیرها به صورت دستی محاسبه شده و به آنها اختصاص می یابد. توضیحات مربوط به نحوه ی محاسبه ی بارها و مقادیر آنها به صورت دستی و به طور کامل در بخش های قبلی بیان شد. برای بررسی مقادیر اختصاص یافته می توان به مطالعه ی توضیحات لازم مطالب مذکور رجوع کرد. بارگذاری تیرهای سازه بر اساس جدول ۱۴-۲ صورت گرفته است. برای مثال در حالت ششم پس از انتخاب تیرها مطابق اشکال زیر بار اختصاص یافته است.



شکل ۲-۲۵ تیرهایی که برای اعمال بارگذاری حالت ششم انتخاب شده اند.

The screenshot shows the 'Frame Point Loads' dialog box. The 'Load Pattern Name' is 'LIVE'. The 'Units' are 'Kgf, m, C'. The 'Load Type and Direction' section has 'Forces' selected, 'Coord Sys' is 'GLOBAL', and 'Direction' is 'Gravity'. The 'Options' section has 'Add to Existing Loads' selected. The 'Point Loads' section shows four points with the following values:

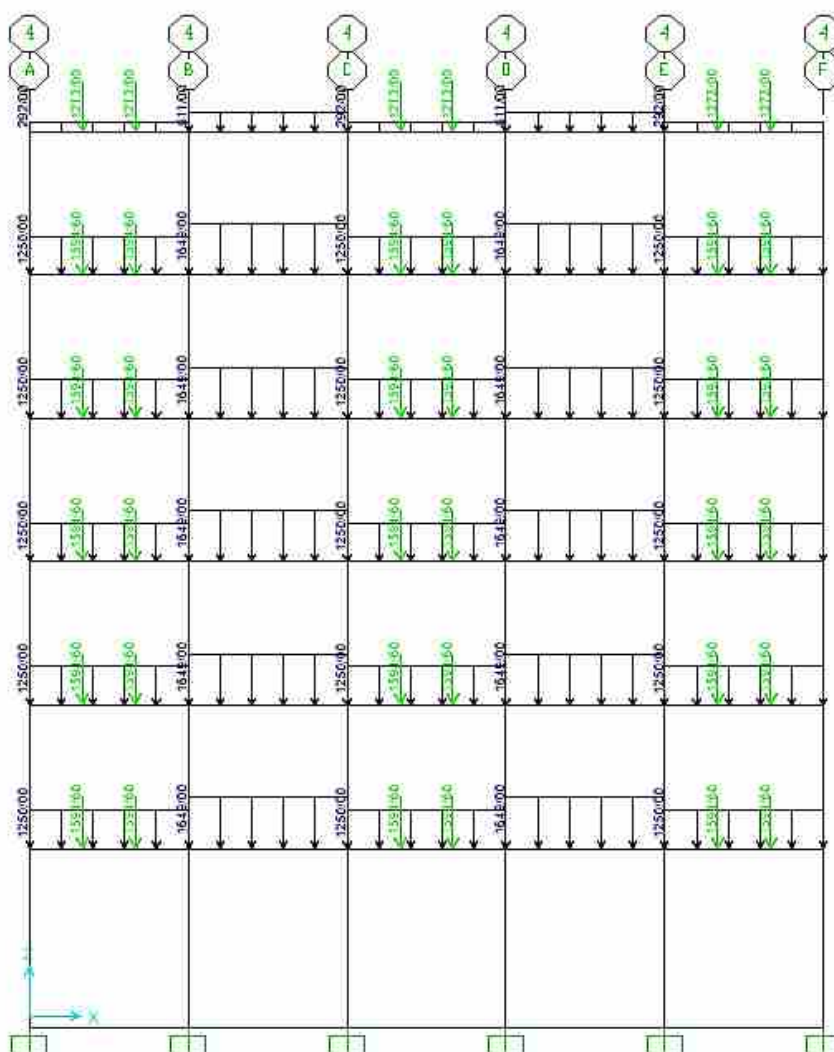
	1.	2.	3.	4.
Distance	0/	1/34	2/66	0/
Load	0/	670	670	0/

The 'Relative Distance from End-I' radio button is selected. The 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

شکل ۲-۲۶ بارگذاری زنده در حالت ششم روی سازه.

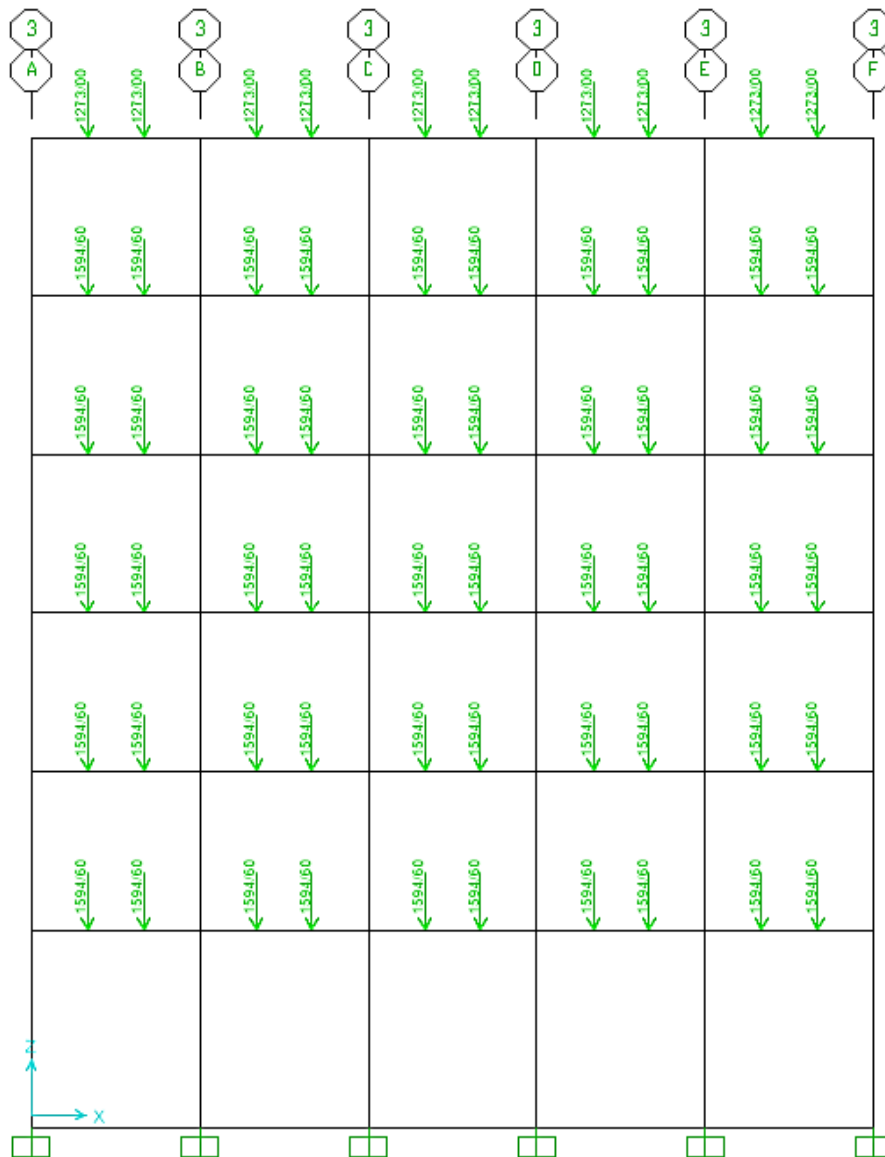
نهایتاً پس از اختصاص تمامی بارهای فهرست شده، بارگذاری قاب‌های سازه تکمیل خواهد شد. برای مثال نحوه توزیع بار زنده در اشکال زیر مشاهده می‌شود.

ا) قاب ۴ و ۱:



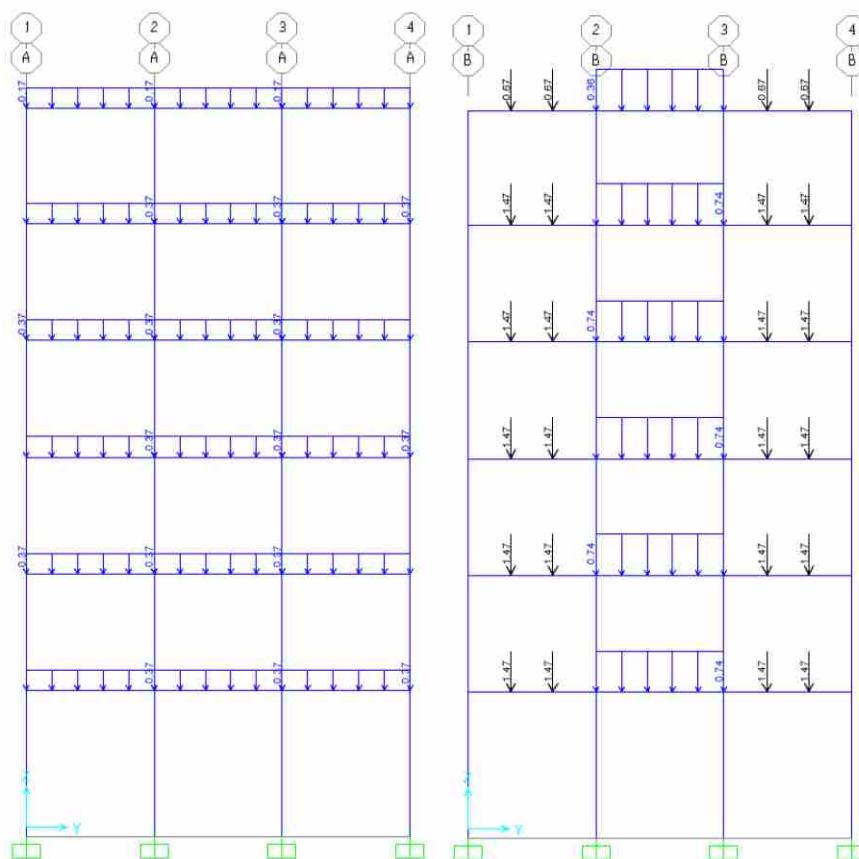
شکل ۲۷-۲ بار زنده اعمال شده به قاب‌های ۱ و ۴.

ب) قاب ۲ و ۳:



شکل ۲-۲ بار زنده اعمال شده به قاب های ۲ و ۳.

ج) قاب‌های A و F در سمت چپ و قاب‌های B، C، D و E در سمت راست



شکل ۲-۲۹ بار زنده اعمال شده به قاب‌های A, B, C, D, E, F

۲-۵-۱۰ تعیین ترکیبات بارگذاری برای سازه

برای تعیین ترکیبات مؤثر بارگذاری در سازه باید از آیین‌نامه‌های بارگذاری استفاده کنیم. البته ترکیبات بارگذاری برخی از آیین‌نامه‌های معروف دنیا در نرم‌افزار SAP به صورت پیش‌فرض وجود دارد. برای بارگذاری سازه‌ی نمونه می‌توان از ترکیبات بارگذاری متعلق به سازه‌های بتنی که به صورت پیش‌فرض در نرم‌افزار موجود است، استفاده کرد. البته باید در این ترکیبات بارگذاری شرایط مختلف مانند اثرات پیچش اتفاقی در نظر گرفته شود. در سازه‌ی نمونه حالات

متفاوتی برای ترکیبات بار در نظر گرفته شده است. جدول ۱۵-۲ ترکیبات بارگذاری اختصاصی به سازه نمونه بتنی را نشان می دهد.

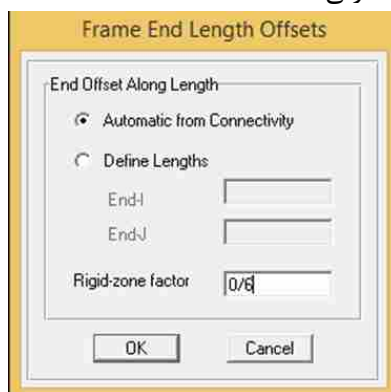
جدول ۱۵-۲ ترکیبات بارگذاری برای سازه بتنی مدنظر

ردیف	نام ترکیب	نحوه ترکیبات بار	جمع بندی
۱	UDCON1	1.4 Dead	Linear add
۲	UDCON2	1.2 Dead+1.6(live+Rlive)	Linear add
۳	UDCON3	1.2 Dead+1.0(live+Rlive)+Ex	Linear add
۴	UDCON4	1.2 Dead+1.0(live+Rlive)-Ex	Linear add
۵	UDCON5	1.2 Dead+1.0(live+Rlive)+Ey	Linear add
۶	UDCON6	1.2 Dead+1.0(live+Rlive)-Ey	Linear add
۷	UDCON7	0.9 Dead+Ex	Linear add
۸	UDCON8	0.9 Dead-Ex	Linear add
۹	UDCON9	0.9 Dead+Ey	Linear add
۱۰	UDCON10	0.9 Dead-Ey	Linear add
۱۱	Ex30Ey	Ex+0.3Ey	absolute add
۱۲	Ey30Ex	Ey+0.3Ex	absolute add
۱۳	COMBO1	1.2 Dead+1.0(live+Rlive)+ Ex30Ey	Linear add
۱۴	COMBO2	1.2 Dead+1.0(live+Rlive)- Ex30Ey	Linear add
۱۵	COMBO3	1.2 Dead+1.0(live+Rlive)+ Ey30Ex	Linear add
۱۶	COMBO4	1.2 Dead+1.0(live+Rlive)- Ey30Ex	Linear add
۱۷	COMBO5	0.9 Dead+ Ex30Ey	Linear add
۱۸	COMBO6	0.9 Dead- Ex30Ey	Linear add
۱۹	COMBO7	0.9 Dead+ Ey30Ex	Linear add
۲۰	COMBO8	0.9 Dead- Ey30Ex	Linear add

۲-۵-۱۱ در نظرگیری طول ناحیه صلب (END OFFSET)

در آنالیز و تحلیل مقاطع فاصله آکس تا آکس ستون ها به عنوان تیر در نظر گرفته می شود. اما در اجرا عملاً تیر از بر ستون آغاز می گردد. بنابراین باید اصلاحاتی بر روی طول تیرها در نرم افزار صورت پذیرد. البته باید در نظر داشت که اگر از نرم افزار خروجی به صورت طول مقاطع بگیریم، نرم افزار طول آکس تا آکس را داده و اصلاحات زیر روی طول خروجی اثری ندارد. البته

این اصلاحات روی وزن خروجی مصالح اثرگذار هستند و در صورت انجام اصلاحات زیر وزن خروجی به صورت صحیح قابل دسترسی خواهد بود. در سازه‌ی نمونه مقدار $0/6$ به عنوان مقدار طول ناحیه صلب به نرم افزار معرفی شده است.



شکل ۲-۳۰ اختصاص طول ناحیه صلب به سازه.

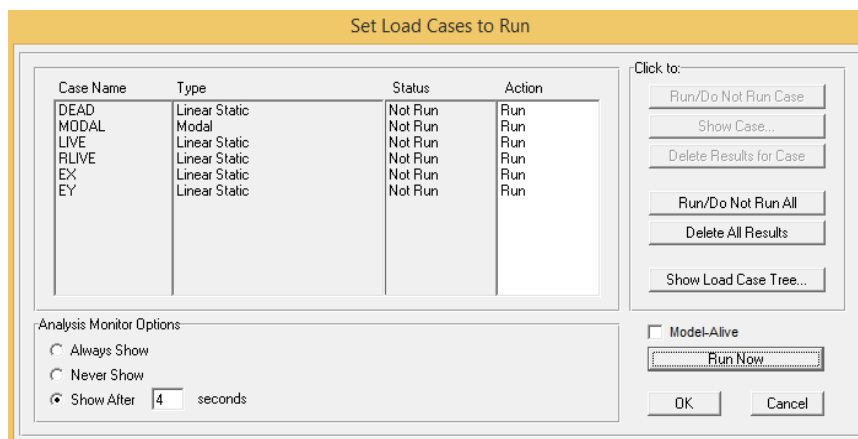
۲-۵-۲ آنالیز سازه

۲-۵-۲-۱ مشخص نمودن تعداد درجات آزادی

در سازه‌های ساختمانی در واقعیت تمامی درجات آزادی، آزاد هستند و سازه می‌تواند در تمامی جهات حرکت کند. بنابراین در مدل ساخته شده باید تمام درجات آزادی به سازه اختصاص یابند. بنابراین در قسمت تنظیمات آنالیز، از گزینه‌ی Full3d استفاده می‌شود.

۲-۵-۲-۲ شروع تحلیل مدل

در این قسمت باید تمام بارهای تعریف شده در بخش‌های قبل فعال شوند و سازه با آن‌ها آنالیز شود. در این قسمت برای آنالیز سازه از نیروی زلزله‌ی تعریف شده با دستورالعمل NEHRP استفاده شده است.



شکل ۲-۳۱ آنالیز سازه.

۲-۵-۳ طراحی سازه

در قسمت طراحی سازه، از آیین نامه UBC97 استفاده شده و نوع قاب خمشی متوسط انتخاب می شود. به علاوه، ترکیبات بار تعریف شده در قسمت آنالیز وارد ناحیه ی طراحی می شوند. نهایتاً بعد از پایان طراحی مقاطع مناسب برای اجزای سازه ای گزارش شده اند. در بخش زیر تنها مقاطع محاسبه شده و آرماتور اختصاص یافته به یکی از این قاب ها گزارش شده است. همان گونه که مشاهده می شود، شکل ۲-۳۲ المان های اختصاص یافته به قاب شماره ۱ سازه نمونه را در حالتی که فاقد میراگر باشد، نشان می دهد.

$C60*60 + 16Q25$	$C45*45 + 12Q20$	$C45*45 + 12Q20$	$C45*45 + 12Q20$	$C40*40 + 12Q20$	$C40*40 + 12Q20$	$C35*35 + 8Q20$
$B30*50$	$B30*50$	$B30*50$	$B30*50$	$B30*45$	$B30*45$	$B30*45$
$C60*60 + 16Q25$	$C45*45 + 12Q20$	$C45*45 + 12Q20$	$C45*45 + 12Q20$	$C40*40 + 12Q20$	$C40*40 + 12Q20$	$C35*35 + 8Q20$
$B30*50$	$B30*50$	$B30*50$	$B30*50$	$B30*45$	$B30*45$	$B30*45$
$C60*60 + 16Q25$	$C45*45 + 12Q20$	$C45*45 + 12Q20$	$C45*45 + 12Q20$	$C40*40 + 12Q20$	$C40*40 + 12Q20$	$C35*35 + 8Q20$
$B30*50$	$B30*50$	$B30*50$	$B30*50$	$B30*45$	$B30*45$	$B30*45$
$C60*60 + 16Q25$	$C45*45 + 12Q20$	$C45*45 + 12Q20$	$C45*45 + 12Q20$	$C40*40 + 12Q20$	$C40*40 + 12Q20$	$C35*35 + 8Q20$
$B30*50$	$B30*50$	$B30*50$	$B30*50$	$B30*45$	$B30*45$	$B30*45$

شکل ۲-۳۲ مقاطع طراحی شده برای قاب شماره ۱ سازه نمونه.

فصل ۳

ضوابط کلی آیین‌نامه‌ای برای

ابزار کنترلی غیرفعال

در این فصل ضوابط کلی موجود برای طراحی میراگرها، طبق دستورالعمل‌ها و آیین‌نامه‌های معروفی همچون FEMA، NEHRP، و ASCE7 بیان می‌شود. در همین راستا پس از بیان ضوابط آیین‌نامه‌های مختلف، نکات تکمیلی بررسی و ارائه خواهد شد.

۳-۱ ضوابط آیین‌نامه‌ای طراحی میراگرها (FEMA450)

در این بخش مبنای اصول مطرح‌شده، ضوابط موجود در آیین‌نامه‌ی FEMA450 است، نکات تکمیلی این ضوابط از آیین‌نامه‌های دیگری مثل ASCE7 ارائه‌شده است.

۳-۱-۱ حداقل‌های لازم در طراحی

در طراحی سازه با ابزار کنترلی باید حداقل ضوابط آیین‌نامه‌ای اغنا گردد. در اینجا طراحی سازه بدون میراگر با عنوان سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله در نظر گرفته‌شده و سیستم استهلاکی در بخش‌های بعدی تعریف خواهد شد. سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله (سازه پایه برای نصب میراگر) باید مقاومت کافی برای تحمل نیروی تعریف‌شده در بندهای زیر را داشته باشد. همچنین ترکیب سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله و سیستم میراگر باید حداقل‌های موردنیاز جابجایی نسبی طبقه (دریفت) را تأمین کند [۷].

۳-۱-۱-۱ نوع سیستم مقاوم لرزه‌ای

در سازه‌ای که شامل سیستم استهلاکی است، حتماً باید سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی مطابق با یکی از سیستم‌هایی که آیین‌نامه برای حالت کلی تعریف کرده، باشد. برای مثال سیستم سازه‌ی نمونه از نوع قاب خمشی بتنی متوسط است [۷].

۳-۱-۱-۲ سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه‌ای (سازه پایه برای نصب میراگر)

در طراحی سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی (سازه پایه برای نصب میراگر) باید علاوه بر اغنای ضوابطی که در بخش‌های بعدی تحت عنوان شرایط نیروی زلزله و ضوابط الزامی آن مورد بررسی قرار می‌گیرد، حداقل‌های زیر برآورده گردد [۷]:

- نیروی برش پایه‌ای که برای طراحی سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه‌ای (سازه پایه برای نصب میراگر) بکار می‌رود، نباید کمتر از V_{min} منظور شود. مقدار V_{min} برابر با حداکثر مقدار یکی از دو رابطه زیر است:

$$V_{min} = \frac{V}{B_{V+1}} \times V_{min} = 0.75 V$$

که در این روابط V نیروی برش پایه اعمالی بر سازه است. این پارامتر مطابق با روابط بخش ۲-۱-۴-۲ کتاب محاسبه می‌شود. ضریب B_{V+1} نیز عددی است که طبق جدول ۱۶-۲ محاسبه می‌شود (این جدول در بخش‌های بعدی ارائه خواهد شد). مقدار این ضریب برای استهلاک مؤثر وارده به سازه، از مجموع استهلاک ویسکوز و ذاتی سازه در مود اول ارتعاشی آن در راستای مورد نظر بدست می‌آید.

تبصره: نیروی برش پایه‌ی لرزه‌ای برای طراحی سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله (سازه پایه برای نصب میراگر) در موارد زیر نباید از مقدار V کمتر در نظر گرفته شود:

أ) در سیستم استهلاکی و در راستای مورد نظر، در هر طبقه کمتر از دو ابزار کنترلی وجود داشته باشد.

ب) طبق ضوابط این آیین‌نامه، سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه‌ای (سازه پایه برای نصب میراگر)، دارای نامتقارنی در پلان یا ارتفاع باشد.

- در نتیجه مطابق بندهای مذکور، اگر در هر طبقه حداقل ۲ میراگر وجود داشته باشد و سازه نامتقارن نباشد، آیین‌نامه اجازه می‌دهد تا نیروی زلزله طراحی، حداکثر تا ۷۵٪ نیروی محاسبه شده در فصل قبل کاهش یابد.

- در حالتی که سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه‌ای (سازه پایه برای نصب میراگر)، مجهز به سیستم استهلاکی باشد و المان‌ها مجبور باشند تا نیروی ابزار استهلاکی را تحمل کنند، باید حداقل مقاومت مورد نیاز برای المان‌های تشکیل‌دهنده‌ی سیستم علاوه بر مقادیر بالا ضوابط ارائه شده در قسمت ۳-۱-۹-۲ کتاب را نیز اغنا کند.

۳-۱-۱-۳ سیستم استهلاکی

المان‌های سیستم استهلاکی باید علاوه بر تحمل نیروهای طراحی (شامل نیروی لرزه‌ای کاهش نیافته)، در محدودی الاستیک نیز باقی بمانند. نیروهای طراحی در قسمت ۳-۱-۹-۲ بیان خواهند شد. مگر این که با انجام آزمایش یا آنالیز پاسخ غیرخطی المان‌ها، مشخص شود که این رفتار اثر نامطلوبی بر تابع استهلاکی ندارد و یا پاسخ‌های استهلاکی به مقادیر اشاره شده در آیین‌نامه محدود گردد [۷].

- طبق این تبصره در تمام فصول این کتاب، باقی ماندن مقاطع سازه‌ای در محدوده‌ی الاستیک الزامی است، بنابراین ضریب رفتار سازه که بیانگر ورود به ناحیه‌ی غیرخطی است، در تمامی سازه‌های طراحی شده با کنترل‌گرها برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود.

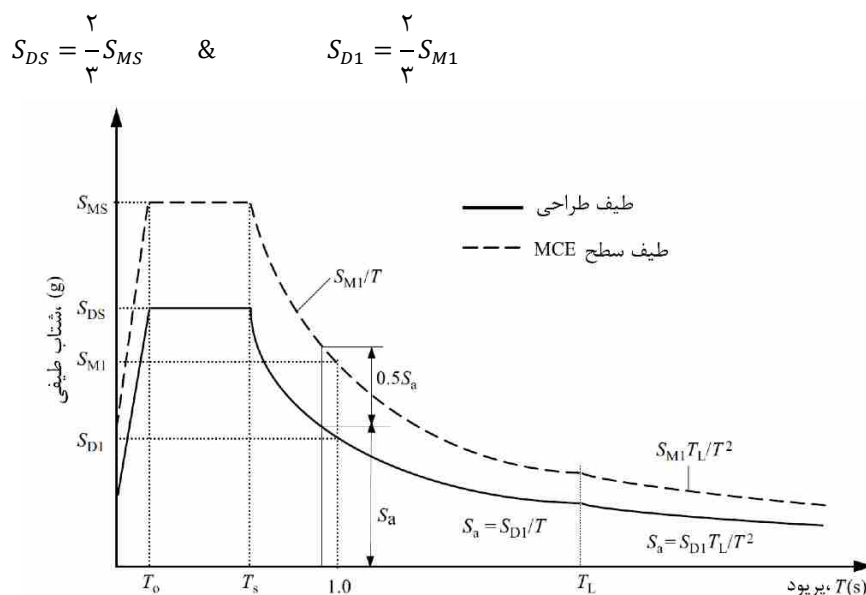
۳-۱-۲ زمین‌لرزه‌های ورودی

برای طراحی سازه‌های دارای میراگر، از طیف‌هایی که در بخش ۳-۴ دستورالعمل NEHRP معرفی شده، استفاده می‌شود. همان‌گونه که در فصل قبل بیان شد، این طیف‌ها برای حداکثر زلزله محتمل ترسیم شده‌اند. برای تبدیل آن‌ها به سطح زلزله طراحی، بر اساس روابط ارائه شده‌ی آیین‌نامه باید از ضریب 0.66 استفاده شود. همچنین در صورت وجود شرایط زیر می‌توان برای طراحی لرزه‌ای سازه دارای میراگر از شتاب‌نگاشت‌های تاریخیچه زمانی و منحنی-های حداکثر زلزله‌ی محتمل استفاده کرد.

أ) سازه در زمینی با S_1 بزرگ‌تر از $0.6 (S_1 < 0.6)$ واقع باشد.

ب) سیستم استهلاکی صریحاً با استفاده از روش تاریخیچه زمانی مدل و آنالیز شده باشد.

هنگامی که طیف ساختگاه ویژه استفاده قرار می‌شود، باید طیف طراحی مورد نیاز برای طراحی لرزه‌ای سازه با توجه به بخش ۳-۴ آیین‌نامه NEHRP [۷]، توسعه یابد. از طرفی زمانی که از طیف ساختگاه ویژه استفاده نمی‌شود، باید طیف طراحی بکار رفته برای طراحی لرزه‌ای با توجه به بخش ۳-۳ آیین‌نامه [۷]، گسترش یابد. طیف طراحی برای حداکثر زلزله محتمل نباید کمتر از $1/5$ برابر طیف طراحی برای زلزله سطح طراحی منظور گردد [۷]. شکل ۳۳-۲ نشان دهنده‌ی طیف طراحی برای حداکثر زلزله محتمل و زلزله‌ی سطح طراحی است. معادلات زیر مشابه شکل ۳۳-۲ فاصله‌ی حداقل $1/5$ برابری پارامترهای مربوط به شتاب مبنای طرح را در زلزله‌ی سطح طراحی و حداکثر زلزله‌ی محتمل نشان می‌دهد.



شکل ۲-۳۳ طیف طراحی و طیف پاسخ زلزله سطح MCE [۷].

۳-۱-۳ روش انتخابی

برای طراحی تمام سازه‌های مجهز به سیستم‌های استهلاکی، می‌توان از روش‌های خطی، غیرخطی و ترکیبی از روش‌های خطی و غیرخطی استفاده کرد. صرف‌نظر از روش انتخابی برای آنالیز سازه، در صورتی که سازه روی زمینی با $S_1 < 0.6$ واقع باشد؛ پاسخ دینامیکی حداکثر سازه و المان‌های سیستم استهلاکی، باید با استفاده از روش پاسخ تاریخیچه زمانی غیرخطی تأیید گردند [۷].

۳-۱-۳-۱ روش غیرخطی

روش غیرخطی که در بخش ۳-۱-۵ همین فصل توضیح داده می‌شود، برای طراح سازه‌های دارای ابزار استهلاکی قابل‌استفاده است.

۳-۱-۳-۲ روش طیف پاسخ

روش طیف پاسخ در بخش ۳-۱-۶ همین فصل توضیح داده شده است. این روش با وجود شرایط زیر قابلیت استفاده در سازه‌های دارای سیستم استهلاکی را داراست [۷]:

- أ) در سیستم استهلاکی، در راستای موردبررسی، حداقل دو ابزار کنترلی در هر طبقه وجود داشته باشد و این ابزار طوری چیده شده باشند که باعث پیچش در سازه نگردند.

ب) استهلاک مؤثر مود اساسی (اول) سازه، در راستای موردبررسی نباید از ۳۵ در صد بیشتر شود.

۳-۳-۱-۳ روش نیروی جانبی معادل

این روش در بخش ۳-۱-۷ همین فصل از کتاب توضیح داده شده است. سازه باید برای استفاده از این روش شرایط زیر را داشته باشد [۷]:

- در راستایی موردبررسی سیستم استهلاکی، حداقل دو ابزار کنترلی در هر طبقه وجود داشته باشد و چینش آن‌ها طوری باشد که سبب پیچش سازه نگردند.
- استهلاک مؤثر مود اساسی (اول) سازه، در راستای موردبررسی نباید از ۳۵ در صد بیشتر شود.
- سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه‌ای، طبق ضوابط جدول ۳-۳-۴ آیین‌نامه [۷]، نباید دارای نامتقارنی در پلان و ارتفاع باشد.
- طبق ضوابط بند ۳-۴-۱-۲ آیین‌نامه [۷]، دیافراگم سازه از نوع صلب باشد.
- ارتفاع سازه موردبررسی در بالای پی از ۳۰ متر تجاوز نکند.

۳-۱-۴ سیستم استهلاکی (میراگر)

۳-۱-۴-۱ طراحی ابزار

طراحی، ساخت و نصب ابزار استهلاکی، بر مبنای پاسخ حداکثر زلزله محتمل و شرایط زیر صورت می‌پذیرد [۷]:

- در سیکل‌های پایین، کاهش جابجایی‌های زیاد ناشی از زلزله؛
- در سیکل‌های بالا، کاهش جابجایی‌های کوچک ناشی از وزش باد، حرارت و یا سایر بارگذاری‌های سیکلی؛
- نیرو یا جابجایی ناشی از بار ثقلی؛
- چسبیدگی قطعات این ابزار به علت خوردگی یا سایش، تجزیه‌ی بیولوژیکی، رطوبت و قرارگیری در معرض مواد شیمیایی؛
- قرارگیری در معرض شرایط محیطی، شامل دمای نامحدود، رطوبت، تابش (مثلاً نور فرابنفش) و مواد واکنش‌دهنده یا خورنده (از قبیل آب دریا).

۳-۴-۱-۲ حرکت چند محوره

نقاط اتصال ابزار استهلاکی به سازه باید دارای مفصل‌بندی مناسب جهت انطباق با جابجایی‌های طولی، جانبی و قائم سیستم استهلاکی باشد. منظور از این جمله آن است که طوری طراحی اتصال میراگر به سازه انجام شود که این ابزار بتوانند به راحتی در جهات مورد نیاز طراحی، حرکت کنند [۷].

۳-۴-۱-۳ بازرسی و آزمایش‌های متناوب

در طراحی ابزار کنترل ارتعاش در سازه، باید امکان دسترسی برای بازرسی و حذف تمام ابزارهای استهلاکی از سیستم فراهم باشد. در طراحی‌های قابل استناد حرفه‌ای معقول، برای طراحی هر نوع ابزار استهلاکی در سازه برنامه‌ی آزمایش و بازرسی مناسب با آن ایجاد می‌شود. این برنامه برای اطمینان از رفتار مناسب این ابزار در طول عمر مفید طراحی تنظیم می‌شود [۷].

۳-۴-۱-۴ کنترل کیفیت

در طراحی‌های معقولانه حرفه‌ای، طبق بخش ۲-۲-۱ آیین‌نامه، برنامه تضمین کیفیت برای تولید ابزار استهلاکی به عنوان قسمتی از طرح تضمین کیفیت در نظر گرفته می‌شود [۷].

۳-۱-۵ روش غیرخطی

خواص سختی و استهلاک ابزار استهلاکی به کاررفته در مدل‌ها، باید بر مبنای آزمایش‌هایی که بر روی این ابزار استهلاکی صورت می‌گیرد تصدیق شوند. روند این آزمایش‌ها باید بر مبنای آزمایش‌های بخش ۹-۱۵ آیین‌نامه NEHRP صورت پذیرد. مشخصات غیرخطی نیرو-جابجایی باید در ابزار استهلاکی مدل‌سازی گردد. در نتیجه باید صریحاً وابستگی ابزار به فرکانس، دامنه، و بازه‌ی بارگذاری لرزه‌ای محاسبه شود [۷].

۳-۱-۵-۱ روش غیرخطی پاسخ تاریخچه زمانی

آنالیز پاسخ تاریخچه زمانی غیرخطی (Time History) باید با استفاده از مدل ریاضی سازه و سیستم استهلاکی انجام شود. جزئیات این روش در بخش ۵-۵-۱ آیین‌نامه NEHRP [۷]، و به صورت تکمیلی در اینجا توضیح داده شده است. مدل ریاضی باید به صورت مستقیم برای بیان رفتار هیستریک غیرخطی المان‌های سازه‌ای و ابزار استهلاکی بکار رود. برای ایجاد تناسب بین شتاب‌نگاشت‌های سازگار با طیف پاسخ طراحی سایت مورد نظر، محاسبه‌ی پاسخ‌ها با استفاده از روش‌های انتگرال‌گیری عددی صورت می‌پذیرد [۷].

در این روش، استهلاک ذاتی سازه نباید از ۵ درصد بیشتر در نظر گرفته شود. مگر آن‌که داده‌های آزمایشگاهی نشان‌دهنده‌ی مقادیر بالاتری از استهلاک سازه باشند. این داده‌ها شامل سطوح تغییرشکلی سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه‌ای (سازه پایه برای نصب میراگر) تا حد تسلیم مؤثر جابجایی یا کمتر از آن هستند. اگر نیروی موجود در المان‌های سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله (سازه پایه برای نصب میراگر) از $1/5$ برابر مقاومت اسمی آن‌ها تجاوز نکند، می‌توان المان‌ها را خطی مدل نمود [۷].

۳-۱-۵-۲ مدل‌سازی ابزار استهلاکی در روش غیرخطی تاریخچه زمانی

مدل‌های ریاضی جابجایی-استهلاک ابزار استهلاکی باید شامل رفتار هیسترتیک این ابزار، داده‌های آزمایشگاهی، و تغییرات اساسی مقاومت، سختی، و شکل حلقه‌های هیسترتیک باشد. علاوه بر این، مدل ریاضی ابزار استهلاکی وابسته به سرعت، باید شامل ضرایب سرعت همراه با نتایج آزمایشگاهی باشد.

در صورتی‌که این ضرایب با تغییر زمان و یا دما تغییر می‌کنند، این رفتار باید در مدل صریحاً در نظر گرفته شود. نحوه‌ی اتصال المان‌های ابزار استهلاکی به سازه، باید در مدل‌سازی منظور شود [۷].

۳-۱-۵-۳ پارامترهای پاسخ

برای هر شتاب‌نگاشت آنالیز شده، علاوه بر پارامترهای پاسخ موجود در قسمت ۳-۵-۵ آیین‌نامه NEHRP [۷]، پاسخ‌های پارامتریک خصوصی نیز محاسبه می‌شوند. این پاسخ‌های خصوصی شامل حداکثر مقدار نیروی استهلاکی ابزار مجزا؛ و جابجایی و سرعت در "ابزار وابسته به سرعت" می‌باشند. برای تعیین این پاسخ‌ها اگر حداقل ۷ زلزله مورد آنالیز قرار گیرد، میانگین مقادیر تعیین‌شده با آنالیز برای محاسبه‌ی نتایج بکار می‌رود. اما اگر تعداد شتاب‌نگاشت‌ها کمتر از ۷ عدد باشد، برای تعیین مقادیر معرفی‌شده بالا، باید حداکثر مقادیری که از شتاب‌نگاشت‌ها برداشت می‌شود و از آنالیز بدست می‌آید، مبنا قرار گیرد [۷].

اما سؤالی که در اینجا مطرح می‌شود این است که آیا می‌توان با یک شتاب‌نگاشت (مثلاً زلزله ال‌سنترو) سازه را طراحی نمود؟

در پاسخ به این سؤال، آیین‌نامه NEHRP [۷]، طبق ضابطه‌ی ۲-۴-۵ بیان می‌کند که "برای آنالیز سازه باید از شتاب‌نگاشت‌هایی مناسب مکان موردنظر استفاده شود. در ضمن تعداد آن‌ها

نباید از سه عدد کمتر باشد. به علاوه ضوابطی برای این شتاب‌نگاشت‌ها وجود دارد که در بخش ۴-۵-۲ آیین‌نامه به آن‌ها اشاره شده است."

سؤال دیگری که در پی سؤال قبلی مطرح می‌شود این است که آیا می‌توان با یک شتاب‌نگاشت سازه را کنترل کرده و نتایجی از آن برداشت نمود؟

در پاسخ این سؤال باید چنین گفت که برخلاف طراحی سازه، برای کنترل آن می‌توان از یک شتاب‌نگاشت زلزله استفاده کرد و رفتار سازه را تحت آن زلزله بررسی نمود. برای مثال با بررسی سازه نمونه حین رخداد زلزله (مثلاً شتاب‌نگاشت نورث‌ریچ)، میزان انرژی مستهلک‌شده توسط خود سازه و میراگرهای آن، قابل مشاهده خواهد بود.

۳-۵-۴ روش استاتیکی غیرخطی (آنالیز پوش‌آور)

در روش استاتیکی غیرخطی، مدل‌سازی به صورت غیرخطی انجام شده و نیروی جانبی بر مبنای قسمت ۳-۵-۵ بر سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله اعمال خواهد شد. به جای جابجایی تسلیمی مؤثر (DY) نیز، باید از نتایج منحنی‌های نیرو-جابجایی استفاده گردد. رابطه‌ی ۱۰-۶-۱۵ آیین‌نامه نیز باید در زلزله‌ی سطح طراحی و حداکثر زلزله محتمل و تا شکل‌پذیری مؤثر مورد انتظار محاسبه شود [۷]. (در این رابطه باید ضریب C_d/R برابر ۱/۰۰ منظور شود)

۳-۱-۶ روش طیف پاسخ

رعایت ضوابط موجود در این بخش برای طراحی سازه مجهز به سیستم استهلاکی با روش طیف پاسخ الزامی است.

۳-۱-۶-۱ مدل‌سازی

برای نشان دادن مدل فضایی از جرم، سختی و استهلاک در کل سازه ایجاد مدل ریاضی سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله (سازه پایه برای نصب میراگر) و سیستم استهلاکی، الزامی است. مدل‌سازی و آنالیز سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله بر اساس ملزومات بخش ۱-۳-۵ تا ۳-۳-۵ آیین‌نامه و طراحی مدل‌های استهلاکی طبق حداقل‌های معرفی‌شده در این بخش صورت می‌پذیرد. برای تصدیق خواص سختی و استهلاک میراگرهای مدل‌شده نیز، آزمایش‌های ابزار استهلاکی طبق روابط بخش ۹-۱۵ آیین‌نامه انجام می‌شود. همچنین سختی الاستیک المان‌های میراکننده، باید صریحاً مدل شود. بر اساس بندهای زیر سختی ابزار استهلاکی به نوع رفتار آن‌ها وابسته است: [۷]:

- ابزار استهلاکی وابسته به جابجایی: برای مدل‌سازی ابزار استهلاکی وابسته به جابجایی از سختی مؤثر آن‌ها استفاده می‌شود. سختی مؤثر ابزار استهلاکی نمایانگر نیروی این ابزار در راستای پاسخ جابجایی موردنظر است. از آنجایی که ممکن است آنالیز طیف پاسخ بکار رفته برای تعیین نیرو طراحی در ابزار وابسته به جابجایی، شامل سختی هیستریتیک و استهلاک اصطکاکی ابزار نشود، بنابراین باید اثرات آن‌ها به‌عنوان نیروی خارجی (طبق بخش ۳-۲-۷-۱۵ آیین‌نامه [۷]) بر مدل اعمال شود.
- ابزار استهلاکی وابسته به سرعت: در صورتی که ابزار استهلاکی وابسته به سرعت دارای مؤلفه‌های سختی باشند (مثل ابزار استهلاکی ویسکوالاستیک)، باید در مدل‌سازی سختی مؤثر، دامنه و فرکانس موردنظر وارد شود.

۳-۶-۱-۲ سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله (سازه پایه برای نصب میراگر)

ا) برش پایه‌ی لرزه‌ای:

برش پایه‌ی لرزه‌ای سازه، V ، در راستای موردنظر با ترکیبی از مؤلفه‌های مودال، V_m ، تعیین می‌شود. حداقل مقدار برش پایه لرزه‌ای از رابطه زیر تعیین می‌شود [۷]:

$$V \geq 9 \times V_{min}$$

برش پایه‌ی لرزه‌ای (V) باید با استفاده از جذر مجموع مربعات یا ترکیب کامل درجه دوم برش پایه‌ی مؤلفه‌ای مودال (V_m) تعیین شود.

ب) برش پایه‌ی مودال:

در راستای موردنظر برش پایه‌ی مودال m امین مود ارتعاشی سازه (V_m) با استفاده از رابطه‌ی زیر تعیین می‌گردد:

$$V_m = C_{sm} \bar{W}_m$$

که در این رابطه C_{sm} ضریب پاسخ لرزه‌ای m امین مود ارتعاشی سازه در راستای موردنظر است. نحوه‌ی محاسبه‌ی این پارامتر در بخش ۳-۶-۱-۲ (ج) بیان شده است. $\bar{W}_m$ بارگذاری ثقلی مؤثر در m امین مود ارتعاشی سازه است. این مقدار با توجه به رابطه‌ی ۳-۲-۵ آیین‌نامه [۷]، به‌صورت زیر تعیین می‌شود:

$$\bar{W}_m = \frac{\left(\sum_{i=1}^n w_i \varphi_{im} \right)^2}{\sum_{i=1}^n w_i \varphi_{im}^2}$$

در این رابطه w_i سهم بار ثقلی کلی سازه در تراز i ام و φ_{im} دامنه‌ی جابجایی i امین تراز سازه در m امین مود ارتعاشی است.

ج) ضریب مشارکت مودی

ضریب مشارکت مودی m امین مود ارتعاشی در راستای موردنظر، با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود [۷]:

$$\Gamma_m = \frac{\bar{W}_m}{\sum_{i=1}^n w_i \varphi_{im}}$$

در این رابطه φ_{im} دامنه‌ی جابجایی i امین تراز سازه، برای شرایط انتهای گیردار در m امین مود ارتعاشی و در راستای موردنظر است. مقدار این پارامتر به تراز بام نرمالیز شده است.

د) ضریب پاسخ لرزه‌ای مود پایه (مود اول):

در راستای موردنظر، ضریب پاسخ لرزه‌ای مود پایه (C_{s1}) ($m = 1$) با استفاده از روابط زیر تعیین می‌شود [۷]:

$$\bullet \text{ برای } T_{1D} < T_s$$

$$C_{s1} = \left(\frac{R}{C_d}\right) \frac{S_{DS}}{\Omega_0 B_{1D}}$$

$$\bullet \text{ برای } T_{1D} \geq T_s$$

$$C_{s1} = \left(\frac{R}{C_d}\right) \frac{S_{D1}}{T_{1D}(\Omega_0 B_{1D})}$$

حدود تعریف‌شده بالا به‌عنوان پریود مؤثر شناخته می‌شوند. این مقادیر در قسمت بعدی محاسبه خواهند شد. همچنین، ضریب اضافه مقاومت و ضریب رفتار سازه مطابق با جداول آیین‌نامه (این جداول در فصل دوم این کتاب معرفی شده‌اند) محاسبه خواهند شد.

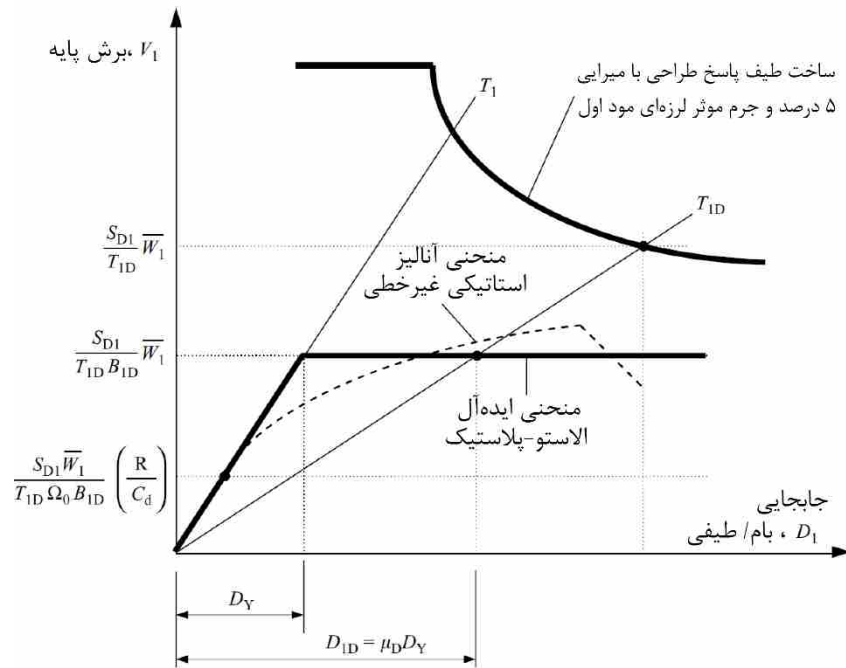
ه) تعیین پریود مؤثر مود پایه:

پریود مؤثر مود پایه در زلزله سطح طراحی (T_{1D}) و در حداکثر زلزله محتمل (T_{1M}) صریحاً بر اساس مشخصات نیروی تغییرشکل فراتسلیمی غیرخطی سازه در نظر گرفته می‌شود و یا از روابط زیر بدست می‌آید [۷].

$$T_{1D} = T_1 \sqrt{\mu_D}$$

$$T_{1M} = T_1 \sqrt{\mu_M}$$

شکل ۲-۳۴ روش محاسبه‌ی پارامتر T_{1D} را نشان می‌دهد. در این تصویر، این پارامتر بر اساس رابطه بین شبه شتاب و D_{1D} بر حسب میلی‌متر نمایش داده شده است.



شکل ۳۴-۲ رابطه‌ی بین برش پایه و جابجایی در اولین مود سازه [۹].

(و) ضرایب پاسخ لرزه‌ای مودهای بالاتر:

ضریب پاسخ لرزه‌ای مودهای بالاتر $(m > 1)$ ، C_{sm} ، در m امین مود ارتعاش سازه در راستای مورد نظر با توجه به روابط زیر بدست می‌آید [۷].

• برای $T_M < T_s$

$$C_{sm} = \left(\frac{R}{C_d}\right) \frac{S_{DS}}{\Omega_0 B_{mD}}$$

• برای $T_M \geq T_s$

$$C_{sm} = \left(\frac{R}{C_d}\right) \frac{S_{D1}}{T_m (\Omega_0 B_{mD})}$$

که در این روابط، T_m پریود سازه در m امین مود ارتعاشی در راستای مورد نظر و B_{mD} ضریبی عددی است که بر مبنای جدول ۲-۱۶ همین فصل، برای استهلاک مؤثر β_{mD} و پریود T_m محاسبه می‌شود.

(ز) نیروی جانبی طراحی

در راستای موردنظر نیروی جانبی طراحی تراز i ناشی از مود ارتعاشی m ام سازه، F_{im} ، با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود [۷].

$$F_{im} = w_i \varphi_{im} \frac{\Gamma_m}{W_m} V_m$$

۳-۱-۶-۳ سیستم استهلاکی

نیروی طراحی المان‌های سیستم استهلاکی بر مبنای تغییرشکل بام، جابجایی نسبی (دریافت) طبقات، و پارامترهای پاسخ سرعت طبقات تعیین می‌شود. برای طراحی سازه مقاوم در برابر نیروی زلزله (سازه پایه برای نصب میراگر)، جابجایی و سرعت لازم برای تعیین حداکثر نیروی موجود در ابزار استهلاکی باید در هر طبقه در جهات افقی محاسبه شود. به علاوه، در پاسخ‌ها باید اثر افزایشی ناشی از پیچش دیده شود [۷]. جابجایی طبقات در تراز i ام، δ_{iD} و δ_{iM} ، دریافت طراحی طبقات، Δ_D و Δ_M ، سرعت-های طراحی طبقات، V_D و V_M ، به ترتیب برای زلزله‌ی طراحی و حداکثر زلزله محتمل مطابق با ملزومات این فصل محاسبه می‌شوند [۷].

(أ) تغییرشکل در زلزله سطح طراحی

تغییرشکل سازه در زلزله سطح طراحی در تراز i ام در مود ارتعاشی m ام سازه، δ_{imD} ، در راستای موردنظر با استفاده از رابطه‌ی زیر تعیین می‌گردد [۷]:

$$\delta_{imD} = D_{mD} \varphi_{im}$$

در هر طبقه از سازه تغییرشکل کلی در زلزله سطح طراحی، با جذر مجموع مربعات یا ترکیب کامل درجه دوم از تغییرشکل‌های مودال این سطح زلزله محاسبه می‌شود.

(ب) تغییرشکل بام در زلزله سطح طراحی

در راستای موردنظر، جابجایی بام در مود پایه ($m = 1$) و مودهای بالاتر ($m > 1$)، در زلزله سطح طراحی D_{mD} و D_{1D} با استفاده از روابط زیر تعیین می‌شود [۷]:

• برای $m = 1$

$$D_{1D} = \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{S_{DS} T_{1D}}{B_{1D}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{S_{DS} T_1}{B_{1E}}, T_{1D} < T_s$$

$$D_{1D} = \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{S_{D1} T_{1D}}{B_{1D}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{S_{D1} T_1}{B_{1E}}, T_{1D} \geq T_s$$

- برای $m > ۱$

$$D_{mD} = \left(\frac{g}{\epsilon \pi^\gamma} \right) \Gamma_m \frac{S_{D1} T_m}{B_{mD}} \leq \left(\frac{g}{\epsilon \pi^\gamma} \right) \Gamma_m \frac{S_{DS} T_m}{B_{mD}}$$

ج) جابجایی نسبی (دریفت) طبقات در زلزله سطح طراحی

در راستای موردنظر، دریفت طبقات سازه در زلزله سطح طراحی در مود پایه Δ_{1D} و موده‌های بالاتر Δ_{mD} ، با استفاده از روابط زیر محاسبه می‌شود [۷]:

- برای $m = ۱$

$$\nabla_{1D} = \epsilon \pi \frac{\Delta_{1D}}{T_{1D}}$$

- برای $m > ۱$

$$\nabla_{mD} = \epsilon \pi \frac{\Delta_{mD}}{T_m}$$

د) حداکثر پاسخ لرزه‌ای

حداکثر جابجایی لرزه‌ای بام، با جایگزینی جابجایی بام در زلزله سطح طراحی صورت می‌پذیرد. در راستای موردنظر، حداکثر جابجایی لرزه‌ای بام با استفاده از روابط ذیل تعیین می‌شود [۷]:

- برای $m = ۱$

$$D_{1M} = \left(\frac{g}{\epsilon \pi^\gamma} \right) \Gamma_1 \frac{S_{MS} T_{1M}}{B_{1M}} \geq \left(\frac{g}{\epsilon \pi^\gamma} \right) \Gamma_1 \frac{S_{MS} T_1}{B_{1E}}, T_{1M} < T_s$$

$$D_{1M} = \left(\frac{g}{\epsilon \pi^\gamma} \right) \Gamma_1 \frac{S_{M1} T_{1M}}{B_{1M}} \geq \left(\frac{g}{\epsilon \pi^\gamma} \right) \Gamma_1 \frac{S_{M1} T_1}{B_{1E}}, T_{1M} \geq T_s$$

- برای $m > ۱$

$$D_{mM} = \left(\frac{g}{\epsilon \pi^\gamma} \right) \Gamma_m \frac{S_{M1} T_m}{B_{mM}} \leq \left(\frac{g}{\epsilon \pi^\gamma} \right) \Gamma_m \frac{S_{MS} T_m}{B_{mM}}$$

که در این روابط، B_{mM} ضریب عددی است و با استفاده از جدول ۲-۱۶ برای استهلاک مؤثر B_{mM} و T_m تعیین می‌شود.

۷-۱-۳ روش نیروی جانبی معادل

رعایت الزامات این بخش برای استفاده از این روش در طراحی سازه حاوی میراگر ضروری است.

۳-۱-۷-۱ مدل سازی

برای طراحی المان‌های سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله (سازه پایه برای نصب میراگر) رعایت الزامات رفتاری بخش ۲-۵ آیین‌نامه ضروری است. برای ارضای اهداف آنالیزی، باید سازه با پایه‌ی گیردار طراحی گردد. برای ساخت مدل، باید المان‌های سیستم استهلاکی مدل شوند تا نیروی طراحی انتقالی ناشی از ابزار استهلاکی به زمین و سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله مشخص شود. در ابزار استهلاکی وابسته به سرعت باید سختی مؤثر نیز در مدل دیده شود [۷]. خواص سختی و استهلاک میراگرهای بکار رفته در مدل، باید بر مبنای آزمایش‌های ابزار استهلاکی تعیین شوند. این آزمایش‌ها در بخش ۹-۱۵ آیین‌نامه بیان شده‌اند.

۳-۱-۷-۲ سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله

أ) برش پایه‌ی لرزه‌ای:

در راستای موردنظر برش پایه‌ی لرزه‌ای سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی، V ، با ترکیبی از مؤلفه‌های مودال، V_1 و V_R ، طبق رابطه ذیل تعیین می‌شود [۷]:

$$V = \sqrt{V_1^2 + V_R^2} \geq V_{min}$$

که در این رابطه، V_1 میزان برش پایه طراحی در مود پایه در راستای پاسخ است. مقدار این پارامتر طبق قسمت (ب) همین بخش تعیین می‌گردد. V_R مقدار برش پایه‌ی طراحی موده‌ای باقیمانده در راستای موردبررسی است که این مقدار طبق قسمت ۳-۱-۷-۲ (ج) تعیین می‌شود. به‌علاوه، V_{min} حداقل مقدار مجاز برش پایه طراحی سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی (سازه پایه برای نصب میراگر) است. مقدار این پارامتر در راستای موردنظر با توجه به بخش ۳-۱-۱ (الف) تعیین می‌شود.

ب) برش پایه مود اصلی (مود اول)

برش پایه‌ی مود اصلی، V_1 ، با توجه به رابطه‌ی زیر تعیین می‌گردد [۷]:

$$V_1 = C_{s1} \bar{W}_1$$

که در این رابطه، C_{s1} ، ضریب پاسخ لرزه‌ای مود پایه بوده و طبق بخش (د) همین قسمت تعیین می‌شود. $\bar{W}_1$ نیز نیروی مؤثر ثقلی مود پایه است که شامل قسمتی از بار زنده می‌شود. این مقدار طبق جدول معرفی‌شده برای درصد مشارکت بار زنده در فصل دوم، محاسبه می‌گردد.

ج) خواص مود پایه

شکل مود پایه، φ_{i1} و ضریب مشارکت مودی، Γ_1 ، با استفاده از آنالیز دینامیکی تعیین می‌شوند. این آنالیز با توجه به خواص الاستیک سازه و خواص تغییرشکلی المان‌های مقاوم با استفاده از روابط زیر صورت می‌گیرد [۷]:

$$\varphi_{i1} = \frac{h_i}{h_r}$$

$$\Gamma_1 = \frac{\bar{W}_1}{\sum_{i=1}^n w_i \varphi_{im}}$$

که در این رابطه؛ h_i ، ارتفاع سازه بالای سطح تراز i ، h_r ، ارتفاع سازه از روی پی تا تراز بام، w_i سهم بار ثقلی کلی سازه (W) واقع در تراز i ام است.

پریود پایه (مود اول)، T_1 ، با استفاده از آنالیز دینامیکی تعیین می‌شود. این آنالیز با به‌کارگیری خواص الاستیک سازه‌ای و مشخصات تغییرشکلی المان‌های مقاوم و یا با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌گردد [۷]:

$$T_1 = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}}$$

که در این رابطه؛ f_i ، نیروی جانبی در تراز i سازه است. این نیرو مطابق با قسمت ۳-۲-۵ آیین‌نامه NEHRP [۷]، توزیع می‌گردد و δ_i تغییرشکل الاستیک در تراز i ام سازه است که به علت اعمال بار جانبی f_i ایجاد می‌شود.

د) ضریب پاسخ لرزه‌ای مود پایه

ضریب پاسخ لرزه‌ای مود پایه، C_{s1} ، با استفاده از معادلات زیر تعیین می‌شود [۷]:

$$T_{1D} < T_s \quad \bullet$$

$$C_{s1} = \left(\frac{R}{C_d}\right) \frac{S_{DS}}{\Omega_0 B_{1D}}$$

$$\bullet \text{ برای } T_{1D} \geq T_s$$

$$C_{S1} = \left(\frac{R}{C_d}\right) \frac{S_{D1}}{T_{1D}(\Omega_0 B_{1D})}$$

که در این رابطه؛ S_{DS} پاسخ پارامتر شتاب در طیف طراحی در محدوده‌ی پریودهای کوتاه است. همچنین، S_{D1} بیانگر پاسخ پارامتر شتاب در طیف طراحی و در پریود یک ثانیه است. B_{1D} نیز ضریبی عددی است که بر مبنای جدول ۲-۱۶ همین فصل برای استهلاک مؤثر β_{mD} و پریود T_{1D} محاسبه می‌شود.

ه) تعیین پریود مؤثر مود پایه

پریود مؤثر مود پایه در زلزله‌ی سطح طراحی، T_{1D} ، و حداکثر زلزله‌ی محتمل، T_{1M} ، با کاربرد مشخصات نیروی ناشی از تغییرشکل فراتنشی سازه، و یا روابط زیر تعیین می‌شود [۷]:

$$T_{1D} = T_1 \sqrt{\mu_D}$$

$$T_{1M} = T_1 \sqrt{\mu_M}$$

و) برش پایه‌ی مودهای باقیمانده

برش پایه‌ی مودهای باقیمانده، V_R ، با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌گردد [۷]:

$$V_R = C_{SR} \bar{W}_R$$

که در این رابطه C_{SR} ضریب پاسخ لرزه‌ای مودهای باقیمانده است. نحوه‌ی محاسبه‌ی این ضریب در قسمت (ج) همین بخش بیان شده است. $\bar{W}_R$ نیز بیانگر بار ثقلی مؤثر مودهای باقیمانده سازه است و با توجه به روابط موجود در قسمت (ز) تعیین می‌گردد.

ز) خواص مودهای باقیمانده

شکل مودهای باقیمانده، φ_{iR} ، ضریب مشارکت مودی، Γ_R ، نیروی ثقلی مؤثر سازه، $\bar{W}_R$ ، و پریود مؤثر، T_R ، با استفاده از روابط زیر تعیین می‌گردند [۷]:

$$\varphi_{iR} = \frac{1 - \Gamma_1 \varphi_{i1}}{1 - \Gamma_1}$$

$$\Gamma_R = 1 - \Gamma_1$$

$$\bar{W}_R = W - \bar{W}_1$$

$$T_R = 0.4 T_1$$

ح) ضریب پاسخ لرزه‌ای مودهای باقیمانده

ضریب پاسخ لرزه‌ای مودهای باقیمانده، C_{SR} ، با توجه به رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود [۷]:

$$C_{SR} = \left(\frac{R}{C_d}\right) \frac{S_{DS}}{\Omega_0 B_R}$$

که در این رابطه، B_R ضریبی عددی است که بر مبنای جدول ۲-۱۶ همین فصل برای استهلاک مؤثر β_R و پریود T_R محاسبه می‌شود.

ط) نیروی جانبی طراحی

نیروی جانبی طراحی المان‌های سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله (سازه پایه برای نصب میراگر) در تراز i ، با در نظرگیری پاسخ مود پایه، F_{i1} ، و مودهای باقیمانده، F_{iR} ، در راستای موردنظر با استفاده از روابط ذیل تعیین می‌گردد [۷]:

$$F_{i1} = w_i \varphi_{i1} \frac{\Gamma_1}{W_1} V_1$$

$$F_{iR} = w_i \varphi_{iR} \frac{\Gamma_R}{W_R} V_R$$

نیروی طراحی المان‌های سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله (سازه پایه برای نصب میراگر) با استفاده از جذر مجموع مربعات نیروهای ناشی از مودهای باقیمانده و مود پایه‌ی سازه تعیین می‌شود.

۳-۷-۱-۳ سیستم استهلاکی

برای تعیین حداکثر نیروی میراگر در هر طبقه، جابجایی و سرعت در جهات افقی محاسبه می‌شود. از آنجایی که رخداد پیچش معمولاً باعث افزایش پاسخ‌ها می‌شود، در این محاسبات باید اثر افزایش یافته‌ی پیچش در پاسخ سازه پایه مدنظر قرار گیرد.

تغییر شکل طبقات در تراز i ام، δ_{iD} و δ_{iM} ، دریافت طراحی طبقات، Δ_D و Δ_m ، سرعت‌های طراحی طبقات، V_D و V_m ، باید به ترتیب برای زلزله‌ی طراحی و حداکثر زلزله محتمل مطابق با ملزومات این فصل محاسبه شوند.

أ) تغییر شکل طبقه در زلزله سطح طراحی

تغییر شکل کلی هر طبقه از سازه در زلزله سطح طراحی در راستای موردنظر، باید با استفاده از جذر مجموع مربعات تغییر شکل طبقه در مود پایه و مودهای باقیمانده محاسبه گردد. تغییر شکل مود پایه و مودهای باقیمانده ناشی از این سطح لرزه‌ای، δ_{i1D} و δ_{iRD} در مرکز جرم تراز i ، و در راستای موردنظر با استفاده از روابط زیر تعیین می‌گردد [۷]:

$$\delta_{i1D} = D_{1D} \varphi_{i1}$$

$$\delta_{iRD} = D_{RD} \varphi_{iR}$$

که در این روابط، D_{1D} ، جابجایی طراحی مود پایه در مرکز صلبیت تراز بام سازه در راستای موردبررسی بوده و بر اساس بخش (ب) تعیین می‌شود. D_{RD} جابجایی طراحی مودهای

باقیمانده در مرکز صلبیت تراز بام در راستای موردنظر سازه است. مقدار این پارامتر مطابق با بخش (ب) همین فصل تعیین می‌گردد.

ب) جابجایی بام در زلزله سطح طراحی

جابجایی موده‌های باقیمانده و مود پایه در زلزله سطح طراحی، D_{1D} و D_{1R} ، در مرکز صلبیت تراز بام و در راستای موردنظر طبق روابط زیر تعیین می‌گردد [۷]:

$$D_{1D} = \left(\frac{g}{\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{S_{DS} T_{1D}}{B_{1D}} \geq \left(\frac{g}{\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{S_{DS} T_1}{B_{1E}}, T_{1D} < T_s$$

$$D_{1D} = \left(\frac{g}{\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{S_{D1} T_{1D}}{B_{1D}} \geq \left(\frac{g}{\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{S_{D1} T_1}{B_{1E}}, T_{1D} \geq T_s$$

$$D_{RD} = \left(\frac{g}{\pi^2} \right) \Gamma_R \frac{S_{D1} T_R}{B_R} \leq \left(\frac{g}{\pi^2} \right) \Gamma_R \frac{S_{DS} T_R}{B_R}$$

ج) جابجایی نسبی (دریفت) طبقات در زلزله سطح طراحی

جابجایی نسبی (دریفت) طبقات در زلزله سطح طراحی، Δ_D ، در راستای موردنظر با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود [۷]:

$$\Delta_D = \sqrt{\Delta_{1D}^2 + \Delta_{RD}^2}$$

که در این رابطه، Δ_{1D} دریفت طبقات در مود پایه ناشی از زلزله سطح طراحی در راستای موردنظر؛ و Δ_{RD} دریفت طبقات در موده‌های ارتعاشی باقیمانده سازه در زلزله سطح طراحی و در راستای مورد نظر می‌باشد.

جابجایی نسبی (دریفت) مودال طبقات در زلزله سطح طراحی، Δ_{1D} و Δ_{RD} ، بر اساس رابطه‌ی ۸-۳-۵ آیین‌نامه [۷]، و جابجایی طبقات (معرفی‌شده در قسمت (الف)) محاسبه می‌شود.

د) سرعت طبقات در زلزله سطح طراحی

سرعت طبقات در زلزله سطح طراحی، ∇_D ، در راستای موردنظر با استفاده از روابط زیر تعیین می‌گردد [۷]:

$$\nabla_D = \sqrt{\nabla_{1D}^2 + \nabla_{RD}^2}$$

$$\nabla_{1D} = \pi \frac{\Delta_{1D}}{T_{1D}}$$

$$\nabla_{RD} = \pi \frac{\Delta_{RD}}{T_R}$$

که در این روابط، ∇_{ID} سرعت طبقات در مود پایه، در زلزله سطح طراحی و در راستای موردنظر است. همچنین ∇_{RD} سرعت طبقات در مودهای ارتعاشی باقیمانده سازه در زلزله سطح طراحی و در راستای موردنظر را نشان می‌دهد.

ه) حداکثر پاسخ لرزه‌ای

حداکثر تغییرشکل مودال و کلی طبقات در تراز i ، جابجایی نسبی (دریفت) طراحی طبقات، و سرعت طراحی طبقات به ترتیب بر مبنای روابط موجود در بخش‌های (الف)، (ج) و (د)، محاسبه شد. جابجایی بام در زلزله سطح طراحی با جایگزینی حداکثر جابجایی لرزه‌ای بام و با توجه به روابط ذیل محاسبه می‌شود [۷]:

$$D_{1M} = \left(\frac{g}{\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{S_{MS} T_{1M}}{B_{1M}} \geq \left(\frac{g}{\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{S_{MS} T_1}{B_{1E}}, T_{1M} < T_s$$

$$D_{1M} = \left(\frac{g}{\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{S_{M1} T_{1M}}{B_{1M}} \geq \left(\frac{g}{\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{S_{M1} T_1}{B_{1E}}, T_{1M} \geq T_s$$

$$D_{RM} = \left(\frac{g}{\pi^2} \right) \Gamma_R \frac{S_{M1} T_R}{B_R} \leq \left(\frac{g}{\pi^2} \right) \Gamma_R \frac{S_{MS} T_R}{B_R}$$

که در این روابط، S_{M1} حداکثر زلزله محتمل در استهلاک ۵ درصد، و طیف پاسخ شتاب در پریود ۱ ثانیه است. S_{MS} حداکثر زلزله محتمل در استهلاک ۵ درصد، و طیف پاسخ شتاب در پریودهای کوتاه است. مقادیر پارامترهای ذکر شده طبق فصل سوم آیین‌نامه NEHRP تعیین می‌شود. B_{1M} ضریبی عددی است که بر مبنای جدول ۲-۱۶ برای استهلاک مؤثر β_{mM} و پریود T_{1M} محاسبه می‌شود.

۳-۱-۸ اصلاح پاسخ مستهلک‌شده

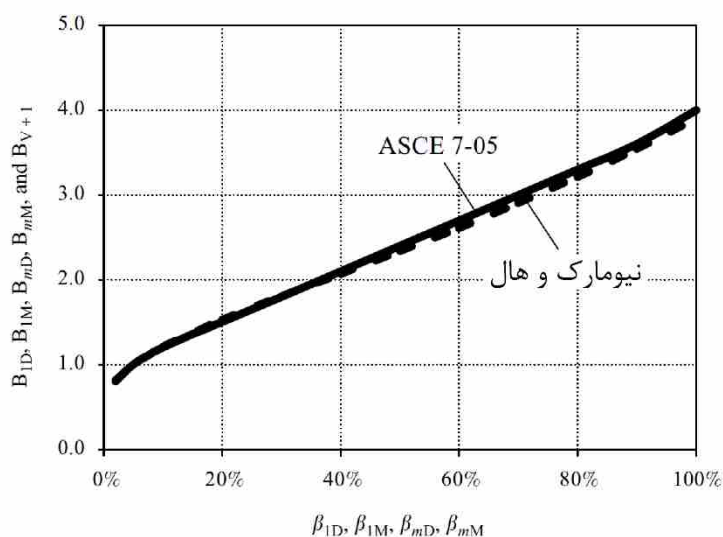
پاسخ‌هایی که با توجه به ضوابط بخش‌های ۳-۱-۶ و ۳-۱-۷ محاسبه می‌شوند، باید برای اثرات سیستم استهلاکی اصلاح گردند.

۳-۱-۸-۱ ضریب استهلاک

هنگامی که پریود سازه بزرگ‌تر یا مساوی T_0 شود، ضریب استهلاک مطابق با جدول ۲-۱۶ تعیین می‌شود. اما هنگامی که پریود سازه کمتر از T_0 باشد، ضریب استهلاک با درونیابی خطی پریود بین مقدار یک تا صفر ثانیه برای تمام مقادیر استهلاک مؤثر و پریود T_0 مشخص می‌شود.

ضرایب برای حالتی که پریود سازه کمتر از T_0 است.	جدول ۲-۱۶ ضریب استهلاکی، β_{V+1} ، β_{1D} ، β_R ، β_{1M} و β_{Md} یا β_{mM} [۷].
	استهلاک مؤثر، β ، (درصد بحرانی)
≤ 2	۰/۸
۵	۱/۰
۱۰	۱/۲
۲۰	۱/۵
۳۰	۱/۸
۴۰	۲/۱
۵۰	۲/۴
۶۰	۲/۷
۷۰	۳/۰
۸۰	۳/۳
۹۰	۳/۶
≤ 100	۴/۰

شکل ۲-۳۵ بر اساس روابط موجود بین ضریب میرایی محاسبه شده و میرایی مؤثر سازه، ترسیم شده است [۹].



شکل ۲-۳۵ ضرایب میرایی β_{V+1} ، β_{1D} ، β_R ، β_{1M} و β_{Md} یا β_{mM} [۹].

۳-۱-۸-۲ استهلاک مؤثر

استهلاک مؤثر در جابجایی طراحی، β_{mD} ، و حداکثر جابجایی β_{mM} ، در m امین مود ارتعاشی سازه و در راستای موردنظر با استفاده از روابط ذیل تعیین می‌گردد [۷]:

$$\beta_{mD} = \beta_I + \beta_{Vm} \sqrt{\mu_D} + \beta_{HD}$$

$$\beta_{mM} = \beta_I + \beta_{Vm} \sqrt{\mu_M} + \beta_{HM}$$

که در این رابطه؛ β_{HD} ، مؤلفه‌ی استهلاک مؤثر سازه در راستای موردبررسی به دلیل رفتار هیسترتیک فراتنشسی سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله (سازه پایه برای نصب میراگر) و المان‌های سیستم استهلاکی در شکل‌پذیری مؤثر موردنظر (μ_D) است. β_{HM} ، مؤلفه‌ی استهلاک مؤثر سازه در راستای موردبررسی به دلیل رفتار هیسترتیک فراتنشسی سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله (سازه پایه برای نصب میراگر) و المان‌های سیستم استهلاکی در شکل‌پذیری مؤثر موردنظر (μ_M) است.

β_I ، مؤلفه‌ی استهلاک مؤثر سازه در راستای موردبررسی ناشی از استهلاک ذاتی انرژی توسط المان‌های سازه است. این استهلاک در جابجایی مؤثر تسلیم سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله (سازه پایه برای نصب میراگر) و یا مقادیر کمتر از آن رخ می‌دهد. β_{Vm} ، مؤلفه‌ی استهلاک مؤثر سازه در m امین مود ارتعاشی سازه و در راستای موردبررسی به دلیل استهلاک ویسکوز انرژی است. این میرایی به‌وسیله‌ی سیستم استهلاکی، در جابجایی مؤثر تسلیم سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله (سازه پایه برای نصب میراگر) و یا مقادیر کمتر از آن رخ می‌دهد.

μ_D ، تقاضای شکل‌پذیری مؤثر سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله در راستای موردنظر و در زلزله سطح طراحی است. همچنین پارامتر μ_M ، تقاضای شکل‌پذیری مؤثر سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله در راستای موردنظر و در سطح حداکثر زلزله محتمل را نشان می‌دهد.

به‌جز مواردی که نتایج آزمایش‌ها مقادیر دیگری را نشان دهد، تقاضای شکل‌پذیری مؤثر موده‌ای ارتعاشی بالاتر در راستای موردنظر برابر یک در نظر گرفته می‌شود.

ا) استهلاک ذاتی

استهلاک ذاتی سازه، β_I ، به نوع مصالح سازنده آن، آرایش آن‌ها، و رفتار اجزای سازه‌ای و مؤلفه‌های غیر سازه‌ای نسبت به رفتار دینامیکی حد تسلیم سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله (سازه بدون ابزار استهلاکی) و یا مقادیر پایین‌تر از حد تسلیم بستگی دارد. استهلاک ذاتی

سیستم نباید از ۵ درصد حد بحرانی برای تمامی مودهای ارتعاشی بزرگ‌تر منظور شود. مگر در حالاتی که نتایج آزمایش‌ها مقادیر دیگری را مشخص سازد [۷].

ب) استهلاک هیسترتیک

استهلاک هیسترتیک سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله (سازه پایه برای نصب میراگر) و المان‌های سیستم استهلاکی، بر مبنای آزمایش و آنالیز، و یا استفاده از روابط زیر تعیین می‌گردد [۷]:

$$\beta_{HD} = q_H(0.164 - \beta_I)(1 - \frac{1}{\mu_D})$$

$$\beta_{HM} = q_H(0.164 - \beta_I)(1 - \frac{1}{\mu_M})$$

که در این روابط؛ q_H ضریب اختصاصی به حلقه‌های هیسترتیک است و طبق تبصره‌ی زیر محاسبه می‌گردد. μ_D نیز تقاضای شکل‌پذیری مؤثر سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله در راستای موردنظر در زلزله سطح طراحی است. این مقدار در ادامه فصل طبق بخش ۳-۸-۱-۳ تعیین می‌گردد. همچنین μ_M ، تقاضای شکل‌پذیری مؤثر سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله در راستای موردنظر ناشی از حداکثر زلزله محتمل است. این مقدار نیز در بخش ۳-۸-۱-۳ که در ادامه فصل بیان می‌شود، تعیین می‌گردد.

استهلاک هیسترتیک مودهای بالاتر ارتعاش در راستای موردبررسی برابر صفر منظور خواهد شد. مگر حالاتی که نتایج آزمایش یا آنالیز مقادیر دیگری را نشان دهد [۷].

برای محاسبه‌ی استهلاک هیسترتیک سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی (سازه پایه برای نصب میراگر) و المان‌های سیستم استهلاکی تحت فشار، باید اثرات کاهنده‌ی مساحت حلقه‌های هیسترتیک در طول تکرار سیکل‌های زلزله تقاضا در نظر گرفته شود. کاهش مساحت حلقه‌های هیسترتیک برای طراحی سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله، با در نظرگیری ضریب اختصاصی به حلقه‌های هیسترتیک (q_H) مطابق رابطه زیر تعیین می‌شود. البته، در حالاتی که نتایج آنالیز و آزمایش مقادیر دیگری را نشان دهد، برای در نظرگیری کاهش مساحت حلقه‌ها از نتایج آزمایشات استفاده خواهد شد [۷]:

$$q_H = 0.167 \frac{T_S}{T_1}$$

که در این رابطه، دوره تناوب T_S با رابطه‌ی S_{D1}/S_{SD} تعیین می‌شود. همچنین دوره تناوب T_1 بر اساس مودهای پایه‌ی ارتعاشی سازه در راستای موردنظر محاسبه می‌گردد.

مقدار q_H نباید بیشتر از $1/0.0$ در نظر گرفته شود و نیازی به اختصاص مقادیر کمتر از 0.5 نیست.

ج) استهلاک ویسکوز

استهلاک ویسکوز m امین مود ارتعاشی سازه، β_{vm} ، با استفاده از روابط زیر محاسبه می‌شود [۷]:

$$\beta_{vm} = \frac{\sum_j W_{mj}}{4\pi W_m}$$

$$W_m = \frac{1}{2} \sum_i F_{im} \delta_{im}$$

که در این روابط؛ W_{mj} ، کار انجام‌شده توسط j امین میراگر در یکی از سیکل‌های کامل پاسخ دینامیکی متناظر با m امین مود ارتعاشی سازه در جابجایی مودال، δ_{im} ، و در راستای موردنظر است. W_m حداکثر انرژی کرنشی m امین مود ارتعاشی سازه در جابجایی مودال δ_{im} و در راستای موردنظر است. F_{im} نیروی داخلی m امین مود ارتعاشی در تراز i است. δ_{im} هم نشان‌دهنده‌ی تغییر شکل تراز i ام مود ارتعاشی m ام در مرکز صلبیت سازه در راستای موردبررسی است [۷].

دامنه‌ی پاسخ استهلاک ویسکوز مودال در ابزار استهلاکی وابسته به جابجایی، بر مبنای جابجایی تسلیم مؤثر سازه تعیین می‌شود. برای محاسبه‌ی کار انحصاری انجام‌شده توسط ابزار استهلاکی، باید جهت و مشارکت هر ابزار با توجه به مود ارتعاشی در نظر گرفته شود. کار انجام‌شده منحصر به ابزار استهلاکی، برای تأمین ملزومات انعطاف‌پذیری المان‌هایی از قبیل پین‌ها، پیچ‌ها، ورق‌های گاست، قسمت‌های افزایش‌دهنده مهاربندها، و سایر مؤلفه‌هایی که ابزار استهلاکی را به المان‌های سازه متصل می‌کنند، کاهش می‌یابد [۷].

۳-۸-۱-۳ تقاضای شکل‌پذیری مؤثر

تقاضای شکل‌پذیری مؤثر در سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله (سازه پایه برای نصب میراگر) در زلزله سطح طراحی، μ_D ، و در حداکثر زلزله محتمل، μ_M ، بر اساس روابط ذیل تعیین می‌گردد [۷]:

$$\mu_D = \frac{D_{1D}}{D_Y} \geq 1/0.0$$

$$\mu_M = \frac{D_{1M}}{D_Y} \geq 1/0.0$$

$$D_Y = \left(\frac{g}{4\pi}\right) \left(\frac{\Omega_0 C_d}{R}\right) F_1 C_{S1} T_1^2$$

که در این روابط؛ D_{1D} ، جابجایی طراحی مود پایه در مرکز صلبیت تراز بام سازه و در راستای موردبررسی است. این پارامتر طبق بخش ۳-۷-۱-۳ (ب) تعیین می‌گردد. D_{1M} جابجایی حداکثر مود پایه در مرکز صلبیت تراز بام سازه و در راستای موردبررسی است. مقدار این پارامتر طبق بخش ۳-۷-۱-۳ (ه) تعیین می‌گردد. D_Y جابجایی مرکز صلبیت در تراز بام سازه و در نقطه‌ی تسلیم مؤثر سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله است. R ضریب اصلاح پاسخ است و طبق جدول ۴-۳-۱ آیین‌نامه [۷]، تعیین می‌گردد. C_d نیز ضریب تشدید تغییرشکل است و طبق جدول ۴-۳-۱ آیین‌نامه [۷]، تعیین می‌شود. Ω_0 نیز ضریب افزایش مقاومت است و بر مبنای جدول ۴-۳-۱ محاسبه می‌گردد. F_1 بیانگر ضریب مشارکت مود پایه ارتعاش سازه در راستای موردنظر است و طبق بخش ۳-۶-۱-۳ (ج) تعیین می‌گردد. پارامتر C_{S1} نیز در بخش ۳-۶-۱-۳ (د) توضیح داده شد. T_1 پریود مود پایه‌ی ارتعاشی سازه در راستای موردنظر است. تقاضای شکل‌پذیری زلزله سطح طراحی، μ_D ، نباید از حداکثر مقدار تقاضای شکل‌پذیری مؤثر μ_{max} تجاوز کند. نحوه محاسبه‌ی حداکثر مقدار تقاضای شکل‌پذیری مؤثر در بخش بعدی (۴-۸-۱-۳) بیان شده است [۷].

۴-۸-۱-۳ حداکثر تقاضای شکل‌پذیری مؤثر

برای تعیین ضریب اختصاصی حلقه‌ی هیسترتیک، استهلاک هیسترتیک، و سایر پارامترهای مربوطه، حداکثر مقدار تقاضای شکل‌پذیری مؤثر، با استفاده از روابط زیر تعیین می‌گردد [۷]:

$$\mu_{max} = \frac{1}{2} \left(\left(\frac{R}{\Omega_0 I} \right)^2 + 1 \right) \quad T_{1D} \leq T_S$$

$$\mu_{max} = \frac{R}{\Omega_0 I} \quad T_1 \geq T_S$$

در محاسبه‌ی حداکثر مقدار تقاضای شکل‌پذیری مؤثر در حالتی که $T_1 < T_S < T_{1D}$ باشد، بین روابط بالا درونیابی صورت می‌پذیرد. که در این روابط؛ I ضریب اهمیت سازه است و با توجه به بخش ۱-۳ آیین‌نامه تعیین می‌گردد. T_{1D} پریود مؤثر مود پایه ارتعاشی سازه در جابجایی طراحی و در راستای موردبررسی است.

۳-۱-۹ شاخص پذیرش و شرایط بارگذاری لرزه‌ای

برای روش‌های غیرخطی بیان‌شده در بخش ۳-۱-۵، شرایط بارگذاری و شاخص پذیرش پارامترهای پاسخ سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله (سازه پایه برای نصب میراگر)، با روابط بخش ۳-۱-۹-۱ تأیید می‌شود. نیروی طراحی و جابجایی محاسبه‌شده با روش‌های طیف پاسخ در بخش ۳-۱-۶ و نیروی جانبی معادل در بخش ۳-۱-۷، باید با استفاده از شاخص طراحی مقاومتی بیان‌شده در شرایط بارگذاری لرزه‌ای بخش ۳-۱-۹-۲ کنترل شود.

۳-۱-۹-۱ روش غیرخطی

هنگامی که آنالیز با روش غیرخطی صورت پذیرد، برای تأیید نیروی لرزه‌ای سیستم مقاوم و استهلاکی، شرایط بارگذاری و شاخص پذیرش از زیرشاخه‌های زیر استفاده خواهد شد [۷].

ا) سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله (سازه پایه برای نصب میراگر)

سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله باید حداقل‌های مقاومتی بخش ۳-۴ آیین‌نامه [۷]، را با توجه به V_{min} بیان‌شده در بخش ۳-۱-۲ این فصل اغنا کند.

ب) بارگذاری لرزه‌ای

نیروی زلزله باید بر اساس زلزله سطح طراحی سیستم مقاوم استهلاکی محاسبه گردد. میراگرها و اتصالاتشان باید برای تحمل نیرو، جابجایی و سرعت در حالت حداکثر زلزله محتمل، مقیاس گردند. جابجایی نسبی (دریفت) طبقات نیز با استفاده از زلزله طراحی تعیین گردد.

ج) شرایط ترکیبات بار

در سیستم‌های استهلاکی، باید اثر ترکیب سیستم‌های بارگذاری دیده شود. سیستم‌های بارگذاری شامل بارگذاری ثقلی و نیروی زلزله مطابق با بند ۲-۲-۴ آیین‌نامه [۷]، و نیروی زلزله افقی، Q_E مطابق با نوع آنالیز است. در تمامی موارد ضریب افزونگی، ρ و ضریب بارگذاری لرزه‌ای با افزایش مقاومت (بخش ۲-۲-۴ آیین‌نامه [۷])، برابر $1/0.0$ در نظر گرفته می‌شود و لازم به اعمال آن در سیستم استهلاکی نیست.

د) شاخص پذیرش پارامترهای پاسخ

مؤلفه‌های سیستم استهلاکی باید با استفاده از شاخص‌های طراحی مقاومتی آیین‌نامه NEHRP [۷]، و همچنین نیرو و شرایط بارگذاری لرزه‌ای، بیان‌شده در روش غیرخطی ارزیابی

گردند. در صورت استفاده از نیروی روش غیرخطی، احتیاجی به محاسبه‌ی شاخص‌های پذیرش برای اعضای سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله نیست. جابجایی نسبی (دریفت) طبقات نباید از ۱۲۵ درصد مقدار مجاز آن، Δ_a ، تجاوز کند. جابجایی نسبی مجاز سازه در جدول ۴-۵-۱ آیین‌نامه [۷]، مشخص شده است. در سیستم مقاوم در برابر زلزله مقدار جابجایی نسبی (دریفت)، Δ_D ، نباید از Cd/R برابر مقدار جابجایی نسبی (دریفت) مجاز طبقه تجاوز کند. در نظرگیری اثرات پیچش الزامی است.

۳-۹-۱-۲ سیستم استهلاکی

برای طراحی لرزه‌ای سیستم استهلاکی باید ضوابط موجود در بخش ۴-۳ آیین‌نامه [۷]، برآورده شود. همچنین شرایط بارگذاری لرزه‌ای این سیستم با توجه به بندهای این قسمت اغنا شود.

ا) ترکیب اثرات بار

در سیستم استهلاکی باید اثرات ترکیب بارگذاری‌های مختلف دیده شود. معمولاً بارگذاری سیستم استهلاکی و مؤلفه‌های آن شامل بارگذاری ثقلی و نیروی زلزله با توجه به بخش ۴-۲-۲ آیین‌نامه [۷]، و نیروی افقی زلزله، Q_E ، مطابق با بخش (ج) همین قسمت می‌شود. در تمامی موارد ضریب افزونگی p و ضریب بارگذاری لرزه‌ای با افزایش مقاومت (بخش ۴-۲-۲-۲ آیین‌نامه [۷]) برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود و لازم به اعمال آن در سیستم استهلاکی نیست.

ب) نیروی طراحی مودال سیستم استهلاکی

نیروی طراحی مودال سیستم استهلاکی، بر مبنای نوع ابزار استهلاکی محاسبه می‌شود. جابجایی و سرعت مودال طراحی طبقه مطابق با بخش‌های ۳-۶-۱-۳ و ۳-۷-۱-۳ تعیین خواهد شد. مقدار جابجایی و سرعت طراحی مودال برای تأمین جابجایی و سرعت طراحی کلی طبقه افزایش می‌یابد. مقدار این افزایش مطابق با بخش ۵-۱-۳ تعیین می‌شود. در این محاسبات برای تعیین پاسخ حداکثر از آنالیز تاریخچه زمانی استفاده می‌شود.

• ابزار استهلاکی وابسته به جابجایی

نیروی طراحی لرزه‌ای در میراگرهای وابسته به تغییر مکان، بر مبنای حداکثر نیروی موجود در میراگرها محاسبه می‌شود. نیروی مذکور بر اثر جابجایی نسبی (دریفت) طبقات در زلزله سطح طراحی ایجاد می‌شود [۷].

- ابزار استهلاکی وابسته به سرعت

نیروی طراحی لرزه‌ای در موده‌های ارتعاشی ابزار استهلاکی وابسته به سرعت، بر مبنای حداکثر نیروی میراگرها محاسبه می‌شود. نیروی مذکور در بر اثر سرعت طبقات در زلزله‌ی سطح طراحی برای مود ارتعاشی موردنظر ایجاد می‌شود [۷].

جابجایی و سرعت بکار رفته برای تعیین نیروی طراحی در ابزار استهلاکی در هر طبقه باید با در نظرگیری اثرات افزاینده‌ی پیچش برای زاویه‌ای مشخص نسبت به افق محاسبه شود [۷].

ج) شرایط نیروی زلزله و ترکیبات پاسخ‌های مودال

نیروی طراحی لرزه‌ای، Q_E ، المان‌های سیستم استهلاکی در بار زلزله افقی برابر با حداکثر نیروی تعیین‌شده در سه حالت بارگذاری زیر منظور می‌شود [۷]:

- مرحله‌ی جابجایی حداکثر

نیروی طراحی لرزه‌ای در مرحله‌ی حداکثر جابجایی، با توجه به رابطه زیر تعیین می‌گردد [۷]:

$$Q_E = \Omega_0 \sqrt{\sum_m (Q_{mSFRS})^2} \pm Q_{DSD}$$

که در این رابطه؛ Q_{mSFRS} نیروی طراحی لرزه‌ای المان‌های سیستم استهلاکی در m امین مود ارتعاشی سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله و در راستای موردنظر است. Q_{DSD} نیروی موجود در المان‌هایی از سیستم استهلاکی وابسته به تغییرمکان است که باید در برابر نیروی زلزله‌ی سطح طراحی مقاومت کنند. نیروی زلزله در المان‌های میراکننده، Q_{DSD} ، با اعمال نیروی طراحی به‌عنوان نیروی شبه استاتیکی در میراگرهای وابسته به جابجایی محاسبه می‌شود. اعمال نیروی طراحی لرزه‌ای میراگرهای وابسته به تغییرمکان باید در دو راستای مثبت و منفی و در جابجایی حداکثر سازه صورت پذیرد.

- مرحله‌ی سرعت حداکثر

نیروی طراحی لرزه‌ای، در مرحله‌ی حداکثر سرعت با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌گردد [۷]:

$$Q_E = \sqrt{\sum_m (Q_{mDSV})^2}$$

که در این رابطه؛ Q_{mDSV} نیروی موردنیاز المان‌های سیستم استهلاکی برای مقاومت در برابر نیروی طراحی لرزه‌ای میراگرهای وابسته به سرعت در m امین مود ارتعاشی سازه و در راستای موردنظر است.

نیروی مودال طراحی لرزه‌ای المان‌های سیستم میراگر، Q_{mDSV} ، با اعمال نیروی طراحی مودال به عنوان نیروی شبه استاتیکی در ابزار وابسته به سرعت، درون سیستم استهلاکی تغییرشکل نیافته محاسبه می‌شوند. نیروی طراحی مودال باید در راستایی که شامل تغییرشکل مدی موردنظر است، اعمال گردد. در صورتی که در سیستم میراکننده‌ی وابسته به سرعت تغییرشکلی رخ نداده باشد، نیروی بازدارنده‌ی افقی، در هر طبقه با تراز i هم‌زمان با نیروی طراحی ابزار اعمال می‌گردد. نیروی بازدارنده در هر طبقه از سازه با تراز i ، متناسب با هندسه‌ی آن طبقه ایجاد شده و در مرکز جرم آن وارد می‌شود.

• مرحله‌ی شتاب حداکثر

نیروی طراحی لرزه‌ای در مرحله‌ی حداکثر شتاب با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌گردد:

$$Q_E = \sqrt{\sum_m (C_{mFD} \Omega_0 Q_{mSFRS} + C_{mFV} Q_{mDSV})^2} \pm Q_{DSD}$$

ضرایب نیرویی، C_{mFD} و C_{mFV} به ترتیب با استفاده از جدول ۳-۲ و جدول ۱۸-۲ تعیین می‌گردند. برای استفاده از مقادیر میرایی مؤثر باید نکات زیر در نظر گرفته شوند:

برای تعیین پاسخ مود پایه ($m = 1$) در راستای موردنظر، ضرایب C_{1FD} و C_{1FV} ، بر مبنای مؤلفه‌ی سرعت، α ، محاسبه می‌شوند. ضریب α نیروی ابزار استهلاکی را به سرعت استهلاک ابزار مرتبط می‌کند. استهلاک مؤثر مود پایه در هر تراز از پاسخ، می‌تواند برابر با استهلاک مؤثر کلی مود پایه و یا کمتر از مؤلفه‌ی هیسترتیک استهلاک ($\beta_{1D} - \beta_{HM} - \beta_{1M}$ یا β_{HD}) در نظر گرفته شود ($\mu = \mu_D$ و یا $\mu = \mu_M$).

برای محاسبه‌ی پاسخ مودهای باقیمانده، در راستای موردنظر، ضرایب C_{mFD} و C_{mFV} ، بر اساس مقدار $\alpha = 1$ تعیین می‌شوند. همچنین، باید استهلاک مؤثر مودال و استهلاک مؤثر کلی در مود موردنظر ($\beta_{mD} - \beta_{mM}$) برابر در نظر گرفته شوند. تقاضای شکل‌پذیری برای تعیین ضریب C_{mFD} ، برابر با مود پایه در نظر گرفته می‌شود ($\mu = \mu_D$ و یا $\mu = \mu_M$).

(د) محدودیت‌های پاسخ غیرخطی

در المان‌های سیستم استهلاکی اگر مقاومت مشخصه طراحی فراتر از مقدار محاسبه‌شده با آنالیز یا آزمایش رود، اثراتی منفی روی کارکرد سیستم استهلاکی ایجاد خواهد شد.

جدول ۱۷-۲ ضریب نیرو، C_{mFD} [۷].

استهلاک مؤثر	$\mu \leq 1/100$				$C_{mFD}=1$
	$\alpha \leq 0/5$	$\alpha = 0/5$	$\alpha = 0/75$	$\alpha \geq 1/100$	
$\leq 0/05$	1/100	1/100	1/100	1/100	$\mu \geq 1/0$
0/1	1/100	1/100	1/100	1/100	$\mu \geq 1/0$
0/2	1/100	0/95	0/94	0/93	$\mu \geq 1/1$
0/3	1/100	0/92	0/88	0/86	$\mu \geq 1/2$
0/4	1/100	0/88	0/81	0/78	$\mu \geq 1/3$
0/5	1/100	0/84	0/73	0/71	$\mu \geq 1/4$
0/6	1/100	0/79	0/64	0/64	$\mu \geq 1/6$
0/7	1/100	0/75	0/55	0/58	$\mu \geq 1/7$
0/8	1/100	0/70	0/50	0/53	$\mu \geq 1/9$
0/9	1/100	0/66	0/50	0/50	$\mu \geq 2/1$
$\geq 1/0$	1/100	0/62	0/50	0/50	$\mu \geq 2/2$

جدول ۱۸-۲ ضریب نیرو، C_{mFV} [۷].

استهلاک مؤثر	$\alpha \leq 0/5$	$\alpha = 0/5$	$\alpha = 0/75$	$\alpha \geq 1/100$
$\leq 0/05$	1/100	0/35	0/20	0/10
0/1	1/100	0/44	0/31	0/20
0/2	1/100	0/56	0/46	0/37
0/3	1/100	0/64	0/58	0/51
0/4	1/100	0/70	0/69	0/62
0/5	1/100	0/75	0/77	0/71
0/6	1/100	0/80	0/84	0/77
0/7	1/100	0/83	0/90	0/81
0/8	1/100	0/90	0/94	0/90
0/9	1/100	1/100	1/100	1/100
$\geq 1/100$	1/100	1/100	1/100	1/100

۳-۱-۱۰ بازدید و کنترل طراحی

بازدید و کنترل طراحی سیستم‌های استهلاکی و برنامه‌های آزمایشی مربوط به آن توسط تیمی مستقل، از طراحان حرفه‌ای، سایر متخصصین در روش‌های آنالیز لرزه‌ای و تئوری‌های استهلاک

انرژی و با نظمی خاص صورت می‌پذیرد. کنترل طراحی باید شامل موارد زیر باشد؛ البته به این موارد محدود نمی‌گردد [۷]:

- کنترل شاخص لرزه‌ای ویژه ساختگاه؛ شامل گسترش و توسعه طیف ویژه ساختگاه و تاریخچه شتاب‌نگاشت‌ها و سایر شاخص‌های طراحی که به‌طور خاص برای پروژه توسعه می‌یابند؛
- کنترل طراحی اولیه سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله (سازه پایه برای نصب میراگر) و سیستم استهلاکی؛ شامل پارامترهای طراحی ابزار استهلاکی؛
- کنترل نهایی طراحی سیستم مقاوم در برابر زلزله (سازه پایه برای نصب میراگر) و سیستم استهلاکی و تمام آنالیزهای پشتیبان؛
- کنترل میراگرها توسط آزمایش‌های موردنیاز؛ شامل کنترل و تضمین کیفیت تولید ابزار، و برنامه‌ی نگهداری و بازرسی‌های لازم از آن‌ها.

۲-۲ اصلاح ضوابط نشریه (FEMA450) توسط (FEMA750)

۲-۲-۳ ۱- مطالب زیر در روش تاریخچه زمانی غیرخطی جایگزین شود.

در روش آنالیز تاریخچه زمانی غیرخطی باید از مدل ریاضی سازه و سیستم استهلاکی که در فصل ۱۶ FEMA750 [۱۰] بیان شده، استفاده شود. مدل باید به‌صورت مستقیم برای رفتار هیستریک غیرخطی المان‌های سازه و ابزار استهلاکی محاسبه گردد. این محاسبات پاسخ را با استفاده از روش انتگرال‌گیری عددی برای شتاب‌نگاشت‌های سازگار با طیف پاسخ طراحی سایت، تعیین می‌کند [۱۰]. در آنالیز صورت گرفته، مقدار استهلاک ذاتی سازه نباید از ۵ درصد بیشتر در نظر گرفته شود. مگر این‌که نتایج آزمایش‌های شامل ترازهای تغییرشکلی سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله در جابجایی حد تسلیم مؤثر (یا حدود کمتر)، مقادیر بالاتری را پشتیبانی کند [۱۰].

۲-۲-۳ ۲- مطالبی که باید در روش استاتیکی غیرخطی جایگزین شود.

روش استاتیکی غیرخطی می‌تواند برای ایجاد منحنی‌های نیروی جانبی-جابجایی سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله، بجای منحنی‌های الاستوپلاستیک فرض شده در روش طیف پاسخ و روش نیروی جانبی معادل استفاده شود. برای استفاده از روش استاتیکی غیرخطی، باید مدل‌سازی غیرخطی مطابق فصل ۱۶ آیین‌نامه صورت گیرد. برای محاسبه‌ی تقاضای شکل‌پذیری مؤثر

تحت شتاب‌نگاشت‌های زلزله سطح طراحی، μ_D ، و سطح حداکثر زلزله محتمل، μ_M ، نتایج منحنی نیرو-جابجایی بجای فرض جابجایی تسلیم مؤثر، D_Y ، بکار می‌رود. در روش طیف پاسخ و نیروی جانبی معادل، در تمامی روابط، مقدار C_d/R برابر $1/0.0$ در نظر گرفته می‌شود [۱۰].

۳-۲-۳ محدودیت جابجایی نسبی طبقات (دریافت)

حداکثر جابجایی نسبی (دریافت) طبقات، برای هر کاربری مدنظر ثابت است. جدول ۱۹-۲ به مقایسه‌ی محدودیت جابجایی نسبی (دریافت) برای سازه استاندارد با پایه‌ی گیردار و سازه جداسازی شده می‌پردازد [۱۰].

جدول ۱۹-۲ مقایسه‌ی محدودیت دریافت برای سازه با پایه‌ی گیردار و جداسازی شده [۱۰].

سازه	نوع کاربری	پایه‌ی گیردار	جداسازی شده
ساختمان (همه غیر	۱ یا ۲	$0.025 h_{sx} / (Cd/R)$	$0.015 h_{sx}$
بنایی) ارتفاع ۴ طبقه	۳	$0.020 h_{sx} / (Cd/R)$	$0.015 h_{sx}$
یا کمتر	۴	$0.015 h_{sx} / (Cd/R)$	$0.015 h_{sx}$
	۱ یا ۲	$0.020 h_{sx} / (Cd/R)$	$0.015 h_{sx}$
سایر ساختمان‌ها	۳	$0.015 h_{sx} / (Cd/R)$	$0.015 h_{sx}$
	۴	$0.010 h_{sx} / (Cd/R)$	$0.015 h_{sx}$

فصل ۴

مدل سازی و طراحی سازه با

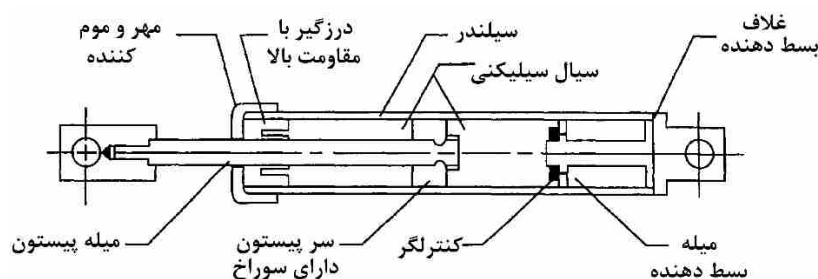
میراگر ویسکوز

امروزه میراگر ویسکوز به عنوان ابزاری مناسب برای طراحی سازه های مهم شناخته می شود. در این بخش ضمن معرفی و تشریح این میراگر، روش طراحی و مدل سازی آن بررسی شده است. همچنین، نحوه ی طراحی و مدل سازی این میراگر در سازه ی نمونه به تفصیل بیان شده است. سازه نمونه در فصل دوم به عنوان نماینده ی تمام ساختمان های متعارف معرفی شده است.

۴-۱ ساختمان تشکیل دهنده ی میراگرهای ویسکوز

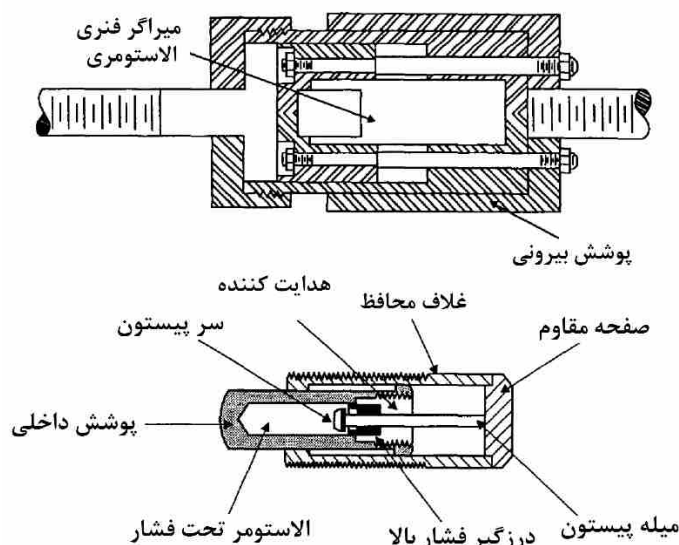
ساختمان میراگر ویسکوز عموماً از یک پیستون و سیلندر تشکیل شده و درون سیلندر با مایع لزجی پر شده است. مایع لزج داخل سیلندر توسط پیستون فشرده شده و با توجه به وجود سیلندر دیگری درون پیستون، مایع بوسیله سوراخ های ریز به درون سیلندر جدید پمپ خواهد شد. با اعمال فشار به سیستم، مایع لزج با سرعت کمی بین دو سیلندر مبادله شده و مقدار زیادی انرژی تلف می کند.

در شکل ۴-۱ نمایی شماتیک از یک میراگر سیال به عنوان ابزاری لرزه ای نمایش داده شده است. این ابزار استوانه ای شامل یک روغن سیلیکونی با قابلیت فشرده سازی است. این روغن در حین فعالیت میله ی پیستون فولادی ضد زنگ با سر برنزی، تحت فشار جریان می یابد. این سر برنزی شامل یک سوراخ کنترل سیال خلاقانه بوده که با یک ترموستات دوفلزی غیرفعال طراحی شده است. دلیل این ساختار جبران تغییرات دمایی ایجاد شده بر اثر فعالیت است. به علاوه، یک اکومولیتور (حالتی شبیه مخزن) برای جبران تغییرات حجم ناشی از موقعیت قرارگیری میله تعبیه شده است. همچنین، چفت و بندی با مقاومت بالا برای نگهداری در پیچہ احتیاج است. این ابزار تک محوره، که در اصل برای ارتش و محیط های سخت صنعتی معرفی شده و توسعه یافته است، اخیراً در سیستم های کنترل لرزه ای به عنوان ابزاری جهت تأمین استهلاک در طول زلزله و کنترل ارتعاشات ناشی از نیروی باد بکار رفته است [۱۱].



شکل ۱-۴ ساختمان میراگر ویسکوز تیلور (کنستانتینو و همکاران، ۱۹۹۳) [۱۱] و [۱۲].

در شکل ۲-۴، نوعی دیگر از میراگرهای سیال نمایش داده شده است. ویژگی بارز این میراگر تعبیه روزنه‌های عبوری خاص برای رسیدن به استهلاک انرژی مورد نیاز است. این ابزار توسط جارت^۱ معرفی شده‌اند و از یک الاستومر با پایه‌ی سیلیکون با قابلیت فشرده‌گی تحت فشار تشکیل شده‌اند. این الاستومر سختی و استهلاک بیشینه‌ای را در سازه ایجاد می‌کند. آزمایش‌های مقیاس شده بر روی این ابزار نشان می‌دهد که این میراگرها برای طراحی لرزه‌ای سازه بسیار مناسب هستند (پکان^۲ و همکاران، ۱۹۹۵) [۱۱].



شکل ۲-۴ ساختمان میراگر الاستومتریکی جارت (پکان و همکاران، ۱۹۹۵) [۱۱].

اشکال زیر نمایش‌دهنده‌ی میراگرهای تولیدشده بر مبنای ساختمان‌های معرفی شده بالاست. شکل ۳-۴ میراگر ویسکوز ساخت شرکت تیلور و اجزای سازنده آن را نشان می‌دهد [۱۳].

¹ Jarret

² Pekcan



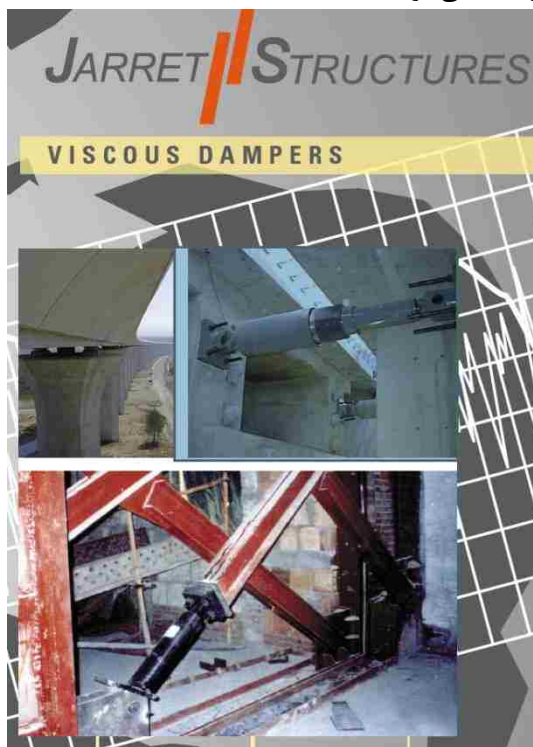
شکل ۴-۳ میراگر ویسکوز تولیدشده توسط شرکت تیلور طبق ساختمان بررسی شده [۱۳].

همچنین، شکل ۴-۴ چند نمونه از میراگرهای ساخته شده توسط شرکت تیلور را نشان می دهد. میراگرهای درون شکل با ظرفیت ۱/۳ و ۲/۰۰ میلیون پوند ساخته شده اند. در وبسایت این شرکت اطلاعات نسبتاً جامعی در رابطه با ظرفیت ابزارهای ساخته شده توسط آن موجود است [۱۳]. به خوانندگان عزیزی که تصمیم دارند تا ساختمان خود را با میراگر ویسکوز و به طور خاص میراگرهای این شرکت طراحی کنند، توصیه می شود ابتدا با مطالعه ی کاتالوگ میراگرهای ساخته شده توسط این شرکت ظرفیت آن ها را بررسی کنند.



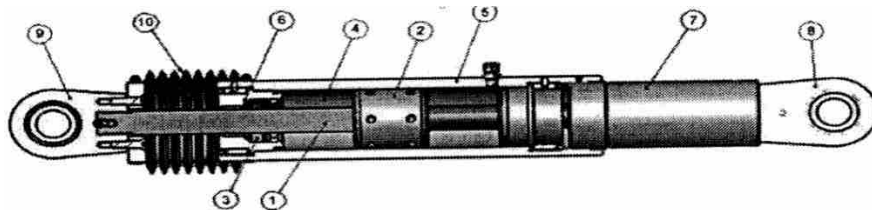
شکل ۴-۴ میراگرهای ویسکوز ساخته شده توسط شرکت تیلور با ظرفیت ۱/۳ و ۲/۰۰ میلیون پوند [۱۳].

به‌طور مشابه، شرکت جارت هم کاتالوگ محصولات خود را در اختیار طراحان عزیز قرار داده تا در صورت علاقه به استفاده از این ابزار، طراحی سازه را با توجه به مشخصات این میراگرها انجام دهند. در شکل ۴-۵ صفحه‌ی آغازین این کاتالوگ قابل‌مشاهده است. برخی از تولیدات این شرکت در این تصویر دیده می‌شوند.



شکل ۴-۵ میراگرهای ویسکوز طراحی و ساخته‌شده توسط شرکت جارت.

در این فصل، تنها به بررسی، مدل‌سازی و طراحی میراگرهای ویسکوز سیال پرداخته‌شده است. یکی از این میراگرهای تولیدشده با کاربرد سازه‌ای در شکل ۴-۶ نمایش داده‌شده است. در این بخش ساختار این میراگر موردبررسی قرار گرفته و تک‌تک اجزای آن تشریح شده است.



شکل ۴-۶ تشریح جزئیات ساختمان یک میراگر ویسکوز موجود.

- میله‌ی پیستون: میله‌ای توپر PH4-17، از جنس فولاد ضدزنگ، از شمش تراشکاری شده، این میله تا دقت انعکاسی ۱۰۰ میکرومتر جلا می‌یابد.
- سر پیستون: با فولاد توپر و یا برنز ساخته می‌شود، از شمش ماشین‌کاری می‌گردد، شامل کانالی است که برای جریان سیال و ایجاد استهلاک ($F=CV^*$) استفاده می‌شود، روزنه‌ای روی آن تعبیه شده است.
- درزگیر تکیه‌گاهی: درزگیرهای دینامیکی و تکیه‌گاه‌های درزگیر توسط تیلور برای انحصاری و اختصاصی نمودن خواص میراگر ساخته شدند. این مهر و موم با استفاده از رزین استیل و تفلون ساخته می‌شود.
- سیال: سیال سیلیکونی، طبق خواص ائتلافی VV-D-1078 (سیلیکون به عنوان مایع مستهلک کننده است). این مایع تحت استانداردهای جاری آمریکای شمالی (OSHA) غیرقابل اشتعال و غیرقابل احتراق بوده و طبق نظر اداره کل دارو و غذای آمریکا به عنوان ماده‌ای بی خطر در لوازم آرایشی طبقه‌بندی شده است.
- سیلندر: آلیاژ فولادی حرارت دیده، ماشین‌کاری شده از شمش توپر یا توخالی که با استفاده از آبکاری فلزی و یا رنگ‌کاری، در برابر خوردگی مقاوم شده است.
- کلاهک انتهایی: آلیاژ فولادی حرارت دیده، شمش ماشین‌کاری شده با توجه به شرایط ساخت، با استفاده از آبکاری فلزی و یا رنگ‌کاری در برابر خوردگی مقاوم شده است.
- بسط دهنده (پوشا): فولادی کربنی، از شمش‌های فرورژه یا لوله ماشین‌کاری شده است که برای ایجاد مقاومت در برابر خوردگی آبکاری فلزی و یا رنگ‌کاری می‌شود.
- پین رزوه‌دار انتهایی: آلیاژ فولادی حرارت دیده، آبکاری فلزی، و یا رنگ‌کاری شده.
- تکیه‌گاه مدور: از آلیاژ فولاد با کیفیت بسیار بالا (آلیاژ بکار رفته در فضاپیما) ساخته می‌شود، قبل از ترخیص کنترل ویژه می‌شود.
- ریه میراگر: از جنس ناپلون، مسلح شده، بوت لاستیکی نئوپرن.

۴-۲ روابط و شرایط حاکم بر میراگرهای ویسکوز

پس از بیان اطلاعات کلی در مورد ساختار میراگرهای ویسکوز، اکنون به بررسی روابط حاکم بر این ابزار به‌تنهایی و هنگام اندرکنش با سازه می‌پردازیم. نتایج این بررسی کمک شایان توجهی به شناخت رفتار این ابزار و نحوه‌ی طراحی آن‌ها می‌کند.

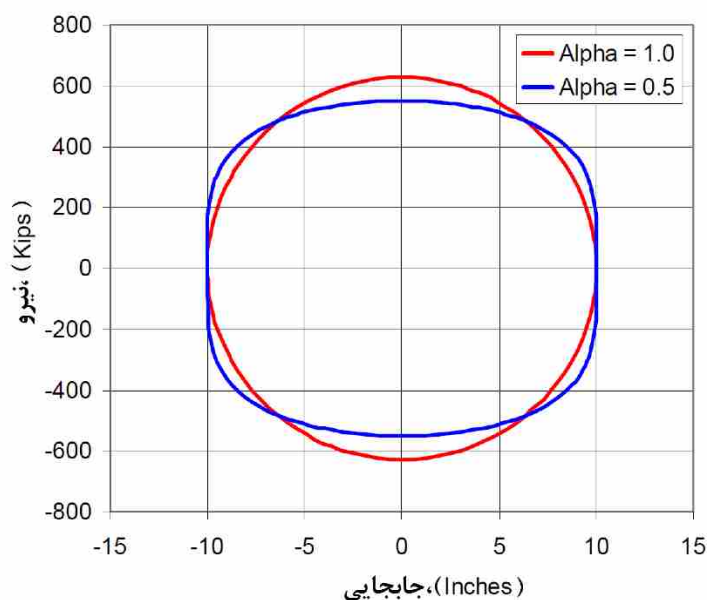
۴-۲-۱ استهلاک ویسکوز خطی و غیر خطی

استهلاک ویسکوز به مکانیسمی اطلاق می‌شود که در آن نیروی استهلاک تابعی از نرخ زمانی تغییرات جابجایی است. میراگرهای ویسکوز با فرمول عمومی زیر تشریح می‌گردند [۱]:

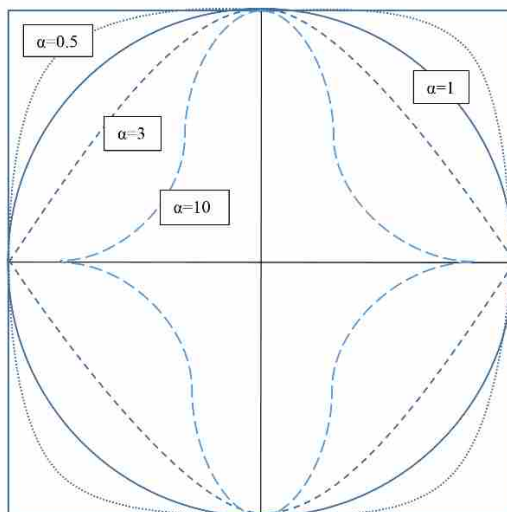
$$F = C|\dot{u}|^\alpha \times \text{sgn}(\dot{u})$$

که در رابطه بالا C ضریب استهلاک، F نیروی استهلاک، $\dot{u}$ سرعت در راستای F و α مؤلفه‌ی استهلاکی است. معمولاً محدوده‌ی α بین $0/3$ تا $1/00$ تغییر می‌کند. در حالتی که اگر مقدار α برابر یک شود، رابطه‌ی بین نیروی میرا شده و سرعت حرکتی به صورت خطی تبدیل خواهد شد. شکل ۴-۷ بیانگر حالتی است که پارامتر α برابر یک باشد، در این حالت شکل به فرم دایروی تبدیل می‌شود که نمایانگر حالت خطی استهلاک ویسکوز انرژی خواهد بود [۳].

شکل ۴-۸ نمایانگر این حقیقت است که با افزایش مقدار α نمودار انرژی مستهلک‌شده به سمت داخل حرکت کرده و بسته می‌شود. به همین ترتیب، با کاهش مقدار α این نمودار باز شده و تشکیل دایره‌های بزرگی می‌دهد. در نتیجه می‌توان گفت: کاهش میزان α سبب افزایش ابعاد دایره استهلاک انرژی شده و در نتیجه درصد انرژی جذب‌شده افزایش خواهد یافت. بنابراین، برای طراحی میراگرهای ویسکوز، انتخاب مقادیر α کمتر از یک پیشنهاد می‌شود. این مسئله، سطح انرژی جذب‌شده در میراگرهای ویسکوز را افزایش می‌دهد. لذا برای کاهش انرژی جذب‌شده، باید به دنبال استفاده از ضرایب α کوچک‌تر از $1/00$ باشیم.

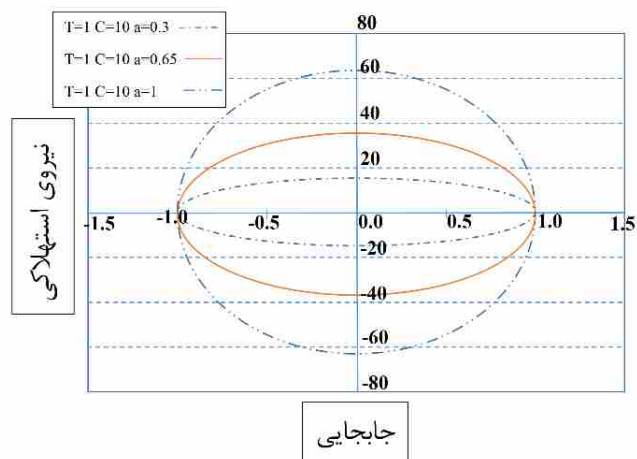


شکل ۴-۷ تفاوت بین حالت خطی و غیرخطی استهلاک انرژی [۳].



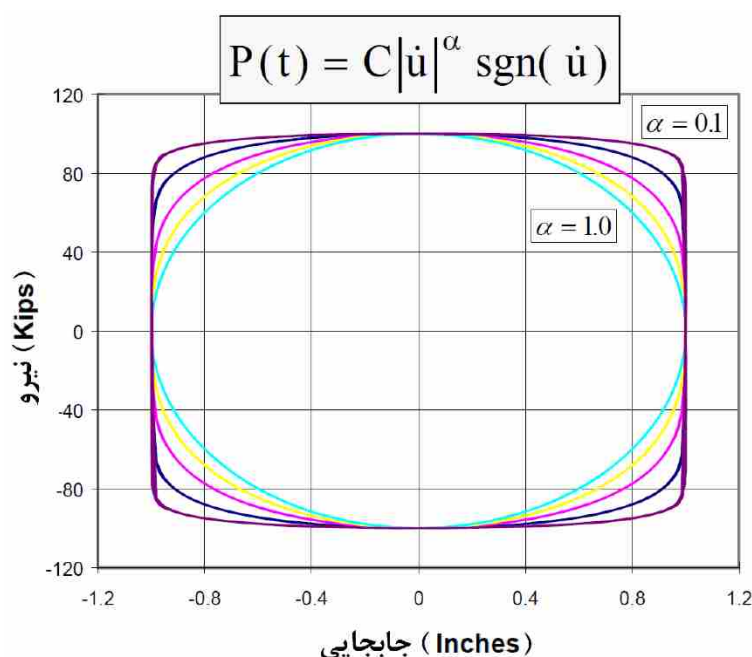
شکل ۸-۴ اثر مؤلفه‌ی α روی میزان انرژی جذب شده در سازه [۱۴].

اما شکل ۹-۴ موضوع دیگری را نشان می‌دهد. این شکل بیانگر نیروی مستهلک شده در دامنه‌ی جابجایی حداکثر ثابت است. مطابق شکل، برای مقادیر ثابت ضریب استهلاک C ، با کاهش مقدار α ، نمودارهای جذب نیرو به سمت داخل حرکت کرده و از حالت بیضی به مستطیل گرایش می‌یابند. این مسئله بیانگر آن است که با کاهش ضریب α ، مقدار نیروی جذب شده توسط میراگر کاهش می‌یابد. بنابراین در این حالت، برخلاف حالت جذب انرژی با افزایش مقدار α به مقادیر فراتر از ۱/۰۰، نیروی استهلاکی افزایش خواهد یافت.



شکل ۹-۴ اثر مؤلفه‌ی α روی نیروی مستهلک شونده [۱۴].

شکل ۹-۴ اثر کاهش ضریب α بر نیروی استهلاکی را نشان می‌دهد. محدوده‌ی تغییرات این پارامتر از ۱/۰۰ تا ۰/۳ متغیر است. شکل ۱۰-۴ برگرفته از آیین‌نامه NEHRP [۳]، نشان می‌دهد که با کاهش ضریب α انرژی استهلاکی افزایش یافته و تابع نیروی مستهلک شونده از حالت دایروی به سمت مستطیلی گرایش می‌یابد. در نتیجه با کاهش مقدار α ، نیروی استهلاکی کاهش خواهد یافت [۳].

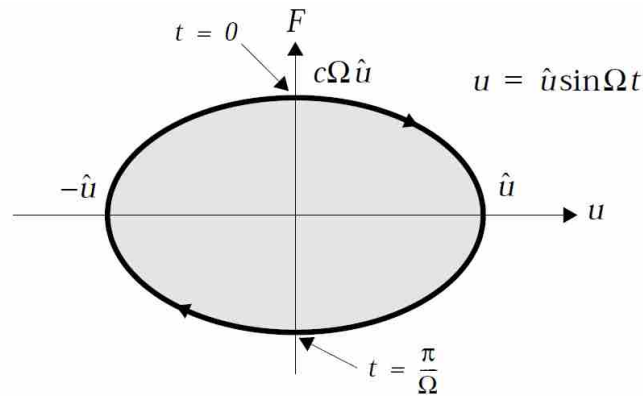


شکل ۱۰-۴ اثر مؤلفه‌ی α روی نیروی مستهلک شونده [۳].

بنا بر نتایج فوق مقادیر بهینه‌ای برای پارامتر α وجود خواهد داشت. با مطالعه تغییرات این پارامتر و نوع ساختمان حاوی میراگر، مقادیر بهینه‌ای برای آن معرفی شده است. برای مثال در یک ساختمان یک طبقه (یک درجه آزادی) مقدار $\alpha = ۰/۵$ وضعیت مناسبی را به ارمغان می‌آورد. بدیهی است که اگر این ضریب به مقدار نسبتاً بالاتری از یک (مثلاً ۲) برسد، میراگر شبیه مهاربند عمل خواهد کرد. در نتیجه، می‌توان این چنین ادعا نمود که مقادیر بالای α مانعی در برابر افزایش جابجایی و مقادیر پایین α مانعی برای افزایش نیرو هستند [۱۴].

در سازه‌ها معمولاً ضریب میرایی (C) ثابت فرض می‌شود. در حالی که مقدار این ضریب در میراگرها ثابت نیست. معمولاً برای محاسبه‌ی انرژی در حالت غیرخطی طی فرضی ساده کننده ابتدا انرژی در حالت خطی محاسبه شده و سپس با ضریبی مشخص به حالت غیرخطی

تبدیل می شود. برای محاسبه ی انرژی میراگرها در حالت خطی مساحت محصور زیر سطح بیضی محاسبه می شود. در این بیضی محور قائم نیروی مستهلک شونده و محور افقی جابجایی دو سر میراگر را نشان می دهد. این بیضی در شکل ۴-۱۱ نمایش داده شده است [۱].



شکل ۴-۱۱ بیضی استهلاک انرژی در حالت استهلاک ویسکوز خطی [۱].

بر اساس این شکل ابتدا رابطه ی بین نیرو و جابجایی در حالت خطی بیان می شود. اگر به رابطه اولیه در این فصل رجوع کنیم، این رابطه پایه برای حالت خطی به صورت زیر می باشد:

$$F_d = C \times \dot{u}$$

حال اگر از این رابطه روی بازه ی تشکیل دهنده ی بیضی انتگرال بگیریم، مساحت زیر بیضی و نتیجتاً مقدار انرژی مستهلک شونده به صورت زیر خواهد بود:

$$E_{DL} = \oint C \dot{u} du = \int_0^{2\pi/\omega} C \dot{u}^2 dt = C u_0^2 \omega \int_0^{2\pi} \cos^2 \omega t d(\omega t) = \pi C u_0^2 \omega$$

اگر نسبت استهلاک میراگر را با انرژی مستهلک شده توسط آن نمایش دهیم، خواهیم داشت:

$$\zeta_d = \frac{E_{DL}}{2\pi E_s} = \frac{E_{DL}}{2\pi \times m \omega_n^2 u_0^2} = \frac{\pi C u_0^2 \omega}{2\pi \times m \omega_n^2 u_0^2} = \frac{\omega}{\omega_n} \times \frac{C}{2m\omega_n}$$

رابطه بالا نسبت استهلاک موجود در میراگر ویسکوز در حالت خطی را نشان می دهد. برای محاسبه ی میزان انرژی مستهلک شده در حالت خطی، مساحت زیر بیضی را در نظر گرفتیم. برای محاسبه ی انرژی در حالت غیر خطی، نمودار استهلاک انرژی به صورت مستطیل در نظر گرفته می شود. مساحت محصور به این منحنی، مقدار انرژی مستهلک شده در حالت غیر خطی را نشان می دهد.

بنابراین، از آنجایی که مطابق این ادعا مساحت بیضی و مستطیل به ترتیب در حالت خطی و غیرخطی انرژی مستهلک‌شده را نشان می‌دهد، بنابراین، می‌توان چنین نوشت:

$$A_L = \pi p_0 u_0 \quad A_{NL} = \lambda p_0 u_0$$

بنابراین با توجه به روابط فوق نسبت استهلاک خطی به غیرخطی به‌عنوان ضریب مشخصی معرفی می‌شود. این ضریب تبدیل طبق رابطه‌ی بین نسبت مساحت‌ها در دو حالت خطی و غیرخطی پدید می‌آید. به‌سادگی با استفاده از نتایج محاسبات بالا می‌توان نشان داد که مقدار این ضریب برابر است با:

$$\lambda = 4 \times 2^\alpha \frac{\Gamma\left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)}{\Gamma(2 + \alpha)} \quad \Gamma: \text{Gamma function}$$

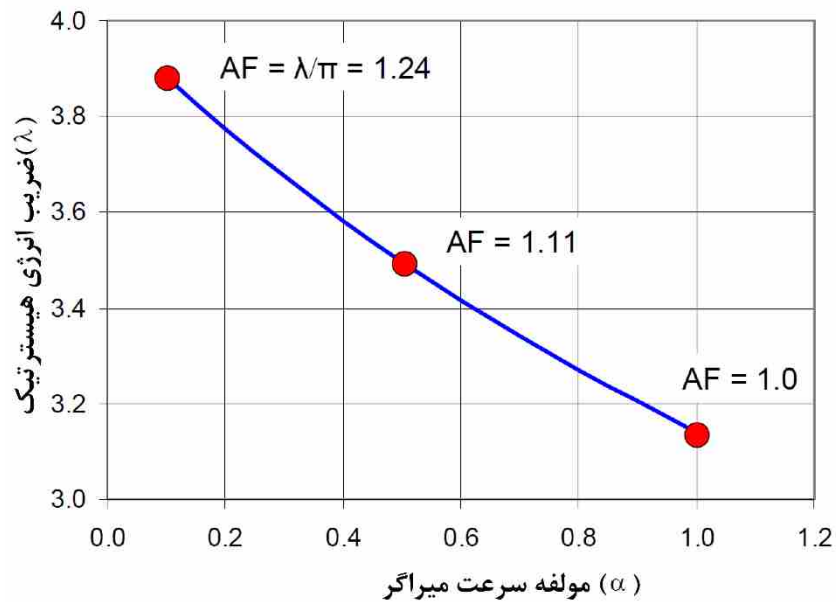
طبق رابطه‌ی بالا ضریب معرفی‌شده مبدل انرژی مستهلک‌شده از حالت خطی به غیرخطی است. این ضریب با پارامتر λ نمایش داده‌شده است.

در شکل ۴-۱۲ رابطه‌ی بین ضرایب α و λ نمایش داده‌شده است. در این نمودار متغیری با نام $AF = \lambda/\pi$ تعریف‌شده که بیانگر نسبت مساحت‌های تعریف‌شده در حالت خطی و غیرخطی است. برای یافتن رابطه‌ای بین C در حالت خطی و غیرخطی، در هر سیکل انرژی استهلاکی پس از جایگذاری در روابط دینامیکی با مساوی قرار دادن مقدار مربوطه به این ضریب برابر می‌شود با [۳]:

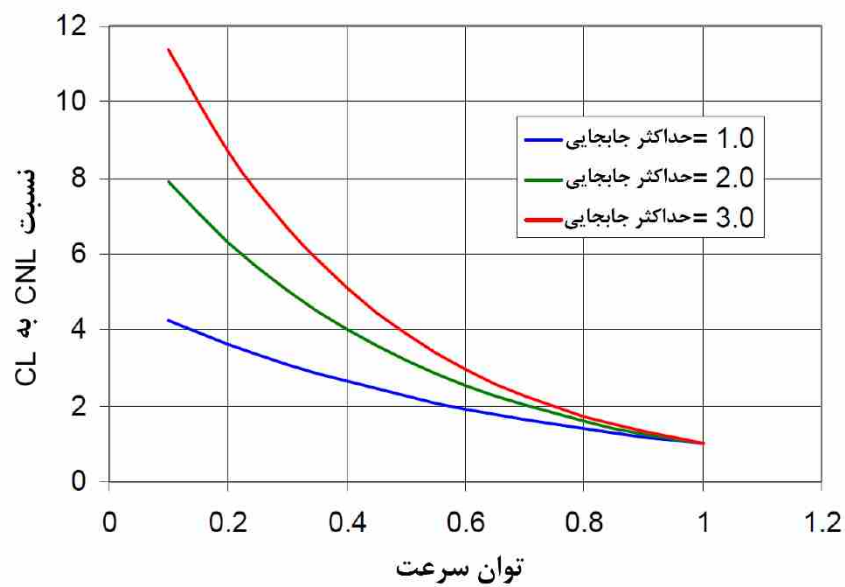
$$\frac{C_{NL}}{C_L} = \frac{\pi(u_0\omega)^{1-\alpha}}{\lambda}$$

همان‌طور که رابطه بالا نشان می‌دهد، در عمل می‌توان با بکارگیری این رابطه ساده‌سازی‌هایی انجام داد. رابطه‌ی بالا ارتباط بین C_L و C_{NL} را نشان می‌دهد. بنابراین می‌توان این پارامترها را با ضریبی به هم تبدیل نمود.

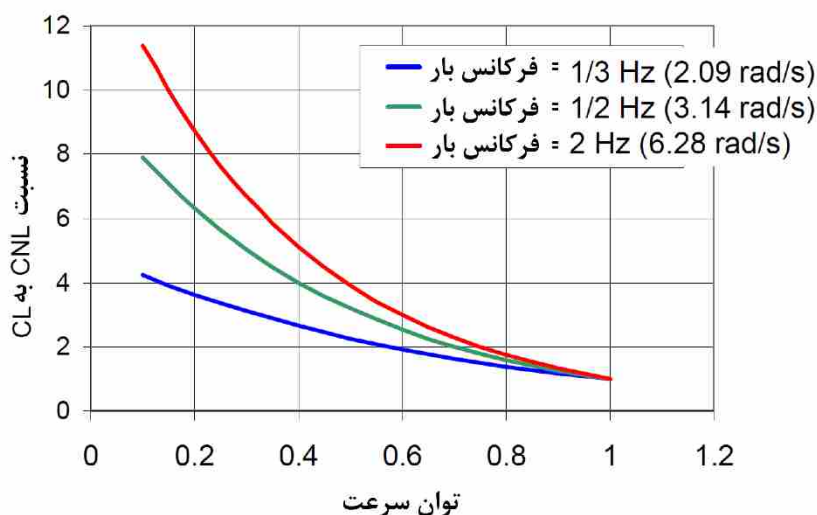
البته باید در نظر داشت که با تغییر فرکانس نیروی وارده در حالت‌های مختلف، ضریب تبدیل تغییر خواهد کرد. بنابراین نمی‌توان این ضریب را همواره ثابت در نظر گرفت. روند این تغییرات در شکل ۴-۱۳ و شکل ۴-۱۴ قابل مشاهده است.



شکل ۴-۱۲ رابطه‌ی بین متغیرهای α و λ [۳].



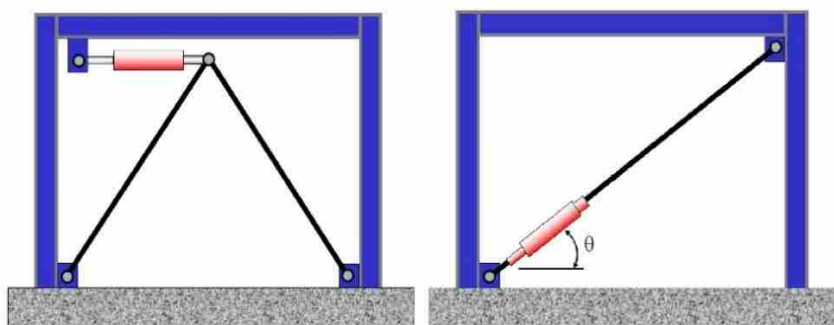
شکل ۴-۱۳ بارگذاری هارمونیک با فرکانس بارگذاری ۱ هرتز [۳].



شکل ۴-۱۴ بارگذاری هارمونیک با حداکثر جابجایی ۱/۳.

۲-۲-۴ تأثیر چیدمان بر عملکرد میراگرهای ویسکوز

یکی از محدود سیستم‌هایی که اثر چیدمان بر روی آن اثر می‌گذارد، سیستم میراگر ویسکوز است. در این سیستم معمولاً از چیدمان شورن و یا قطری استفاده می‌شود. در شکل ۴-۱۵ قرارگیری میراگرهای ویسکوز به صورت قطری و شورن نمایش داده شده است.



شکل ۴-۱۵ چینش قطری و شورن میراگرهای ویسکوز [۳].

امروزه روش‌های نوینی برای چینش میراگرهای ویسکوز پیشنهاد شده است که به طور مفصل به توضیح آن‌ها خواهیم پرداخت. در چیدمان‌های معمولی مثل چیدمان‌های قطری و شورن نیروی مقاوم جانبی، ضریبی کوچک‌تر یا برابر یک است. بنابراین می‌توان رابطه‌ی نیروی مقاوم جانبی را با توجه به نیروی میراگر به صورت زیر نوشت:

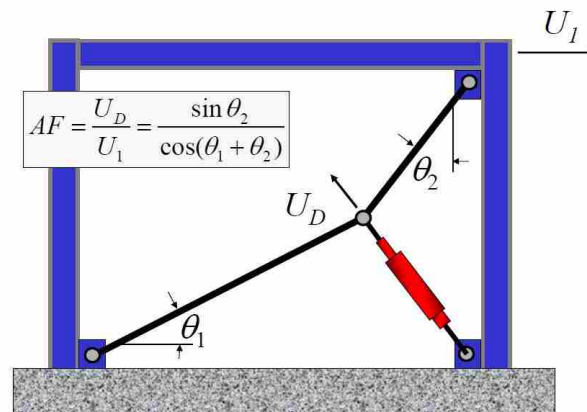
$$F = f \cdot F_D$$

مقدار ضریب بزرگنمایی f در میراگرهای با چینش شون برابر یک است. همچنین، این ضریب در میراگرهای قطری متناسب با زاویه میراگر با افق خواهد بود. بنابراین، در حالت قطری ضریب بزرگنمایی $f = \cos\theta$ خواهد بود. به عنوان مثال اگر زاویه میراگر با افق 37° باشد، مقدار این ضریب 0.799 خواهد شد. میزان میرایی سیستم یکی از مهم ترین عواملی است که روش چینش میراگرها روی آن اثر می گذارد. بنابراین با تغییر نحوه چینش، میزان میرایی سیستم تغییر خواهد کرد. مقدار میرایی جدید با توجه به رابطه زیر محاسبه می گردد [۱۵]:

$$\beta = \frac{f^2 C_0}{2m\omega}$$

برای مثال اگر میراگری برای ایجاد میرایی 5% در صد طراحی شده باشد، مقدار میرایی آن در حالت قطری با زاویه 37° درجه، برابر $\beta = 0.32\%$ و در حالت شون $\beta = 0.05\%$ خواهد بود.

با پیشرفت فناوری، به تدریج ساخت و ساز به سمتی پیش رفت که برای تأمین میرایی و نیروی کافی، نیاز به چیدمان هایی با بهره بری بالا احساس شد. در همین راستا چیدمان های مفصل بند (toggle brace) پیشنهاد شدند. نمایی شماتیک از این روش چینش در شکل ۴-۱۶ نمایش داده شده است. وجود این روش چینش باعث افزایش چشم گیر ضریب f می شود. این روش چینشی در سازه های سخت و کوتاه به دلیل کم بودن میزان جابجایی دو سر میراگر بهره وری بالایی نشان می دهد. البته هزینه ی بالای ساخت و اتصالات پیچیده ی این روش چینش و همچنین نیاز به نیروی متخصص سبب شده تا امروزه این روش کمتر مورد استقبال عمومی قرار گیرد.



شکل ۴-۱۶ نحوه ی چینش مفصل بند [۳].

از آنجایی که چینش شورن و قطری میراگرهای ویسکوز تغییر خاصی بر روند طراحی سازه ایجاد نکرده و روش‌های قرارگیری مهاربندها به صورت شورن و قطری در اکثر کتب مهندسی بیان شده است، در این بخش از بیان نحوه محاسبه نیرو در این حالات صرف‌نظر شده است. چینش مفصل بند میراگر ویسکوز و زاویه‌ی پیشنهادی برای این چینش و در نتیجه مقدار ضریب بزرگنمایی ایجادشده، تأثیر بسزایی بر عملکرد سیستم استهلاکی ایفا خواهد کرد. تاکنون مطالعات متعددی توسط محققین مختلف بر تأثیر نحوه‌ی چیدمان مفصل بند صورت گرفته است. در بخش زیر توضیحات مربوط به یکی از مطالعات مربوطه ارائه شده است.

بر اساس این مطالعه [۱۶]، نوع چینش مفصل بند (toggle) به دو دسته بالایی و پایینی تقسیم‌بندی شده است که برای هر دسته طول و زوایای حداقل با توجه به ضریب بزرگنمایی محاسبه شده است. شکل ۴-۱۷ دسته‌بندی انواع چینش مفصل بند را نمایش می‌دهد. میزان کارایی این اتصالات با توجه به نوع چینش، توسط روابط هندسی و ریاضی، تعیین خواهد شد. به منظور بررسی اثر چینش، ابتدا حالت سیستم با چینش بالا در نظر گرفته شده و روابط آن بیان شده است. سپس همین روابط برای چینش پایین بررسی شده است.

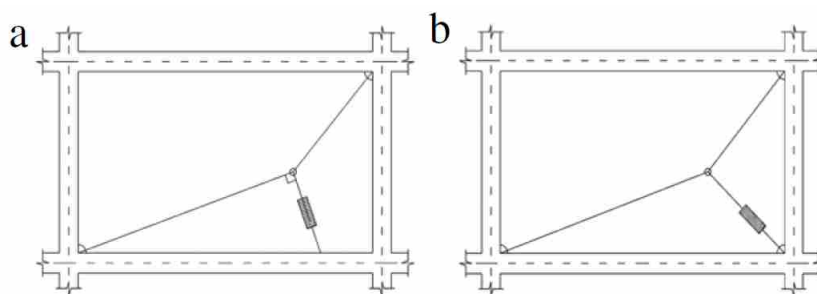


Figure 3: Lower toggle system.

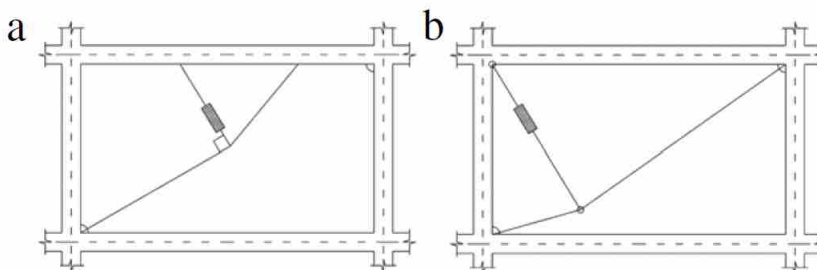


Figure 4: Upper toggle system.

شکل ۴-۱۷ انواع چینش مفصل بند (toggle) [۱۶].

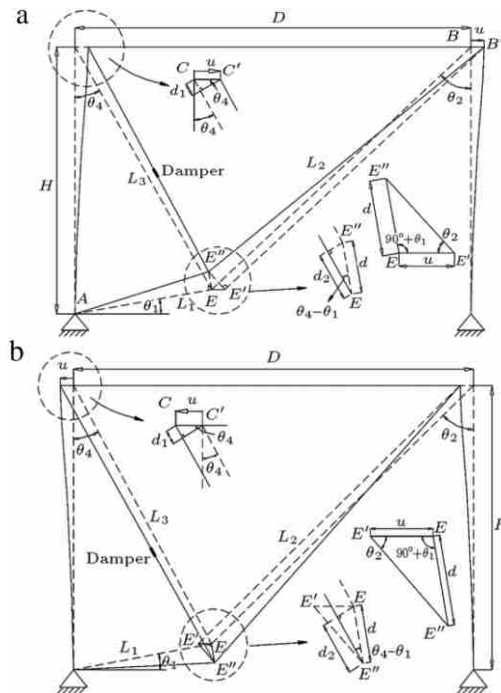
۱-۲-۲-۴ سیستم های مفصل بند بالا (upper toggle system)

روابط هندسی سیستم های TBD تغییر شکل یافته به سمت راست و چپ، به ترتیب در شکل ۱۸-۴ (a) و شکل ۱۸-۴ (b) تشریح شده است. ضریب بزرگنمایی با فرض تغییر شکل های کوچک و نادیده گرفتن انعطاف پذیری مهاربندها استخراج شده است. برای تغییر مکان های طبقاتی کوچک، ضریب بزرگنمایی با استفاده از رابطه تقریبی تغییر شکل قاب محاسبه می گردد. هنگامی که پارامترهای سه بعدی اختصاص یابند، ضریب بزرگنمایی تعیین خواهد شد. همان گونه که بیان شد، ضریب بزرگنمایی و میرایی سیستم، با توجه به هندسه ی میراگرهای مفصل بند تعیین می شود. علاوه بر انتخاب ضریب بزرگنمایی مناسب، باید محدودیت های زیر با توجه به سیستم های TBD رعایت گردند [۱۶]:

$$\theta_1 \leq \tan^{-1}(H/D) \quad L_1/D \leq 1/\cos \theta_1$$

$$\theta_2 = \tan^{-1}\left(\frac{1 - (L_1/D) \cos \theta_1}{(H/D) - (L_1/D) \sin \theta_1}\right) \quad \& \quad \theta_4 = \tan^{-1}\left(\frac{(L_1/D) \cos \theta_1}{(H/D) - (L_1/D) \sin \theta_1}\right)$$

$$L_2 = \frac{H - L_1 \sin \theta_1}{\cos \theta_2} \quad L_1 + L_2 \geq L_{AB'}$$



شکل ۱۸-۴ روابط هندسی چینش مفصل بند بالا (a) راست (b) چپ [۱۶].

در این روابط H ارتفاع داخلی طبقات، D طول آزاد دهانه، θ_1 زاویه‌ی افقی با مهاربند پایین‌تر، θ_2 زاویه‌ی قائم مهاربند بالایی، θ_3 و θ_4 به ترتیب زوایای افقی و عمودی میراگر، L_1 و L_2 به ترتیب طول مهاربندهای مفصل بند بالایی و پایینی، و $L_{AB'}$ طول قطری قاب تغییرشکل یافته هستند [۱۶].

ضریب بزرگنمایی در این حالت با توجه به روابط زیر محاسبه می‌گردد [۱۶]:

$$f = \frac{u_d}{u} = \frac{d_1 + d_2}{u} = \frac{\sin \theta_2}{\cos(\theta_1 + \theta_2)} \cos(\theta_4 - \theta_1) + \sin \theta_4$$

$$u/H \leq [L_1/D + \left(\frac{(H/D) - (L_1/D) \sin \theta_1}{\cos \theta_2} \right) - \sqrt{(H/D)^2 + 1}] \sqrt{1 + (D/H)^2}$$

برای سیستم‌های TBD بالا، معادلات تعادل استاتیکی برای تعیین نیروی F_1 و F_2 در مهاربندهای L_1 و L_2 استفاده می‌شود:

$$\frac{F_1}{\sin(\theta_2 + \theta_4)} = \frac{F_2}{\cos(\theta_4 - \theta_1)} = \frac{F_d}{\cos(\theta_2 + \theta_1)}$$

۴-۲-۲ سیستم‌های مفصل بند پایین (lower toggle system)

سیستم‌های مفصل بند پایین در شکل ۴-۱۹ نمایش داده شده‌اند. تأثیر نیروی محوری مهاربند روی ضریب بزرگنمایی برای حرکت قسمت بالایی قاب به سمت راست، توسط هانگ^۱ موردبررسی قرار گرفت. مقدار ضریب بزرگنمایی با فرض تغییرشکل‌های کوچک و صرف‌نظر از انعطاف‌پذیری مهاربندها استخراج شده است. هنگامی که تغییرشکل‌های نسبی طبقاتی کوچک باشد، ضریب بزرگنمایی با استفاده از فرمول تقریبی تغییرشکل قاب‌ها محاسبه خواهد شد. ضریب بزرگنمایی پس از تعیین پارامترهای سه‌بعدی اختصاص می‌یابد. در سیستم‌های مفصل بند پایین، رعایت محدودیت‌های زیر با توجه به نحوه‌ی آرایش هندسی سیستم TBD الزامی است [۱۶]:

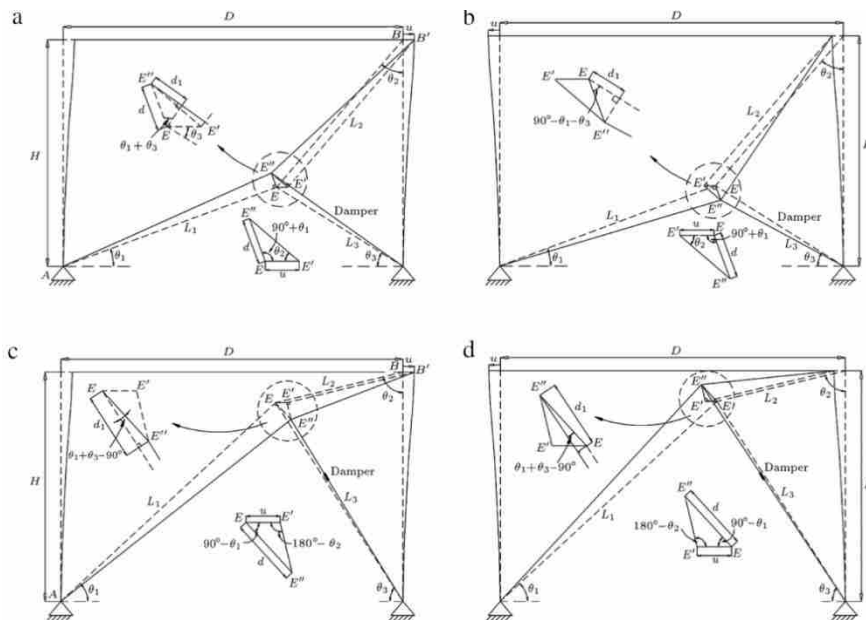
$$L_1/D \leq 1/\cos \theta_1$$

$$\theta_2 = \tan^{-1} \left(\frac{1 - (L_1/D) \cos \theta_1}{(H/D) - (L_1/D) \sin \theta_1} \right)$$

$$\theta_3 = \tan^{-1} \left(\frac{(L_1/D) \sin \theta_1}{1 - (L_1/D) \cos \theta_1} \right)$$

$$L_2 = \frac{H - L_1 \sin \theta_1}{\cos \theta_2} L_1 + L_2 \geq L_{AB'}$$

¹ Huang



شکل ۴-۱۹ روابط هندسی چینش مفصل بند پایین (a) راست (b) چپ (c) راست (d) چپ [۱۶]

پارامترهای بکار رفته در روابط مذکور، در قسمت چینش مفصل بند بالا توضیح داده شدند. بنابراین از تکرار آن‌ها در این قسمت اجتناب می‌شود.

ضریب بزرگنمایی در این حالت با توجه به روابط زیر محاسبه می‌گردد [۱۶]:

$$f = \frac{u_d}{u} = \frac{d_1}{u} = \frac{\sin \theta_2}{\cos(\theta_1 + \theta_2)} \sin(\theta_1 + \theta_3)$$

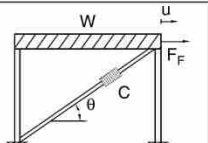
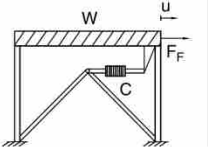
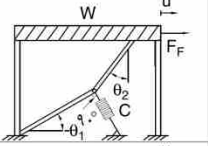
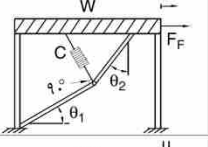
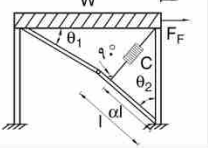
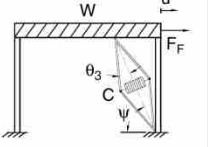
$$u/H \leq [L_1/D + \frac{(H/D) - (L_1/D) \sin \theta_1}{\cos \theta_2}] - \sqrt{(H/D)^2 + 1} \sqrt{1 + (D/H)^2}$$

برای تعیین نیروی F_1 و F_2 در مهارندهای L_1 و L_2 از تعادل استاتیکی استفاده می‌شود. برای سیستم‌های TBD پایین، معادلات به صورت زیر تبدیل خواهند شد:

$$\frac{F_1}{\cos(\theta_2 - \theta_3)} = \frac{F_2}{\sin(\theta_3 + \theta_1)} = \frac{F_d}{\cos(\theta_2 + \theta_1)}$$

جدول ۴-۱ نتایج جمع‌بندی روابط بالا در تمامی سیستم‌های مورد بحث را نشان می‌دهد. این جدول توسط سیگر و کنستانتینو در سال ۲۰۰۳ معرفی شده است.

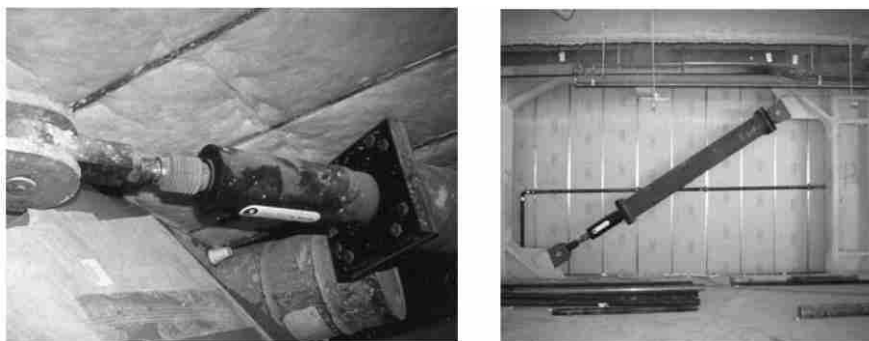
جدول ۱-۴ تأثیر آرایش میراگر (سیگر و کنستانتینو، ۲۰۰۳) [۱۵].

قطری		$f = \cos \theta$	$\theta = 37^\circ$ $f = 0.799$ $\beta = 0.33$
شورن (هشتی)		$f = 1/0.0$	$f = 1/0.0$ $\beta = 0.5$
مفصل بند پایین		$f = \frac{\sin \theta_2}{\cos (\theta_1 + \theta_2)}$	$\theta_1 = 31/9^\circ, \theta_2 = 43/2^\circ$ $f = 2/662$ $\beta = 0.344$
مفصل بند بالا		$f = \frac{\sin \theta_2}{\cos (\theta_1 + \theta_2)} + \sin \theta_1$	$\theta_1 = 31/9^\circ, \theta_2 = 43/2^\circ$ $f = 3/191$ $\beta = 0.509$
مفصل بند معکوس		$f = \frac{\sin \theta_2}{\cos (\theta_1 + \theta_2)} - \cos \theta_2$	$\theta_1 = 30^\circ, \theta_2 = 49^\circ, \alpha = 0.7$ $f = 2/521$ $\beta = 0.318$
جک-قیچی		$f = \frac{\cos \psi}{\tan \theta_3}$	$\theta_3 = 9^\circ, \psi = 70^\circ$ $f = 2/159$ $\beta = 0.233$

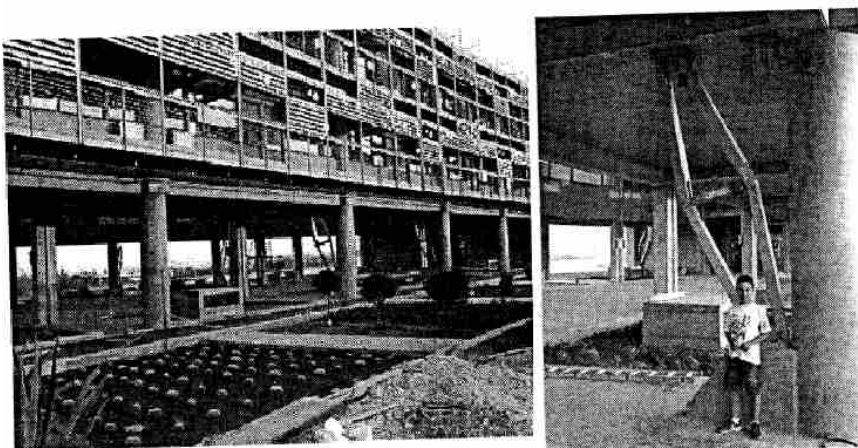
نتایج بررسی‌های سیگر و کنستانتینو در جدول ۱-۴ گنجانده شده است. البته در این جدول، اتصالات مفصل بند تنها در حالت خاصی بررسی شده‌اند و به‌عنوان مثالی از نحوه‌ی قرارگیری این ابزار در نظر گرفته شده‌اند. افزون بر این، در آخرین ردیف جدول چینش جک-قیچی بیان شده است. استفاده از این روش در سازه‌های ساختمانی باعث استفاده بهینه از میراگرهای ویسکوز شده است. از ویژگی‌های دیگر این چینش ایجاد دهانه‌های آزاد بزرگ در سازه است. بنابراین این نحوه چینش در طبقه همکف سازه‌های ساختمانی فضای بسیار ایده آلی را برای معماران فراهم کرده است. تاکنون در کشور قبرس میراگرهای متعددی با چینش لوزی مانند ساخته شده است. در آخرین ستون از جدول ۱-۴ مثالی برای هر یک از حالات، بیان شده است. در بخش زیر نیز مثال‌های اجرایی از نحوه آرایش میراگرهای بالا نمایش داده شده است.



شکل ۲۰-۴ چینش شورن میراگرها در دانشگاه کالیفرنیا [۱۵].



شکل ۲۱-۴ چینش قطری میراگرها در سالن اجتماعات مرکزی سانفرانسیسکو [۱۵].



شکل ۲۲-۴ چینش جک-قیچی میراگرها در ساختمان کمیته المپیک [۱۴].



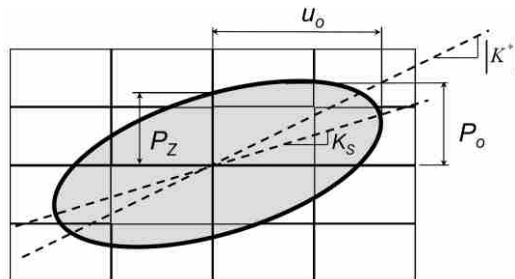
شکل ۴-۲۳ چینش مفصل بند در برج بوانا [۱۵].

۴-۲-۳ روش‌های مدل‌سازی میراگر ویسکوز

پیش‌ازاین بر اساس مبانی دینامیک سازه‌ها، المان میراگر را تنها با استفاده از پارامتر دشتپات (C) نشان می‌دادیم. بررسی دقیق‌تر این اعضا نشان می‌دهد که این کار فرض صحیحی نیست، چراکه خود میراگر از قطعاتی ساخته شده که دارای سختی هستند. قطعات سازنده‌ی میراگرهای ویسکوز نیز علاوه بر میرایی دارای سختی هستند. بنابراین، می‌توان گفت: نیروی خالص ناشی از میراگر شامل اثرات توأم سختی و استهلاک است.

$$F_d = C\dot{U} + KU$$

شکل ۴-۲۴ نشان‌دهنده‌ی تأثیر سختی اعضای میراگر ویسکوز بر منحنی نیرو-جابجایی این المان است. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، با در نظرگیری سختی در کنار میرایی، بیضی استهلاک انرژی چرخشی با شیب K_s خواهد داشت.

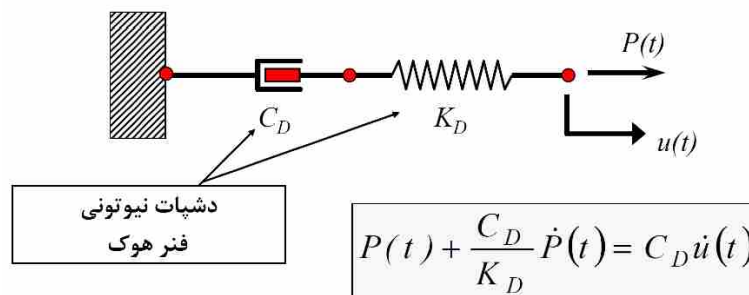


شکل ۴-۲۴ بیضی استهلاک انرژی در میراگرهای ویسکوز با در نظرگیری سختی اعضای میراگر [۳].

تاکنون این چنین تصور می شد که قرارگیری میراگرهای ویسکوز اثری بر سختی سازه (k) ندارد. اما نتایج مشاهدات نشان می دهد که با قرارگیری میراگرها در سازه سختی سیستم افزایش یافته و فرکانس طبیعی آن (ω_n) تغییر خواهد کرد. بنابراین این سؤال مطرح می گردد: اکنون که دشپات به تنهایی قادر نیست تا میراگرها را مدل نماید، برای مدل سازی میراگرها در سازه باید از کدام المان استفاده شود تا کار مدل سازی و دسترسی به نتایج آسان گردد. لذا تاکنون بررسی های مختلفی توسط محققین برای نمایش رفتار ویسکوالاستیک میراگرهای ویسکوز صورت گرفته است. در همین راستا برای مدل سازی این رفتار مدل هایی مثل مدل ماکسول^۱، مدل کلون^۲ و مدل جامد خطی استاندارد^۳ پیش بینی شده اند. در قسمت بعدی روش های مدل سازی این محققین و معایب و محاسن آن ها بررسی خواهد شد.

۴-۲-۳-۱ مدل سازی رفتار ویسکوالاستیک میراگر با مدل ماکسول

مدل ماکسول با سری بستن دشپات و فنری خالص ایجاد می شود. بنابراین در این مدل تنش ثابت و برابر تنش هر عضو خواهد بود و کرنش از جمع کرنش ها ایجاد می شود.



شکل ۴-۲۵ مدل ماکسول برای در نظرگیری خاصیت ویسکوالاستیک [۳].

¹ Maxwell

² Kelvin

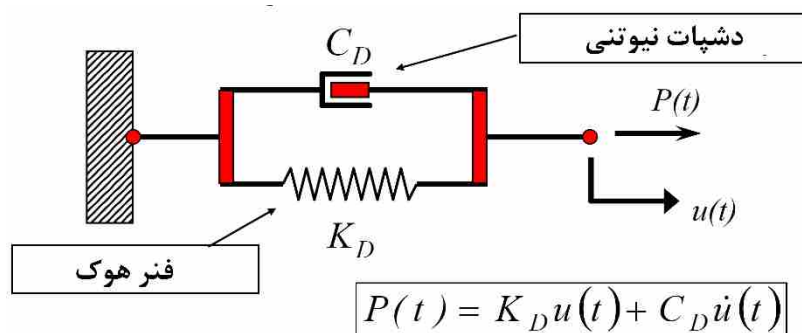
³ Standard Linear Solid Model

اگر مدل ماکسول تحت کرنش ثابت قرار گیرد، تنش ناشی از این پدیده به تدریج زدوده خواهد شد. اما هنگامی که مدل تحت تنشی ثابت قرار گیرد، کرنش ناشی از آن شامل دو مؤلفه خواهد شد. اولین مؤلفه‌ی آن، مؤلفه‌ی الاستیک است که به خاطر ورود سریع فنر به جریان تحمل نیرو ایجاد می‌شود و به سرعت با از بین رفتن تنش زوال می‌یابد. دومین مؤلفه، مؤلفه‌ی ویسکوز است که پس از اعمال تنش، با گذر زمان به تدریج وارد عمل می‌شود.

یکی از مزایای مدل ماکسول در نظریه‌ی زوال تنش در طول زمان است. این ویژگی برای اکثر پلیمرها دقیق است. از محدودیت‌های مدل ماکسول می‌توان به عدم پیش‌بینی دقیق خزش اشاره نمود. همچنین در واقعیت هنگامی که بارگذاری صورت پذیرد، به دلیل بالا بودن سرعت اولیه اعمال بار، میراگر سریع‌تر وارد فاز تحمل نیرو خواهد شد. در صورتی که رابطه‌ی ماکسول عکس این موضوع را نمایش می‌دهد. علاوه بر این، مدل مذکور توانایی در نظریه‌ی اثرات حرارت را ندارد.

۲-۳-۲-۴ مدل سازی رفتار ویسکوالاستیک میراگر با مدل کلون

همان گونه که شکل ۲۶-۴ نشان می‌دهد، مدل کلون شامل میراگری نیوتنی و فنر الاستیک هوگ می‌شود که به صورت موازی به یکدیگر متصل شده‌اند. بنابراین در این مدل، تنش از جمع تنش موجود در فنر و دشتپات بدست می‌آید و کرنش در فنر و دشتپات برابر است. این مدل برای توضیح خزش در پلیمرها بسیار مناسب است.



شکل ۲۶-۴ مدل کلون برای در نظریه‌ی خاصیت ویسکوالاستیک [۳].

یکی از مزایای مدل کلون، نمایش رفتار بسیار مطلوبی در تنش ثابت (خزش) است. البته این مدل برای در نظریه‌ی زوال تنش دقت کمی داشته و توانایی در نظریه‌ی وابستگی‌های دمایی را ندارد.

۴-۲-۴ روش طراحی بر مبنای انرژی برای میراگرهای ویسکوز

یکی از روش هایی که برای طراحی میراگرهای ویسکوز کاربرد وسیعی دارد، استفاده از روش طراحی بر مبنای انرژی است. این روش نسبت به سایر روش ها محدودیت کمتری داشته و برای طراحی غیرخطی میراگرها مناسب است. معمولاً روش انرژی با فرض مشابه بودن میراگرها در طبقات صورت می پذیرد. از طرفی در سازه های بلند معمولاً ۲ یا ۳ تیپ میراگر، و در سازه های معمولی تنها یک تیپ میراگر استفاده می شود، بنابراین استفاده از این روش برای سازه های متعارف پیشنهاد می شود.

به دلیل آنکه طراحی سازه با روش خطی صورت می پذیرد، در این بخش به اثبات حالت خطی پرداخته ایم. مطابق بخش ۴-۲-۱ انرژی مستهلک شده توسط میراگر، W_D ، به صورت زیر محاسبه می شود:

$$W_D = C\pi\Omega\hat{u}^2$$

اگر نسبت استهلاک توزیع شده با $\zeta_d = C/C_{cr}$ نمایش داده شود، خواهیم داشت:

$$W_D = C\pi\Omega\hat{u}^2 = \pi\zeta_d C_{cr}\Omega\hat{u}^2 = 2\pi\zeta_d\Omega\hat{u}^2\sqrt{K\cdot m} = 2\pi\zeta_d W_s \frac{\Omega}{\omega_0}$$

با توجه به رابطه بالا نسبت استهلاک به صورت زیر بیان می شود:

$$\zeta_d = \frac{W_D}{2\pi W_s} \times \frac{\omega_0}{\Omega}$$

به طور خاص برای تحریکات لرزه ای، Ω برابر با ω_0 شده و معادله کاهش می یابد:

$$\zeta_d = \frac{W_D}{2\pi W_s}$$

همان گونه که در بخش های قبلی بر مبنای آیین نامه بیان کردیم، میرایی موجود در سازه شامل دو قسمت میرایی ذاتی سیستم، و میرایی ایجاد شده توسط ابزار میرا کننده می شود. بنابراین در یک سیستم چند درجه آزادی می توان نسبت میرایی را این گونه تشریح کرد:

$$\zeta_{eff} = \zeta_0 + \zeta_d$$

با توجه به روابط محاسبه شده قبلی و اندکی محاسبات می توان گفت:

$$\zeta_d = \frac{\sum W_j}{2\pi W_k}$$

که در این رابطه؛ $\sum W_j$ نشان دهنده ی مجموع انرژی مستهلک شده به وسیله ی j امین میراگر در یک سیکل بارگذاری است. همچنین W_k انرژی کرنشی الاستیک قاب را نشان می دهد. مقدار W_k برابر $\sum F_i \Delta_i$ بوده که F_i برش پایه ی طبقه و Δ_i دررفت طبقه در i امین طبقه است.

اکنون که نسبت میرایی مشخص گردید، می‌توان گفت که انرژی مستهلک‌شده توسط میراگرهای ویسکوز برابر است با:

$$\sum_j W_j = \sum_j \pi C_j \omega_0 \dot{u}_j^2 = \frac{\pi}{T} \sum_j C_j \dot{u}_j^2$$

که در این رابطه؛ $\dot{u}_j$ جابجایی محوری نسبی دو سر میراگر j است. شواهد تجربی و آزمایشگاهی نشان می‌دهد که اگر نسبت استهلاک سازه در مودهای بالاتر افزایش یابد، پاسخ-های سازه مه‌ار خواهند شد. به‌عنوان یک نتیجه، معمولاً برای ساده‌سازی روش‌ها و کاربردی کردن عملکرد آن‌ها تنها اولین مود ارتعاشی در سیستم‌های چند درجه آزادی منظور می‌شود. با استفاده از انرژی کرنشی مودال، انرژی مستهلک‌شده به‌وسیله‌ی میراگر و انرژی کرنشی الاستیک ایجادشده به‌وسیله‌ی قاب اولیه به‌صورت زیر قابل بیان است:

$$\sum_j W_j = \frac{\pi}{T} \sum_j C_j \varphi_{rj}^2 \cos^2 \theta_j$$

در این رابطه، φ_{rj} جابجایی نسبی افقی میراگر j متناظر با اولین شکل مود است. همچنین مقدار W_k از رابطه زیر تعیین می‌گردد:

$$W_k = \Phi_1^T [k] \Phi_1 = \Phi_1^T \omega^2 [m] \Phi_1 = \sum_i \omega^2 m_i \varphi_i^2 = \frac{\pi}{T} \sum_i m_i \varphi_i^2$$

در این رابطه، φ_i نشان‌دهنده‌ی جابجایی اولین مود ارتعاشی در تراز i است. بر مبنای روابط ذکرشده برای انرژی کرنشی و مستهلک‌شده، نسبت استهلاک مؤثر در سازه حاوی میراگر ویسکوز خطی با رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$\zeta_{eff} = \zeta_0 + \frac{\frac{\pi}{T} \sum_j C_j \varphi_{rj}^2 \cos^2 \theta_j}{\frac{\pi}{T} \sum_i m_i \varphi_i^2} = \zeta_0 + \frac{T \sum_j C_j \varphi_{rj}^2 \cos^2 \theta_j}{\pi \sum_i m_i \varphi_i^2}$$

از آنجایی که در آیین‌نامه‌های طراحی، روشی برای توزیع مقدار C محاسبه‌شده در سازه وجود ندارد، بنابراین در طراحی میراگرها توزیع C در طبقات به‌صورت مساوی انجام می‌شود.

۳-۴ چگونگی مدل سازی و طراحی سازه حاوی میراگرهای ویسکوز

در بخش قبل اطلاعاتی جامع در رابطه با میراگرهای ویسکوز بیان شد. در این قسمت علاوه بر نحوه‌ی مدل سازی این میراگرها، اندرکنش آن‌ها با سازه در نظر گرفته خواهد شود. در نتیجه، سازه متناسب با وجود این میراگرها طراحی می‌شود. در این فصل با توجه به ضوابط آیین‌نامه-ای فصل و نظر به قواعد مدل سازی مربوطه، سازه‌ای که در فصل دوم بدون هیچ ابزار کنترلی طراحی شده است، مجدداً با میراگر ویسکوز طراحی خواهد شد.

۴-۳-۱ محاسبات سیستم مقاوم در برابر زلزله (سازه پایه برای نصب میراگر)

۴-۳-۱-۱ تعیین استهلاک موردنیاز در طراحی میراگرها

در اولین گام طراحی هر ابزار استهلاکی، باید مقدار استهلاک هدف بر مبنای نیازهای سازه‌ای تعیین شود. قاعدتاً مقدار میرایی سازه رابطه‌ی مستقیمی با هزینه‌ی تأمین این ابزار و رابطه‌ای معکوس با میزان آسیب وارده به سازه دارد. بنابراین باید بر اساس این شاخص‌ها مقدار بهینه‌ی میرایی موردنیاز مشخص شود.

اگر برای سازه موردنظر سطح مطلوب اتلاف انرژی، بالا در نظر گرفته شود و طراحی سازه برای این سطح میرایی انجام شود، این اتلاف انرژی باید یا به وسیله خود سازه و یا به وسیله میراگر تأمین گردد. از آنجایی که میرایی ذاتی سازه مقدار ناچیزی از این میرایی را تأمین می‌کند، برای تأمین مابقی استهلاک موردنیاز، باید به فکر طراحی میراگر باشیم. طبق روابط معرفی شده در بخش ۴-۲-۴، خواهیم داشت:

$$\zeta_{eff} = \zeta_0 + \zeta_d$$

از آنجایی که از استهلاک موردنیاز در سازه نمونه ۲۰ درصد بوده و درصدی کمی از آن را میرایی ذاتی سازه پوشش می‌دهد، بنابراین باید مابقی استهلاک موردنیاز، با طراحی مناسب میراگر تأمین شود. از طرفی طبق بخش ۳-۱-۸-۲ (الف) حداکثر مقدار میرایی ذاتی نباید از ۵ درصد بیشتر منظور شود. البته سازه‌های بتنی میرایی بالاتری نسبت به سازه‌های فلزی دارند. اما مقدار میرایی این سیستم‌ها کمتر از سیستم‌های سازه بنایی است. بنابراین طبق نتایج تجربی، معمولاً اختصاص میرایی ۳ درصد برای سازه‌های فلزی و ۴ درصد برای سازه‌های بتنی منطقی و مناسب است. اگر به سازه‌ی نمونه که سازه‌ای بتنی است، میرایی ذاتی ۴٪ اختصاص یابد، باید میراگرهایی طراحی شود که توانایی ایجاد میرایی ۱۶٪ را داشته باشند.

$$\zeta_d = 16\%$$

اکنون بر اساس رابطه‌ی انرژی که برای میراگرهای ویسکوز خطی در بخش ۴-۲-۴ معرفی شد، عمل کرده و مشخصات میراگرهای طبقات را می‌یابیم.

$$\zeta_d = \frac{T \sum_j C_j \varphi_{rj}^2 \cos \theta_j}{4\pi \sum_i m_i \varphi_i^2} = 16\%$$

همان‌طور که در بخش قبلی بدان اشاره شد، در رابطه بالا T پی‌یود مود اصلی سازه، m_i جرم لرزه‌ای طبقه i ام و φ_i تغییرمکان طبقه i است. اما رابطه‌ی مذکور شامل بخش‌هایی است که خواص مربوط به میراگرها را وارد رابطه خواهد کرد. C_j ضریب میرایی طبقه j ام، φ_{rj} جابجایی افقی نسبی دو انتهای اتلاف‌کننده در اثر تغییرشکل مود اول سازه و θ_j زاویه اتلاف‌کننده با راستای افق در طبقه j ام است.

از آنجایی که در سازه معمولاً میراگرها بر اساس میزان برش طبقه طراحی می‌شوند، (هر چه برش طبقه بالاتر باشد، به میراگر قوی‌تری احتیاج است) و از طرفی بهینه‌ترین حالت برای طراحی میراگرها از این طریق ایجاد می‌شود، قاعدتاً باید در طراحی آن‌ها برش هر طبقه به‌صورت جداگانه محاسبه‌شده و بر مبنای آن میراگر طراحی شود. همان‌گونه که در قسمت‌های قبل بیان شد، در سازه موجود به دلیل کم بودن تعداد طبقات، هم از لحاظ فنی و هم از لحاظ اقتصادی بهینه‌ترین راه‌حل استفاده از یک تیپ میراگر در کل سازه و طراحی میراگر برای بحرانی‌ترین حالت موجود در بین طبقات است.

روش کار بدین صورت است که در موده‌های مختلف در هر دو راستا مقدار برش ماکزیمم هر طبقه، به روشی که بیان خواهد شد، محاسبه می‌شود. سپس جذر مجموع مربعات آن به‌عنوان مقدار برش ماکزیمم هر طبقه در راستای موردبررسی در نظر گرفته می‌شود. نهایتاً نیروی زلزله هر طبقه به کمک برش طبقه حساب شده و در مدل ساخته‌شده به‌عنوان نیروی جدید زلزله به‌صورت دستی وارد می‌شود و بر اساس آن مجدداً سازه طراحی خواهد شد. البته در این قسمت همان‌گونه که خواهیم دید، طبق مطالب ارائه‌شده در بخش ۴-۲-۴، به علت غالب بودن مود اول محاسبات تنها برای این مود انجام شده است. بر اساس ضوابط موجود در بخش ۳-۱-۱-۲، در طراحی اولیه سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله حداقل مقدار برش پایه به صورت زیر محاسبه می‌شود.

۴-۳-۱-۲ طراحی سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله و یافتن مود اول ارتعاشی

طبق آنچه پیش‌تر بیان شد، حداقل مقدار برش پایه بر اساس حداکثر مقدار حاصل از روابط زیر محاسبه می‌شود:

$$V_{min} = \frac{V}{B_{V+1}} \quad V_{min} = 0.175 V$$

طبق جدول ۲-۱۶ در استهلاک ۲۰ درصد، مقدار ضریب B_{V+1} برابر ۱/۵ خواهد بود. بنابراین مقدار V_{min} طبق روابط بالا برابر است با:

$$V_{min} = \frac{V}{B_{V+1}} = \frac{V}{1/5} = 0.166 V$$

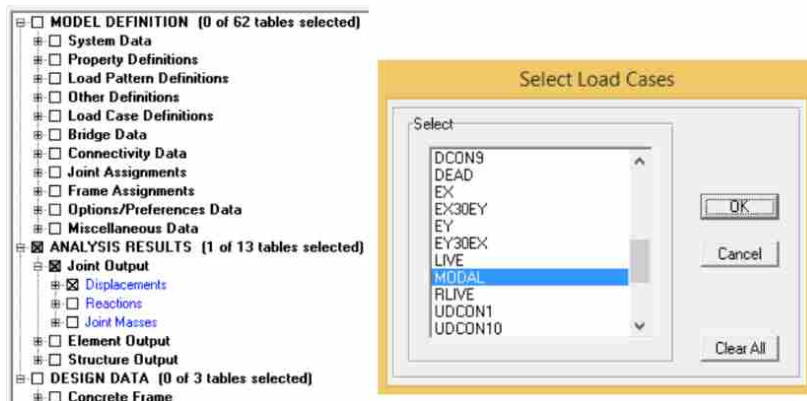
$$V = \max \{0.166 V, 0.175 V\} = 0.175 V$$

بنابراین در طراحی اولیه باید نیرویی بیش تر از برش پایه‌ی محاسبه شده‌ی فوق بر سازه اعمال گردد. بر اساس این رابطه حداقل این مقدار برابر ۰.۷۵٪ برش پایه‌ی اولیه‌ای است که در بخش‌های قبلی محاسبه شد. از طرف دیگر اگر بخواهیم همان برش پایه‌ی فصل دوم بر سازه اعمال شود و مقاطع بر آن اساس طراحی گردد، از منظر آیین‌نامه مشکلی ایجاد نخواهد شد. در این بخش برای طراحی سیستم پایه (سیستمی که بناست تا میراگرها روی آن نصب گردند) از مقاطع طراحی شده در فصل دوم استفاده شده است.

بنابراین برای تعیین ضریب میرایی موردنیاز اتلاف‌کننده‌ها، تحلیل مودال بر روی سازه طراحی شده در فصل قبل و در مود اول آن انجام می‌شود. در صورتی که در تحلیل نرم‌افزار حالت مودال فعال شده باشد، با انجام الگوی زیر می‌توان جابجایی مرکز جرم در راستای X و Y را محاسبه کرد. (اما باید در نظر داشت که پس از انجام محاسبات باید نرمال‌سازی تغییرشکل‌ها صورت پذیرد. نرمال‌سازی معمولاً نسبت به طبقه فوقانی (بام) انجام می‌شود).

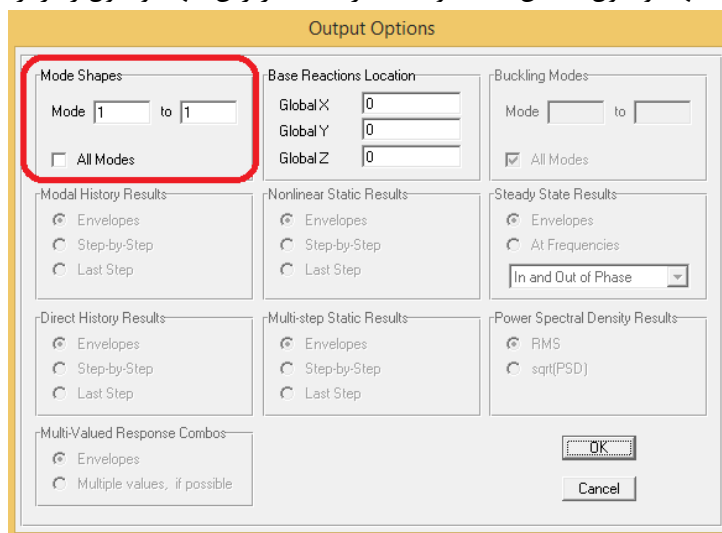
معمولاً جابجایی طبقات سازه در حالت آنالیز مودال، برای مراکز جرم نمایش داده می‌شود. در صورتی که در نرم‌افزار SAP بجای تعریف انحصاری سقف، دیافراگم صلب تعریف شده و به نقاط سقف اختصاص یابد، نرم‌افزار قابلیت تشخیص مرکز جرم را نخواهد داشت. بنابراین مجبوریم تا مرکز جرم را به صورت دستی محاسبه کرده و آن را به سازه اختصاص دهیم. در سازه نمونه که سازه‌ای متقارن است این نقطه در میانه‌ی دهانه‌ی سقف تعبیه شده است. از طرفی به علت صلب فرض شدن دیافراگم سقف، تفاوت چندانی در جابجایی نقاط مختلف سقف مشاهده نمی‌شود.

بنابراین نکته، باید علاوه بر نقاط قبلی نقطه‌ای به عنوان مرکز جرم، به مختصات مرکز جرم واقعی معرفی شود تا در قسمت بعد جابجایی این نقطه بررسی شود (برای کنترل این نقطه کافی است تا قبل از نمایش جابجایی سازه که مطابق با شکل ۴-۲۷ صورت می‌پذیرد، این نقاط را در طبقات انتخاب کنیم).



شکل ۲۷-۴ نمایش نتایج آنالیز مودال برای مراکز جرم طبقات.

برای این که تنها مود اول نمایش داده شود باید در قسمت زیرین تنها مود اول را برگزید.



شکل ۲۸-۴ اختصاص مود اول در جابجایی مودال طبقات سازه.

و نهایتاً نرم‌افزار خروجی مشابه شکل ۲۹-۴ نمایش خواهد داد.

Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	StepNum Unitless	U1 m	U2 m	U3 m
110	MODAL	LinModal	Mode	1	-5/168E-14	0/015112	0
139	MODAL	LinModal	Mode	1	4/811E-14	0/037948	0
158	MODAL	LinModal	Mode	1	-2/767E-14	0/061749	0
172	MODAL	LinModal	Mode	1	8/81E-15	0/085892	0
173	MODAL	LinModal	Mode	1	-3/515E-15	0/105151	0
174	MODAL	LinModal	Mode	1	1/479E-14	0/116542	0

شکل ۲۹-۴ خروجی جابجایی مرکز جرم طبقات در طراحی مودال برای مود اول.

طبق آنچه در قسمت بالا اشاره شد، اکنون باید جابجایی های بدست آمده نسبت به جابجایی طبقه بام نرمالیز شوند. با انجام این کار، مقادیر شکل ۴-۲۹ به صورت جدول ۴-۲ خواهد شد. (برای انجام روند نرمال سازی، کافی است تا مقادیر جابجایی قرائت شده را بر جابجایی بام تقسیم کنیم). جدول ۴-۲ مقادیر جابجایی نرمالیز شده به جابجایی بام را در سازه نمونه نشان می دهد.

جدول ۴-۲ جابجایی مودال مود اول سازه و نرمالیز شده به بام.	
جابجایی نرمالیز شده	طبقه
۰/۱۲۹	۱
۰/۳۲۵۶	۲
۰/۵۲۹۸	۳
۰/۷۳۷۴	۴
۰/۹۰۲۲	۵
۱/۰۰	۶

۴-۳-۱ تعیین جرم لرزه ای طبقات

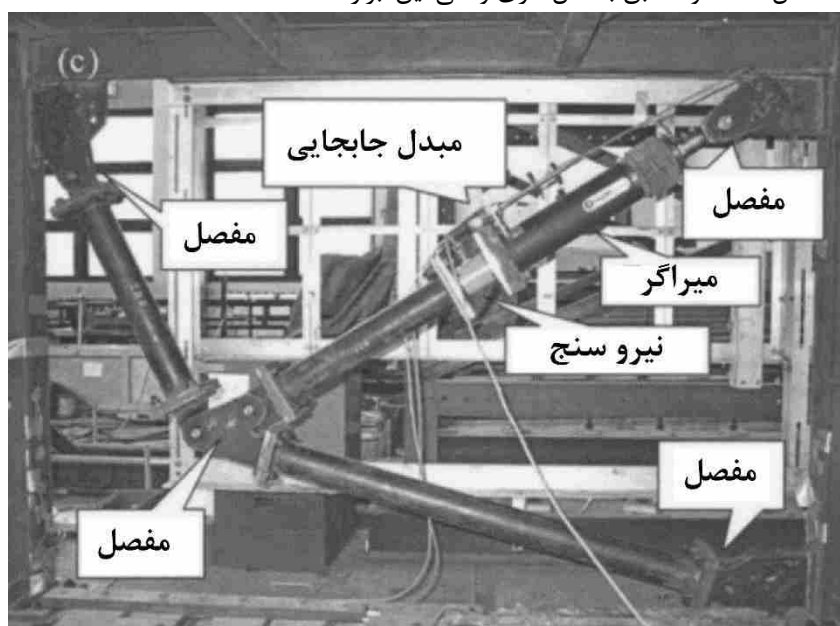
در گام بعدی باید جرم لرزه ای طبقات مشخص شود. این کار در بخش ۴-۲ فصل دوم انجام شده است. از آنجایی که طبق محاسبات صورت گرفته در این بخش، مشخصات سازه در طبقات اول تا پنجم مشابه است، جرم لرزه ای سازه مطابق با جدول ۴-۳ اختصاص یافته است.

جدول ۴-۳ جرم لرزه ای طبقات سازه (محاسبه شده به صورت دستی).

جرم لرزه ای (تن)	طبقات
۴۴۳/۴۵	۱
۴۴۳/۴۵	۲
۴۴۳/۴۵	۳
۴۴۳/۴۵	۴
۴۴۳/۴۵	۵
۳۰۴/۴۷	۶

۴-۳-۱-۴ تعیین نوع چینش مناسب برای ابزار استهلاکی

همان‌گونه که در بخش ۴-۲-۲ کتاب به‌صورت مفصل در رابطه با اثرات چینش میراگرهای ویسکوز بحث شد، نوع قرارگیری این ابزار تأثیر چشم‌گیری بر عملکرد آن‌ها دارد. در این کتاب برای نشان دادن مزیت چینش مفصل‌بند، نمونه‌ای از کاربرد این چینش که به نسبت دارای جزئیات بیشتری است، بیان شده است. در سازه نمونه چینش میراگرهای ویسکوز از نوع مفصل-بند بالا انتخاب شده است. جزئیات مدل‌سازی این المان در نرم‌افزار و محل قرارگیری مفصل‌ها مشابه شکل ۴-۳۰ و مطابق با مدل‌سازی واقعی این ابزار است.



شکل ۴-۳۰ نحوه مدل‌سازی و محل قرارگیری مفصل‌ها در میراگرهای ویسکوز

بر اساس مطالبی که در بخش ۴-۲-۲ در مورد این نوع چینش بیان شد، ابعاد دهانه‌ی مورد بررسی تأثیر بسزایی بر رفتار سیستم میراکننده با چینش مفصل‌بند دارد. معمولاً در ساختمان‌های جدید اندازه دهانه‌ها و ارتفاع طبقات توسط مهندس معمار و در ساختمان‌های قدیمی بر مبنای شرایط موجود تعیین می‌شود. بنابراین باید ابتدا زوایای موردنظر را بر اساس ابعاد دهانه تعیین کرده و سپس با توجه به این زوایا ضریب بزرگنمایی را محاسبه کنیم.

در بخش ۴-۲-۲-۱ جزئیات اجرایی و محاسباتی چینش مفصل‌بند بالا تشریح شد و روابط حاکم بر این نوع چینش را بیان گردید؛ این روابط مجدداً در بخش زیر نمایش داده شده است. برای ایجاد درکی بهتر از روابط، متغیرهای بکار رفته در این روابط، در شکل ۴-۳۱ نمایش داده شده‌اند.

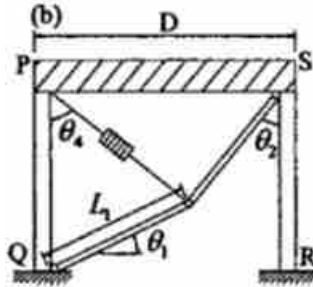
$$\theta_1 \leq \tan^{-1} \left(\frac{H}{D} \right) \quad L_1/D \leq 1/\cos \theta_1$$

$$\theta_2 = \tan^{-1} \left(\frac{1 - (L_1/D) \cos \theta_1}{(H/D) - (L_1/D) \sin \theta_1} \right)$$

$$\theta_4 = \tan^{-1} \left(\frac{(L_1/D) \cos \theta_1}{(H/D) - (L_1/D) \sin \theta_1} \right)$$

$$L_2 = \frac{H - L_1 \sin \theta_1}{\cos \theta_2} \quad L_1 + L_2 \geq L_{AB'}$$

از آنجایی که در طبقات دوم تا ششم ابعاد دهانه ها و ارتفاع طبقات یکسان است و مقادیر آنها متفاوت با طبقه اول است، باید محاسبات در دو مرحله برای تیپ طبقات ذکر شده انجام شود.



شکل ۴-۳۱ نمایش پارامترهای بیان شده در فرمول چینش مفصل بند.

طبق مطالب بیان شده در قسمت قبل، ابعاد و زوایای المان های بکار رفته برای قرارگیری میراگرها در قاب در دو مرحله یکی برای طبقات دوم تا ششم، و دیگری برای طبقه اول محاسبه می شود.

أ) طبقات دوم تا ششم:

این طبقات دارای ارتفاع ۳/۶۵ متر و عرض ۴ متر هستند. بنابراین:

$$H = 3.65 \text{ m} \quad \& \quad D = 4 \text{ m}$$

در نتیجه:

$$\theta_1 \leq \tan^{-1} (H/D) = \tan^{-1} \left(\frac{3.65}{4} \right) = 42.38^\circ \rightarrow \theta_1 \leq 42.38^\circ$$

بدین ترتیب زاویه θ_1 ، با توجه به محدودیت فوق انتخاب می شود. مقدار این زاویه برای طبقات مذکور ۳۵ درجه انتخاب شده است.

$$L_1/D \leq 1/\cos \theta_1 = 1/\cos 35 = 1.22 \rightarrow L_1 \leq 4 \times 1.22 = 4.88 \text{ m}$$

اگر L_1 را برابر با ۲ متر در نظر بگیریم، ادامه محاسبات به صورت زیر خواهد شد.

$$\theta_2 = \tan^{-1} \left(\frac{1 - (L_1/D) \cos \theta_1}{(H/D) - (L_1/D) \sin \theta_1} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{1 - (2/4) \cos 35}{((3/65)/4) - (2/4) \sin 35} \right)$$

$$\theta_2 = \tan^{-1} \left(\frac{0.5905}{0.6257} \right) = 43/34 \text{ درجه}$$

$$\theta_4 = \tan^{-1} \left(\frac{(L_1/D) \cos \theta_1}{(H/D) - (L_1/D) \sin \theta_1} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{(2/4) \cos 35}{((3/65)/4) - (2/4) \sin 35} \right)$$

$$\theta_4 = \tan^{-1} \left(\frac{0.4095}{0.6257} \right) = 33/2 \text{ درجه}$$

ب) طبقه اول:

این طبقه دارای ارتفاع ۴/۵۷ متر و عرض ۴ متر است. بنابراین:

$$H = 4.57 \text{ m} \quad \& \quad D = 4 \text{ m}$$

در نتیجه:

$$\theta_1 \leq \tan^{-1}(H/D) = \tan^{-1}((4.57)/4) = 48/8 \text{ درجه} \text{ so: } \theta_1 \leq 48/8 \text{ درجه}$$

بنابراین طبق الزامات بیان شده، زاویه θ_1 برابر با ۴۵ درجه اختصاص می‌یابد.

$$L_1/D \leq 1/\cos \theta_1 = 1/\cos 45 = 1/42 \rightarrow L_1 \leq 4 \times 1/42 = 5/68 \text{ m}$$

اگر L_1 را برابر با ۳ متر در نظر بگیریم، ادامه روند محاسبات به صورت زیر خواهد شد:

$$\theta_2 = \tan^{-1} \left(\frac{1 - (L_1/D) \cos \theta_1}{(H/D) - (L_1/D) \sin \theta_1} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{1 - (3/4) \cos 45}{((4.57)/4) - (3/4) \sin 45} \right)$$

$$\theta_2 = \tan^{-1} \left(\frac{0.47}{0.612} \right) = 37/52 \text{ درجه}$$

$$\theta_4 = \tan^{-1} \left(\frac{(L_1/D) \cos \theta_1}{(H/D) - (L_1/D) \sin \theta_1} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{(3/4) \cos 45}{((4.57)/4) - (3/4) \sin 45} \right)$$

$$\theta_4 = \tan^{-1} \left(\frac{0.5303}{0.6257} \right) = 40/28 \text{ درجه}$$

میراگرهای ویسکوز با استفاده از زوایا و مقادیر بالا در نرم افزار SAP مدل می شوند. نهایتاً ضریب بزرگنمایی که به واسطه این چینش به وجود آمده تعیین می شود.

أ) طبقات دوم تا ششم:

$$f = \frac{\sin \theta_2}{\cos(\theta_1 + \theta_2)} \cos(\theta_4 - \theta_1) + \sin \theta_4$$

$$f = \frac{\sin 43/3}{\cos(35 + 43/3)} \cos(33/2 - 35) + \sin 33/2 = 3/38 + 0.5475 = 3/927$$

ب) طبقه اول:

$$f = \frac{\sin \theta_2}{\cos(\theta_1 + \theta_2)} \cos(\theta_4 - \theta_1) + \sin \theta_4$$

$$f = \frac{\sin 37/52}{\cos(45 + 37/52)} \cos(40/28 - 45) + \sin 40/28 = 4/66 + 0.6465 = 5/3$$

همان طور که ملاحظه می شود، ضرایب بزرگنمایی نسبتاً بالایی برای این روش چینش بدست آمده است. این مسئله نتیجه انتخاب مناسب زوایا برای چینش این میراگرهاست.

۵-۱-۳-۴ تعیین دوره ی تناوب (پریود) در مود اول سازه

در بخش ۱-۱-۳-۴ روابطی برای تعیین مشخصات میراگرها بیان شد. پریود سازه در مود اول یکی از مجهولاتی است که با آنالیز مودال سازه از نرم افزار برداشت می شود. بر این اساس، مطابق شکل ۳۲-۴ مقدار پریود سازه نمونه در مود اول برابر است با:

$$T = 1/246 S$$

File View Format-Filter-Sort Select Options							
Units: As Noted							
Modal Periods And Frequencies							
	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
▶	MODAL	Mode	1	1/246154	0/80247	5/0421	25/422

شکل ۳۲-۴ پریود ارتعاشی متعلق به مود اول سازه برگرفته از آنالیز مودال.

۲-۳-۴ محاسبات سیستم استهلاکی (میراگرها)

۱-۲-۳-۴ تعیین ضریب میرایی ابزار استهلاکی

برای تعیین ضریب میرایی میراکننده ها از رابطه ذکر شده در قسمت ۱-۱-۳-۴ استفاده می شود. در این رابطه تنها مجهول باقی مانده C خواهد بود که به شکل زیر تعیین می شود:

$$\xi_d = \frac{T \sum_j C_j \varphi_{rj}^2 \cos \theta_j^2}{4\pi \sum_i m_i \varphi_i^2} = 16\%$$

رابطه‌ی فوق نشان‌دهنده‌ی استهلاک در میراگرهایی است که با زاویه‌ی θ نسبت به افق قرار گرفته‌اند (مثلاً میراگرهای قطری). این رابطه (بر مبنای روابط موجود در منبع [۱۶]) برای چینش مفصل بند قابل تعمیم است. این رابطه برای حالت مفصل بند به صورت زیر تعمیم می‌یابد:

$$\xi_d = \frac{T \sum_j C_j \varphi_{rj}^2 f^2}{4\pi \sum_i m_i \varphi_i^2}$$

در رابطه‌ی بالا f نشان‌دهنده‌ی ضریب بزرگنمایی است که در قسمت قبل برای حالت چینش موردنظر محاسبه شد. بنابراین رابطه‌ی تعمیم‌یافته به صورت جامع‌تری از رابطه‌ی قبل عمل می‌کند و شامل تمامی حالات می‌گردد (در میراگرهای با چینش قطری مقدار ضریب f برابر با $\cos(\theta)$ بوده که رابطه‌ی جدید همان مقدار را نشان می‌دهد).

جدول ۴-۴ نشانگر تمام مقادیر محاسبه شده در بخش‌های قبل برای سازه‌ی نمونه است. همان‌گونه که این جدول نشان می‌دهد، محاسبات موردنیاز برای هر طبقه از سازه نمونه صورت پذیرفته است (مقدار ξ_d طبق توضیحات بیان شده، برابر ۱۶ درصد فرض شده است).

جدول ۴-۴ پارامترهای سازه جهت تعیین مشخصات میراگر

طبقه	وزن لرزه‌ای (تن-نیرو)	جرم (کیلوگرم)	ضریب بزرگنمایی	پریود طبیعی مود اول	جابجایی نرمالیز شده به بام	جابجایی افقی دو سر میراگر
۱	۴۴۳/۴۵	۴۵۲۰۳	۵/۳	۱/۲۴۶	۰/۱۲۹	۰/۱۲۹
۲	۴۴۳/۴۵	۴۵۲۰۳	۳/۹۲۷	۱/۲۴۶	۰/۳۲۵۶	۰/۱۹۶۶
۳	۴۴۳/۴۵	۴۵۲۰۳	۳/۹۲۷	۱/۲۴۶	۰/۵۲۹۸	۰/۲۰۴۲
۴	۴۴۳/۴۵	۴۵۲۰۳	۳/۹۲۷	۱/۲۴۶	۰/۷۳۷۴	۰/۲۰۷۶
۵	۴۴۳/۴۵	۴۵۲۰۳	۳/۹۲۷	۱/۲۴۶	۰/۹۰۲۲	۰/۱۶۴۸
۶	۳۰۴/۴۷	۳۱۰۳۶	۳/۹۲۷	۱/۲۴۶	۱/۰۰	۰/۰۹۷۸

اکنون با استفاده از نتایج جدول بالا مقادیر مورد نیاز برای بکارروی در روابط زیر، محاسبه شده‌اند. با انجام محاسبات بر مبنای داده‌های موجود در جدول داریم:

$$\sum \varphi_{rj}^2 f_i^2 = ۲/۹۳۷$$

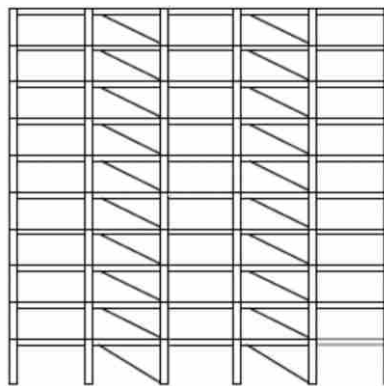
$$\sum \varphi_i^2 m_i = 10.85/416$$

نهایتاً مقدار ضریب C برای میراگرهای واقع در هر طبقه از سازه برابر است با:

$$C = 595/95 \text{ ton.s/m}$$

۴-۳-۲-۲ آرایش قرارگیری میراگرها در سازه و اثر آن بر روند طراحی سازه

یکی از عوامل مؤثر بر تعیین میزان نیروی وارده به میراگر، تعداد میراگرهای موجود در هر طبقه از سازه است. در این کتاب در تمامی فصولی که سازه نمونه مجهز به ابزار میراکننده می-شود، از آرایش نمایش داده شده در شکل ۴-۳۳ استفاده خواهد شد. در سازه نمونه، قاب‌های خارجی جهت X مجهز به میراگر هستند. محل قرارگیری این اعضا مطابق شکل ۴-۳۳ است.



شکل ۴-۳۳ طرز قرارگیری میراگرها در دو قاب بیرونی جهت X

همان گونه که این شکل نشان می‌دهد، در جهت X از دو میراگر در دهانه‌های ۲ و ۴ استفاده شده است. همچنین میراگرها در دهانه‌های خارجی قرار گرفته‌اند. بنابراین در هر طبقه ۴ مستهلک کننده در جهت X وجود دارد. در نتیجه در هر طبقه باید مقدار محاسبه شده برای ضریب C بر ۴ تقسیم شود.

$$C_i = \frac{C_{total}}{4} = \frac{595/95}{4} = 149 \text{ ton.s/m}$$

۴-۳-۳ تعیین برش پایه‌ی سازه با وجود میراگرهای ویسکوز

طبق محاسباتی که در فصل دوم (بخش ۲-۴-۱) برای سازه پایه صورت پذیرفت، مقدار برش پایه و پرید تجربی آیین‌نامه‌ای برابر است با:

$$NEHRP : I = 1/0.0 \quad Z = 3 \quad S_s = 1/5 \quad S_1 = 0.6$$

$$UBC97: Z = 0.3 \quad R = 5/5 \quad \Omega_0 = 2/8 \quad ca = 0.36 \quad cv = 0.54$$

پریود تجربی نیز طبق آیین‌نامه UBC97 برابر است با:

$$T = C_t(h_n)^{0.75} = 0.0731 \times (22/82)^{0.75} = 0.763 \text{ ثانیه}$$

و نهایتاً مقدار برش پایه برابر است با:

$$C = \frac{c_v \times I}{R \times T} = \frac{0.54 \times 1/0.0}{5/5 \times 0.763} = 0.1286$$

اکنون به دلیل افزوده شدن میراگرها در سازه تغییراتی به وجود آمده که مقادیر محاسبه‌شده‌ی قبلی را متفاوت خواهد کرد. بنابراین باید اولاً اصلاحاتی در مقادیر محاسبه‌شده‌ی بالا صورت پذیرفته و ثانیاً خواص سازه‌ی مجهز به میراگر به نحوی تغییر کند که سازه از حالت الاستیک و ارتجاعی خارج نشده و در محدوده خطی باقی بماند. در محاسبات جدید باید اثر ضریب رفتار R بر کاهش نیروی زلزله حذف شود. طبقاً در سازه‌های بتنی مجهز به میراگر احتیاجی به در نظرگیری اثرات ترک‌خوردگی نیست. بنابراین در سازه‌ی نمونه مجهز به میراگر، اثر ترک‌خوردگی مقاطع حذف خواهد شد.

۳-۳-۱-۳ تعیین ضرایب S_s و S_1

مقادیر S_1 و S_s به ساختگاه سازه وابسته هستند. این ضرایب با قرارگیری میراگرها در سازه تغییر نمی‌کنند. بنابراین، این ضرایب برای سازه نمونه با توجه به آیین‌نامه NEHRP [۷]، به‌صورت زیر اختصاص می‌یابند.

$$S_s = 1/5 \quad S_1 = 0.6$$

البته این آیین‌نامه تصریح می‌کند که این ضرایب مخصوص میرایی ۵ درصد هستند. بنابراین برای میرایی ۲۰ درصد باید تغییراتی در این ضرایب صورت پذیرد. در ادامه ضمن یافتن پارامترهای مرتبط با این موضوع، تغییرات ایجادشده در ضرایب مشخص خواهد شد.

۳-۳-۲-۲ تعیین ضرایب F_v و F_a

برای یافتن این ضرایب از جداول ۳-۳-۱ و ۳-۳-۲ آیین‌نامه [۷]، استفاده می‌شود. جدول ۴-۵ و جدول ۴-۶ که برگرفته از جداول آیین‌نامه‌اند، نشان‌دهنده روش دسترسی به این ضرایب برای نوع زمین و مقدار S_s سیستم سازه‌ای هستند. قسمت‌هایی از جداول که به‌صورت خاکستری نشانه‌گذاری شده‌اند، ضرایب مربوطه را برای سازه‌ی نمونه نشان می‌دهند.

جدول ۴-۵ مقادیر ضرایب ساختگاه Fa [۷].

نوع مکان (زمین)	پارامترهای طیف پاسخ شتاب در پریود ۰/۲ ثانیه و حداکثر زلزله محتمل				
	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.50$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.00$	$S_S \geq 1.25$
A	۰/۸	۰/۸	۰/۸	۰/۸	۰/۸
B	۱/۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰
C	۱/۲	۱/۲	۱/۱	۱/۰	۱/۰
D	۱/۶	۱/۴	۱/۲	۱/۱	۱/۰
E	۲/۵	۱/۷	۱/۲	۰/۹	۰/۹

جدول ۴-۶ مقادیر ضرایب ساختگاه FV [۷].

نوع مکان (زمین)	پارامترهای طیف پاسخ شتاب در پریود ۰/۲ ثانیه و حداکثر زلزله محتمل				
	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.50$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.00$	$S_S \geq 1.25$
A	۰/۸	۰/۸	۰/۸	۰/۸	۰/۸
B	۱/۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰
C	۱/۷	۱/۶	۱/۵	۱/۴	۱/۳
D	۲/۴	۲/۰	۱/۸	۱/۶	۱/۵
E	۳/۵	۳/۲	۲/۸	۲/۴	۲/۴

جدول ۴-۷ ضریب استهلاک، β_{V+1} ، β_{1D} ، β_R ، β_{1M} و β_{Md} یا β_{mM} [۷].

ضرایب برای حالتی که پریود سازه کمتر از T_0 است.	استهلاک مؤثر، β (درصد بحرانی)
۰/۸	< ۲/۰
۱/۰	۵
۱/۲	۱۰
۱/۵	۲۰
۱/۸	۳۰
۲/۱	۴۰
۲/۴	۵۰
۲/۷	۶۰
۳/۰	۷۰
۳/۳	۸۰
۳/۶	۹۰
۴/۰	> ۱۰۰

۳-۳-۳-۴ تعیین ضرایب B_M و B_D

در این گام ضرایب موردنیاز وابسته به استهلاک، بر مبنای جدول ۲-۱۶ تعیین می‌شوند. همان‌گونه که در شرح کامل جدول در فصل سوم بیان شد، در این جدول ضرایبی مشخص بر مبنای میزان استهلاک موجود در سازه اختصاص یافته است. سازه نمونه کنونی با وجود میراگرهای ویسکوز، دارای میرایی ۲۰ درصد است. سایه‌ی خاکستری نشان‌دهنده‌ی ضریب اختصاصی ۱/۵ به سازه مجهز به میراگرست.

۴-۳-۳-۴ تعیین ضرایب S_{MS} و S_{M1}

با توجه به روابط ۱-۳-۳ و ۲-۳-۳ آیین‌نامه NEHRP [۷]، مقادیر S_{M1} و S_{MS} طبق روابط زیر محاسبه می‌شوند:

$$S_{MS} = F_a \times S_S = 1/0 \times 1/5 = 1/5$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 = 1/5 \times 0/6 = 0/9$$

۵-۳-۳-۴ تعیین ضرایب S_{DS} و S_{D1}

مقدار شتاب طراحی که از روابط آیین‌نامه NEHRP [۷] بدست می‌آید، بر مبنای نقشه‌هایی است که برای سطح حداکثر زلزله محتمل ترسیم شده‌اند. برای تبدیل آن‌ها به زلزله سطح طراحی، طبق روابط ۳-۳-۳ و ۳-۳-۴ این آیین‌نامه، استفاده از ضریب ۰/۶۷ پیشنهاد شده است.

$$S_{DS} = 2/3 \times S_{MS} = 2/3 \times 1/5 = 1/0$$

$$S_{D1} = 2/3 \times S_{M1} = 2/3 \times 0/9 = 0/6$$

۶-۳-۳-۴ محاسبه T_a و T_0 ، T_s

در بند ۴-۳-۳ آیین‌نامه NEHRP [۷]، در تشریح طیف پاسخ طراحی، روابطی برای محاسبه‌ی T_a و T_0 ، T_s معرفی شده است. طبق این روابط داریم:

$$T_0 = 0/2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0/2 \times ((0/6)/(1/0)) = 0/12$$

$$T_s = S_{D1}/S_{DS} = ((0/6)/1) = 0/6$$

$$T_a = C_r \times h_n^x = 0/466 \times 22/82^{0/9} = 0/777$$

در روابط بالا مقدار T_a ، نشان‌دهنده‌ی پریود تجربی و آیین‌نامه‌ای است. قابل‌ذکر است که مقدار پریود تجربی برای طراحی زلزله (برخلاف باد) معمولاً کمتر از مقدار واقعی است. این مسئله در قیاس با نتایج حاصل از طراحی مودال سازه قابل‌مشاهده خواهد بود. همان‌طور که رابطه بالا

نشان می‌دهد، مقدار پریود تجربی لرزه‌ای سازه، تنها وابسته به ارتفاع آن و نوع سیستم باربر لرزه‌ای است. در حالی که یکی از عوامل مؤثر در تعیین پریود سازه، میزان شکل‌پذیری آن است که در رابطه مذکور نقشی ایفا نمی‌کند. البته آیین‌نامه برای حل این مشکل با اعمال محدودیت‌هایی اجازه می‌دهد تا از نتایج مدل‌سازی استفاده شود (به جدول ۸-۴ مراجعه شود).

جدول ۸-۴ ضریب برای حد بالای پریود محاسباتی [۷].

مقدار S_{D1}	Cu
$S_{D1} \geq 0.4$	۱/۴
$S_{D1} = 0.3$	۱/۴
$S_{D1} = 0.2$	۱/۵
$S_{D1} = 0.15$	۱/۶
$S_{D1} \leq 0.10$	۱/۷

در آنالیز مودال صورت گرفته (نتایج مدل‌سازی) مقدار پریود سازه برابر است با:

$$T = ۱/۲۴۶ \text{ ثانیه}$$

اما طبق جدول ۸-۴ حد بالای این پریود برابر است با:

$$۱/۴ \times 0.777 = ۱/0.8 \text{ s} < ۱/۲۴۶$$

در نتیجه مقدار پریود سازه برابر است با:

$$T = ۱/0.8 \text{ ثانیه}$$

۷-۳-۳-۴ محاسبه C_s (برش پایه)

در آخرین گام از این مرحله باید مقدار برش پایه‌ی سازه مشخص شود. در بخش زیر مقدار برش پایه برای دو حالت متفاوت محاسبه می‌شود. اولین حالت سیستم فاقد میراگر بوده که طبق اصول فنی طراحی وارد ناحیه‌ی غیرخطی می‌شود و سیستم دوم بیانگر حالتی است که سازه دارای میراگر بوده و المان‌های سیستم خطی می‌ماند. طبق روابط موجود در بخش ۵-۳-۴ آیین‌نامه NEHRP [۷]، و همچنین روابط بیان‌شده در فصول قبلی، مقدار برش پایه در این حالات برابر است با:

ا) سازه طراحی‌شده بدون میراگر-ورود به ناحیه‌ی غیرخطی

$$C_s = \min \left[\frac{S_{DS} \times I}{R} \text{ و } \frac{S_{D1} \times I}{T \times R} \right] = \min \left[\frac{۱/0.0 \times ۱/0.0}{۵/۵} \text{ و } \frac{0.6 \times ۱/0.0}{۱/0.8 \times ۵/۵} \right] = 0.11$$

ب) سازه طراحی شده دارای میراگر - عدم ورود به ناحیه‌ی غیرخطی

$$C_s = \frac{S_{D1} \times I}{T(\Omega_0 \times B_D)} = \frac{0.16 \times 1.0}{1.08 \left(2.8 \times 1.5 \right)} = 0.1322$$

۴-۳-۴ تعیین نیروهای طراحی سازه

پیش از بیان کردیم که نمودار نیرو-جابجایی در ساختمان‌های دارای میراگر به صورت خطی نیست. بر این اساس، نیروی حداکثر طبقات در محل جابجایی حداکثر اتفاق نیفتاده و اختلاف فازی بین نیروی حداکثر و جابجایی حداکثر وجود دارد.

بنابراین، برای تعیین بیشترین نیروی موجود در طبقات سازه، بر مبنای روشی که در فصل قبل بیان شد، ابتدا حداکثر نیروی موجود در حداکثر جابجایی محتمل و حداکثر سرعت محتمل محاسبه می‌شود. سپس نیروهای بدست آمده با استفاده از ضرایبی خاص به حداکثر نیروی محتمل تبدیل می‌شوند. لازم به ذکر است که حداکثر نیروی موجود معادل با حداکثر شتاب محتمل است.

۴-۳-۴-۱ پاسخ در مرحله حداکثر جابجایی

ا) محاسبه‌ی ضریب مشارکت مودی برای مود اول

$$PF_1 = \frac{\sum \varphi_{im} m_i}{\sum \varphi_{im}^2 m_i}$$

$$PF_1 = \frac{452.3 \times (1.29 + 1.325 + 1.529 + 1.7374 + 1.902) + 310.36}{452.3 \times (1.0166 + 1.06 + 1.280 + 1.543 + 1.813) + 310.36} = \frac{149576}{110529} = 1.353$$

ب) محاسبه‌ی شتاب طبقات

$$A_{i1} = PF_1 \times \varphi_{i1} \times C_s = 0.1322 \times 1.353 \times \varphi_{i1} = 0.1788 \varphi_{i1}$$

ج) محاسبه‌ی بار جانبی هر طبقه

$$F_{i1} = m_i \times A_{i1}$$

د) محاسبه‌ی نیروی برشی هر طبقه

نیروی برشی هر طبقه از جمع نیروی F_{i1} طبقات بالاتر بدست می‌آید. بنابراین، با تکرار این محاسبات برای تمامی طبقات سازه، مقدار برش طبقه در همه ترازها در حالت حداکثر جابجایی بدست می‌آید. جدول ۴-۹ مقدار نیروی معادل با حداکثر جابجایی طبقات سازه نمونه را نشان می‌دهد.

جدول ۹-۴ محاسبه‌ی نیروی جانبی طبقات برای حداکثر جابجایی

طبقه	A_{i1}	F_{i1} (تن)	v_{i1} (تن)
۱	۰/۰۲۳۰	۱۰/۲	۲۶۰/۲۷
۲	۰/۰۵۸۲	۲۵/۸۱	۲۵۰/۰۷
۳	۰/۰۹۴۷	۴۲	۲۲۴/۲۶
۴	۰/۱۳۱۸	۵۸/۴۴	۱۸۲/۲۶
۵	۰/۱۶۱۳	۷۱/۵۲	۱۲۳/۸۲
۶	۰/۱۷۸۸	۵۲/۳	۵۲/۳

۴-۳-۲ پاسخ در مرحله حداکثر سرعت

معمولاً برای محاسبه‌ی حداکثر پاسخ سازه تحت تحریک زلزله، از فرکانس طبیعی سازه به‌عنوان فرکانس تحریک استفاده می‌شود. دلیل این مسئله این است که معمولاً تحت تحریکات لرزه‌ای، با رخداد پدیده تشدید، حداکثر پاسخ سازه در فرکانس‌هایی نزدیک به فرکانس سازه رخ خواهد داد. از طرفی چون مود اول نقش تعیین‌کننده‌ای در پاسخ سازه دارد، بنابراین برای محاسبه پاسخ طیفی سازه از فرکانس طبیعی مود اول به‌عنوان فرکانس تحریک استفاده می‌شود.

ا) محاسبه‌ی جابجایی طبقه

$$\Delta_{i1} = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 A_{i1} = \left(\frac{1/0.8}{2\pi} \right)^2 A_{i1} = 0.0295 A_{i1}$$

ب) محاسبه‌ی جابجایی نسبی (دریفت) بین طبقات

برای هر طبقه میزان اختلاف جابجایی با جابجایی طبقه زیرین است.

ج) محاسبه‌ی سرعت بین دو انتهای میراگر

$$V_{di1} = \left(\frac{2\pi}{T} \right) \Delta_{ri1} \cos \theta_i$$

د) محاسبه‌ی نیروی میراگر

$$F_{di1} = n C_i V_{di1}$$

n تعداد میراگرها و C_i ضریب میرایی میراگر است. در بخش قبل ضریب میرایی تمام میراگرهای سازه نمونه به‌صورت مساوی و برابر با ۱۴۹ تن در ثانیه بر متر، محاسبه شده و اختصاص یافت.

(ه) محاسبه‌ی مؤلفه‌ی افقی نیروی میراگر

$$v_{di1} = F_{di1} \cos \theta_i$$

روابط بیان‌شده‌ی بالا برای حالت چینش قطری و شون برقرار هستند. برای تبدیل این روابط به حالت مفصل بند، کافی است تا در قسمت‌های (ج) و (ه) بجای ضریب $\cos \theta$ از ضریب بزرگنمایی f استفاده گردد. برای مثال رابطه‌ی (ج) به صورت زیر قابل اصلاح است.

$$V_{di1} = \left(\frac{2\pi}{T} \right) \Delta_{ri1} \cos \theta_i \Rightarrow V_{di1} = \left(\frac{2\pi}{T} \right) \times f \times \Delta_{ri1}$$

اطلاعات بالا را می‌توان به صورت خلاصه برای تمامی ترازهای طبقات در جدول ۴-۱۰ نمایش داد. ستون‌های جدول به ترتیب شامل گام‌های (الف) تا (ه) هستند، که در قسمت بالا معرفی شده‌اند.

جدول ۴-۱۰ محاسبه‌ی نیروی جانبی طبقات برای حداکثر سرعت

طبقه	Δ_{i1} (متر)	Δ_{ri1} (متر)	V_{di1} (متر بر ثانیه)	F_{di1} (تن)	v_{di1} (تن)
۱	۰/۰۰۰۶۷۸	۰/۰۰۰۶۷۸	۰/۰۲۰۸	۱۲/۳۹	۶۵/۶۶
۲	۰/۰۰۱۷۱۶	۰/۰۰۱۰۸۳	۰/۰۲۴۶	۱۴/۶۶	۵۷/۴۶
۳	۰/۰۰۲۷۹۳	۰/۰۰۱۰۷۷	۰/۰۲۴۵	۱۴/۶۰	۵۷/۲۳
۴	۰/۰۰۳۸۸	۰/۰۰۱۰۸۷	۰/۰۲۴۷	۱۴/۷۲	۵۷/۷۰
۵	۰/۰۰۴۷۵	۰/۰۰۰۸۷	۰/۰۱۹۸	۱۱/۸۰	۴۶/۲۵
۶	۰/۰۰۵۲۷	۰/۰۰۰۵۲	۰/۰۱۱۸	۷/۰۳	۲۷/۵۵

۴-۳-۳ پاسخ در مرحله حداکثر شتاب

بر مبنای آیین‌نامه [۷]، نیروی جانبی در لحظه‌ای که شتاب طبقات حداکثر می‌شود، ترکیبی از نیروهای جانبی در جابجایی حداکثر و نیروهای جانبی در سرعت حداکثر است.

(أ) محاسبه‌ی ضریب C_{F1}

$$C_{F1} = \cos(\tan^{-1}(2\xi_{eff})) = \cos(\tan^{-1}(2 \times 0/2)) = 0/928$$

(ب) محاسبه‌ی ضریب C_{F2}

$$C_{F2} = \sin(\tan^{-1}(2\xi_{eff})) = \sin(\tan^{-1}(2 \times 0/2)) = 0/371$$

(ج) محاسبه‌ی حداکثر شتاب طبقه

$$A_{max,i1} = (C_{F1} + 2\xi_{eff} \times C_{F2}) \times A_{i1} = (0/928 + 0/4 \times 0/371) \times A_{i1}$$

$$A_{max,i1} = 1/076 A_{i1}$$

(د) محاسبه ی حداکثر برش طبقه

$$V_{max,i1} = (C_{F1} \times V_{i1} + C_{F2} \times V_{di1}) = (0.928 \times V_{i1} + 0.371 \times V_{di1})$$

(ه) محاسبه ی نیروی زلزله در هر طبقه

برای محاسبه نیروی زلزله در حالت شتاب حداکثر، دو راهکار قابل استفاده است:

- در هر طبقه از کم نمودن برش طبقه حاصل از روابط بالا بدست می آید.
- به صورت مستقیم از رابطه زیر بدست آید.

$$F_{max,i1} = A_{max,i1} \times m_i$$

جدول ۱۱-۴ نیروی جانبی طبقات برای حداکثر شتاب با راهکار اول.

طبقه	$v_{max,i1}$ (تن)	$v_{max,i1}$ (تن)	$F_{max,i1}$ (تن)
۱	۲۴/۳۶+۲۴۱/۵۳	۲۶۵/۷۱	۱۲/۳۴
۲	۲۱/۳۱+۲۳۲/۰۶	۲۵۳/۳۷	۲۴/۰۳
۳	۲۱/۲۳+۲۰۸/۱۱	۲۲۹/۳۴	۳۹/۱۷
۴	۲۱/۰۴+۱۶۹/۱۳	۱۹۰/۱۷	۵۸/۱۲
۵	۱۷/۱۵+۱۱۴/۹۰	۱۳۲/۰۵	۷۳/۳
۶	۱۰/۲۲+۴۸/۵۳	۵۸/۷۵	۵۸/۷۵

جدول ۱۲-۴ نیروی جانبی طبقات برای حداکثر شتاب با راهکار دوم.

طبقه	$A_{max,i1}$ (تن)	$F_{max,i1}$ (تن)
۱	۰/۰۲۴۷	۱۰/۹۵
۲	۰/۰۶۲۶	۲۷/۷۵
۳	۰/۱۰۱۸	۴۵/۱۴
۴	۰/۱۴۱۸	۶۲/۸۸
۵	۰/۱۷۳۵	۷۶/۹۳
۶	۰/۱۹۲۳	۵۸/۵۴

اگر به جدول بالا توجه شود، ملاحظه می گردد مقادیری که برای نیروی F در حالت شتاب حداکثر در طبقات مختلف محاسبه شده است، تقریباً مشابه است. البته برای در نظرگیری حالت بحرانی تر از اعداد بزرگ تر استفاده شده است. عملیات قبل می تواند برای سایر مودها نیز صورت پذیرد. برای این منظور باید برش طبقه بدست آمده از هر مود با روش زیر ترکیب شود. البته در این بخش به علت تأثیر نسبی بالای مود اول، از محاسبه اثر سایر مودها صرف نظر شده است.

$$V = \sqrt{\sum_m v_m^2}$$

نهایتاً در آخرین گام با مقایسه‌ی بین سه نتیجه‌ی کسب‌شده از حالات بیشینه‌ی جابجایی، سرعت و شتاب ملاحظه می‌گردد که در حالت حداکثر شتاب، بالاترین نیروها به سازه وارد می‌شود. بنابراین نیروهایی که برای طراحی سیستم سازه نمونه حاوی میراگر ویسکوز در نظر گرفته می‌شود، شامل نیروهای جدول ۴-۱۲ بوده که متعلق به شتاب حداکثر است. بنابراین، نیروهای موجود در جدول ۴-۱۳ به عنوان نیروی جانبی طراحی سازه‌ی نمونه حاوی میراگر ویسکوز به نرم‌افزار اختصاص یافته و سایر نیروهای جانبی غیرفعال شده است.

جدول ۴-۱۳ نیروی جانبی طراحی سازه حاوی میراگر ویسکوز

طبقه	$A_{max,i1}$ (تن)	$F_{max,i1}$ (تن)
۱	۰/۰۲۴۷	۱۰/۹۵
۲	۰/۰۶۲۶	۲۷/۷۵
۳	۰/۱۰۱۸	۴۵/۱۴
۴	۰/۱۴۱۸	۶۲/۸۸
۵	۰/۱۷۳۵	۷۶/۹۳
۶	۰/۱۹۲۳	۵۸/۵۴

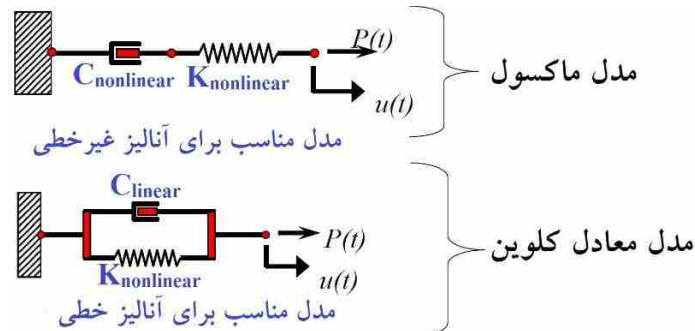
۴-۳-۵ الزامات مدل‌سازی سیستم میراگر ویسکوز در SAP

۴-۳-۵-۱ تعیین مشخصات المان‌های مستهلک کننده برای مدل‌سازی کامپیوتری

همان‌گونه که در بخش ۴-۲-۳ به‌طور کامل در ارتباط با روش‌های مدل‌سازی المان‌های دارای سختی و ویسکوزیته صحبت شد، در این بخش باید با استفاده از مدل‌هایی مانند مدل‌های کلوین و ماکسول، رفتار ابزار میراگر در سازه تبیین شود. در بخش ۴-۲-۳ شاخص‌های رفتاری این مدل‌ها تشریح شد. در این بخش نحوه‌ی رفتار مدل‌ها هنگام مدل‌سازی و اثر نوع متد انتخابی روی رفتار کلی المان در هنگام ورود انرژی‌هایی شامل زلزله ورودی موردبحث قرار گرفته است.

همان‌گونه که شکل ۴-۳۴ نشان می‌دهد، برای انجام تحلیل‌های غیرخطی مستهلک کننده به‌صورت سری با فنر مدل می‌شود، درحالی‌که اگر انجام تحلیل خطی مدنظر باشد، این مدل‌سازی به‌صورت موازی صورت می‌گیرد.

به عنوان یک پیشنهاد کلی توصیه می شود برای کنترل های اولیه از آنالیز خطی و برای نتیجه گیری دقیق تر و نهایی از آنالیزهای غیرخطی استفاده شود.



شکل ۴-۳۴ متدهای مدل سازی ابزار ویسکوز و رفتار خطی و غیرخطی آن ها [۳].

بنابراین برای آن که طبق پیشنهاد بند پیشین عمل کنیم، باید ابتدا میراگر را با مدل کلوین (فنر و دشیپات موازی) و با سختی (k) صفر تعریف نماییم. در این صورت میراگر مشابه دشیپاتی عمل می کند که تنها دارای میرایی (C) است و اثر فنر حذف می شود. سپس در حالت غیرخطی، رفتار ویسکوالاستیک میراگر با استفاده از مدل ماکسول (فنر و دشیپات سری) تعریف می شود. در این حالت سختی فنر آن قدر بزرگ تعریف می شود که عملاً تنها دشیپات وارد جریان محاسبات می گردد. با انتخاب مقادیر بسیار بالا سختی برای فنر در حالت اتصال سری، عملاً فنر از جریان استهلاک انرژی خارج می شود.

باید توجه نمود که در حالت مدل سازی غیرخطی، اگر مقدار سختی خیلی بزرگ شود، ممکن است نتایج واگرا شده و به همگرایی نرسند. معمولاً در نرم افزار SAP2000 استفاده از میراگرهای غیرخطی با مؤلفه ی سرعت کمتر از ۰/۴ عمل همگرایی را دشوار می کند. بنابراین باید محدوده ای خاص برای تعیین سختی در نظر گرفته شود.

به عنوان یک قاعده کلی در تحلیل مودال اگر سختی به گونه ای اختیار گردد که پارامتر τ یا همان λ بین ۰/۰۱ تا ۰/۰۰۱ معکوس فرکانس طبیعی سازه واقع شود، نتایج حاصله مناسب خواهند بود. همچنین در تحلیل های تاریخچه زمانی سختی باید به گونه ای اختیار گردد که پارامتر τ (λ) کوچک تر از بازه های زمانی بارگذاری شود.

ا) تحلیل مودال

$$w_n = \frac{\gamma \pi}{T} \rightarrow \frac{1}{1 \dots} \times \frac{1}{w_n} < \left\{ \tau = \lambda = \frac{C}{K} \right\} < \frac{1}{1 \dots} \times \frac{1}{w_n}$$

ب) تحلیل تاریخچه زمانی

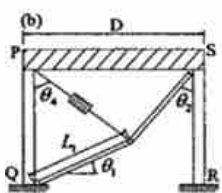
$$\tau = \lambda = \frac{C}{K} < \Delta t \text{ (گام‌های تاریخچه زمانی)}$$

۴-۳-۵-۲ مراحل مدل‌سازی در نرم‌افزار SAP

همان‌گونه که بیان شد در طراحی سازه پایه برای نصب میراگر، از سازه‌ی نمونه‌ی تشریح شده در فصل دوم استفاده می‌شود. در طراحی سازه‌ی نمونه اولیه، میزان برش پایه برابر ۷ منظور شده است. از آنجایی که برای مدل‌سازی سازه حاوی میراگر ویسکوز، باید از سازه پایه برای نصب میراگر بهره جست، کافی است تا تغییرات زیر در مدل اولیه‌ی سازه نمونه انجام شود.

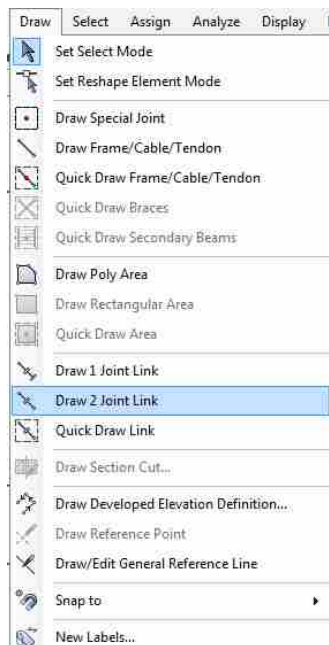
- ابتدا میراگرها را در محل‌های مشخصی که پیش‌تر مورد بحث واقع شد، ترسیم می‌کنیم. در سازه‌ی نمونه میراگرها باید مطابق با زوایا و اندازه‌های محاسبه‌شده در دو قاب خارجی جهت X بکار روند. این زوایا برای سازه نمونه در جدول ۴-۱۴ برحسب محاسبات مفصل پیشین نمایش داده‌شده است.

جدول ۴-۱۴ اندازه‌های محاسبه‌شده برای ترسیم المان‌های میراگر

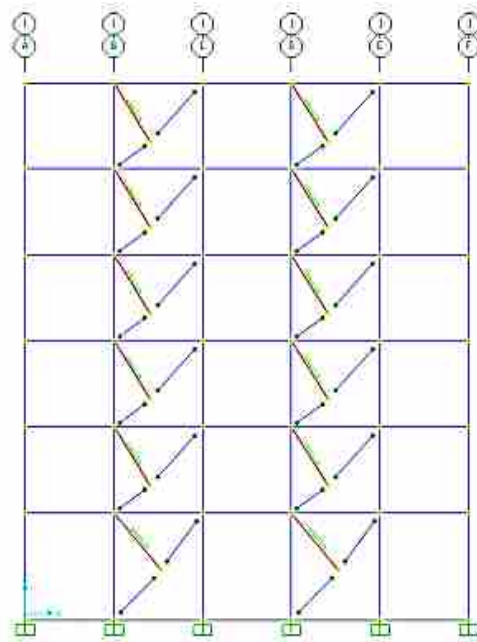
طبقه	θ_1	θ_2	θ_4	l_1	
۱	۴۵	۳۷/۵۲	۴۰/۲۸	۳ متر	
۶-۵-۴-۳-۲	۳۵	۴۳/۳۴	۳۳/۲	۲ متر	

البته پیش از ترسیم میراگرها با شرایط فوق، باید مقاطعی از جنس فولاد به‌عنوان دستک‌های اتصال میراگر به قاب تعریف شود. در سازه‌ی نمونه از مقاطع دایروی فولادی برای اتصال میراگر به قاب استفاده‌شده است. نهایتاً پس از ترسیم المان‌های اتصال، المان‌های میراگر مطابق شکل ۴-۳۵ در مکان مورد انتظار ترسیم خواهد شد.

پس از ترسیم میراگرهای ویسکوز با مشخصات نشان داده‌شده در جدول ۴-۱۴ در قاب‌های اول و چهارم و در دهانه‌های B-C و D-E، سازه‌ی نمونه مطابق شکل ۴-۳۶ قابل مشاهده خواهد بود. در مورد نحوه‌ی اتصال المان‌های حاوی میراگر به قاب خمشی به شکل ۴-۳۰ مراجعه شود. در مدل‌سازی المان‌های میراگر به قاب مفاصل خمشی مطابق این شکل اختصاص یافته‌اند.



شکل ۴-۳۵ نحوه ترسیم المان های میراگر در نرم افزار SAP



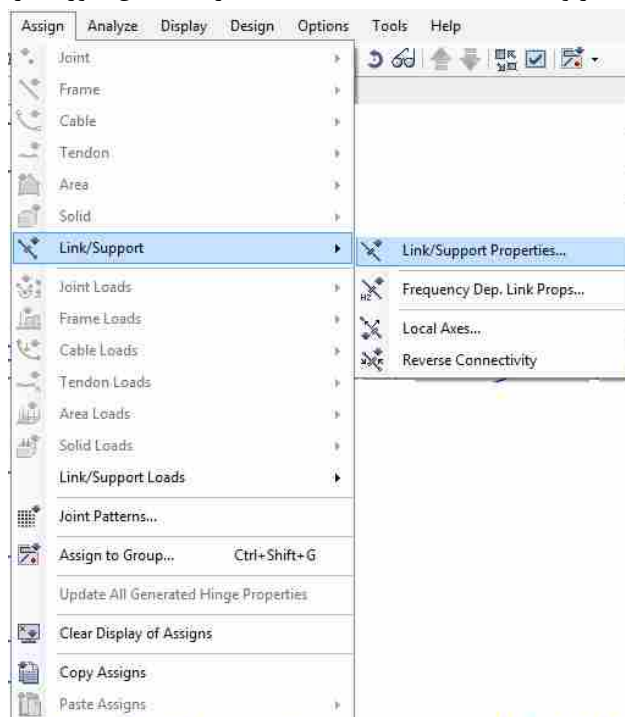
شکل ۴-۳۶ قاب شماره ۱ همراه با المان های ترسیم شده برای اختصاص میراگرهای ویسکوز.

- در این مرحله خواص مربوط به میراگرهای ویسکوز به المان‌های میراگر ترسیم‌شده اختصاص می‌یابد. در محاسبات قبل مقدار C لازم برای اختصاص به میراگرهای سازه نمونه محاسبه شد (متر/تن . ثانیه $C_i = 149$). در این بخش این مقدار به اعضا اختصاص می‌یابد. همچنین باید سختی نسبتاً بزرگی برای عملکرد غیرخطی میراگر، و جرم مشخصی به‌عنوان جرم محاسباتی آن به نرم‌افزار معرفی شود. میزان سختی تخصیص یافته برای دستیابی به مفروضات روش ماکسول و عدم واگرایی سیستم، با توجه به حداکثر مقدار سختی تعیین شده در قسمت ۴-۳-۵-۱ محاسبه شده است.

$$w_n = 2\pi/T = 2\pi/1.24 = 5.06 \times \tau = 0.001 \times (1/w_n) = 0.000197$$

$$\tau = C/k \rightarrow 0.000197 = 149/k \rightarrow k = 756345 \text{ تن/متر}$$

اکنون پس از آنکه تمام مقادیر موردنیاز در اختیار قرار گرفته است، کافی است تا ابتدا میراگر موردنظر را انتخاب کرده و سپس از مسیر شکل ۴-۳۷ و مطابق با شکل ۴-۳۸ خواص محاسبه‌شده در قسمت‌های پیشین را تحت عنوان ویژگی‌های هر میراگر به آن اختصاص دهیم. (قبل از معرفی خواص هر میراگر واحد تن-متر را فعال نموده‌ایم، خوانندگان محترم توجه داشته باشند از واحدی استفاده کنند که محاسبات بر مبنای آن صورت گرفته است).



شکل ۴-۳۷ آدرس اختصاص دهی مشخصات به المان‌های میراگر ویسکوز.

برای اختصاص مشخصات میراگرهای ویسکوز، نوع المان لینک به صورت Damper معرفی می شود. همچنین برای میراگرهایی که در جهت X قرار دارند، در درجه آزادی جهت X رفتار غیرخطی تعریف می شود. به علاوه، سختی میراگر با توجه به محاسبات صورت گرفته در حالت خطی برابر صفر، و در حالت غیرخطی برابر عدد بزرگی که باعث واگرایی نشود، فرض می شود.

شکل ۴-۳۸ مقادیر اختصاص یافته به المان های میراگر ویسکوز.

- این مرحله مختص سازه های بتنی است. همان گونه که بیان شد، پس از خطی فرض نمودن رفتار سازه احتیاجی به در نظرگیری ضرایب ترک خوردگی نیست و باید در تعریف مشخصات مصالح این ضرایب حذف شود. بنابراین، در صورت استفاده از سیستمی مشابه ساختمان نمونه، ضرایب ترک خوردگی به صورت ذیل حذف می شود.

شکل ۴-۳۹ حذف ترک خوردگی در المان های سازه بعد از فرض رفتار خطی.

- در این گام باید نیروهای زلزله‌ای پیشین که توسط نرم‌افزار (آیین‌نامه NEHRP) در جهت X محاسبه می‌شدند (تنها در این جهت میراگر وجود دارد)، غیرفعال شده و بجای آن‌ها نیروهای دستی محاسبه‌شده در جدول ۴-۱۳ وارد شوند.

شکل ۴-۴ حذف زلزله جهت X و اعمال نیروی جانبی محاسبه‌شده بجای آن.

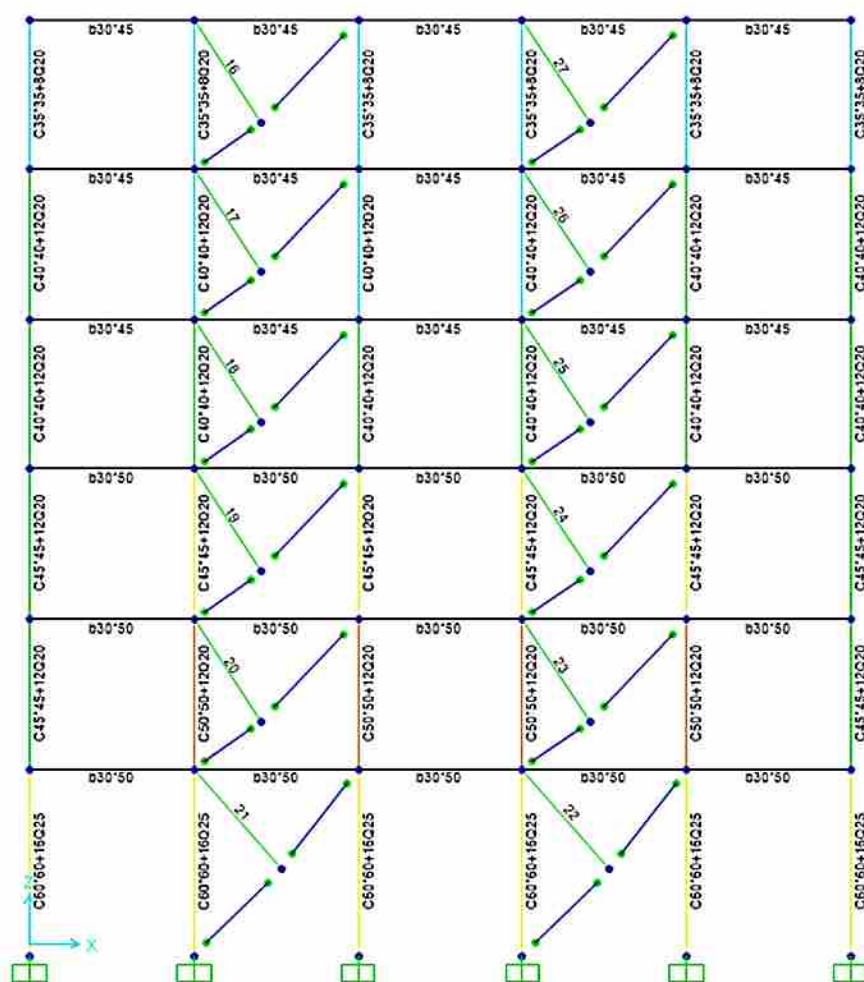
مقادیر محاسبه‌شده در جدول ۴-۱۳ مطابق شکل ۴-۴۱ بر سازه اعمال می‌گردد:

شکل ۴-۴۱ نیروی جانبی اعمال‌شده در جهت X با توجه به جدول ۴-۱۳.

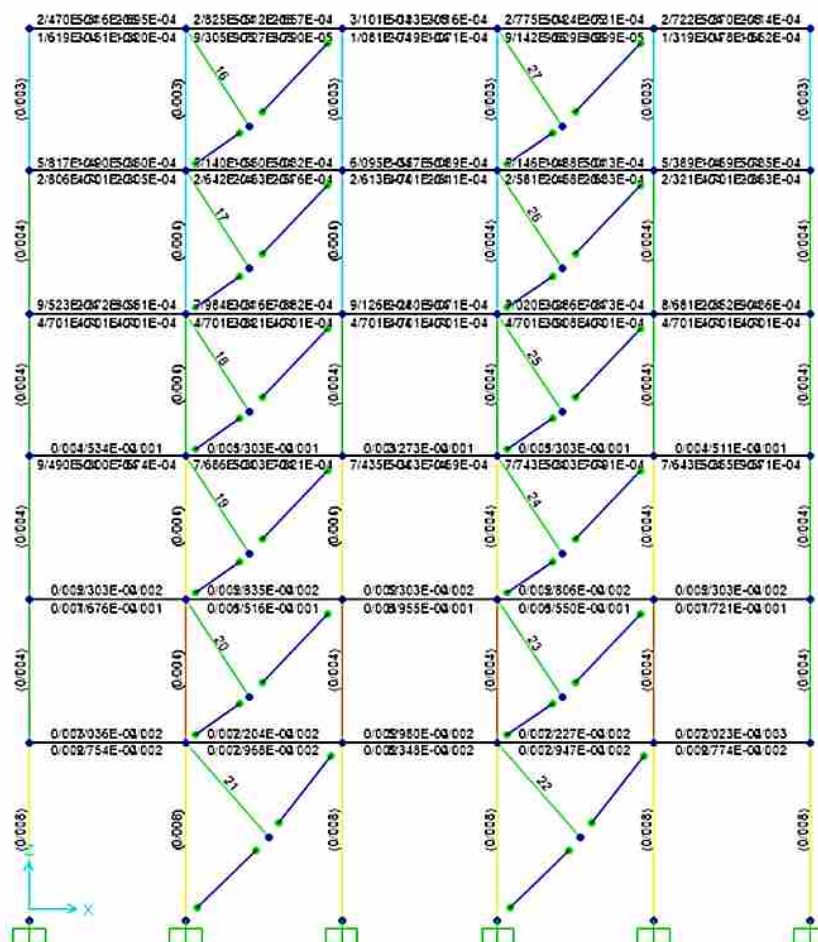
- در گام آخر، آنالیز و طراحی سازه با توجه به تغییرات جدید انجام می‌شود.

۴-۳-۶ بررسی نتایج خروجی

پس از پایان روند طراحی سازه جدید مشاهده می شود که باوجود افزایش نیروی جانبی، به جز ۵ ستون که تنها کمی بزرگتر شده اند، مابقی اعضا تغییری نکرده و ثابت مانده اند. در ضمن علاوه بر افزایش مقاومت در برابر نیروی زلزله، این سازه به گونه ای طراحی شده که بدون ورود به ناحیه غیرخطی قادر است تا زلزله را در حالت خطی و الاستیک تحمل کند. در شکل ۴-۴ و شکل ۴-۴۳، مشابه فصل دوم گزارشی از مقاطع طراحی شده برای قاب شماره ۱ ارائه شده است.



شکل ۴-۴۳ گزارش مقاطع قاب شماره ۱ در سازه حاوی میراگر ویسکوز.



شکل ۴-۴۳ گزارش آرمان‌های لازم در قاب شماره ۱ در سازه حاوی میراگر ویسکوز.

در فصل آخر کتاب نیز، کنترل‌های لازم (شامل دررفت و تغییر مکان) روی سازه نمونه حاوی میراگر صورت پذیرفته است. همچنین، در این فصل سایر نتایج خروجی کنترل‌شده و بررسی صحت عملکردی میراگرهای ویسکوز تحت زلزله‌ای خاص صورت خواهد پذیرفت. در این فصل تنها مقاطع طراحی‌شده برای بازوهای میراگر کنترل می‌شوند.

۴-۳-۷ بررسی کفایت مقاطع طراحی شده برای بازوهای میراگر

برای اتصال المان های میراگر به سازه باید از بازوهای اتصال استفاده شود. در حالت چینش شورن و قطری کنترل بحرانی ترین حالت قرارگیری بازوها تقریباً مشابه محاسبات همین بخش است. اما در سازه ی نمونه این کتاب در بخش طراحی میراگرهای ویسکوز، حالت چینش مفصل بند در نظر گرفته شده است. بنابراین، مقاطع مذکور با این نحوه ی چینش طراحی شده و اکنون کنترل می شوند.

همان گونه که در بخش مربوط به مدل سازی این بازوها بیان شد، از مقاطع دایروی برای مدل سازی این اعضا استفاده شده است. مقاطع دایروی دارای مقاومت پیچشی بالایی هستند و مقاومت خمشی یکسانی (به دلیل ممان اینرسی یکسان) در تمام جهات نشان می دهند. برای مدل سازی این اعضا مقاطع Tube – D193X4.5 به نرم افزار معرفی شده است (مطالعه کنندگان محترم با توجه به دید مهندسی خود و یا محاسبات جزئی ابتدایی و یا حتی انتخاب گروهی از مقاطع می توانند از استانداردهای معتبر ایرانی و یا سایر استانداردهای بین المللی مقطعی برگزینند). طراحی سازه نمونه برای این مقطع صورت پذیرفته است. اما اکنون در نظر داریم تا کفایت این مقطع به صورت دستی بررسی شود.

از آنجایی که بحرانی ترین حالت طراحی اعضای فشاری حین کمانش رخ می دهد، بنابراین ابتدا بحرانی ترین نیروی فشاری موجود در هر عضو محاسبه شده و سپس نیروی مقاوم در برابر کمانش در هر مقطع محاسبه خواهد شد. نهایتاً کنترل مقاطع با توجه به مقادیر بیان شده صورت می پذیرد.

۴-۳-۷-۱ محاسبه ی حداکثر نیروی موجود در مقاطع

در محاسبه ی حداکثر نیروی موجود در المان های فشاری، از المان های موجود در طبقه ی اول استفاده می کنیم. چراکه بالاترین نیروی برشی در طبقه اول وارد می شود. این نیرو شامل مجموع نیروهای طبقات است. با فرض آنکه کل نیروی جانبی سهم میراگر شود داریم:

$$V_x = F_{story 1} = 10/95 + 27/75 + 45/14 + 62/88 + 76/93 + 58/54 = 312/19 \text{ تن}$$

اما این نیرو به ۴ میراگر موجود در طبقه اول وارد شده است. بنابراین با تقسیم کل نیروی موجود بر عدد ۴، سهم نیروی هر میراگر مشخص می شود.

$$F_1 = \frac{312/19}{4} = 78/04 \text{ تن}$$

با توجه به این که در بحرانی‌ترین حالت در این طبقه، المان‌های فشاری دارای زاویه ۴۵ درجه هستند؛ بنابراین حداکثر نیروی فشاری برابر است با:

$$F_1 = 78/04 \times \cos 45 = 55/18 \text{ تن}$$

بحرانی‌ترین میزان طول المان فشاری نیز در کل سازه ۳۰۰ سانتی‌متر است.

۲-۷-۳-۴ محاسبه‌ی مقاومت مقطع در برابر کمناش

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{1198}{26/75}} = 6/7 \text{ سانتی‌متر}$$

$$\lambda_x = \frac{kl}{r} = \frac{1/00 \times 300}{6/7} = 44/77$$

$$\lambda = 4/71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4/71 \sqrt{\frac{200000}{2400}} = 136 \Rightarrow \lambda_x < \lambda$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{44/77^2} = 10330$$

$$F_{cr} = \left[0/658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = \left[0/658 \frac{2400}{10330} \right] 2400 = 2178 \text{ کیلوگرم بر سانتی متر مربع}$$

$$p_n = F_{cr} \times A_g = 2178 \times 26/75 = 58261 \text{ کیلوگرم} = 58/26 \text{ تن}$$

با توجه به این که میزان نیروی مقاوم (تن ۵۸/۲۶) بزرگ‌تر از مقدار حداکثر نیروی فشاری در کل سازه (تن ۵۵/۱۸) است، بنابراین این مقطع در تمامی حالات کفایت لازم را دارا خواهد بود. بنابراین استفاده از مقطع D193X4.5 به‌عنوان المان متصل‌کننده میراگر به قاب بلامانع است.

فصل ۵

مدل سازی و طراحی با میراگر

ویسکوالاستیک

یکی از ابزارهای نوین افزاینده میرایی در سازه‌های ساختمانی، میراگر ویسکوالاستیک است. همان‌گونه که از نام آن پیداست، این ابزار علاوه بر میرایی، سختی مضاعفی را بر سیستم القا می‌کند. بنابراین خاصیت، میراگرهای ویسکوالاستیک جهت بهسازی و مقاوم‌سازی لرزه‌ای نسبت به سایر ابزار میرایی ایده‌آل‌تر تلقی می‌شوند. در این فصل ضمن معرفی این ابزار، خواص، نحوه مدل‌سازی و طراحی آن‌ها در سازه بیان خواهد شد.

۵-۱ ساختمان تشکیل‌دهنده میراگرهای ویسکوالاستیک

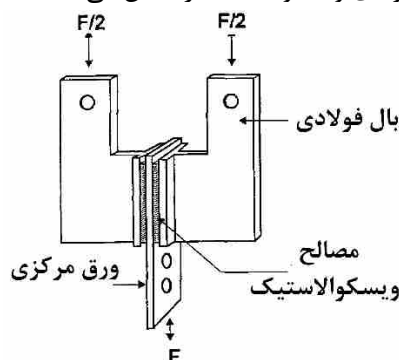
اولین کاربرد این ابزار در مهندسی سازه به سال ۱۹۶۹ باز می‌گردد. معرفی میراگرهای ویسکوالاستیک با نصب ۱۰۰۰۰ عدد از این میراگرها در هر یک از برج‌های دوقلوی تجارت جهانی در نیویورک صورت پذیرفت. علت قرارگیری این ابزار میرایی، کمک به مقاومت برج‌های دوقلو در برابر نیروی وزش باد بیان شد. از مزیت‌های میراگر ویسکوالاستیک در مقایسه با سایر ابزار استهلاکی، افزایش بیشتر استهلاک انرژی هنگام وزش باد است. در نتیجه میراگرهای ویسکوالاستیک به‌عنوان یکی از ایده‌آل‌ترین ابزارهای کاهش ارتعاشات ناشی از باد شناخته می‌شوند. علاوه بر این استفاده از این میراگر، باعث می‌شود تا انرژی ورودی به سازه در فرکانس وسیع‌تری توزیع شود [۱۱].

پیش از تشریح رفتار میراگرهای ویسکوالاستیک، بهتر است به شناسایی مصالحی بپردازیم که دارای خاصیت ویسکوالاستیک هستند. مصالحی که دارای رفتاری مشابه ترکیب خطی مصالح ویسکوز و الاستیک باشند، ویسکوالاستیک نامیده می‌شوند. برای عملکردهای سازه‌ای، این مصالح از انواع مواد پلیمری، شیشه‌ای و سایر موادی که قادرند تا انرژی را با تغییر شکل برشی مستهلک کنند، ساخته می‌شوند. به‌عنوان مثالی ساده، موادی شبیه موکت را در نظر بگیرید که با حرکت بین المان‌ها باعث جذب انرژی می‌شود [۱۴].

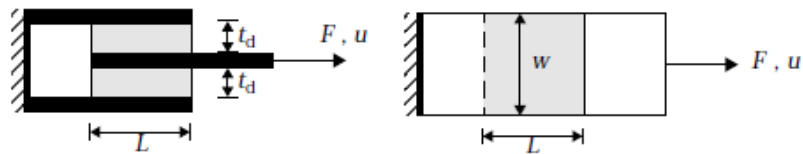
برخی از پدیده‌هایی که به دلیل رفتار خاص مواد ویسکوالاستیک رخ می‌دهند عبارت‌اند از [۱۴]:

- اگر بارگذاری سیکلی اعمال شود، رفتار هیسترتیک رخ می‌دهد. این امر باعث استهلاک مکانیکی انرژی می‌شود.
 - سختی مؤثر به نرخ عملکرد بار بستگی دارد.
 - اگر کرنش ثابت بماند، تنش با گذر زمان کاهش می‌یابد. (ریلکس شدن)
 - اگر تنش ثابت بماند، کرنش با زمان افزایش می‌یابد. (خزش)
 - امواج صوتی را میرا و تضعیف می‌کنند.
 - در حین نورد، مقاومت اصطکاکی نشان می‌دهد.
 - انعکاس و پس‌زدگی ناشی از عواملی مثل ضربه کمتر از ۱۰۰٪ است.
- میراگرهای ویسکوالاستیک، رفتاری بسیار شبیه به میراگرهای ویسکوز از خود نشان می‌دهند. این‌گونه میراگرها از صفحات فلزی که با ماده‌ای با خصوصیتی مانند چسب تشکیل شده است، ساخته می‌شوند. هنگامی که این ابزار تحت برش قرار گیرند به‌طور هم‌زمان رفتار ویسکوز و الاستیک بروز می‌دهند. در این میراگر، تغییر شکل‌های برشی باعث اتلاف انرژی می‌شود. به همین علت عموماً طوری در سیستم نصب می‌شوند که تنش‌های وارد به آن‌ها از نوع برشی باشد تا خاصیت میرایی خود را به خوبی نشان دهند.

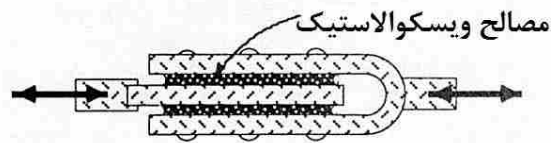
شمای کلی میراگرهای ویسکوالاستیک (VE) در شکل ۵-۱ نمایش داده شده است که شامل لایه‌های ویسکوالاستیک پوشیده شده با صفحات فلزی می‌شود. ایجاد ارتعاش در سازه سبب رخداد تغییر شکل برشی می‌شود. این تغییر شکل‌ها باعث ایجاد حرکت نسبی بین فولاد بیرونی و صفحات داخلی بال‌ها شده و منجر به استهلاک انرژی می‌شود. نمای دیگری از این ابزار تحت نیروی F ، در شکل ۵-۲ نشان داده شده است. شکل ۵-۳ و شکل ۵-۴ نمای شماتیک و نحوه عملکرد برشی میراگرهای ویسکوالاستیک را نشان می‌دهند.



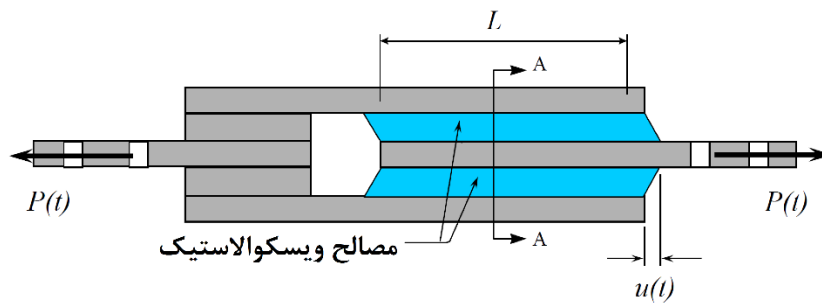
شکل ۵-۱ آرایش تیپیکال میراگر ویسکوالاستیک [۱۱].



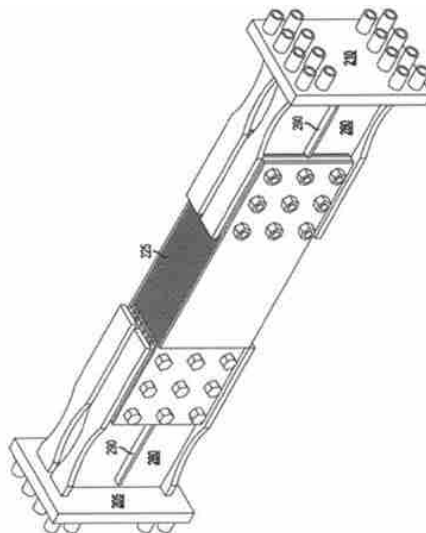
شکل ۲-۵ سایر نماهای مربوط به میراگر ویسکوالاستیک شکل ۱-۵ [۱].



شکل ۳-۵ نمایی دیگر از میراگر ویسکوالاستیک [۱۱]

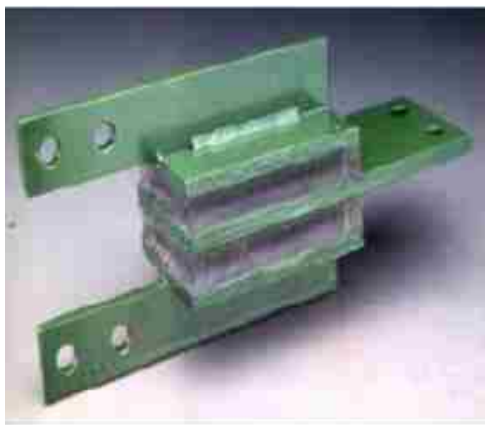


شکل ۴-۵ تغییر شکل برشی در مصلح ویسکوالاستیک در اثر اعمال نیرو [۳].



شکل ۵-۵ میراگر ویسکوالاستیک برای بکار روی در میانه‌ی المان مهاربند.

شکل بالا نشان‌دهنده‌ی نحوه‌ی کاربرد میراگرهای ویسکوالاستیک به‌صورت المان‌هایی در میانه-ی اعضای مهاربندی است. این شکل نحوه‌ی اتصال پیچی این میراگر بین سایر المان‌های سازه-ای را نشان می‌دهد. شکل ۶-۵ نمایش‌دهنده‌ی تصویری از میراگر ویسکوالاستیک صنعتی ساخته‌شده است. شکل ۷-۵ نیز نحوه‌ی بکارروی این میراگر در سازه‌ای ساختمانی (سازه از جنس چوب است) را نشان می‌دهد.



شکل ۶-۵ میراگر ویسکوالاستیک برای بکار روی در بین المان‌های مهاربند [۱].

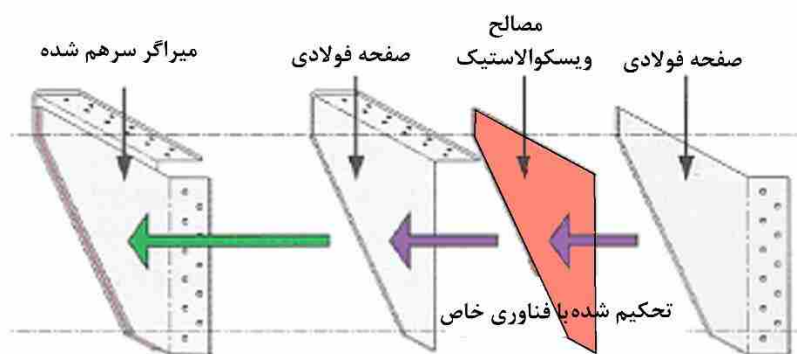


شکل ۷-۵ میراگر ویسکوالاستیک بکار رفته برای کنترل ارتعاش در سازه‌ای چوبی [۱۷].

اما نوع دیگری از این ابزار مستهلک‌کننده وجود دارد که با عنوان میراگر اتصال شناخته می‌شود. این میراگر دارای ساختاری مشابه میراگرهای ذکرشده بالا است. البته معمولاً این میراگر در محل اتصال تیر به ستون و بیشتر برای بهسازی بکار می‌رود. کاربرد این نوع میراگر در سازه‌های چوبی موجود، برای کنترل ارتعاش فراگیر شده است. شکل ۸-۵ نمای کلی یکی از انواع ساخته‌شده این ابزار در کشور ژاپن را برای اتصال میان قاب‌های چوبی نشان می‌دهد. شکل ۹-۵ طریقه‌ی چینش اجزای میراگر در کنار هم را نشان می‌دهد. شکل ۱۰-۵ نیز مجموعه‌ای از میراگرهای ویسکوالاستیک بکار رفته در یک سازه‌ی چوبی را نشان می‌دهد.



شکل ۵-۱ میراگر ویسکوالاستیک مخصوص اتصال [۱۷].



شکل ۵-۹ ساختمان تشکیل دهنده میراگر ویسکوالاستیک مخصوص اتصال [۱۷].

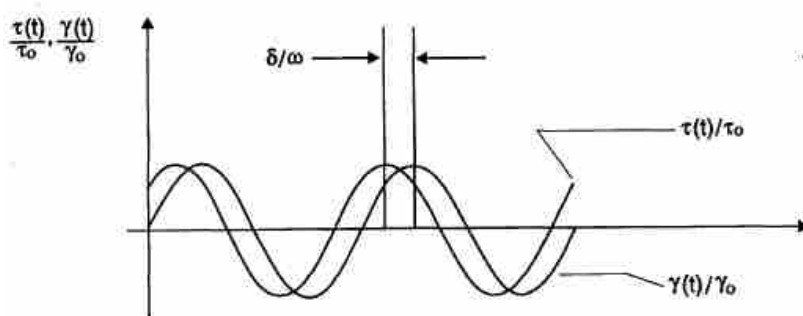


شکل ۵-۱۰ ساختمان چوبی مقاوم سازی شده با میراگرهای ویسکوالاستیک [۱۷].

۵-۲ روابط و شرایط حاکم بر میراگرهای ویسکوالاستیک

۵-۲-۱ خواص دینامیکی استهلاک ویسکوالاستیک

همان‌گونه که بیان شد، بارگذاری سیکلی سبب بروز رفتار هیسترتیک در مصالح ویسکوالاستیک می‌شود. زایس و همکاران در سال ۱۹۸۹ رابطه‌ای برای بیان رفتار مصالح ویسکوالاستیک ارائه نمودند. این رابطه برای بارگذاری سینوسی با فرکانس ω ، کرنش برشی $\gamma(t)$ و تنش برشی $\tau(t)$ ، برای مصالح ویسکوالاستیک در فرکانس مشابه ω اما فازی متفاوت ارائه شد [۱۱]. شکل ۵-۱۱ نمایشگر رابطه تنش-کرنش بیان شده است.



شکل ۵-۱۱ رفتار تنش-کرنش مصالح ویسکوالاستیک تحت بارگذاری سینوسی [۱۱].

روابط بالا می‌توانند به صورت زیر بازنویسی شوند [۱۱]:

$$\tau(t) = \tau_0 [G'(\omega) \sin \omega t + G''(\omega) \cos \omega t]$$

در این رابطه:

$$G'(\omega) = \frac{\tau_0}{\gamma_0} \cos \delta \quad G''(\omega) = \frac{\tau_0}{\gamma_0} \sin \delta$$

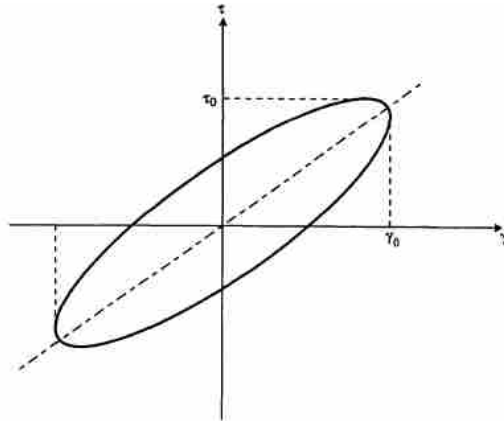
اگر مقدار $\gamma_0 \sin \omega t$ را از معادله‌ی اول درون معادله‌ی دوم قرار دهیم، خواهیم داشت [۱۱]:

$$\tau(t) = G'(\omega) \gamma(t) \pm G''(\omega) [\gamma_0^2 - \gamma(t)^2]^{1/2}$$

این رابطه معادله‌ی بیضی شکل ۵-۱۲ را تشکیل می‌دهد. مساحت زیر این بیضی، معادل انرژی مستهلک شده توسط مصالح ویسکوالاستیک با حجم واحد و یک سیکل نوسان است.

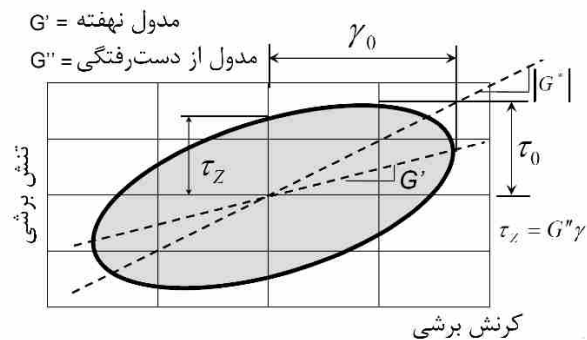
$$E_H = \int_0^{2\pi} \tau(t) \dot{\gamma}(t) dt$$

$$E_H = \int_0^{2\pi/\omega} \gamma_0^2 \omega \cos \omega t [G'(\omega) \sin \omega t + G''(\omega) \cos \omega t] dt = \pi \gamma_0^2 G''(\omega)$$



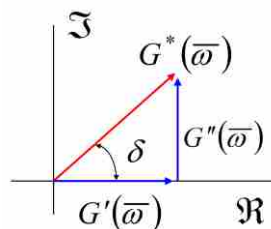
شکل ۱۲-۵ ترسیم نمودار تنش در برابر کرنش بر اساس رابطه‌ی ریاضی [۱۱].

همان گونه که شکل ۵-۱۳ برگرفته از آیین نامه NEHRP [۳]، نشان می‌دهد، بر اثر رفتار ویسکوالاستیک مواد، دورانی در بیضی استهلاک انرژی رخ می‌دهد که شیب این دوران برابر با مدول برشی پیچشی $G^*(\omega)$ می‌شود.



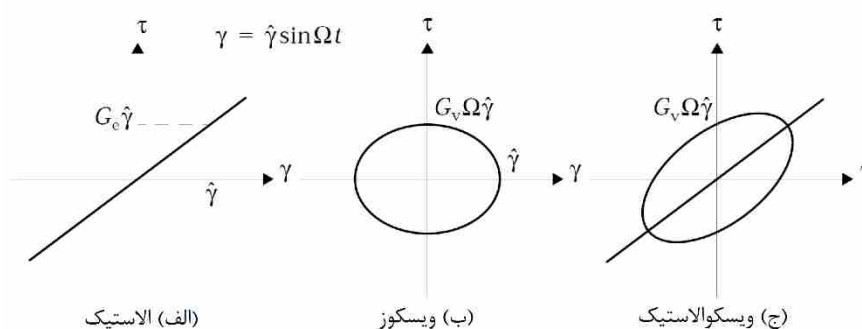
شکل ۱۳-۵ بیضی استهلاک انرژی برای مواد ویسکوالاستیک [۳].

مقدار مدول برشی پیچشی، $G^*(\omega)$ ، بر اساس آیین نامه NEHRP [۳]، توسط نمودار شکل ۵-۱۴ به صورت زیر تعریف می‌شود [۳]:



شکل ۵-۱۴ نمودار محاسبه‌ی مدول برشی پیچشی با استفاده از مدول برشی نهفته و از دست رفته [۳].

علت چرخش بیضی استهلاک انرژی، وجود اختلاف فاز $\pi/2$ بین تنش و کرنش در حالت رفتار ویسکوز است. این در حالی است که در رفتار الاستیک هیچ اختلاف فازی بین تنش و کرنش وجود ندارد. اگر این روابط به صورت خطی با یکدیگر جمع شوند، سبب چرخش بیضی استهلاک انرژی مطابق شکل ۵-۱۵ خواهند شد [۱].



شکل ۵-۱۵ روابط تنش-تغییر شکل برای مواد ویسکوالاستیک [۱].

مبنای رابطه‌ی زایس و همکاران (سال ۱۹۸۹) در نظریه‌ی رفتار دوگانه مصالح ویسکوالاستیک است. این محققین وقتی مصالح را الاستیک می‌دانستند که وجود تنش ناشی از وجود تغییر شکل در سیستم بود و وقتی مصالح را ویسکوز می‌دانستند که وجود تنش به علت نرخ تغییر شکل بود. در نتیجه، فرمول‌هایی ارائه نمودند که نشان می‌داد تنش موجود در مصالح ناشی از دو فاز الاستیک و ویسکوز است.

در معادله‌ی سازنده‌ی بیضی، اولین پارامتر تنش برشی هم‌فاز با بخش $G'(\omega)$ است که مدول الاستیسیته را نشان می‌دهد و دومین پارامتر یا بخش ناهم‌فاز مؤلفه‌ی استهلاک انرژی است. اگر معادله بیضی به دست آمده در بخش‌های بالا را به صورت زیر بازنویسی کنیم، این مسئله به وضوح دیده می‌شود [۱۱].

$$\zeta = \frac{G''(\omega)}{\omega} \left(\frac{\omega}{2G'(\omega)} \right) = \frac{G''(\omega)}{2G'(\omega)}$$

بنابراین رابطه $G'(\omega)$ به عنوان مدول برشی نهفته برای مواد ویسکوالاستیک تعریف می‌شود. این پارامتر با استفاده از انرژی ذخیره شده و بازیابی شده در هر سیکل اندازه‌گیری می‌شود. همچنین $G''(\omega)$ به عنوان مدول برشی هدررفته تعریف شده و با استفاده از انرژی مستهلک شده در هر سیکل اندازه‌گیری می‌شود. بنابراین ضریب از دست رفتگی (loss factor) برابر است با [۱۱]:

$$\eta = \frac{G''(\omega)}{G'(\omega)} = \tan \delta$$

اغلب، این ضریب به عنوان قابلیت استهلاک انرژی مصالح ویسکوالاستیک قلمداد می شود. بنا بر دو رابطه بیان شده ی قبلی، نسبت استهلاک برابر با [۱۱]:

$$\zeta = \frac{\eta}{2}$$

در معادلات بالا، با استفاده از توابع نمایی می توان روابط تنش- کرنش را به طرز دیگری بیان کرد [۱۱]:

$$\gamma(t) = \gamma_0 e^{i\omega t} \quad \tau(t) = \tau_0 e^{i(\omega t + \delta)}$$

بدین ترتیب رابطه به فرم آشنای تنش- کرنش شبیه می شود:

$$\tau(t) = G^*(\omega) \gamma(t)$$

که در این رابطه $G^*(\omega)$ مدول پیچشی مصالح ویسکوالاستیک بوده و برابر است با [۱۱]:

$$G^*(\omega) = \frac{\tau(t)}{\gamma(t)} = \frac{\tau_0}{\gamma_0} e^{i\delta} = G'(\omega) + iG''(\omega) = G'(\omega)(1 + i\eta)$$

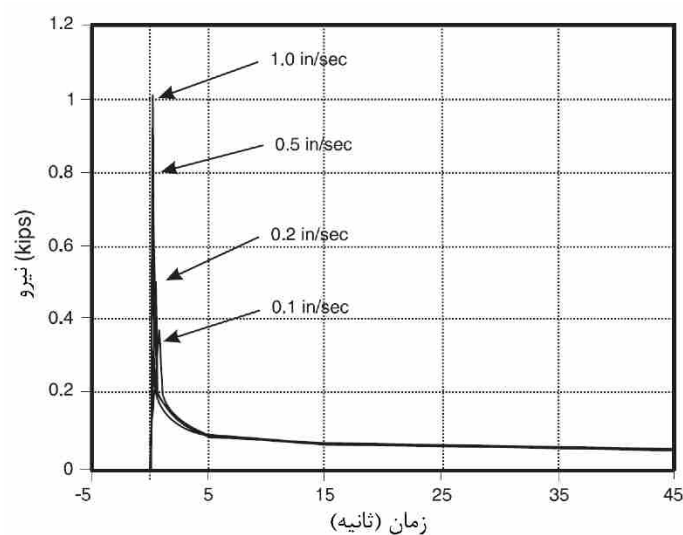
و نهایتاً:

$$|G^*(\omega)| = \frac{\tau_0}{\gamma_0} = \left[G'(\omega)^2 + G''(\omega)^2 \right]^{1/2}$$

همان گونه که روابط بالا نشان می دهد، دو مدول $G'(\omega)$ و $G''(\omega)$ یا $G'(\omega)$ و η ، رفتار دینامیکی مصالح ویسکوالاستیک خطی را تحت برش ناشی از بارگذاری هارمونیک نشان می دهد. این پارامترها نه تنها تابعی از فرکانس موجودند، بلکه تابع دمای محیط، و گاهی اوقات کرنش برشی اند. بنابراین در ابتدای کار باید مدل ترکیبی از مصالح ویسکوالاستیک، شامل $\gamma(t)$ و مشتقات زمانی آن ها ایجاد شود [۱۱].

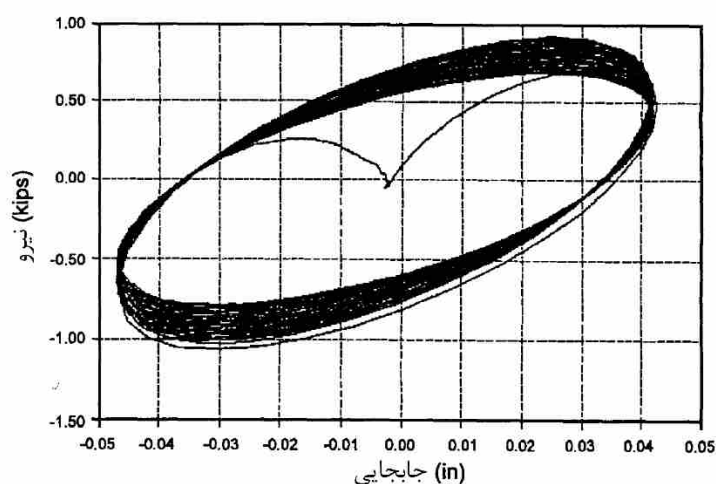
۵-۲-۱- وابستگی به فرکانس موجود

برای بیان رابطه ی بین فرکانس موجود و مدول های بیان شده در بخش بالا، روابط مفصلی در مرجع [۱۱] بیان شده است. به عنوان مثال رابطه ی بین مدول های بیان شده و فرکانس موجود در شکل ۵-۱۶، به تصویر کشیده شده است. این شکل مجموعه ای از آزمایش های ریلکس سازی تنش روی چندین میراگر ویسکوالاستیک را در دمایی حدود ۲۶ درجه سانتی گراد و کرنش حداکثر ۲۰ درصد نشان می دهد. این آزمایش ها به ترتیب در نرخ های کرنشی ۰/۱، ۰/۲، ۰/۵ و ۱/۰ اینچ بر ثانیه انجام شده اند. [۱۲].



شکل ۵-۱۶ آزمایش‌های ریلکس سازی تنش با تغییر نرخ کرنش [۱۲].

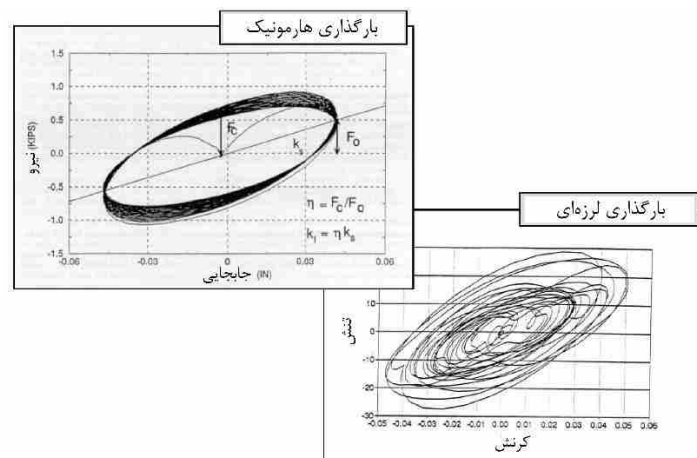
علاوه بر این، آزمایش‌های متعددی بر روی میراگرهای ویسکوالاستیک، تحت بارگذاری سینوسی با فرکانس متغیر و دما و کرنش مشخص انجام شده است. شکل ۵-۱۷، حلقه‌های هیستریک ۲۰ سیکل اول آزمایش‌های صورت گرفته در فرکانس 0.3 هرتز و کرنش 10% در دمای تقریباً یکسانی را نشان می‌دهد. این اطلاعات برای کنترل کردن ثابت‌های بدست آمده از آزمایش‌های ریلکس سازی تنش بکار می‌روند [۱۱].



شکل ۵-۱۷ نتایج حلقه‌های هیستریک تحت آزمایشات سینوسی [۱۱].

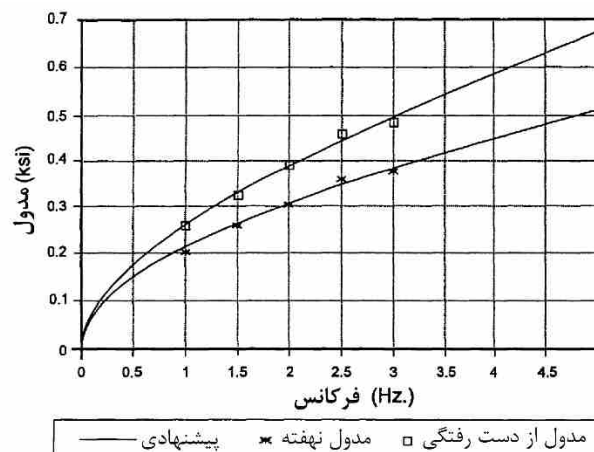
شکل ۵-۱۸ نیز رفتار میراگرهای ویسکوالاستیک را تحت بارگذاری لرزه‌ای و هارمونیک نشان می‌دهد [۳]. آیین‌نامه NEHRP [۳]، مزایای زیر را برای این میراگر برمی‌شمرد.

- ا) این میراگر قابلیت اطمینان بالایی دارد؛
 ب) در طراحی سازه با این ابزار استهلاکی، قابلیت استفاده از آنالیز خطی وجود دارد؛
 ج) هزینه اجرای این ابزار معمولاً کم است.



شکل ۵-۱۸ رفتار واقعی میراگرهای ویسکوالاستیک تحت بارگذاری [۳].

در شکل ۵-۱۹، مقایسه‌ای بین مدول پیش‌بینی شده توسط روابط تئوریک در محدوده‌ی فرکانسی ۱/۰ تا ۳/۰ هرتز با نتایج آزمایش‌های سینوسی صورت گرفته است. همان گونه که این تصویر نشان می‌دهد ارتباط بسیار نزدیکی بین نتایج آزمایش و روابط تئوریک وجود دارد [۱۱].



شکل ۵-۱۹ مقایسه‌ی مدول نهفته و از دست‌رفته بین نتایج مدل سازی و آزمایش [۱۱] و [۱۲].

۵-۲-۱ وابستگی به دمای محیط

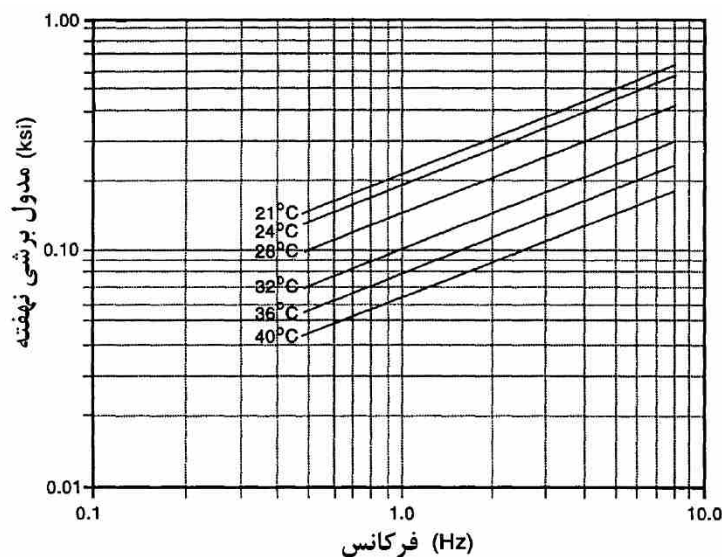
به‌منظور تعیین وابستگی $G'(\omega)$ و $G''(\omega)$ به دمای محیط، روش متغیر کاهش یافته (فری^۱، ۱۹۹۰) استفاده شده است. این روش باعث ساده‌سازی دو متغیر قانونمند دما و فرکانس شده است. خواص مصالح ویسکوالاستیک به‌صورت جداگانه به این متغیرها بستگی دارد. بر اساس این روش، وابستگی خواص ویسکوالاستیک به دمای محیطی با ترسیم سه رابطه‌ی زیر قابل بیان است [۱۱]:

$$G'_T(\omega) = G'_{T_0}(\omega) \rho_0 T_0 / \rho T \quad vs \quad \omega \beta_T$$

$$G''_T(\omega) = G''_{T_0}(\omega) \rho_0 T_0 / \rho T \quad vs \quad \omega \beta_T$$

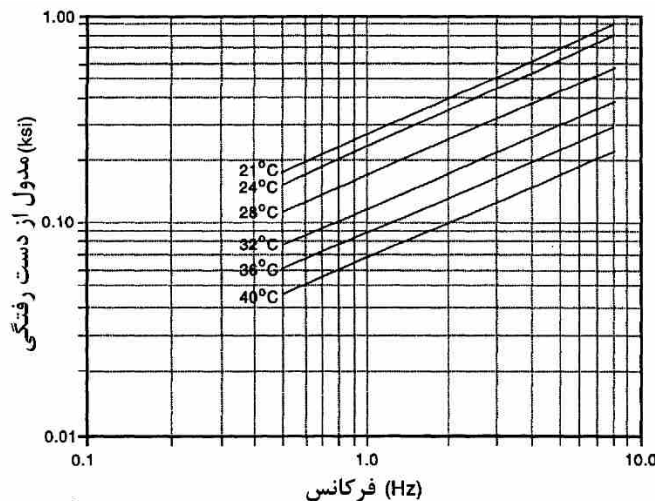
$$G_T(t) = G_{T_0}(t) \rho_0 T_0 / \rho T \quad vs \quad t / \beta_T$$

در این روابط، T دمای محیط برحسب کلوین، T_0 دمای اختیاری مرجع به کلوین، ρ چگالی مصالح ویسکوالاستیک، β_T ضریب جهش زمان یا فرکانس محاسبه‌شده با آزمایش است [۱۱]. بر اساس این روابط، میزان تغییرات مدول برشی مصالح ویسکوالاستیک در دمای مختلف و با تغییرات فرکانسی در اشکال زیر نشان داده شده است.



شکل ۵-۲ روابط ساده‌شده برای مدول برشی پهنه [۱۱].

¹ Ferry



شکل ۲۱-۵ روابط ساده شده برای مدول برشی/از دست رفته [۱۱].

۵-۲-۲ آنالیز و طراحی سازه حاوی میراگر ویسکوالاستیک

آنالیز و طراحی سازه‌ی حاوی میراگر ویسکوالاستیک توسط چانگ^۱ و همکاران (۱۹۹۸) تشریح شد. در روش پیشنهادی آن‌ها از روش انرژی کرنشی معادل استفاده شده است. روش بکار رفته برای آنالیز و طراحی سازه در این فصل، بر اساس روش انرژی کرنشی معادل است. در بخش قبلی پارامترهایی مثل مدول نهفته، مدول از دست رفته و ضریب از دست رفتگی تعریف گردیدند. همچنین نشان دادیم که فرکانس و دمای محیط چه اثراتی بر خواص میراگرها دارد. این اثرات با استفاده از آنالیز داده‌های آزمایشگاهی تعیین می‌شوند. به عنوان مثال طبق بررسی‌های چانگ، خواص ویسکوالاستیک مصالح ویسکوالاستیک 3M ISD110 به صورت زیر بیان شده است [۱۸].

$$G' = e^{10.17443T - 3.10205F^{0.475466}}$$

$$\eta_v \cong 1/2$$

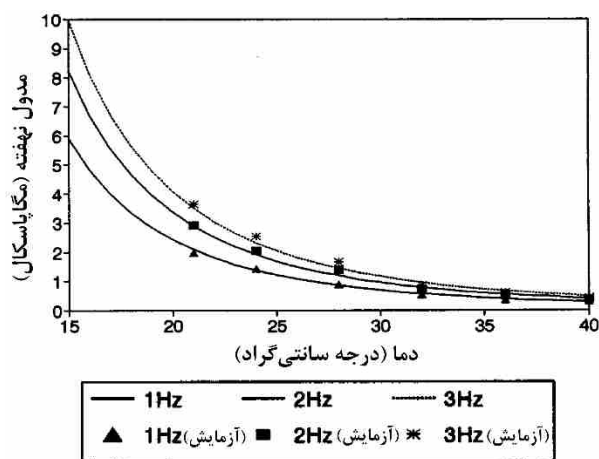
که در این رابطه؛ G' مدول نهفته میراگر برحسب مگاپاسکال در کرنش ۲۰ درصد، e لگاریتم طبیعی، T دما برحسب درجه سانتی‌گراد و F فرکانس برحسب هرتز است. شکل ۵-۲۲ منحنی تغییرات مدول برشی نهفته بر اثر تغییر فرکانس و دما را نشان می‌دهد. این منحنی‌ها با استفاده از رابطه بالا پیش‌بینی شده‌اند. برای طراحی سازه در این کتاب از نتایج همین نمودارها

¹ K.C.Chang, Y.Y.Lin, and M.L.Lai

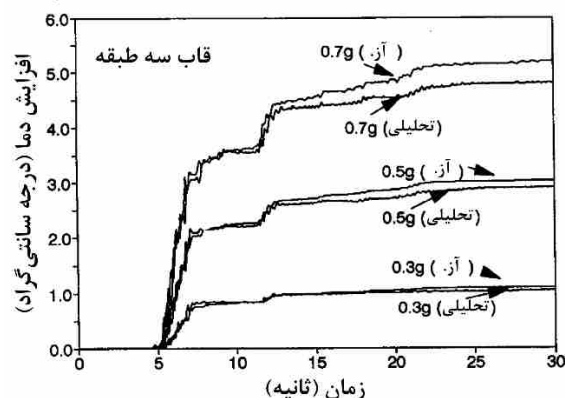
استفاده شده است. پس از محاسبه‌ی منحنی‌های نیرو-تغییر شکل میراگر، افزایش دما بین مصالح میراگر در طول یک زلزله می‌تواند با رابطه‌ی کاسای^۱ و همکاران بیان شود [۱۸]:

$$T(t) = T_0 + \frac{1}{s\rho} \int_0^t \tau d\gamma$$

در این رابطه، $T(t)$ دمای مصالح میراگر در زمان t برحسب سانتی‌گراد، T_0 دمای ابتدایی محیط و s و ρ به ترتیب مشخصه‌ی گرما و جرم واحد حجم مصالح میراگر هستند. شکل ۲۳-۵ افزایش دمای پیش‌بینی شده میراگرهای ویسکوالاستیک در طبقه‌ی اول یک ساختمان سه طبقه با مقیاس ۲/۵ را تحت زلزله ال‌سنترو نشان می‌دهد. این رکورد زلزله به حداکثر شتاب زمین مقیاس شده است [۱۸].



شکل ۲۳-۵ اثرات دما بر $G'/18$.



شکل ۲۳-۵ افزایش دمای میراگر ویسکوالاستیک تحت زلزله ال‌سنترو [۱۸].

¹ Kasai et al. 1993

۵-۲-۲-۱ آنالیز با استفاده از روش انرژی کرنشی معادل

روش انرژی کرنشی مودال توسط جانسون و کینهولز^۱ (۱۹۸۲) و زامبران و همکاران^۲ (۱۹۹۶) مورد مطالعه قرار گرفته است. آن‌ها موفق به پیش‌بینی نسبت استهلاک معادل سازه با میراگرهای ویسکوالاستیک شدند. در این روش، اگر میرایی ذاتی سازه پایه آماده برای نصب میراگر کوچک باشد، نسبت استهلاک برابر خواهد بود با [۱۸]:

$$\zeta_i = \frac{\eta_{v-b}}{2} \left(1 - \frac{\varphi_i^T K_0 \varphi_i}{\varphi_i^T K_s \varphi_i} \right)$$

در این رابطه، ζ_i نسبت استهلاک معادل برای i امین مود ارتعاشی، K_0 ماتریس سختی سازه بدون افزوده شدن میراگر، K_s ماتریس سختی سازه‌ی دارای میراگر ویسکوالاستیک، φ_i ، i امین شکل مود ارتعاشی سازه‌ی دارای میراگر، و نهایتاً η_{v-b} ضریب افت (از دست رفتگی) مؤثر میراگرهای ویسکوالاستیک است. ضریب افت مؤثر میراگرهای ویسکوالاستیک با استفاده از رابطه‌ی زیر قابل محاسبه است [۱۸]:

$$\eta_{v-b} = \frac{\frac{k_b}{k'_v}}{\eta_v + \frac{k_b}{k'_v} + 1} \eta_v$$

در این رابطه، η_v نشان‌دهنده‌ی ضریب افت میراگر ویسکوالاستیک، k_b سختی مهاربند متصل به میراگر و K_v سختی میراگر ویسکوالاستیک است. افزوده شدن میراگر ویسکوالاستیک به سازه سبب ایجاد تغییرات جزئی در شکل مودی می‌شود. اگر از این تغییرات صرف‌نظر کنیم، معادله‌ی نسبت استهلاک به‌صورت زیر کاهش می‌یابد [۱۸]:

$$\zeta_i = \frac{\eta_{v-b}}{2} \left(1 - \frac{\omega_i^2}{\omega_{si}^2} \right)$$

که در این رابطه، ω_i و ω_{si} به ترتیب فرکانس‌های طبیعی سازه بدون میراگر و با میراگر هستند.

۵-۲-۲-۲ ضوابط طراحی سازه با استفاده از میراگرهای ویسکوالاستیک

میراگرهای ویسکوالاستیک، قابلیت استفاده در بهسازی لرزه‌ای سازه‌های موجود و طراحی سازه‌های جدید را دارند. برای طراحی سازه‌ای جدید با میراگرهای ویسکوالاستیک، اندازه‌ی اعضای اولیه‌ی قاب (قاب خمشی بدون مهاربند) با استفاده از رابطه ذیل تعیین می‌گردد

¹ Johnson and Kienholz 1982
² Zambrano et al. 1996

[۱۸]. اگر تغییر شکل مود بر اثر افزودن میراگر ناچیز فرض شود، انرژی کرنشی مودال به صورت تقریبی برابر است با [۱۸]:

$$\zeta = \frac{\eta_{v-b} K_d}{\gamma K_s} = \frac{\eta_{v-b}}{\gamma} \left(\frac{K_d}{K_0 + K_d} \right)$$

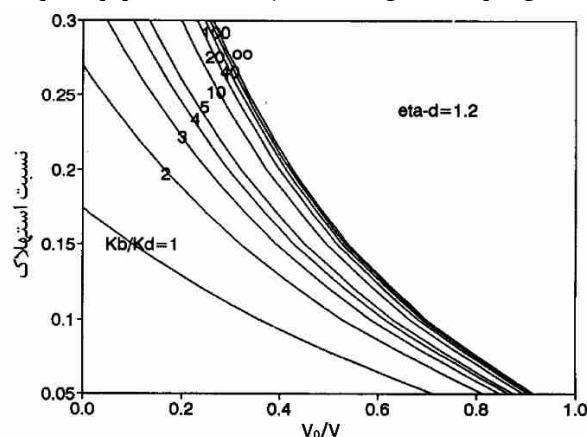
که در این رابطه، ζ نسبت استهلاک طراحی، η_{v-b} ضریب افت میراگر ویسکوالاستیک، K_d میزان مشارکت میراگر ویسکوالاستیک در سختی جانبی، K_0 میزان مشارکت قاب اولیه در سختی جانبی و K_s سختی جانبی قاب دارای میراگر ویسکوالاستیک است [۱۸]. با فرض این که اگر برش پایه متناسب با سختی جانبی سازه توزیع گردد، داریم [۱۸]:

$$V = V_d + V_0 = \gamma \frac{\zeta}{\eta_{v-b} - \gamma \zeta} V_0 + V_0$$

در این رابطه، V برش پایه‌ی طراحی کلی آیین‌نامه‌ای، V_d برش پایه‌ی توزیع شده برای میراگرهای ویسکوالاستیک، و V_0 برش پایه‌ی بکار رفته برای طراحی المان‌های قاب اولیه است. بنابراین، قاب اولیه با استفاده از برش پایه زیر طراحی می‌شود [۱۸]:

$$V_0 = B \frac{\eta_{v-b} - \gamma \zeta}{\eta_{v-b}} V$$

که در این رابطه، B ضریب کاهش برای نسبت استهلاک بزرگ‌تر از ۰.۵ (NEHRP1994) است. شکل ۲۴-۵ نیز نشان‌دهنده‌ی رابطه‌ی بین نسبت استهلاک طراحی و V_0/V است. نسبت برش طراحی هر طبقه بوده که در قاب اولیه توزیع می‌شود [۱۸]. (در قسمت ۵-۳-۱-۴ توضیحاتی برای تعیین ضریب کاهش نسبت استهلاک‌های بیشتر از ۰.۵ ارائه شده است).



شکل ۲۴-۵ برش پایه‌ی طراحی قاب اولیه [۱۸].

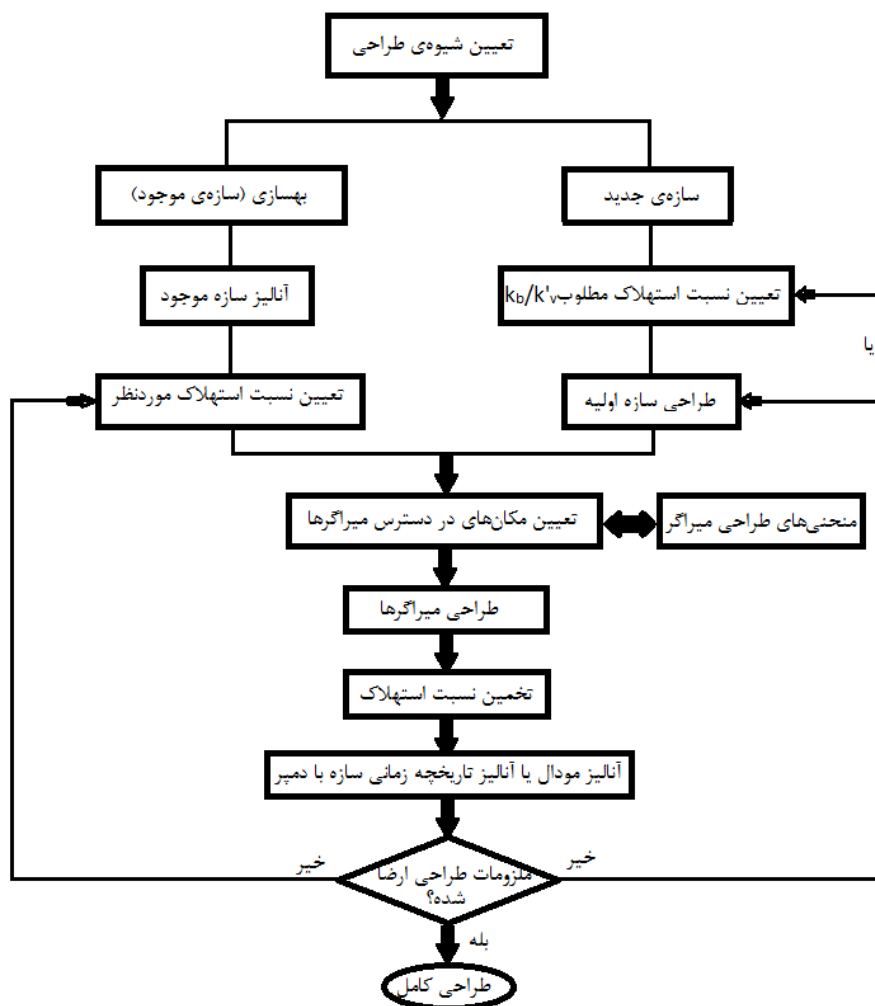
۵-۲-۳ گام های طراحی سازه با میراگرهای ویسکوالاستیک

پس از مشخص شدن ابعاد اجزای قاب اولیه، روش طراحی میراگرهای ویسکوالاستیک برای بهسازی سازه ی موجود و یا طراحی سازه ای جدید مشابه خواهد بود. فلوچارت طراحی کامل میراگرهای ویسکوالاستیک در شکل ۵-۲۵ نمایش داده شده است. در قسمت زیر روش گام به گام طراحی میراگر ویسکوالاستیک تشریح شده است [۱۸]:

- تعیین نسبت استهلاک مطلوب (ζ)
- فرض نسبت سختی برای مهاربند حاوی میراگر بر اساس سختی میراگر، (k'_v/k_b) . پس از آن ضریب افت مؤثر میراگرهای ویسکوالاستیک (η_{v-b}) با توجه به معادله معرفی شده در بخش های قبل قابل محاسبه است.
- طراحی قاب اولیه با استفاده از شکل ۵-۲۴ یا رابطه مربوط به آن و انتخاب مکان مناسب برای قرارگیری میراگرها.
- محاسبه ی سختی میراگرهای ویسکوالاستیک (k_{v-b}) بر مبنای روش انرژی کرنشی مودال.
- تعیین سختی نهفته ی میراگر ویسکوالاستیک (k'_v) ، با استفاده از ترکیب رابطه ی مهاربند حاوی میراگر با میراگر ویسکوالاستیک. این سختی نهفته با رابطه ی ذیل تعیین می گردد:

$$k_v = \frac{\left[\left(1 + \eta_v^2 \right) + \frac{k_b}{k'_v} \right] \left[1 + \eta_{v-b}^2 \right]}{\frac{k_b}{k'_v} \left(1 + \eta_v^2 \right)} k_{v-b}$$

- محاسبه ی ابعاد مهاربند حاوی میراگر. ابعاد مهاربند حاوی میراگر، با استفاده از سختی مهاربند، k_b ، محاسبه می شود. این سختی مطابق با نسبت سختی فرض شده برای مهاربندهای حاوی میراگر و سختی محاسبه شده برای میراگرهای ویسکوالاستیک قابل محاسبه است.
- تخمین نسبت استهلاک، و انجام آنالیز مودال و یا آنالیز تاریخچه زمانی سازه حاوی میراگر ویسکوالاستیک.
- کنترل نهایی طراحی سازه. پس از آنالیز سازه، اگر ملزومات طراحی اغنا شده باشد، طراحی کامل شده است، در غیر این صورت باید گام های ۱ تا ۷ تکرار شود.



شکل ۵-۲۵ فلوجارت طراحی سازه با میراگر ویسکوالاستیک [۱۸].

۴-۲-۲-۵ روش طراحی میراگرهای ویسکوالاستیک

أ) تعیین سختی میراگر

در صورتی که سختی محاسبه شده در آخرین گام از روش گام به گام قبل پاسخ مطلوب مورد انتظار را تأمین کند، سختی مورد نیاز هر میراگر با توجه به آن مقدار قابل تعیین است. این سختی قابلیت استفاده در نرم افزار برای انجام محاسبات لازم را دارد.

ب) تعیین ضخامت میراگر

ضخامت مصالح ویسکوالاستیک، بر مبنای حداکثر تغییر شکل مجاز میراگر تعیین می شود [۱۸]. حداکثر تغییر شکل میراگر نیز با توجه به نحوه ی قرارگیری میراگر در دهانه ی مهاربندی شده تعیین می شود. ضخامت مصالح ویسکوالاستیک میراگر تابعی از جابجایی سیستم مهاربند و قاب است. در نتیجه با داشتن حداکثر جابجایی مجاز طبقه و قاب، می توان حداکثر جابجایی مجاز میراگر را یافت. برای یافتن حداکثر جابجایی قاب می توان از داده های موجود در جدول ۲-۱۹ استفاده کرد. نحوه ی تعیین این ضخامت برای سازه نمونه در بخش ۵-۳-۲ بیان شده است.

ج) تعیین سطح میراگر

رابطه ی زیر جهت تعیین مساحت مصالح ویسکوالاستیک بکار می رود:

$$A = \frac{k_v h}{n G'}$$

در این رابطه، h ضخامت میراگر، n تعداد لایه ها در هر میراگر است. سایر پارامترها در بخش-های پیشین تعریف شدند [۱۸].

۵-۳-۳ چگونگی مدل سازی و طراحی سازه با میراگر ویسکوالاستیک

تا به اینجا اطلاعات مفصلی برای مدل سازی و طراحی میراگرهای ویسکوالاستیک بیان شد. در این قسمت علاوه بر بیان نحوه ی مدل سازی میراگرها در نرم افزار، اندرکنش این ابزار با سازه در نظر گرفته خواهد شد. همچنین علاوه بر توجه به ضوابط آیین نامه ای (فصل سوم)، از قواعد مدل سازی بیان شده در بخش های قبلی استفاده خواهیم کرد. نهایتاً سازه ای که در فصل دوم بدون هیچ ابزار کنترلی طراحی شده مجدداً با میراگر ویسکوالاستیک طراحی خواهد شد.

۵-۳-۱ استفاده از روش انرژی کرنشی در طراحی میراگرها

برای طراحی سازه دارای میراگر ویسکوالاستیک از گام های بیان شده در قسمت قبل استفاده می شود. با توجه به این روش برای طراحی سازه نمونه، در هر گام پارامترهای مورد نیاز محاسبه می شود. پیش از هر کاری ابتدا باید جنس مصالح ویسکوالاستیک تعیین شود. مصالحی که برای طراحی سازه ی نمونه استفاده می شوند، دارای خواص مشابه مصالحی هستند که توسط چانگ [۱۸] معرفی شده است. طبق توضیحات بخش ۵-۲-۲، خواص ویسکوالاستیک این مصالح به صورت زیر است:

$$G' = e^{1.017443 T - 3.10205 F^{0.475466}} \quad \eta_v \cong 1/2$$

۵-۳-۱-۱ گام اول: تعیین ضریب استهلاک مطلوب

در این قسمت با توجه به سطح موردنیاز استهلاک، ضریب استهلاک میراگرها تعیین می‌شود. معمولاً اتلاف انرژی موردنیاز توسط میرایی ذاتی سازه و یا توسط میرایی ایجادشده با میراگر تأمین می‌شود. با توجه به اینکه در سازه نمونه سطح مطلوب اتلاف انرژی ۲۰ درصد است و طراحی سازه برای این سطح میرایی صورت می‌پذیرد، برای تأمین آن اتخاذ تدابیر خاص الزامی است. از آنجایی که مقداری از این میرایی توسط میرایی ذاتی سازه تأمین می‌گردد، تأمین مابقی استهلاک موردنیاز بر عهده‌ی میراگرهای ویسکوالاستیک خواهد بود. طبق رابطه‌ی معرفی‌شده در بخش ۴-۲-۴، خواهیم داشت:

$$\zeta_{eff} = \zeta_0 + \zeta_d$$

در محاسبات این فصل از میرایی ذاتی ساختمان بدون میراگر صرف‌نظر شده است. بنابراین:

$$\zeta_0 = 0\% \quad \zeta_d = \zeta_{eff} - \zeta_0 = 20\% - 0\% = 20\%$$

۵-۳-۱-۲ گام دوم: تعیین ضریب افت میراگرهای ویسکوالاستیک

الف) فرض تعیین نسبت سختی بادبند متصل به مستهلک کننده به سختی مستهلک کننده در این قسمت باید فرض اولیه‌ای برای نسبت سختی بادبند متصل به مستهلک کننده به سختی مستهلک کننده منظور شود. با توجه به پیشنهاد چانگ و تحقیقات مشابه موجود، در نظرگیری نسبت ۴۰ نتایج معقولانه‌ای در پی خواهد داشت.

$$K_b/K_v = 40$$

ب) تعیین η_{v-b} با استفاده از روش انرژی کرنشی

طبق رابطه‌ی بیان‌شده در قسمت ۵-۲-۲-۱ مقدار ضریب افت برای میراگر ویسکوالاستیک، به‌صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\eta_{v-b} = \frac{\frac{k_b}{k'_v}}{\eta_v + \frac{k_b}{k'_v} + 1} \eta_v = \frac{40}{1/2 + 40 + 1} \times \frac{1}{2} = 1/131$$

۵-۳-۱-۳ گام سوم: طراحی سازه با برش پایه کاهشی و مشخص‌سازی مکان میراگرها

طبق رابطه‌ی برگرفته از شکل ۵-۲۴، در اولین گام از طراحی سازه‌ی بدون میراگر، باید میزان برش پایه‌ی مناسب برای طراحی قاب بدون میراگر محاسبه شود. بنابراین داریم؛

$$V_0 = B \frac{\eta_{v-b} - 2\zeta}{\eta_{v-b}} V$$

در این رابطه ضریب B ، ضریب کاهش استهلاک معرفی شده و بکار رفته است. مقدار این ضریب در منابع مختلف با اندکی اختلاف گزارش شده است. با مراجعه به تحقیقات لین و چانگ^۱ [۱۹] می توان نحوه ی محاسبه ی این ضرایب را مشاهده نمود. این محققین به بررسی تفاوت این ضریب در آیین نامه های مختلف پرداخته اند. بنا بر مطالعات صورت گرفته توسط آن ها، مقدار ضریب کاهش استهلاک در نسبت های استهلاک مختلف به قرار زیر گزارش شده است:

جدول ۱-۵ ضرایب کاهش استهلاک در آیین نامه های مختلف.

نسبت استهلاک	UBC 1994 NEHRP 1994 (B)	IBC 2000 UBC 1997, NEHRP 1997 (B)	NEHRP 2000 (B)
۰/۰۲	-----	۱/۲۵	۱/۲۵
۰/۰۵	۱/۰	۱/۰	۱/۰
۰/۱۰	۰/۸۴	۰/۸۳	۰/۸۳
۰/۱۵	۰/۷۲	-----	-----
۰/۲۰	۰/۶۴	۰/۶۷	۰/۶۷
۰/۲۵	۰/۵۸	-----	-----
۰/۳۰	۰/۵۳	۰/۵۹	۰/۵۶
۰/۴۰	-----	۰/۵۳	۰/۴۸
۰/۵۰	-----	۰/۵۰	۰/۴۲

با مراجعه به جدول ۱-۵، برای استهلاک ۲۰ درصدی سازه نمونه، مقدار ضریب کاهش استهلاک ۰/۶۷ به سازه اختصاص می یابد (در نسخه های قدیمی آیین نامه، به نسبت استهلاک ۲۰ درصد ضریب ۰/۶۴ اختصاص یافته است). بنابراین داریم:

$$V_0 = B \frac{\eta_{v-b} - 2\zeta}{\eta_{v-b}} V = 0.67 \times \frac{1/131 - 2 \times 0.20}{1/131} \times V = 0.43V$$

بدین ترتیب، میزان سهم سازه پایه از برش پایه مشخص شد (۴۳ درصد برش پایه توسط قاب سازه ای تحمل می شود). بنابراین در این مرحله، طراحی سازه پایه بر اساس برش پایه ی سیستم اولیه صورت می پذیرد. این محاسبات به طور کامل در فصل قبل (بخش ۳-۳-۴) برای میرایی ۲۰ درصد با استفاده از آیین نامه NEHRP انجام شده است. خوانندگان محترم در صورتی که با نحوه ی محاسبه ی برش پایه سازه پایه آشنا نیستند، می توانند با رجوع به بخش ۳-۳-۴،

¹ Y.Y Lin and K.C Chang

محاسبات را گام به گام دنبال کنند. با توجه به محاسبات مذکور، میزان ضریب برش پایه‌ی سازه نمونه به قرار زیر است:

$$C_S = 0.1322$$

از طرفی جرم لرزه‌ای سازه نمونه در بخش ۲-۴ به تفصیل بررسی شد. در نتیجه جرم لرزه‌ای کل سازه برابر است با:

$$W = 2522 \text{ تن}$$

نهایتاً میزان برش پایه‌ی کل سیستم سازه برابر خواهد بود با:

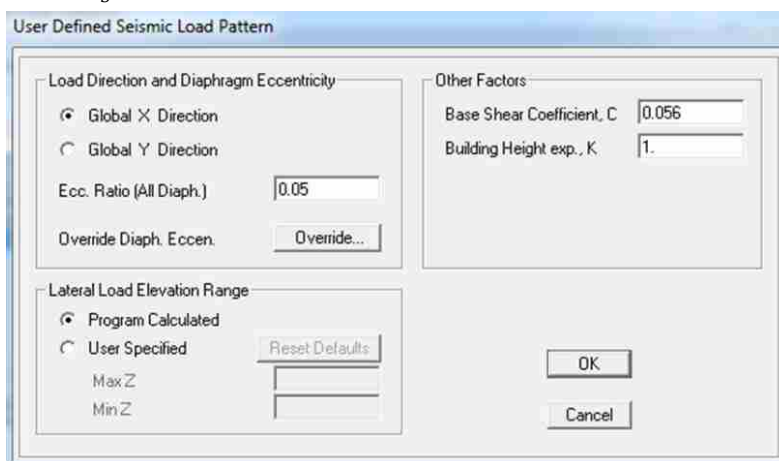
$$V = C_S \times W = 0.1322 \times 2522 = 333.4 \text{ ton}$$

بنابراین، بر اساس میزان سهم برش پایه‌ی سازه در حالت بدون میراگر، مقدار برش پایه‌ی طراحی سازه‌ی پایه طبق رابطه‌ی چانگ برابر است با:

$$V_0 = 0.43V = 0.43 \times 333.4 \text{ ton} = 143.36 \text{ ton}$$

البته راه‌حل دیگری برای اعمال ضریب بیان شده وجود دارد. اگر بجای محاسبه دستی نیروها و وارد کردن آن‌ها در سازه، ضریب بدست آمده را در C ضرب کنیم، توزیع نیرو و محاسبات بعدی توسط نرم‌افزار انجام خواهد شد. شکل ۵-۲۶ نحوه‌ی اعمال این ضریب برای تعیین نیروی زلزله در قاب بدون میراگر را نشان می‌دهد.

$$C_0 = 0.43 \times C_S = 0.43 \times 0.1322 = 0.056$$



شکل ۵-۲۶ ضریب برش پایه‌ی کاهش یافته برای سیستم فاقد میراگر.

برای آنالیز و طراحی اولیه سازه، نیروی جانبی جهت X، با توجه به شکل ۵-۲۶ و نیروی برشی جهت Y، با توجه به محاسبات فصل دوم (بدون تغییر) اعمال شده است. میزان برش پایه

طراحی در جهت X برابر ۱۴۳ تن است. بر این اساس مقاطع سازه مطابق با شکل ۵-۲۷ بدست آمده‌اند. در این تصویر تیر و ستون‌های سازه‌ی پایه برای نصب میراگر مشاهده می‌شوند.

b30*45	b30*45	b30*45	b30*45	b30*45	b30*45
C30*30+8Q20	C30*30+8Q20	C30*30+8Q20	C30*30+8Q20	C30*30+8Q20	C30*30+8Q20
b30*45	b30*45	b30*45	b30*45	b30*45	b30*45
C35*35+8Q20	C35*35+8Q20	C35*35+8Q20	C35*35+8Q20	C35*35+8Q20	C35*35+8Q20
b30*45	b30*45	b30*45	b30*45	b30*45	b30*45
C35*35+8Q20	C35*35+8Q20	C35*35+8Q25	C35*35+8Q25	C35*35+8Q25	C35*35+8Q25
b30*50	b30*50	b30*50	b30*50	b30*50	b30*50
C40*40+12Q20	C40*40+12Q20	C40*40+12Q20	C40*40+12Q20	C40*40+12Q20	C40*40+12Q20
b30*50	b30*50	b30*50	b30*50	b30*50	b30*50
C40*40+12Q25	C40*40+12Q25	C40*40+12Q25	C40*40+12Q25	C40*40+12Q25	C45*45+12Q20
b30*50	b30*50	b30*50	b30*50	b30*50	b30*50
C55*55+16Q22	C55*55+16Q22	C55*55+16Q22	C55*55+16Q22	C55*55+16Q22	C55*55+16Q22

شکل ۵-۲۷ مقاطع طراحی شده قاب شماره ۱ برای سازه‌ی فاقد میراگر.

همچنین، در این گام باید مکان میراگرهای ویسکوالاستیک در سازه مشخص شود. همان‌طور که در فصل قبل بیان شد، سازه‌ی نمونه در قاب‌های اول و چهارم، در دهانه‌های B-C و D-E مجهز به میراگر است. بنابراین در جهت X، در هر طبقه ۴ میراگر قرار دارد که وظیفه‌ی استهلاک انرژی ورودی را بر عهده دارند. در جهت Y نیز از هیچ میراگری استفاده نشده است.

۵-۳-۴ گام چهارم: تعیین سختی میراگرهای ویسکوالاستیک (k_v-b)

در گام بعدی لازم است تا بر اساس روش بیان شده، میزان سختی میراگرهای ویسکوالاستیک محاسبه شود. انجام این کار شامل مراحل زیر می‌شود:

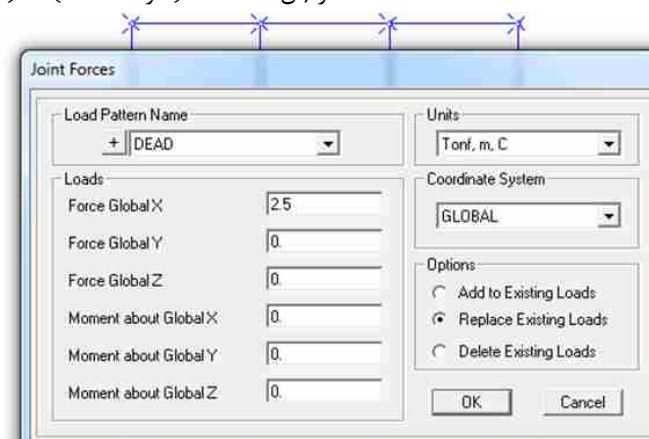
أ) محاسبه‌ی میزان مشارکت قاب اولیه در سختی جانبی k_0

طبق اولین رابطه‌ی بخش ۵-۲-۲ ضریب k_0 میزان مشارکت اولیه قاب در سختی جانبی را نشان می‌دهد. این ضریب بر اساس روش‌های متفاوتی محاسبه می‌شود. برای مثال، این ضریب به‌سادگی با استفاده از تحلیل دینامیکی مودال سازه قابل محاسبه است. در این بخش بجای محاسبه‌ی دستی سختی جانبی قاب، از نتایج محاسبات نرم‌افزار استفاده شده است.

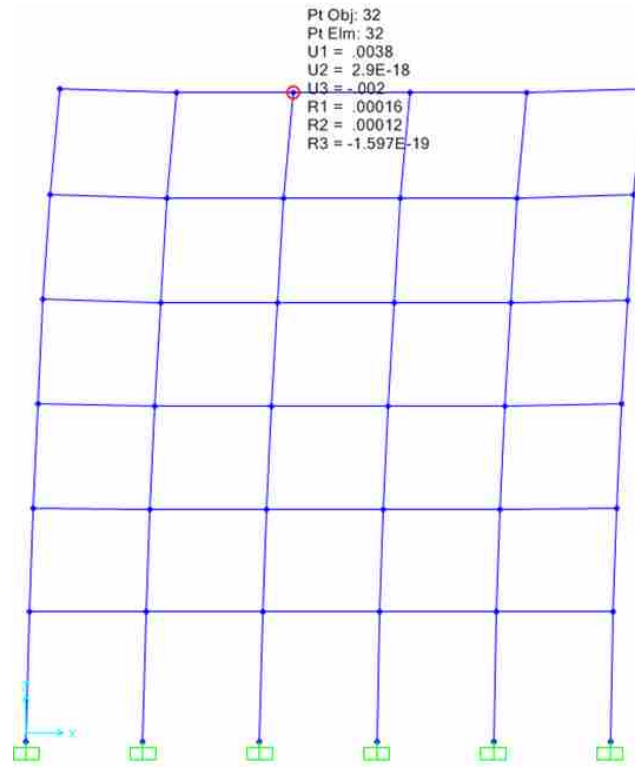
بنابراین برای محاسبه k_0 از نتایج نرم‌افزار SAP استفاده شده است. برای این منظور سازه‌ی طراحی شده برای نیروی برش پایه‌ی گام سوم، (مقدار برش پایه اولیه در سازه نمونه برابر $0.43V$ بود)، تحت نیرویی مشخص در طبقه آخر قرار گرفته و جابجایی آن در راستای این نیرو برداشت شده است. بدین ترتیب سختی سازه قابل محاسبه است. مطابق شکل ۵-۲۸ در سازه‌ی نمونه نیروی ۱۰ تن به‌صورت چهار نیروی متمرکز مساوی (2.5 تن) به چهار گره طبقه آخر وارد شده است.

پس از اختصاص نیروی بیان شده، باید نیروهای جانبی قبلی غیرفعال شده و سازه با وجود بارهای ثقیل و نیروی جانبی جدید آنالیز شود. تغییر شکل ایجاد شده در طبقه‌ی بام سازه مشابه شکل ۵-۲۹ خواهد بود. مطابق این تصویر، مقدار جابجایی قاب در جهت X طبقه‌ی بام برابر 0.0038 متر است. در نتیجه سختی کل سازه در این جهت برابر است با:

$$k_0 = \text{متر/تن} = (2.5 \text{ تن}) \div (0.0038 \text{ متر}) = 657.89$$



شکل ۵-۲۸ نیروی جانبی اعمال شده به طبقه آخر سازه در جهت X



شکل ۵-۲۹ تغییر شکل جانبی سازه تحت نیروی ۱۰ تنی در جهت X

ب) محاسبه‌ی میزان مشارکت میراگر ویسکوالاستیک در سختی جانبی k_d

$$\zeta = \frac{\eta_{v-b}}{\gamma} \frac{K_d}{K_s} = \frac{\eta_{v-b}}{\gamma} \left(\frac{K_d}{K_0 + K_d} \right)$$

برای محاسبه‌ی میزان مشارکت سختی میراگر ویسکوالاستیک در سختی جانبی سازه، از رابطه مقاله‌ی چانگ [۱۸] استفاده شده است. در گام‌های قبل تمام پارامترهای بکار رفته در این رابطه، به‌جز K_d محاسبه شده است. لذا این مقدار برابر است با:

$$\zeta = \frac{\eta_{v-b}}{\gamma} \left(\frac{K_d}{K_0 + K_d} \right) \rightarrow 0.12 = \frac{1/131}{\gamma} \left(\frac{k_d}{k_d + 2631} \right)$$

$$k_d = 1438 \text{ تن/متر}$$

ج) تعیین سختی میراگرهای ویسکوالاستیک (k_{v-b})

این سختی در واقع مقدار سختی جانبی است که به کل ساختمان در اثر اضافه شدن میراگر و بادبند اضافه می‌شود. بنابراین، سختی بادبند و میراگر در هر طبقه، به کمک این سختی محاسبه می‌شود. طبق آنچه در بخش ۵-۲-۲-۲ بیان شد، می‌توان مقدار k_d را با مقدار K_{v-b} یکسان در نظر گرفت.

$$K_{v-b_total} = 1438 \text{ تن/متر}$$

همان‌گونه که در گام سوم از بخش ۵-۳-۱ بیان شد، در هر طبقه از سازه ۴ میراگر وجود دارد. بنابراین در هر طبقه، سختی مجموعه‌ی میراگرها به‌صورت زیر قابل تبدیل است:

$$K_{v-b} = \frac{1438 \text{ تن/متر}}{4} = 359.5 \text{ تن/متر}$$

۵-۳-۱-۵ گام پنجم: تعیین سختی نهفته‌ی هر میراگرهای ویسکوالاستیک (k'_v)

سختی نهفته‌ی مستهلک‌کننده‌های ویسکوالاستیک با توجه به رابطه زیر، محاسبه می‌شود:

$$k_v = \frac{\left[\left(1 + \eta_v^2 \right) + \frac{k_b}{k'_v} \right] \left[1 + \eta_{v-b}^2 \right]}{\frac{k_b}{k'_v} \left(1 + \eta_v^2 \right)} k_{v-b} = \frac{\left[\left(1 + 1/2^2 \right) + 40 \right] \left[1 + 1/131^2 \right]}{40 \times \left(1 + 1/2^2 \right)} \times 359.5$$

$$k_v = 0.991 \times 359.5 = 356 \text{ تن/متر}$$

۵-۳-۱-۶ گام ششم: تعیین سختی مهاربندها (k_b)

از آنجایی که در گام دوم (۵-۳-۱-۲) مقدار سختی مهاربند به میراگر برابر با ۴۰ فرض شده است، داریم:

$$\frac{K_b}{K_v} = 40 \rightarrow K_b = 40 \times 356 = 14240 \text{ تن/متر}$$

۵-۳-۲ طراحی مهاربندهای حاوی میراگر ویسکوالاستیک

در این مرحله، با توجه به سختی بدست آمده برای بادبندهای حاوی میراگر، قابلیت اختصاص مقاطع مناسب به آن‌ها وجود دارد. از طرفی سختی مهاربند شون با استفاده از رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود. این رابطه بر اساس معادلات تحلیل سازه ارائه شده است.

$$K_b = (EA/L) \times \cos^2 \alpha$$

به دلیل آنکه طرز قرارگیری بادبندها به گونه ای است که به صورت شون (هشتی) در دهانه ها قرار می گیرند، طول افقی بادبندها برابر با طول نصف دهانه است. همچنین به دلیل وجود میراگر در بخش بالایی مهاربندها، به طور تقریبی حدود ۳۰ سانتی متر از طول قائم مهاربندها کاسته خواهد شد. بنابراین محاسبه سختی المان های مهاربندی با توجه به روابط زیر صورت می گیرد. شایان ذکر است در جهت اطمینان، در این محاسبات از طول بادبندهای طبقه اول استفاده شده است.

$$L = \sqrt{2^2 + 4/27^2} = 4/7 \text{ متر}, E = 2/1 \times 10^7 \text{ تن/مربع}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{4/27}{2} \right) = 64/9 \text{ درجه}$$

$$A = \frac{14240 \times 4/7}{2/1 \times 10^7} \times 10^4 = 37/87 \text{ سانتی متر مربع}$$

بنابراین استفاده از مقطع دابل ناودانی ۱۲۰ (2UNP120) با مساحت ۳۴ سانتی متر مربع، برای مهاربندهای حاوی میراگر بلامانع است.

۵-۳-۳ طراحی میراگرهای ویسکوالاستیک

۵-۳-۳-۱ تعیین مشخصات مصالح ویسکوالاستیک

انجام مطالعات تحلیلی و آزمایشگاهی بر روی مستهلک کننده های ویسکوالاستیک نشان می دهد که در این المان ها قابلیت کاهش نیروی زلزله در محدوده وسیعی از درجه حرارت محیطی وجود دارد. از طرف دیگر قرارگیری مستهلک کننده های ویسکوالاستیک درون سازه، مقاومت لرزه ای آن را افزایش می دهد. در نتیجه این میراگر مانع از ورود سازه به ناحیه غیرخطی می شود. بنابراین تقاضای شکل پذیری در سازه کاهش می یابد.

همان گونه که بیان شد، مشخصات فنی مستهلک کننده های ویسکوالاستیک عموماً توسط سه پارامتر G', G'', η_v بیان می گردد. این پارامترها و روابط بین آن ها در بخش های قبلی به طور کامل تعریف شده است.

در اولین گام از طراحی سازه با روش انرژی کرنشی، نوع مصالح ویسکوالاستیک تعیین شد. در طراحی سازه ی نمونه با میراگر ویسکوالاستیک، ماده ویسکوالاستیک با نام تجاری

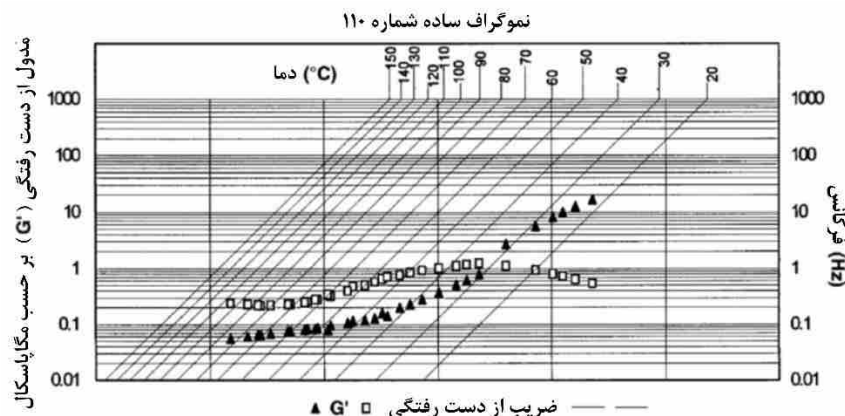
3MISD110 به‌عنوان مستهلک کننده معرفی شد. مشخصات فنی این ماده طبق روابط زیر تعیین می‌شود.

$$G' = e^{10/17443} \cdot T^{-3/10205} \cdot F^{0/475466}$$

$$\eta_v = 1/2 \quad \& \quad G' = G''/\eta$$

که در رابطه فوق T درجه حرارت به سانتی‌گراد و F فرکانس بارگذاری بر حسب Hz است. مشخصات فنی این ماده با فرض استفاده از آن در دمای 30° درجه سانتی‌گراد، فرکانس 0.1866 هرتز و کرنش 20% محاسبه شده‌است. برای این منظور با مراجعه به نمودارهای مشابه شکل ۵-۳۰، نتایج زیر را برای شرایط محیطی موجود برداشت می‌کنیم.

$$G'' = 0.641 \text{ Mpa}, \quad \eta_v = 1/2, \quad G' = 0.534 \text{ Mpa}$$



شکل ۵-۳۰ نمودار تعیین مشخصات مصالح ویسکوالاستیک.

۵-۳-۳-۲ تعیین ضخامت و سطح ماده ویسکوالاستیک

همان گونه که بیان شد، ضخامت ماده ویسکوالاستیک با توجه به حداکثر تغییر شکل مجاز آن محاسبه می‌گردد. در بخش ۳-۲-۳ از فصل سوم (جدول ۲-۱۹)، مقدار مجاز تغییر شکل نسبی (دریافت) طبقات مشخص شد. مطابق با این جدول برای سازه‌ی نمونه که سازه‌ای با ۶ طبقه ارتفاع، کاربری نوع سوم و پایه‌ی گیردار است، مقدار حداکثر جابجایی نسبی (دریافت) مجاز $h_{sx}(C_d/R)$ 0.15% است. همچنین، طبق نکات بررسی شده در بخش ۳-۱ برای سازه‌ی حاوی میراگر، مقدار $C_d/R = 1$ در نظر گرفته می‌شود. بنابراین حداکثر مقدار جابجایی مجاز طبقات به $1/5\%$ درصد ارتفاع آن‌ها محدود می‌شود. بیشترین مقدار مجاز تغییر مکان هر مستهلک کننده نیز بر اساس رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\Delta_{max} = 1/5\% \times 3/65 \text{ متر} \times \cos \theta$$

در رابطه فوق عدد ۳/۶۵ نمایشگر ارتفاع طبقه است. این ارتفاع در جهت اطمینان برابر کوتاه-ترین ارتفاع طبقه در بین طبقات قرار داده شده است. همچنین θ نشانگر زاویه بین مهاربندها با راستای افقی است [۱۸].

سانتی متر $\Delta_{max} = 1/5\% \times 365 \times \cos 60 = 5/475 \times 0/5 = 2/737$
با فرض اینکه مستهلک کننده در دمای ۳۰ درجه سانتی گراد بکار گرفته شود و حداکثر کرنش مجاز آن در این دما ۱۵۰٪ باشد، ضخامت این ماده به صورت زیر است:

$$h = \frac{2/737}{1/5} = 1/825 \text{ سانتی متر}$$

نهایتاً با فرض استفاده از دو لایه ماده ویسکوالاستیک، سطح آن به صورت ذیل محاسبه می شود:

$$A = \frac{k_v h}{n G'} = \frac{356 \times 1/825}{2 \times 0/534} = 60/33 \text{ سانتی متر مربع}$$

۵-۳-۳ تعیین ضریب استهلاک ماده ویسکوالاستیک (C)

پس از تعیین ابعاد و اندازه ی مصالح ویسکوالاستیک، ضریب استهلاک ماده ی ویسکوالاستیک محاسبه می شود. این ضریب هنگام معرفی المان میراگر، به طور مستقیم به نرم افزار معرفی می شود. ضریب استهلاک ماده ویسکوالاستیک به ابعاد ماده ویسکوالاستیک، مدول اتلاف و فرکانس بارگذاری وابسته است و از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$C = \frac{K_{Linear}}{\omega} \quad \& \quad K_{Linear} = \frac{G'' A}{h}$$

شایان ذکر است که رابطه بالا تنها برای سازه تحت بارگذاری هارمونیک قابل استفاده است. البته این روابط برای حالتی که محدوده فرکانسی بار وارده از وسعت کمی برخوردار باشد، قابلیت استفاده دارند. معمولاً در بارگذاری زلزله، از فرکانس غالب زلزله جهت اختصاص بار استفاده می شود. اما شرایط بحرانی زمانی اتفاق می افتد که فرکانس غالب زلزله نزدیک به فرکانس طبیعی سازه شود. این مسئله باعث ایجاد تشدید در سازه می شود.

برای محاسبه ی میزان فرکانس طبیعی سیستم می توان از سختی و جرم محاسبه شده سازه در بخش های قبلی و یا از نتایج نرم افزار استفاده کرد.

اگر به شکل ۵-۳۱ مراجعه شود، مقدار پریود و فرکانس سیستم برای مودهای اول تا دوازدهم قابل مشاهده است. این پارامترها با استفاده از آنالیز مودال سازه ی اولیه ی بدون میراگر، محاسبه شده است.

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0.942331	1.06119770...	6.66770183...	44.4582477...
MODAL	Mode	2	0.920157	1.08677091...	6.82838307...	46.6268153...
MODAL	Mode	3	0.897117	1.11488138...	7.00374968...	49.0525096...
MODAL	Mode	4	0.347339	2.87903290...	18.0894972...	327.229910...
MODAL	Mode	5	0.3417	2.92654028...	18.3879949...	338.118356...
MODAL	Mode	6	0.333867	2.99520036...	18.8193969...	354.169777...
MODAL	Mode	7	0.219103	4.56405434...	28.6767992...	822.358812...
MODAL	Mode	8	0.215772	4.63451817...	29.1195365...	847.947407...
MODAL	Mode	9	0.211058	4.73803827...	29.7699724...	886.251259...
MODAL	Mode	10	0.153695	6.50640378...	40.8809406...	1671.25130...
MODAL	Mode	11	0.15215	6.57244617...	41.2958972...	1705.35112...
MODAL	Mode	12	0.149573	6.68569587...	42.0074660...	1764.62720...

شکل ۵-۳۱ میزان فرکانس سازه تحت آنالیز مودال.

همان‌گونه که بیان شد، علاوه بر آنالیز مودال سازه‌ی پایه، روش دیگری برای محاسبه‌ی فرکانس سازه وجود دارد. در این روش بر اساس مقدار سختی و جرم محاسبه شده در قسمت-های قبل، فرکانس طبیعی تقریبی سیستم محاسبه می‌شود. البته باید در نظر داشت که جرم سازه در بخش ۲-۴ بر حسب تن محاسبه شده است، اما مقدار بار وارده مطابق شکل ۵-۲۹ بر حسب tonf است. از آنجایی که tonf از لحاظ ابعادی معادل تن در متر بر مجذور ثانیه است؛ داریم:

$$w_n = \sqrt{k/m} = \sqrt{k_0/m} = \frac{\sqrt{2631((\frac{ton.m}{s^2})/m)}}{\sqrt{2522(ton)}} = 1/0.21 \text{ هرتز}$$

بنابراین، مقدار فرکانس سازه به طور تقریبی برابر ۱/۰۲۱ هرتز منظور می‌شود.

$$C = \frac{K_{Linear}}{\omega} \rightarrow K_{Linear} = \frac{G''A}{h}$$

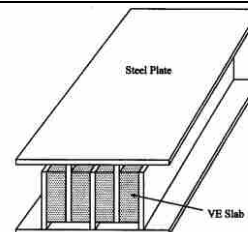
$$K_{Linear} = \frac{G''A}{h} = \frac{0.641 \times 100 \times 60.8/33}{1/825} = 21366/6 \text{ N/cm}$$

$$C = \frac{K_{Linear}}{\omega} = \frac{21366/6}{3/2} = 20927 \frac{N.s}{cm} = 212/32 \frac{ton.s}{m}$$

نهایتاً مشخصات میراگر مطابق جدول ۵-۲ تعیین می‌شود:

جدول ۲-۵ مشخصات طراحی شده برای میراگرهای ویسکوز.

ضریب میرایی	ضخامت	ابعاد	حداقل مساحت	تعداد لایه ها
$\frac{213/32}{m}$ $\frac{ton.s}{m}$	۱/۸۲۵ cm	۳۵×۱۵	۵۱۷cm ²	۲

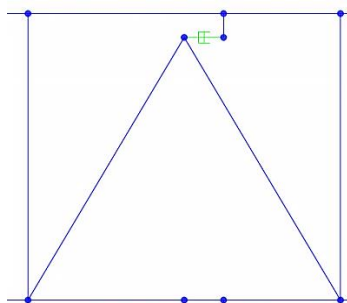


۴-۳-۵ مدل سازی میراگر ویسکوالاستیک در نرم افزار SAP

پیش از مدل سازی میراگرها در نرم افزار SAP باید آن ها را در محل های از پیش تعیین شده ترسیم کنیم. برای ترسیم میراگرها در سازه ی نمونه، ابتدا باید نقاط کمکی در دهانه های B-C و D-E در قاب های ۱ و ۴ ترسیم شوند. برای ترسیم مهاربندهای حاوی میراگر، حداقل به سه نقطه ی کمکی احتیاج است. اولین نقطه باید به اندازه ۳۰ سانتی متر پایین تر از میانه ی طبقه ترسیم شود (این اندازه بر مبنای نیازهای طراحی و محاسبات طراح تعیین می گردد). دو نقطه ی دیگر با خروج از مرکزیتی مشخص نسبت به میانه ی دهانه (مثلاً ۵۰ سانتی متر) یکی روی طبقه و دیگری با اختلاف ارتفاعی برابر با نقطه ی اول ترسیم می شوند. برای مثال در سازه ی نمونه نقطه ی اول در قاب با دهانه ی ۴ متری با کلیک روی گوشه ی سمت چپ قاب و اختصاص اطلاعات شکل ۳۲-۵ ترسیم می شود. نهایتاً نقاط کمکی طبق شکل ۳۳-۵ ترسیم می شوند.

Properties of Object	
Offset X	2.
Offset Y	0.
Offset Z	-0.3

شکل ۳۲-۵ ترسیم نقطه ی کمکی در میانه ی قاب.



شکل ۳۳-۵ نقاط کمکی ترسیم شده برای ترسیم مهاربندهای حاوی میراگر.

در گام بعد، با استفاده از سه نقطه احاطه کننده می‌هاربند و بخش مربوط به ترسیم می‌هاربند در نرم‌افزار، می‌هاربندهای سازه‌ی نمونه با مقاطع محاسبه شده در ۵-۳-۲ ترسیم می‌شوند. پس از ترسیم می‌هاربندها باید المان قائم متصل کننده‌ی قاب به میراگر ترسیم شود. این المان باید به نحوی مدل شود که سیستم استهلاکی پایدار بماند. بنابراین با اتصال صلب به میراگر و قاب متصل می‌شود. به علاوه، این عضو نباید تأثیری بر روند استهلاک نیرو بگذارد، بنابراین ابعاد آن باید به صورتی باشد که در جریان استهلاک نیرو الاستیک باقی بماند. بنابراین در بخش تعریف مقاطع جنس این المان از مصالح فولادی و مشخصات آن به نحوی است که اثری بر نتایج نداشته باشد.

نهایتاً باید المان‌های میراگر ترسیم شوند. برای این کار از منوی Draw با انتخاب Draw 2 joint link میراگرها بین دو نقطه‌ی کمکی، ترسیم می‌شوند.

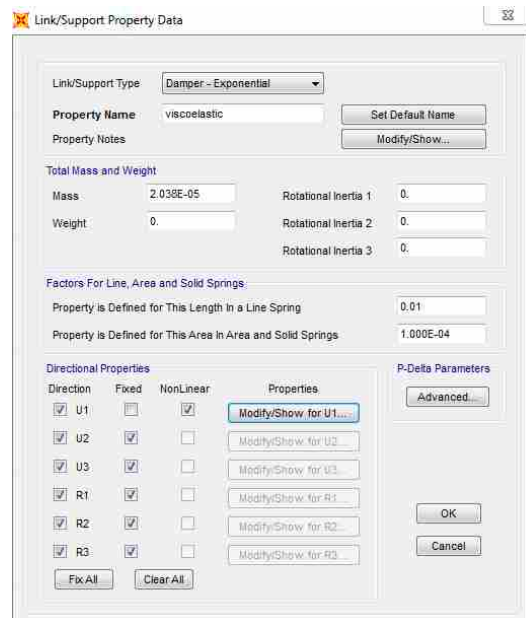
۵-۳-۴ نحوه مدل‌سازی و مقداردهی به میراگرها در نرم‌افزار

برای تبیین رفتار ویسکوالاستیک میراگرها در نرم‌افزار SAP، از مدل‌های تعریف شده در بخش ۴-۲-۳ استفاده می‌شود. در بخش ۴-۳-۵ فصل قبل، نحوه‌ی کاربرد این مدل‌ها برای تبیین رفتار میراگرهای ویسکوز تشریح گردید. در این فصل با استفاده از این مدل‌ها به شبیه‌سازی رفتار میراگر ویسکوالاستیک می‌پردازیم. در مدل‌سازی میراگر ویسکوز ضریب سختی در حالت خطی برابر صفر و در حالت غیرخطی برابر عددی نسبتاً بزرگ در نظر گرفته می‌شود (در حالت غیرخطی سختی برای آن در نظر گرفته نمی‌شود). اما برخلاف میراگر ویسکوز در تبیین رفتار میراگر ویسکوالاستیک، در همه حالات سختی وجود دارد. بنابراین در حالت خطی و غیرخطی باید ضریب سختی در نرم‌افزار وارد شود.

همان‌گونه که در بخش ۴-۳-۵ بیان شد، سختی حالت خطی میراگر در آنالیزهای خطی مانند آنالیز مودال استفاده می‌شود. بنابراین در حالت خطی فنر و میراگر موازی، و در حالت غیرخطی سری مدل می‌شوند. همچنین جرم میراگرها برابر با ۰/۰۰۲ نیوتن مجذور ثانیه بر سانتی‌متر فرض شده و به عنوان مشخصات میراگر به نرم‌افزار وارد می‌شود.

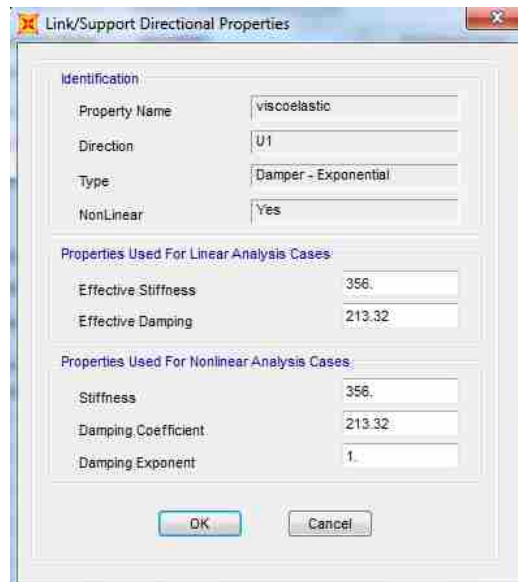
$$m = 0.002 \frac{N \cdot Sec^2}{Cm} = 2.038 \times 10^{-5} \frac{Tonf \cdot Sec^2}{m}$$

نهایتاً برای اختصاص مشخصات میراگرها، در هر مرحله میراگرهای مشابه انتخاب می‌شوند. پس از آن، مطابق شکل ۵-۳۴ با مراجعه به بخش Link/support properties در تب Assign اطلاعات متعلق به هر دسته میراگر اختصاص می‌یابد.



شکل ۵-۳۴ معرفی مشخصات میراگرهای ویسکوالاستیک به نرم افزار

مطابق شکل ۵-۳۵، در همین صفحه با انتخاب بخش Modify/show for U1 مقادیر سختی و ضریب میرایی وارد می شود.



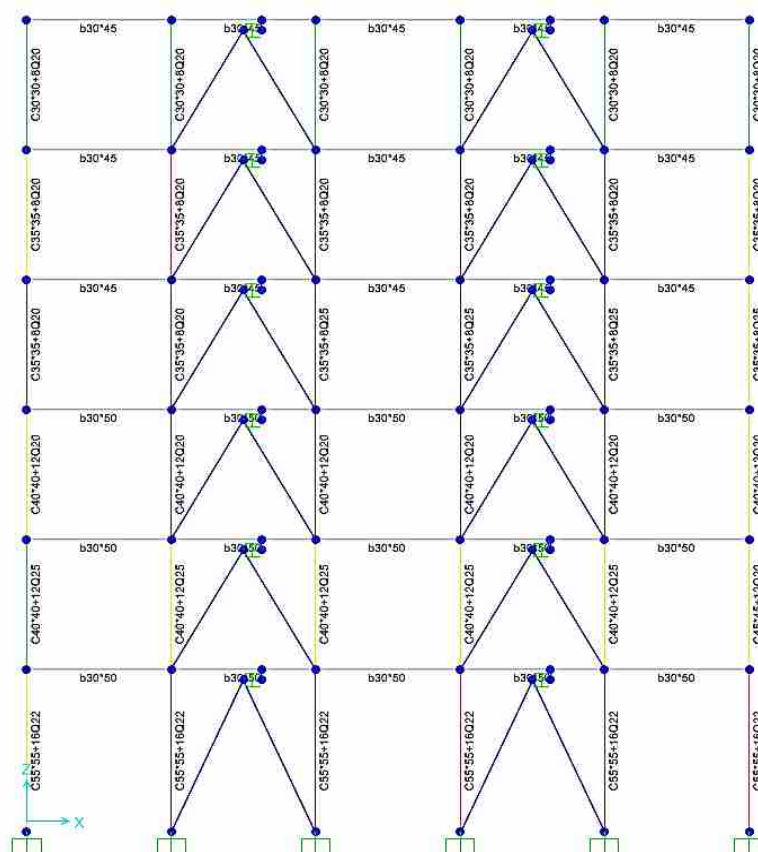
شکل ۵-۳۵ معرفی مشخصات میراگرهای ویسکوالاستیک به نرم افزار SAP

۵-۳-۴ در نظرگیری نیروی جانبی در سازه

برای در نظرگیری نیروی جانبی در سازه حاوی میراگر ویسکوالاستیک، باید از روش‌های بیان‌شده در بخش ۳-۱-۳ استفاده شود. در صورت استفاده از روش تاریخچه زمانی، باید حتماً تعداد شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده بیشتر از حداقل تعداد شتاب‌نگاشت‌های مشخص‌شده در آیین‌نامه باشد. در این کتاب برای طراحی سازه نمونه حاوی میراگر ویسکوالاستیک، از نیروی برشی محاسبه‌شده در قسمت قبلی بدون لحاظ ضریب 0.43 استفاده شده است.

۵-۳-۵ گزارش نتایج

پس از آنالیز و طراحی سازه نمونه، مقاطع سازه‌ای مشخص‌شده و نتایج طراحی قابل‌دسترسی است. در بخش زیر (شکل ۵-۳۶) ابعاد و مشخصات مقاطع قاب شماره ۱ نمایش داده‌شده است. در فصل انتهایی کتاب، سایر ویژگی‌های سازه و عملکرد میراگرها تحت زلزله، بررسی شده است.



شکل ۵-۳۶ گزارش وضعیت مقاطع قاب شماره ۱ سازه حاوی میراگر ویسکوالاستیک.

فصل ۶

مدل سازی و طراحی با میراگر

اصطکاک

یکی دیگر از ابزارهای کنترلی که در فصل اول معرفی شد، ابزار میراکننده‌ی اصطکاک است. میراگرهایی که تاکنون معرفی شدند رفتاری وابسته به سرعت داشتند. میراگرهای اصطکاک برخلاف آن‌ها وابسته به جابجایی ایجادشده در دو سر میراگر هستند. در این فصل ابتدا خواص این ابزار کارآمد و مدرن بررسی شده و سپس روش‌های مدل سازی و طراحی آن در نرم افزارهای ساختمانی مثل SAP مورد بحث قرار می گیرد. نهایتاً در انتهای کتاب تأثیر این ابزار بر عملکرد سازه بررسی شده و بهبود رفتار سازه‌ی حاوی میراگر بررسی خواهد شد.

پیش از بررسی میراگرهای اصطکاک و اندرکنش این ابزار با سازه‌ی ساختمانی، بهتر است تا اندکی در رابطه با خود اصطکاک و قوانینی که بر آن حاکم است، صحبت کنیم. طبیعتاً شناخت اصطکاک، تأثیر به سزایی در شناخت میراگرهای اصطکاک و طریقه‌ی عملکرد آن در سازه دارد.

۶-۱ اصطکاک و قوانین حاکم

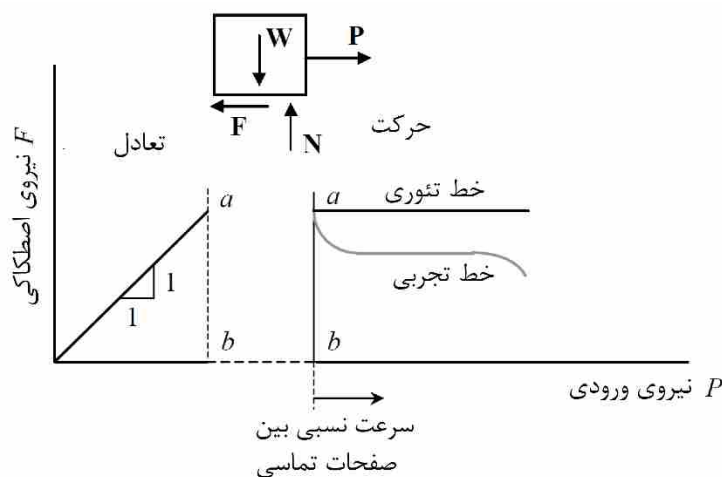
برای کاهش آسیب‌های سازه‌ای در طول اختلالات محیطی، حالت‌های متفاوتی از اصطکاک قابلیت بکارگیری دارد. تمام ابزاری که در این فصل مورد بحث قرار می گیرند، از اصطکاک لغزشی صفحات جامد برای استهلاک انرژی استفاده می کنند. بنابراین در میراگرهای اصطکاک، نیروی مماسی مورد نیاز با لغزش یک صفحه روی سطح صفحه‌ی دیگر ایجاد می شود. در این عملکرد اصطکاک تمایل بر آن است که صفحات بیان شده در حین کارکرد خشک بمانند. بنابراین تمایلی به روغن کاری بین صفحات وجود ندارد [۱۱].

بر این مبنا، تاکنون قواعد پایه‌ای برحسب اصطکاک خشک، لغزشی و جامد بیان شده است. منابع متعددی برای بیان جزئیات بیشتر در این زمینه وجود دارد. از این دسته می توان

به مقالات تابور^۱ (۱۹۸۱)، لارسن-باس^۲ (۱۹۹۲)، و کتب کلاسیک بودن و تابور^۳ (۱۹۵۰)، (۱۹۶۴) اشاره کرد [۱۱].

۶-۱-۱ اصطکاک خشک

نیروی اصطکاک نقش بسزایی در استهلاک انرژی و کاهش آسیب‌های سازه‌ای در طول رخداد زلزله ایفا می‌کند. شکل ۱-۶ نیروهای اصلی وارده بر جسمی آزاد در حین لغزش اصطکاکی را نشان می‌دهد. این نیروها شامل اصطکاک خشک ناشی از وزن لغزشی افقی در صفحه لغزش هستند. مؤلفه F نشان‌دهنده نیروی اصطکاکی بین جسم با وزن W و صفحه لغزش است. به علاوه مؤلفه N در شکل ۱-۶ نیروی قائم یا پیش‌تنیدگی را نشان می‌دهد. مؤلفه P نیروی اعمالی خارجی بر جسم موردنظر است. نیروی اصطکاکی F همواره برخلاف جهت لغزش یا حرکت نسبی بین اجسام رخمون پیدا می‌کند. علاوه بر این، مطابق شکل ۱-۶ نیروی اصطکاک ایستایی، با افزایش نیروی P افزایش می‌یابد. به عبارت دیگر، نیروی اصطکاک ایستایی، حداقل نیروی موردنیاز برای برقراری تعادل یا جلوگیری از حرکت نسبی بین اجسام است. با آغاز لغزش، نیروی F تقریباً ثابت می‌شود. همان‌گونه که شکل ۱-۶ نشان می‌دهد، برای ساده-سازی مسئله (به صورت تئوری) می‌توان از اثرات سرعت چشم‌پوشی کرد و نیروی اصطکاکی را به صورت خطی افقی فرض نمود [۲۰].



شکل ۱-۶ رابطه‌ی بین نیروی اصطکاک-نیروی خارجی وارده [۲۰].

¹ Tabor

² Larsen-Basse

³ Bowden and Tabor

۶-۱-۱ ضوابط حاکم بر اصطکاک

مطالعات علمی بر روی اصطکاک خشک، تاریخچه‌ای طولانی دارد و به مطالعات داوینسی^۱، آمونتونس^۲، و کلمب^۳ بازمی‌گردد. مبنای تئوری آن‌ها، به فرایض ذیل وابسته است. این فرضیات از آزمایش‌های فیزیکی صفحات لغزشی بر بلوک‌های تخت استنباط شده‌اند [۲۰].

- تا زمانی که نیروی قائم ثابت بماند، نیروی اصطکاکی حداکثر مستقل از سطح تماس ایجاد می‌شود.
- در صورتی که فشار یکنواخت توزیع شود، نیروی اصطکاکی حداکثر، متناسب با نیروی قائم کلی (این نیرو در سراسر صفحه اعمال می‌شود) ایجاد می‌شود.
- حداکثر مقدار نیروی اصطکاکی ایستایی، بزرگ‌تر از نیروی اصطکاکی جنبشی است.
- در مواردی که لغزش در سرعت‌های نسبی پایین رخ می‌دهد، نیروی اصطکاکی مستقل از سرعت قلمداد می‌شود.

۶-۱-۲ قانون کلمب برای اصطکاک خشک

هنگامی که حرکت بین دو صفحه در شرف وقوع باشد، حداکثر نیروی اصطکاکی ایستایی موجود، با پارامتر F_{max} نشان داده می‌شود. ضریب اصطکاک ایستایی، μ ، به صورت نسبت مطلق حداکثر نیروی اصطکاکی ایستایی، F_{max} ، به مقدار نیروی قائم وارده، N ، بین دو صفحه موجود، تعریف می‌شود [۲۰].

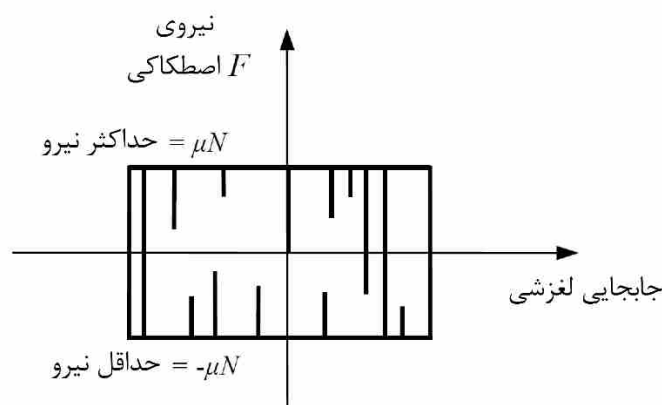
$$\mu = \frac{|F_{max}|}{N}$$

معادله فوق در فرم ریاضی، به صورت رابطه‌ی کلمب برای اصطکاک خشک تعریف می‌شود. در مواقعی که نوسانات لغزشی قریب‌الوقوع باشد، با مشاهده‌ی افزایش ضریب اصطکاک، ضرایب اصطکاکی جداگانه‌ی ایستایی μ_s و جنبشی μ_k معرفی می‌شود. برای اصطکاک خشک حلقه‌های هیستریک تئوری مطابق شکل ۶-۲ قابل مشاهده هستند. بر اساس رابطه فوق حداکثر و حداقل مقدار نیروی اصطکاکی به ترتیب با μN و $-\mu N$ نشان داده می‌شود. در برخی موارد مقادیر متفاوتی برای دو محدوده‌ی بالا در نظر گرفته می‌شود [۲۰].

¹ Da Vinci

² Amontons

³ Coulomb



شکل ۶-۲ حلقه‌های هیسترتیک مستطیلی، شمای تیپیکال اصطکاک خشک کلمب [۲۰].

به‌منظور عمومی کردن این تئوری باید محدودیت‌هایی مثل توزیع غیریکنواخت یا خارج از صفحه‌ای، به حدود بی‌نهایت انتزاع می‌یابند. بنابراین برای عمومی‌سازی معادله قبل، نیروی برشی صفحات بجای حداکثر نیروی اصطکاکی ایستایی، به شکل زیر جایگزین می‌شود [۲۰]:

$$\mu = \frac{(\tau_t)_{max}}{\sigma}$$

در این رابطه پارامترهای $(\tau_t)_{max}$ و σ ، به ترتیب حداکثر تنش برشی و تنش قائم را نشان می‌دهند. این معادله بر انتشار غیریکنواخت پارامترهای τ_t و σ در بین صفحات دلالت دارد. همچنین این رابطه برای تعیین تنش تماسی اسمی که اغلب برای طراحی احتیاج است، کاربرد دارد. قابل توجه است که اگر از این رابطه بر روی سطح تماسی صفحات انتگرال بگیریم، به رابطه‌ی آشنای اصطکاک که پیش‌تر بیان شد می‌رسیم [۲۰].

نظریه‌ی اصطکاکی کلمب، تئوری پایه‌ی اغلب تحقیقات صورت گرفته بر روی میراگرهای اصطکاکی است. اگرچه باید تأکید کرد که پردازش اصطکاکی به‌ندرت تا این اندازه ساده است. اگر مقدار ضریب اصطکاکی (μ) از روابط کلمب حاصل شود، برای هر دو صفحه‌ی تماسی ثابت منظور خواهد شد. اما در عمل تئوری کلمب تنها تقریبی از مقدار واقعی است. بنابراین، فرض مقدار ثابت برای ضریب اصطکاکی (μ)، فرضی تقریبی است. در رابطه کلمب، ضریب اصطکاکی (μ) در هر لحظه تنها به جنس مصالح وابسته است، اما شرایط صفحه‌ی لغزش در آن لحظه بر مقدار آن تأثیرگذار است [۲۰].

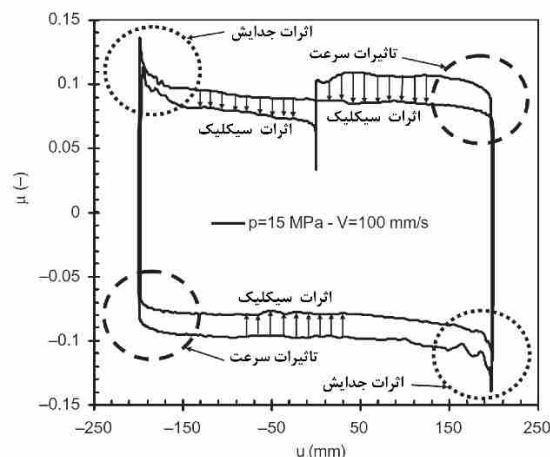
فرآیندهای شیمیایی و فیزیکی زیادی بر عملکرد اصطکاکی تأثیر می‌گذارند. بنابراین، با گذر زمان ضریب اصطکاک درون صفحه‌ای به‌شدت تغییر می‌کند. این رفتار در صفحات اصطکاکی فلزی مشابه، به‌طور محسوس دیده می‌شود [۲۰].

با گذر زمان برای تبیین رفتار حقیقی صفحات اصطکاکی آزمایش‌های زیادی بر روی آن‌ها صورت گرفته است. به عنوان نتیجه‌ی اغلب این آزمایش‌ها، اصلاحات زیر بر روی قوانین حاکم بر اصطکاک پیشنهاد شده است [۲۰]:

- برای فشارهای بسیار پایین و یا بسیار بالا، ضریب اصطکاک ایستایی افزایش می‌یابد. فشارهایی بالا قلمداد می‌شوند که تغییر شکل‌های بیش از حد ایجاد می‌کنند.
 - برای سرعت‌های نسبی بسیار پایین، ضریب اصطکاک جنبشی افزایش می‌یابد و برابر ضریب اصطکاک ایستایی (بدون ناپیوستگی ریاضیاتی) می‌شود.
 - برای سرعت‌های بالا، ضریب اصطکاک جنبشی به شدت کاهش می‌یابد.
 - تغییرات معمولی دما، تأثیر خاصی بر ضریب اصطکاک ایجاد نمی‌کند.
- قوانین حاکم بر اصطکاک در صفحات روغن کاری شده، با قوانین حاکم بر صفحات خشک متفاوت است. در صفحات خشک نیروی اصطکاکی به فشار قائم وارده، نوع مصالح و شیار روی صفحات وابسته است. در صورتی که در صفحات روغن کاری شده، نیروی اصطکاکی تنها به لزجت مایع میانی وابسته است [۲۰].

۳-۱-۱-۶ نظریات مکمل نظریه کلمب بر اساس شواهد تجربی

تاکنون آزمایش‌های متعددی رفتار دقیق ابزار استهلاک انرژی را مورد بررسی قرار داده است. نتایج این آزمایش‌ها به صورت سیکل‌های هیسترتیک (مطابق شکل ۳-۶) گزارش شده است. مطابق شکل بین حالت واقعی و تئوری کلمب (شکل ۲-۶)، تفاوت چشم‌گیری وجود دارد.



شکل ۳-۶ حلقه‌های جابجایی-ضریب اصطکاک تجربی (واقعی) [۲۱].

آنالیز شکل حلقه‌های نیرو-جابجایی ابزار تحت آزمایش، چهار اثر عمده‌ی زیر را مسبب انحراف از مدل تئوریک کلمب بیان می‌کند:

ا) بارمحوری قائم

با افزایش نیروی قائم وارده به صفحات، مقدار ضریب اصطکاک کاهش می‌یابد [۲۱]. البته منظور از ضریب اصطکاک، پارامتر μ است و تغییرات این ضریب با تغییرات نیروی اصطکاکی F متفاوت است (افزایش بارمحوری قائم، باعث افزایش نیروی اصطکاکی می‌شود).

ب) اثرات چرخش سیکلی

اثرات سیکلی به صورت کاهش پیوسته ضریب اصطکاک با افزایش تکرار سیکل‌ها رخنمون می‌یابد. مقدار این کاهش برای آزمایش‌های با سرعت بالا شدیدتر است. نمودار شکل ۶-۳ نشان می‌دهد که حلقه‌ی هیسترتیک دوم باریک‌تر از اولین حلقه است. این مسئله تنزل ضریب اصطکاک با افزایش مسیر پیموده شده را نشان می‌دهد [۲۱].

ج) اثرات سرعت

اثرات سرعت بر ضریب اصطکاک، با ایجاد تغییر در سرعت حرکت اندازه‌گیری می‌شود. نتایج تجربی نشان می‌دهد که افزایش ضریب اصطکاک با تغییر سرعت در حدود ۲۵ درصد است. مطابق دایره‌های نقطه‌چین در شکل ۶-۳، حساسیت μ به سرعت در گرد شدگی شکل حلقه‌ها مشاهده می‌شود. این گرد شدگی در محل‌هایی نزدیک به محل حداکثر جابجایی رخ می‌دهد. در این نواحی، به علت وجود نیروی سینوسی، سرعت کاهش می‌یابد و کاهش نیرو، افت پیوسته‌ی ضریب اصطکاک را القا می‌کند [۲۱].

د) اثر جدایش

اثر جدایش (از جا کندگی) با افزایش ناگهانی ضریب اصطکاک در آغاز یا در وارونگی جریان حرکت آشکار می‌گردد. این پدیده اولین بار در شروع حرکت لغزشی بروز کرده و در هر وارونگی حرکتی آشکار می‌شود. بنابراین، آغاز حرکت با افزایش ناگهانی ضریب اصطکاک همراه است. این ضریب به درستی به عنوان ضریب اصطکاک جدایشی معرفی می‌شود. البته این ضریب با عنوان ضریب اصطکاک استاتیکی (ایستایی) نیز شناخته می‌شود. این نام برای ایجاد تمایز از ضریب اصطکاک لغزشی (جنبشی) بیان شده است. همان‌گونه که بیان شد، علاوه بر آغاز لغزش، در هر وارونگی حرکتی افزایش ناگهانی اصطکاک دیده می‌شود. وارونگی حرکتی عموماً با عنوان امتداد-لغزش^۱ گزارش می‌شود. این فرآیند متناسب با افزایش کوتاه‌مدت نیروی اصطکاکی است و با یک افت سریع همراه است. در هر دو حالت (آغاز حرکت و وارونگی حرکتی)، تکان‌های آنی

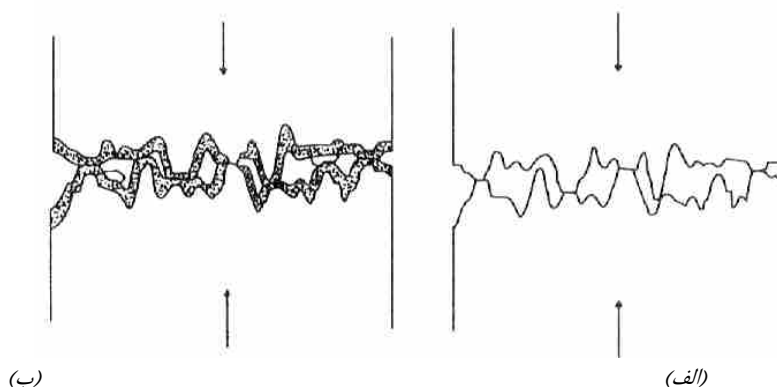
¹ Stick-slip

صفحات و برانگیختگی شتاب دار^۱ چشم گیر خواهد بود. اثرات جدایش به صورت دایره های نقطه-چین در شکل ۴-۶، مشاهده می گردد. این اثرات بدون در نظر گیری فشار اعمالی و سرعت لغزشی هستند [۲۱].

اثرات عوامل مذکور با انجام آزمایش روی ابزار اصطکاکی مشخص قابل بررسی خواهند بود. تاکنون برای بررسی هر اثر، تحقیقات زیادی صورت گرفته است و مدل های زیادی برای تبیین آن ها به وجود آمده است. علاوه بر این عوامل، عامل دیگری وجود دارد که نقش بسزایی در اصطکاک موجود بین صفحات خشک ایفا می کند. این عامل به علت وجود ناصافی های سطح صفحات ایجاد می شود. این عامل در بخش زیر به طور مفصل مورد بحث قرار گرفته است.

۴-۱-۱-۶ سطح تماسی واقعی^۲

در این قسمت، یکی از کلیدی ترین جنبه های موثر بر پدیده ی اصطکاک در نظر گرفته شده است. نوین ترین تئوری های اصطکاک خشک بر شناخت سطح تماس واقعی و اثرات آن تمرکز نموده اند [۱۱]، [۲۰]. بررسی های دقیق و میکروسکوپی صفحات طبیعی و مصنوعی نشان می دهد که این صفحات صاف نیستند و نامنظمی هایی (شامل موج و زبری) بر روی سطح آن ها وجود دارد. این نامنظمی ها معمولاً در محدوده ی وسیعی مشاهده می شود. نتیجه ی توپوگرافی-های اولیه و مشخصات تغییرشکلی سطح صفحات مذکور در شکل ۴-۶ مشاهده می شود. خواص ناشی از سطح واقعی صفحات، هنگام اندرکنش زبری صفحات متقابل بروز می کند [۱۱]، [۲۰].



شکل ۴-۶ (الف) صفحه ی تمیز فلزی (ب) صفحه ی فلزی با نواری از اکسید و سایر ذرات [۲۰].

¹ acceleration impulses

² True Contact Surface

این طرح نشان می‌دهد که سطح تماس واقعی موجود بین صفحات تماسی متقابل، تفاوت فراوانی با سطح تماسی ظاهری آن‌ها دارد. محققان دریافته‌اند که تنوع موجود در بین مدل‌های توپوگرافی (شامل مخروطی، هرمی و نیم‌کره‌ای)، تحت تغییرشکل‌های الاستیک و پلاستیک سطح تماسی واقعی را ایجاد می‌کند. سطح تماس واقعی صفحات تقریباً متناسب با نیروی قائم اعمال شده بر آن‌ها است. البته این مسئله جزو توافقات کلی تئوری کلمب است. در هر حال، واضح است که جزئیات مورد بررسی رفتار اصطکاکی، باید بجای صفحه‌ای ایده‌آل صاف، برای نامنظمی حقیقی صفحه بکار گرفته شود [۱۱]، [۲۰].

اگر در صفحات فلزی متقابل، بجای سطح تماسی ایده‌آل صاف، سطح واقعی آن‌ها در نظر گرفته شود، وجود چسبندگی در سراسر قسمت داخلی صفحات سبب تولید ضریب اصطکاک بزرگ‌تر از یک می‌شود ($\mu > 1$). در صفحات فلزی تمیز مقدار چسبندگی اولیه شدید است. نمایی شماتیک از صفحات فلزی تمیز در شکل ۴-۶ (الف)، مشاهده می‌شود. معمولاً در اغلب ابزارهای مهندسی، نوار سطحی شامل ذراتی از این قبیل اکسید فلز، پوششی روی سطح مورد بررسی ایجاد می‌کند. تحت شرایط اتمسفری (معمولاً همین شرایط بر ابزار کنترلی حاکم است)، لایه‌های اکسید به راحتی ایجاد می‌شوند و معمولاً از چسبندگی صفحات جلوگیری می‌کنند [۱۱]، [۲۰]. شکل ۴-۶ (ب)، پوشش ایجاد شده روی صفحه فلزی تحت بررسی را نشان می‌دهد.

امروزه تئوری‌های نوین دیگری برای تبیین رفتار اصطکاکی صفحات فلزی بیان شده است. به عنوان مثال، تغییرشکل‌های موضعی ایجاد شده در جوار صفحات فلزی تأثیر چشم‌گیری بر رفتار اصطکاکی آن‌ها دارد. این تغییرشکل‌ها شامل پاسخ‌های الاستیک، الاستوپلاستیک، و احتمالاً ویسکوپلاستیک بر جستگی‌ها، لایه‌های سطحی، سایر ذرات روی لایه، و زیرلایه می‌شود. این مسئله می‌تواند به عنوان زنجیره‌ای مکانیکی در نظر گرفته شود. اگرچه مطابق شکل ۴-۶ هندسه‌ی مورد بررسی در حال حاضر کاملاً پیچیده است. به علاوه، شکست ترد یا شکل‌پذیر نوارهای اکسید شده، تأثیر چشم‌گیری بر مقاومت اصطکاکی صفحات تماسی (ناشی از قرارگیری فلز روی فلز) دارد. بنابراین، آنالیز هم‌زمان تمامی این فاکتورها بسیار دشوار خواهد بود. به همین دلیل در تئوری‌های پیشنهادی ساده‌سازی‌هایی روی ساختار و هندسه‌ی صفحات صورت گرفته است [۱۱]، [۲۰].

روش‌های نوین مکانیکی معرفی شده برای تبیین رفتار اصطکاک جامدات، باعث اصلاح کیفی این فرآیند شده است. با وجود عدم قطعیت‌های موجود در رفتار واقعی اصطکاکی صفحات خشک، در حال حاضر روابط معرفی شده توسط کلمب بهترین گزینه تأیید شده برای طراحی و مدل‌سازی سازه‌های مجهز به تجهیزات اصطکاکی هستند.

۶-۱-۲ اثرات محیطی

انرژی مستهلک شده در حین لغزش، باعث افزایش گرمای موضعی مصالح سازنده‌ی صفحه می‌شود. اثرات حرارتی ایجاد شده پاسخ اصطکاکی میراگر را با نرم کردن مصالح یا افزایش اکسیداسیون تغییر می‌دهد. البته در انواع سیستم‌های لغزشی معمولی که درون میراگرهای اصطکاکی قرار می‌گیرند، به ندرت تغییرات کوچک نسبی دمای محیط پاسخ سیستم را تحت الشعاع قرار می‌دهد [۱۱].

در سیستم‌های لغزشی، بیشترین نگرانی موجود به فرآیندهای فیزیکوشیمیایی مربوط می‌شود. معمولاً این فرآیند توسط رطوبت موجود در اتمسفر و یا سایر آلودگی‌های محیطی ایجاد می‌شود و در ناحیه‌ی سطحی صفحات رخ می‌دهد. در نتیجه باعث تغییر خواص فیزیکی و شیمیایی صفحات شده و در پی آن تأثیر قابل توجهی بر پاسخ‌های اصطکاکی ابزار ایجاد می‌کند. امروزه تأثیر تشکیل لایه‌های اکسید شده بر رفتار اصطکاکی و یا سنجش صفحات فلزی در معرض هوا در دست تحقیق و بررسی است [۱۱].

یکی دیگر از مشکلات پیشرو در شرایط محیطی نامساعد، ایجاد خوردگی است. پدیده‌ی خوردگی در دو صفحه‌ی فلزی و درز میانی آن‌ها ایجاد می‌شود. در گذشته، هندسه و وضعیت قرارگیری صفحات اهمیت ویژه‌ای داشت. صفحه‌ای که در معرض شرایط محیطی مثل اکسایش قرار می‌گرفت، از نوع کاتدی تعریف می‌شد و ناحیه‌ای که دسترسی کمتری داشت و اکسایش کمتری بدان می‌رسید، از نوع آنودی و با قابلیت خوردگی تعریف می‌شد. به عبارت دیگر، در شرایط نامساعد محیطی خوردگی صفحات فلزی بستگی به موقعیت قرارگیری آن‌ها (شامل تماس الکتریکی مستقیم بین دو فلز غیر متشابه) دارد. برای مثال هنگامی که فولاد نرمه در تماس با مس و برنج قرار گیرد، نرخ خوردگی آن شدیداً افزایش می‌یابد [۱۱].

۶-۲ ساختمان تشکیل دهنده میراگرهای اصطکاکی

۶-۲-۱ فلسفه‌ی پیدایش ابزار میراکننده‌ی اصطکاکی

در این فصل تمرکز بر روی میراگرهایی است که از مکانیزم اصطکاک خشک برای دستیابی به استهلاک انرژی استفاده می‌کنند. بنابراین اصطکاک مورد انتظار، بر اثر لغزش دو صفحه نسبت به یکدیگر ایجاد می‌شود. این فرآیند، در طبیعت رایج بوده و در بسیاری از سیستم‌های مهندسی بکار گرفته شده است. برای مثال، اصطکاک خشک نقش بسزایی در کنترل حرکات تکتونیک و رخداد زلزله ایفا می‌کند. همچنین، در اتومبیل‌ها برای استهلاک انرژی جنبشی

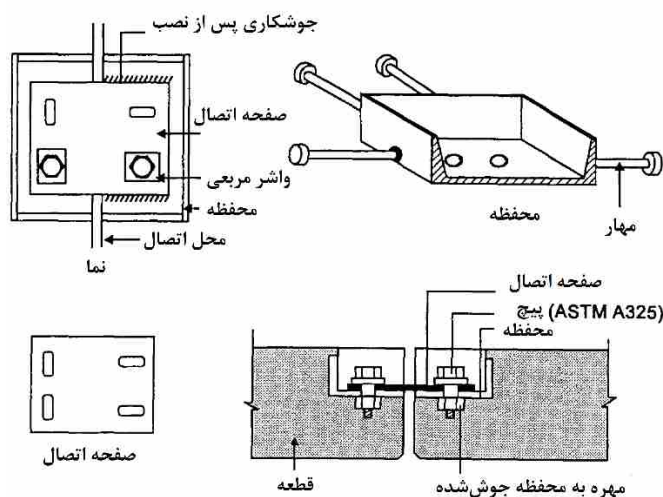
ناشی از حرکت از اصطکاک (بر اثر ترمز ایجاد می‌شود) استفاده می‌شود [۱۱]. ایده‌ی استفاده از میراگرهای اصطکاکی بر مبنای سیستم ترمز اتومبیل ایجاد شد. با ایده‌گیری از این سیستم، پال و همکاران (۱۹۸۰) تحقیقات خود را بر روی میراگرهای اصطکاکی غیرفعال آغاز نمودند. این تحقیقات به‌منظور اصلاح پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها شکل گرفت و حرکت سازه‌ها را با ایده‌ی "ترمز گیری بجای شکست"^۱ آهسته‌تر نمود [۱۱].

۶-۲-۲ انواع میراگرهای اصطکاکی با کاربردهای سازه‌ای

در سال‌های اخیر، میراگرهای اصطکاکی متعددی با هدف حفاظت بیشتر از سازه‌های جدید و بهسازی سازه‌های قدیمی، تولید شدند. در بخش زیر برخی از مشهورترین این میراگرها معرفی شده‌اند و کاربرد آن‌ها در سازه موردبررسی قرار گرفته است.

۶-۲-۲-۱ میراگرهای حاوی اتصالات با پیچ‌های لغزنده‌ی محدودشده^۲ (LSB)

میراگرهای اصطکاکی حاوی اتصالات با پیچ‌های لغزنده‌ی محدودشده، توسط پال و همکاران معرفی شدند. نمای کلی این ابزار در شکل ۵-۶ نمایش داده شده است. این ابزار اولین بار برای کنترل لرزه‌ای ساختمان‌های ساخته شده با پنل‌های بزرگ^۳ بکار رفتند. شرکت‌های طراحی میراگرهای اصطکاکی LSB، از لنت‌های ترمز بین صفحات فلزی برای ایجاد پاسخ‌های منظم نیرو-جابجایی استفاده کردند [۲۰].



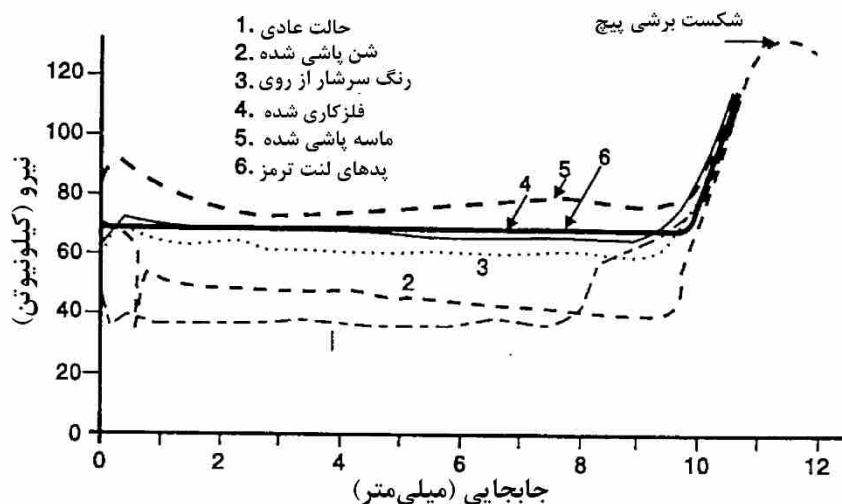
شکل ۵-۶ جزئیات میراگر اصطکاکی دارای اتصالات با پیچ‌های لغزنده‌ی محدودشده [۱۱].

^۱ Braking rather than Breaking

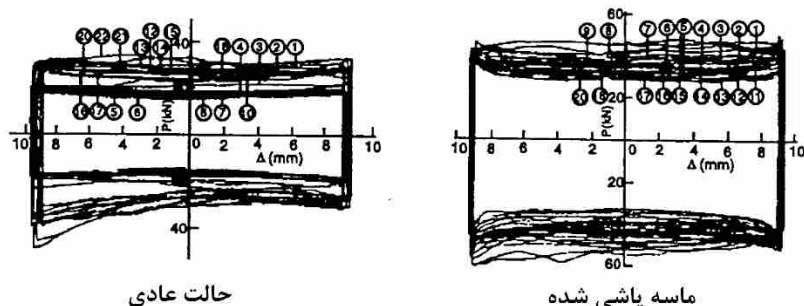
^۲ Limited Slip Bolted Joint

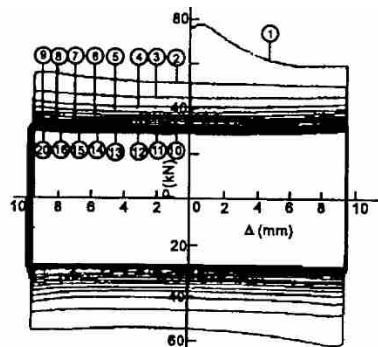
^۳ Large Panel

مطالعات پال و همکاران روی میراگرهای اصطکاکی با انجام آزمایش های دینامیکی و استاتیکی گسترش یافت. این آزمایش ها بر روی نمونه هایی از المان های لغزشی با صفحات لغزشی متفاوت صورت پذیرفت. هدف آن ها شناسایی سیستمی با پاسخ های منظم و قابل پیش بینی بود. این محققین به دنبال دسترسی به استهلاك انرژی بیشتر نبودند. در این آزمایش ها تماس بین صفحات توسط پیش تنیدگی پیچ های پر مقاومت تأمین می شد. نتیجه ی پاسخ نیرو-جابجایی این ابزار تحت بارگذاری یکنواخت در شکل ۶-۶ نشان داده شده است. همچنین جزئیات رفتار هیستریک این میراگر تحت دامنه ی ثابت جابجایی کنترل شده در بارگذاری سیکلی در شکل ۶-۷ نشان داده شده است [۲۰].

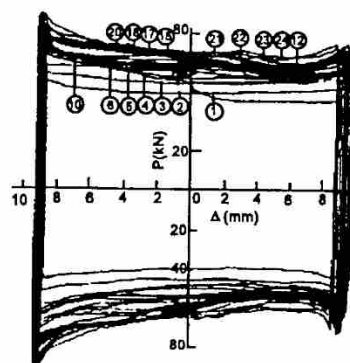


شکل ۶-۶ پاسخ نیرو-جابجایی میراگرهای LSB/۱۱۱.

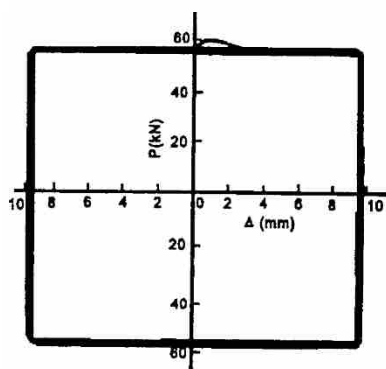




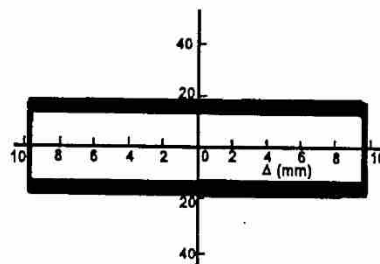
رنگ ارگانیک سرشار از روی



فلزکاری شده



پدهای لنت ترمز



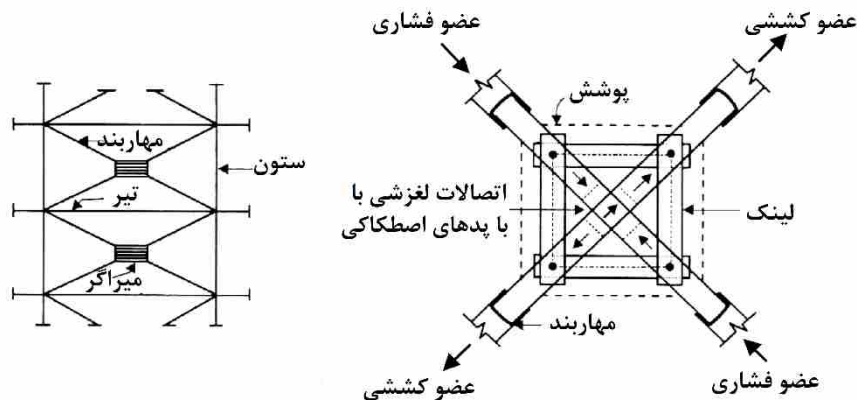
پوشش پلی اتیلن

شکل ۶-۷ حلقه‌های هیسترتیک میراگرهای LSB/ (۱۱).

۶-۲-۲-۲-۶ میراگر اصطکاکی پال^۱

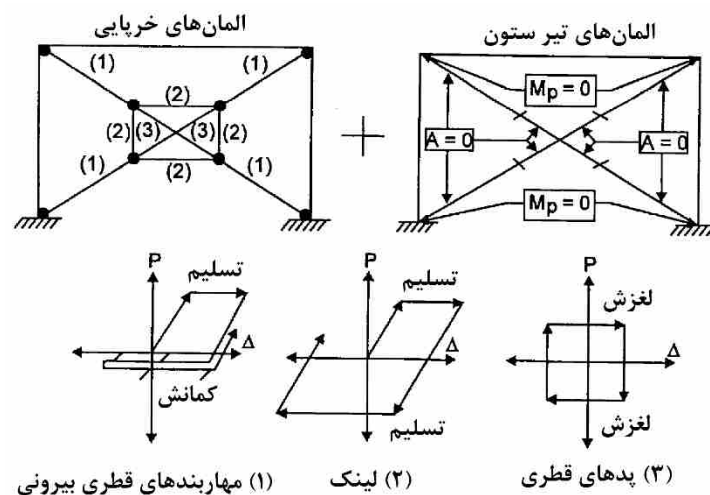
میراگرهای اصطکاکی پال با ایجاد تغییراتی در طراحی میراگرهای اصطکاکی LSB و قرارگیری در سیستم‌های مهاربندی X شکل پدید آمدند. جزئیات سازنده‌ی این سیستم در شکل ۶-۸ مشاهده می‌شود. ابزار اصطکاکی پال، شامل میله‌های قطری صلب با مفاصل اصطکاکی در نقاط تقاطع هستند. این میله‌ها توسط المان‌های عمودی و افقی به یکدیگر متصل می‌شوند. این نحوه‌ی اتصال باعث عملکرد یکپارچه میراگر می‌شود. در صورتی که نیروی محوری بزرگی در راستای مهاربند وارد شود و باعث آغاز لغزش در قطر کششی شود، یکپارچگی المان‌ها باعث می‌شود تا قطر فشاری، لغزشی برابر قطر کششی اما در راستای مخالف تجربه کند [۲۰].

^۱ Pall's Friction Damper



شکل ۸-۶ نصب میراگرهای اصطکاکی پال در بین مهاربندهای X شکل [۲۰].

در ابتدا پال و مارش^۱ از مدل الاستوپلاستیک ساده‌ای برای نمایش رفتار میراگرهای اصطکاکی استفاده کردند. اگرچه، فلیپیترو و چرری^۲ نشان دادند که این روابط تنها زمانی معتبر است که ابزار در طول هر سیکل بلغزند. این لغزش باید به اندازه‌ای باشد که هر مهاربند کمانش کرده سپس به حالت مستقیم برگردد. جزئیات بیشتر این مدل، در مدل مایکروسکوپی شکل ۹-۶ نمایش داده شده است [۱۱].

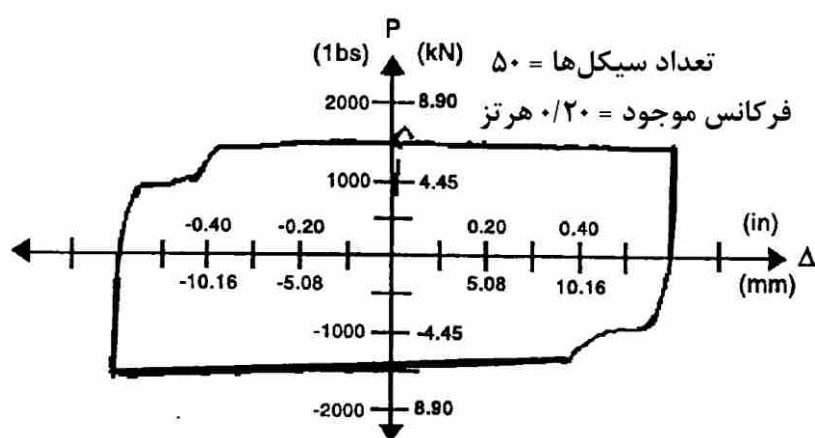


شکل ۹-۶ مدل اصلاح شده‌ی میراگر اصطکاکی مهاربندهای X شکل (فلیپیترو و چرری) [۱۱], [۱۲]

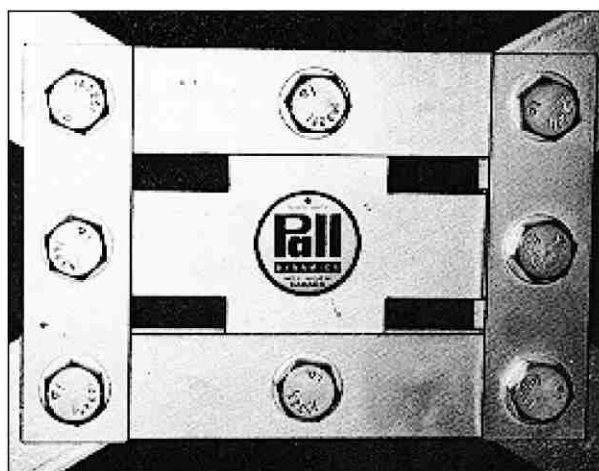
^۱ Marsh

^۲ Filiatrault and Cherry

هر عضو از سیستم مهاربند-میراگر توسط المان‌هایی با خواص محوری و خمشی منحصربه‌فرد، نمایش داده شده است. بنابراین فرض، مهاربندهای سازه در کشش تسلیم شده اما در فشار کمایش الاستیک می‌کنند. از طرفی، بر اساس مدل هیسترتیک لنت‌های ترمز لغزشی (توسط پال و همکاران بر اساس نتایج تجربی به اثبات رسیده است)، ابزار متصل شده مجازند تا هم در کشش و هم در فشار جاری شوند. حلقه‌های هیسترتیک تجربی لنت‌های قطری تحت بارگذاری هارمونیک در شکل ۱۰-۶ نمایش داده شده است [۲۰].



شکل ۱۰-۶ حلقه‌های هیسترتیک ابزار اصطکاکی پال [۱۱]، [۱۲].



شکل ۱۱-۶ نمونه‌ی میراگر اصطکاکی قابل کاربرد در مهاربندهای X شکل، پال و همکاران [۱۱]، [۱۲].

شکل ۱۱-۶ نمونه‌ی اولیه‌ی ابزار اصطکاکی پال را نشان می‌دهد. این مدل اولیه برای قرارگیری در میانه‌ی مهاربند X شکل طراحی شده بود. مطالعات زیادی بر روی شبیه‌سازی لرزه‌ای و متدولوژی‌های طراحی این نوع ابزار اصطکاکی صورت گرفته است [۲۰].

شکل ۱۲-۶ کاربرد نمونه‌ای از ابزار اصطکاکی پال را در کشور عزیزمان نشان می‌دهد. این سازه توسط آنالیز تاریخچه زمانی با نه شتابنگاشت در دو راستای افقی تحلیل شده است. نتایج دقیق‌تر این مطالعات در منبع شماره [۲۲] قابل مشاهده هستند.



نمای روبرو از ابزار اصطکاکی



میراگرهای واقع شده در سازه



میراگر تحت بررسی در آزمایشگاه

شکل ۱۲-۶ میراگرهای اصطکاکی بکار رفته در سازه‌ی ساختمانی در ایران [۲۲].

پال در مقاله‌ی خود، چند نمونه از مهم‌ترین سازه‌های حاوی میراگر اصطکاکی را نام برده است. تمامی این سازه‌ها با آیین‌نامه کشور کانادا (پال میراگر اصطکاکی خود را با این آیین‌نامه معرفی نموده است) طراحی شده‌اند. البته این سازه‌ها در کشورهای مختلفی ساخته شده‌اند.

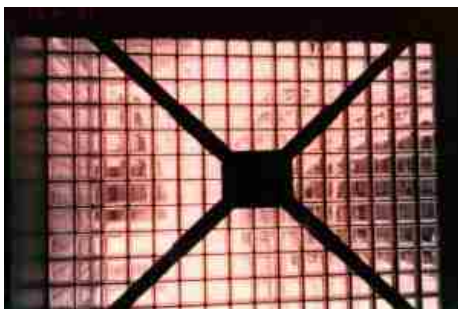
جدول ۱-۶ ساختمان‌های دارای میراگر اصطکاکی پال [۲۳].

مقدار بار لغزش	نوع	نوع سازه	نام سازه
۱۴۳ عدد (۶۰۰ تا ۷۰۰ کیلونیوتن)	جدید ۱۹۸۷- ۱۹۹۱	۱۰ طبقه بتنی	کتابخانه دانشگاه کونکوردیا، مونترئال
۶۴ عدد (۲۲۵ تا ۳۳۵ کیلونیوتن)	ساخت ۱۹۶۷- بهسازی ۱۹۹۰	۳ طبقه بتنی پیش‌ساخته	اکول پولیوالنت، سورل
۵۸ عدد (۵۰۰ کیلونیوتن)	جدید ۱۹۹۲	۴ طبقه فلزی	برج نظارت اضطراری فضایی کانادا
۳۵۰ کیلونیوتن	جدید ۱۹۹۲	۴ طبقه فلزی	CCRIT، لاول
۳۲ عدد (۷۰۰ تا ۱۸۰۰ کیلونیوتن)	ساخت ۱۹۶۷- بهسازی ۱۹۹۳	۸ طبقه فلزی	کازینوی مونترئال، مونترئال
۵۰۰ کیلونیوتن	جدید ۱۹۹۲	۳ طبقه بتنی	ساختمان پدافند غیرعامل کانادا، اوتاوا
۶۵ عدد (۶۰۰ تا ۷۰۰ کیلونیوتن)	جدید ۱۹۹۵	۱۱ طبقه بتنی	خانه‌ی McGill، مونترئال
۷۳ عدد (۵۰۰ تا ۷۰۰ کیلونیوتن)	ساخت ۱۹۳۴- بهسازی ۱۹۹۶	۸ طبقه فلزی	دادگاه هامیلتون، هامیلتون
۷۴ عدد (۷۰۰ کیلونیوتن)	ساخت ۱۹۷۷- بهسازی ۱۹۹۵	۲ طبقه فلزی	مدرسه تکنولوژی‌های برتر، مونترئال
۳۰ عدد (۳۵۰ کیلونیوتن)	ساخت ۱۹۵۰- بهسازی ۱۹۹۵	۴ طبقه بتنی	ساختمان فدرال، شربروک
۳۰ عدد (۶۰۰ تا ۷۰۰ کیلونیوتن)	جدید ۱۹۹۵	۶ طبقه بتنی	ساختمان بیمه عمر دیسجاردین، کوکب
۴۲ عدد (۵۰۰ کیلونیوتن)	ساخت ۱۹۷۲- بهسازی ۱۹۹۶	۶ طبقه فلزی	عمارت خانه جدید، مونترئال
۱۲ عدد (۷۵ کیلونیوتن)	ساخت ۱۹۵۰- بهسازی ۱۹۹۵	تاج برج فلزی	منبع آب، هنرهای بوآکس، آمریکا
۱۵ عدد	جدید ۱۹۸۸	۲ طبقه چوبی	خانه‌ای مسکونی، مونترئال

در جدول ۱-۶ کاربرد میراگرهای اصطکاکی پال در بهسازی و احداث سازه‌های بتنی و فلزی مشاهده می‌شود [۲۳]. شکل ۶-۱۴ و شکل ۶-۱۴ نیز کتابخانه دانشگاه کونکوردیا در مونترئال را نشان می‌دهند. مشخصات این سازه و میراگرهای اصطکاکی درون آن در اولین ردیف از جدول ۱-۶ توضیح داده شده است.



شکل ۶-۱۳ نمایی از ساختمان کتابخانه دانشگاه کونکوردیا، مونترئال [۱۲].



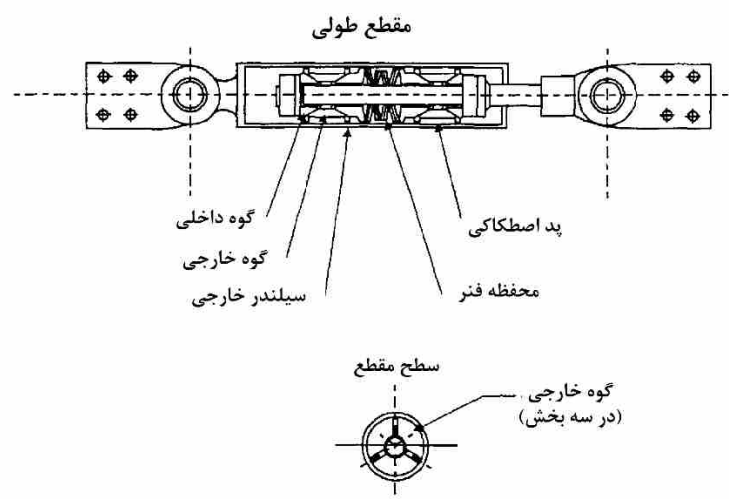
شکل ۶-۱۴ میراگر اصطکاکی قرار گرفته در معرض عموم در کتابخانه دانشگاه کونکوردیا، مونترئال [۱۲].

۶-۲-۳-۳ میراگر اصطکاکی سامیتومو^۱

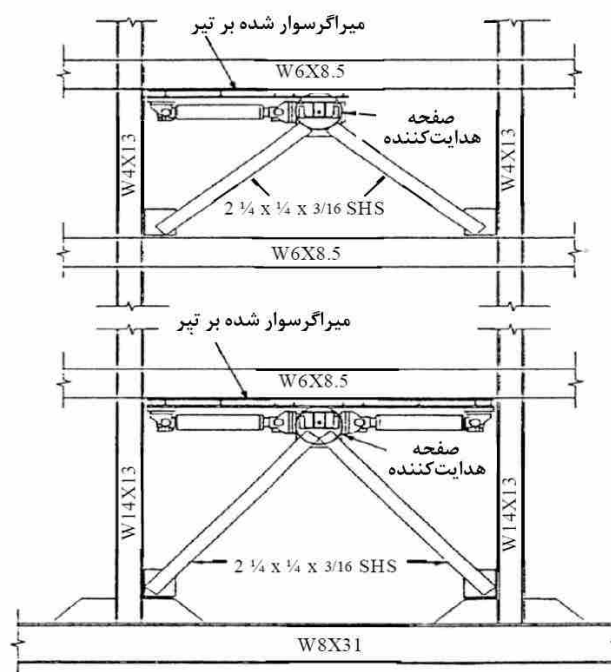
ابزار اصطکاکی سامیتومو توسط صنایع فلزی سامیتومو ژاپن طراحی و تولید شده‌اند. این ابزار که در شکل ۶-۱۵ نمایش داده شده‌اند، رده‌ای از میراگرهای اصطکاکی هستند که به‌طور عمده در واگن‌های قطار بکار می‌روند. نیروی مقاوم اصطکاکی در این ابزار توسط لنت‌های اصطکاکی ایجاد می‌شود. لنت‌های اصطکاکی شامل آلیاژی از مس هستند که با قطعاتی گرافیتی همراه شده‌اند. لنت‌های اصطکاکی (آلیاژ مس به همراه قطعات گرافیتی) در برابر صفحه‌ی داخلی استوانه‌ای فلزی می‌لغزند. با توجه به ساختار بیان شده، این مدل میراگر اصطکاکی، همچون سایر مدل‌ها قابلیت کاربرد در سازه‌های ساختمانی را داراست. محل نصب این میراگر در ساختمان‌ها، معمولاً در گوشه‌های زیرین شاه‌تیرها و محل اتصال مهاربندهای شورن به سازه

¹ Sumitomo's friction damper

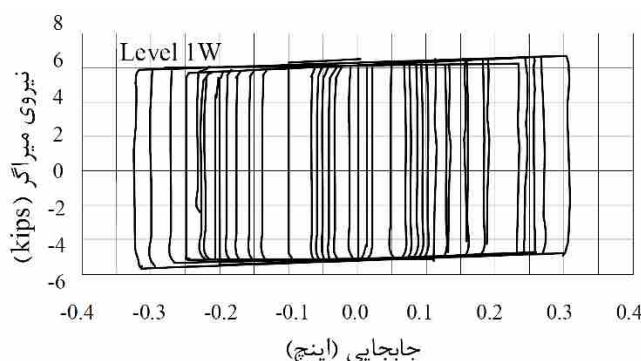
(مطابق شکل ۱۶-۶) است. شکل ۱۷-۶ نشان می‌دهد که حلقه‌های هیسترتیک این ابزار رفتاری بسیار شبیه به مدل اصطکاکی کلمب دارند [۲۰].



شکل ۱۵-۶ نمای شماتیک از ابزار اصطکاکی سامیتومو [۱۱].



شکل ۱۶-۶ میراگرهای اصطکاکی سامیتومو نصب شده در مدلی واقعی [۲۰].



شکل ۱۷-۶ حلقه های هیسترتیک میراگرهای اصطکاکی سامیتومو [۲۰].

تا پیش از سال ۲۰۰۰، جداگر اصطکاکی سامیتومو تنها در دو سازه در ژاپن بکار رفته بود. هدف از کاربرد ابزار اصطکاکی سامیتومو در این سازه ها، کاهش پاسخ های سازه ای ناشی از لغزش خاک در اثر رخداد زلزله های متوسط و کوچک بود. جالب توجه است که سطح مورد انتظار در طراحی این سازه ها، کنترل پاسخ سازه تحت زلزله های شدید نبود.

تاکنون ساختمان های متعددی با این میراگر اصطکاکی طراحی و اجرا شده اند. به عنوان مثال، در این بخش سه سازه از سازه هایی که در ژاپن با استفاده از این ابزار طراحی شده اند، به اختصار توضیح داده شده است. اولین سازه، ساختمان اداری سونیک^۱ (فلزی ۳۱ طبقه) در شهر اومیا است. این سازه ی فلزی در سال ۱۹۸۸ ساخته شده و در مجموع شامل ۲۰ میراگر با نیروی لغزشی ۹۸ کیلونیوتن در هر طبقه است. دومین سازه، با نام آشاهی بیرآزوماباشی^۲ شناخته می شود، در توکیو ژاپن واقع شده و شامل ۴ میراگر با نیروی لغزشی ۹۸ کیلونیوتن در هر طبقه است. ساخت این ساختمان ۲۲ طبقه فلزی مهاربندی شده، در سال ۱۹۸۹ به پایان رسید. در سومین پروژه، این مدل میراگر به عنوان مؤلفه های سیستم جداسازی لرزه ای برای جدا نمودن سازه ی ۶ طبقه ی بتنی در توکیو استفاده شده است [۲۰].

۶-۲-۴ میراگر اصطکاکی مستهلک کننده ی مقاوم انرژی^۳ (EDR)

نوعی دیگر از میراگرهای اصطکاکی، مستهلک کننده های مقاوم انرژی (EDR) هستند. این ابزار توسط دنیل فلور^۴ معرفی شدند. جزئیات آن ها در شکل ۱۸-۶ قابل مشاهده است. به طور ظاهری، طراحی این ابزار مشابه ابزار اصطکاکی سامیوتو است، البته با این تفاوت که این ابزار

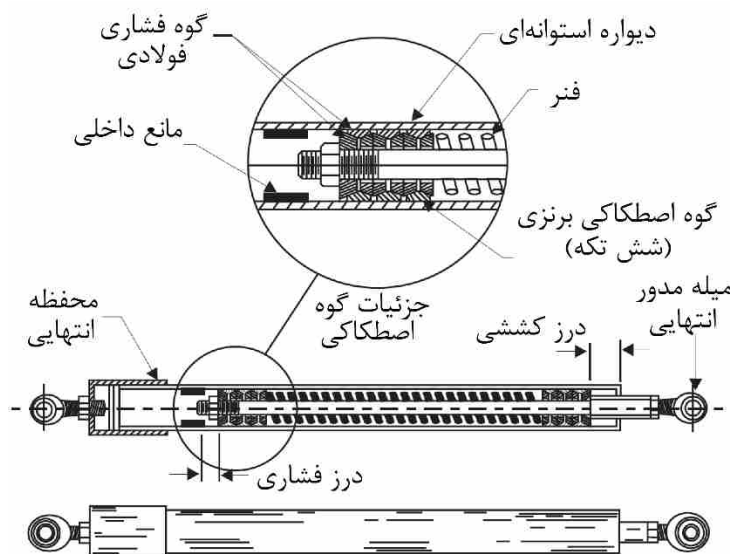
^۱ Sonic

^۲ Asahi Beer Azumabashi

^۳ Energy dissipating restraint

^۴ Daniel Fluor

شامل فنری داخلی و گوه‌ای روکش‌دار در سیلندر فولادی هستند. در هر حال، وجود چند جنبه-ی نوآورانه در ابزار میرایی EDR، مشخصات پاسخی بسیار متفاوتی را ایجاد نموده است. گزارشی دقیق و ریزبینانه از طراحی و عملکرد این ابزار توسط نیمس و همکاران^۱ ارائه شده است. همان‌گونه که در شکل ۶-۱۸ نمایش داده شده است، در میراگرهای EDR از گوه‌ی فشاری فلزی و گوه‌ی برنزی اصطکاکی، برای تبدیل نیروی محوری فنر به فشاری نرمال (این نیرو بر دیواره‌ی خارجی استوانه وارد می‌شود)، استفاده می‌شود. بنابراین سطح اصطکاکی توسط تقابل گوه‌ی برنزی با استوانه‌ی فولادی شکل می‌گیرد. همان‌گونه که در شکل ۶-۱۸ تشریح شده است، ایستگاه‌های داخلی درون سیلندر برای ایجاد درزهای فشاری و کششی تعبیه شده‌اند. در نتیجه برخلاف ابزار اصطکاکی سامیوتو، طول فنر داخلی در طول فعالیت میراگر قابل تغییر است و این مسئله باعث ایجاد نیروی لغزشی اصطکاکی متغیر در میراگر شده است [۱۲].



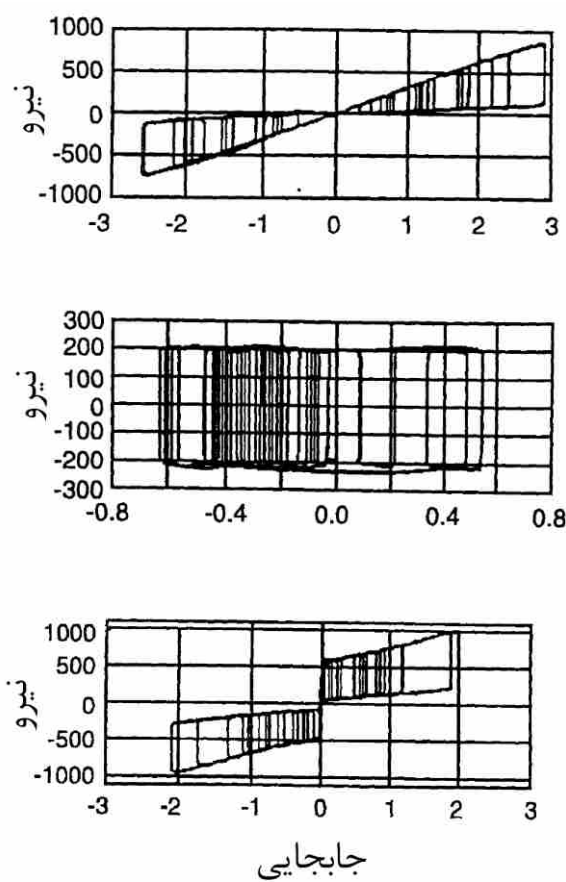
شکل ۶-۱۸ میراگرهای مقاوم انرژی EDR [۱۲].

نمونه‌ای از رفتار هیسترتیک تجربی این ابزار برای سه آرایش مختلف، در شکل ۶-۱۹ نمایش داده شده است. اولین شکل پاسخ‌های میراگر را با درز صفر و عدم پیش بارگذاری فنر نشان می‌دهد. حلقه‌های هیسترتیک مثلی شکل، حاکی از نیروی لغزشی متناسب با جابجایی ایجادشده با این شرایط هستند. با پیش بارگذاری فنرها و عدم وجود درز اولیه، حلقه‌های

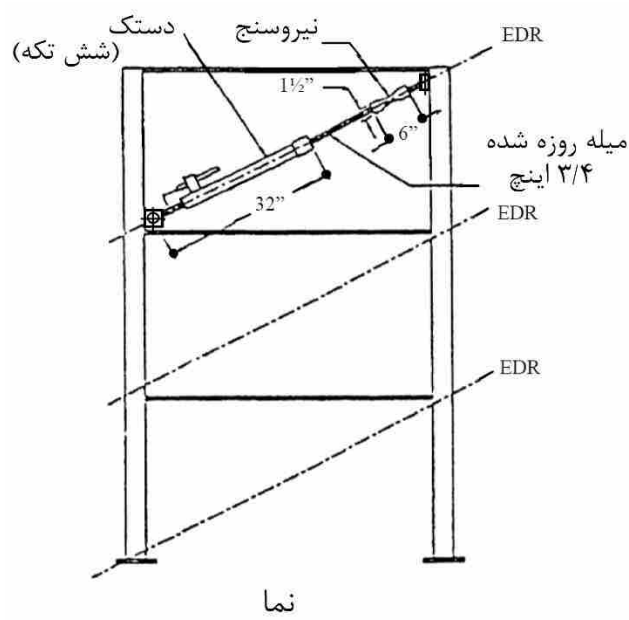
¹ Nims et al.

هیستریتیک پرچمی شکل ایجاد می شود. نهایتاً در اثر پیش بارگذاری فنرها و وجود درزهای بسیار بزرگ، این وسیله (مطابق شکل ۱۹-۶) به صورت میراگر استاندارد کلمب فعالیت خواهد کرد. با دقت به شکل ۱۹-۶ به وضوح مشاهده می شود که مشخصات پاسخ میراگرهای EDR کاملاً متفاوت از سایر ابزارهای میرا کننده اصطکاکی است [۱۲].

همان گونه که بیان شد، در میراگرهای EDR، نیروی لغزشی میراگرها متناسب با جابجایی میراگر است. نمایی از سازهی مجهز شده به این میراگر در شکل ۲۰-۶ دیده می شود.



شکل ۱۹-۶ نتایج تجربی برای میراگرهای EDR (ریشتر و همکاران) [۱۲].



شکل ۶-۲۰ قاب مجهز به میراگرهای EDR در هر طبقه /۲۰/.

۶-۲-۲-۵ میراگر اصطکاکی با اتصالات پیچی شکافدار^۱ (SBC)

در سال ۱۹۸۹ ابزار اصطکاکی دیگری با نام میراگر اصطکاکی با اتصالات پیچی شکافدار، توسط فیتزجرالد^۲ معرفی شد. قطعات سازنده‌ی این ابزار در شکل ۶-۲۱ مشاهده می‌شود. نتایج آزمایش‌های تحت جابجایی متغیر با نیروی کنترل‌شده، در شکل ۶-۲۲ نمایش داده شده است. در حالت اول، گاست نسبت به صفحه‌ی ناودانی لغزیده است. در حالت دوم، لغزش بین ناودانی و صفحات پوششی رخ داده است.

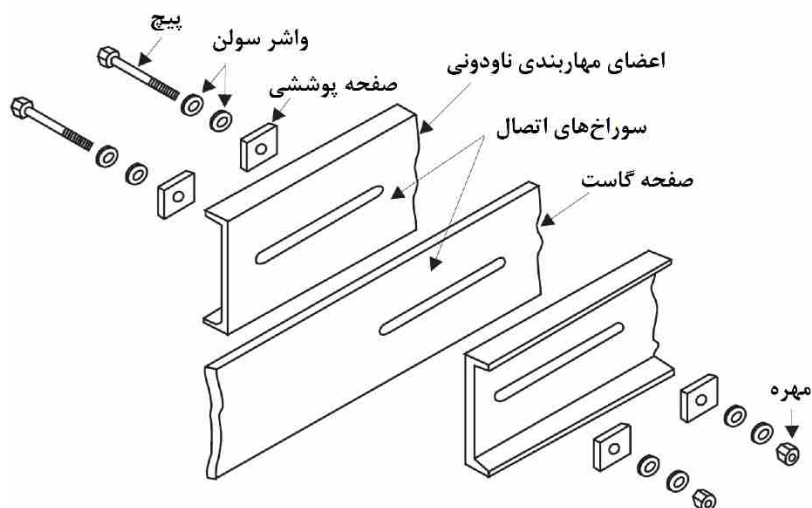
با قرارگیری واشرهای فنری بلویل^۳ در میراگر SBC پاسخ‌های تجربی شکل ۶-۲۳ تغییر خواهند کرد. مطابق شکل ۶-۲۴، گریگورین و همکاران^۴ در سال ۱۹۹۳ با به کارگیری واشرهای بلویل در طراحی میراگرهای SBC، رفتاری نامنظم‌تری را به وجود آوردند. واضح است که این پاسخ‌های جدید برای مؤلفه‌های بحرانی سازه غیرقابل قبول خواهد بود. بنابراین همان‌گونه که پیش‌تر بیان شد، باید توجه ویژه‌ای در انتخاب فلزات تشکیل‌دهنده‌ی صفحات اصطکاکی مبذول شود [۱۱].

^۱ Slotted Bolted Connections

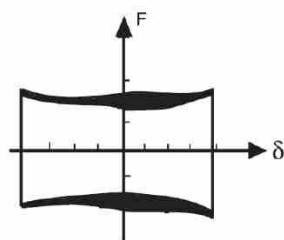
^۲ FitzGerald

^۳ Belleville

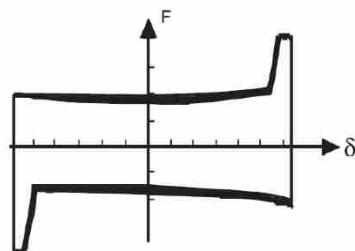
^۴ Grigorian et al.



شکل ۶-۲۱ میراگر اصطکاکی با اتصالات پیچی شکافدار (SBC) معرفی شده توسط فیتزجرالد [۱۲].

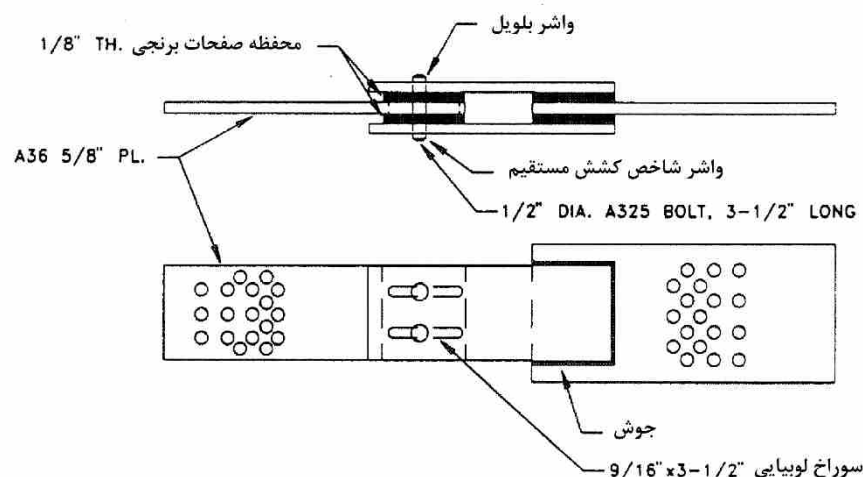


تغییر شکل حالت اول

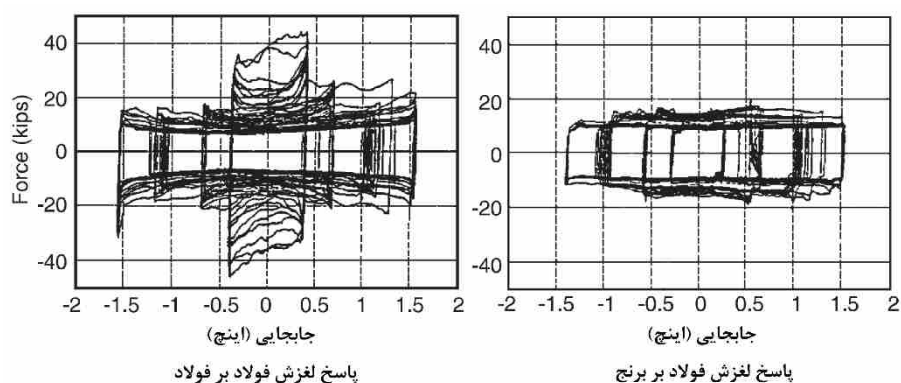


تغییر شکل حالت دوم

شکل ۶-۲۲ دیاگرام شماتیک نیرو-تغییر شکل برای میراگرهای SBC (فیتزجرالد و همکاران، ۱۹۸۹) [۱۲].



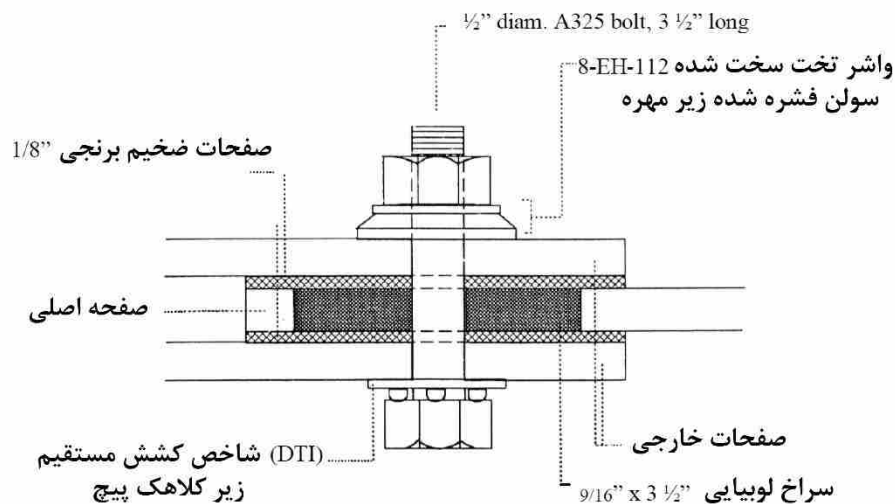
شکل ۶-۲۳ میراگر اصطکاکی با اتصالات پیچی شکافدار (SBC) معرفی شده توسط گریگورین [۵].



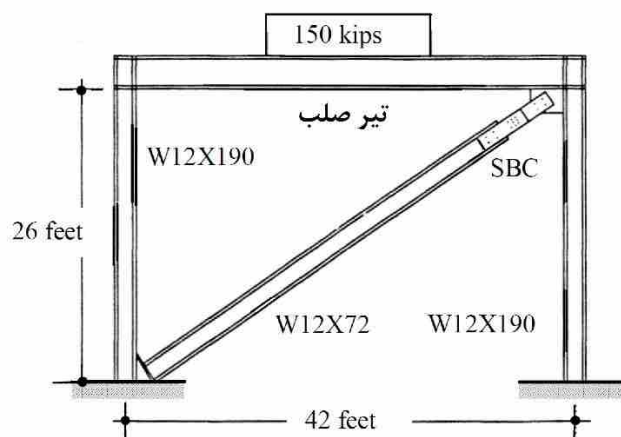
شکل ۶-۲۴ پاسخ سیکلی میراگرهای SBC (گلیگورین و همکاران، ۱۹۹۳) [۱۲].

همان گونه که از نام میراگرهای اصطکاکی SBC پیداست و در شکل ۶-۲۵ به وضوح دیده می‌شود، مفهوم گسترده‌ای روی روش اتصال پیچی این ابزار وجود دارد. شکاف‌های موجود در صفحات اتصال اصلی که پیچ‌ها روی آن سوار می‌شوند، در راستای خط تأثیر بار اعمالی به میراگر هستند. همچنین شکل ۶-۲۵ نحوه‌ی استفاده از یک واشر سخت شده در زیر مهره را نشان می‌دهد. در این اتصال بر مبنای سفتی پیچ، صفحه‌ی اصلی به‌طور مستقیم بین صفحات برنجی فشرده می‌شود. سوراخ‌های موجود در این قبیل صفحات و در صفحات فولادی خارجی دارای ابعادی مشخص و قراردادی هستند. هنگامی که نیرویی فشاری یا کششی به اتصال وارد می‌شود، نیروی اصطکاکی افزایش یافته و بین صفحات اصطکاکی گسترش می‌یابد. پس از گذر نیرو از حدی مشخص، لغزش صفحه‌ی اصلی نسبت به صفحات برنجی صورت می‌گیرد. با تغییر

جهت راستای نیروی اصطکاکی، فرآیند لغزشی در راستای مخالف صورت می پذیرد. نهایتاً انرژی ورودی، با استفاده از اصطکاک بین صفحات لغزشی مستهلک خواهد شد. شکل ۶-۲۶ نمایشگر سازه‌ای فلزی مجهز به میراگرهای SBC است. این میراگرها همچون میراگرهای ویسکوالاستیک جهت بهسازی و احداث سازه‌های چوبی گزینه‌های مناسبی هستند [۲۰].



شکل ۶-۲۵ جزئیات میراگرهای SBC / [۲۰].



شکل ۶-۲۶ قاب یک طبقه دارای میراگر SBC / [۲۰].

شکل ۶-۲۷ بخش‌های مختلف یک میراگر SBC پیش از سرهم شدن و قرارگیری در سازه را نشان می‌دهد. در شکل سمت چپ لنت‌های ترمز معرفی شده و صفحات اصطکاکی نشان داده شده است. شکل سمت راست نیز، پیچ و مهره‌های اتصال دهنده و واشرهای مختلف از جمله واشر بلویل نشان داده شده است.

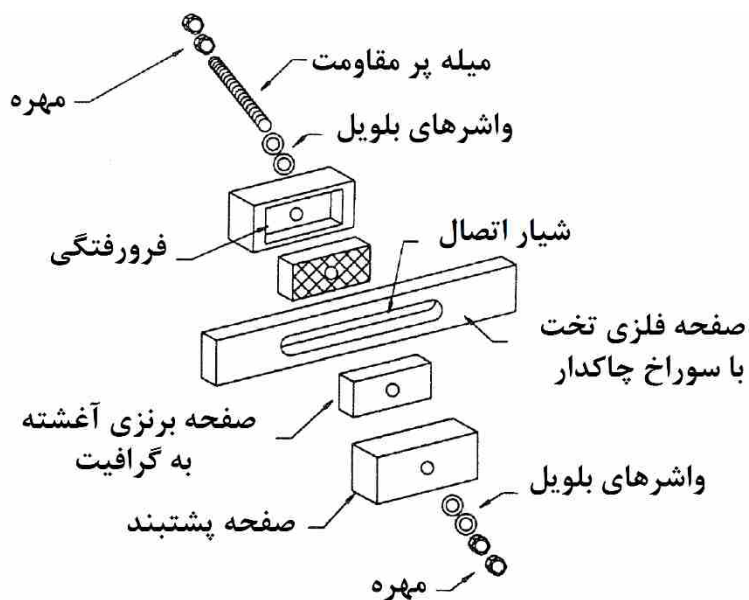


شکل ۶-۲۷ جزئیات میراگر SBC پیش از انجام آزمایش [۲۴].

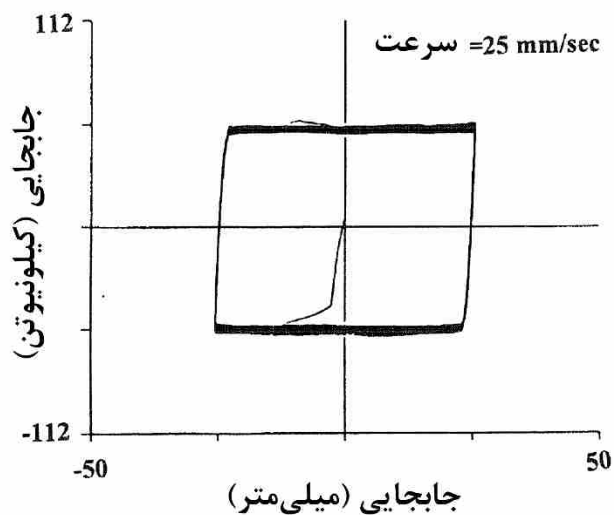
۶-۲-۲-۶ ابزار اصطکاکی کنستانتینو^۱

کنستانتینو در سال ۱۹۹۱ با الگوبرداری از میراگرهای با اتصالات پیچی شکافدار نوعی جدیدی از ابزار اصطکاکی را معرفی نمود. این میراگرها که به ابزار اصطکاکی کنستانتینو معروف هستند در شکل ۶-۲۸ نشان داده شده‌اند. این ابزار شامل صفحاتی از جنس برنز آغشته به گرافیت هستند که در تماس با فولاد ضدزنگ قرار گرفته‌اند. حلقه‌های نیرو-جابجایی این میراگرها در شکل ۶-۲۹ نشان داده شده است. پایداری استثنایی خواص این ابزار بعد از ۲۰۰ سیکل آزمایش (جابجایی کلی ۲۰/۳ متر در سرعت اوج ۲۵ میلی‌متر بر ثانیه) قابل توجه است. این مسئله نتیجه‌ی انتخاب مناسب مصالح تشکیل دهنده‌ی صفحات و استفاده از گرافیت به عنوان روان کننده‌ی جامد است [۵].

^۱ Friction Device of constantinou



شکل ۶-۲۸ جزئیات میراگر معرفی شده توسط کنستانتینو [۵].

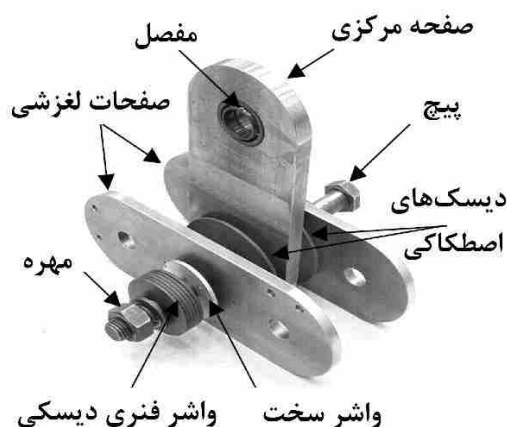


شکل ۶-۲۹ حلقه های نیرو-جایابی میراگر اصطکاکی کنستانتینو در ۲۰۰ سیکل آزمایش [۵].

۶-۲-۷ ابزار نوین و قابل توسعه جهت ایجاد میرایی اصطکاکی^۱ (FDD)

این میراگر نوین اصطکاکی شامل ۳ صفحه فلزی است که در مقابل هم دوران می‌کنند. در بین این صفحات، از دو دیسک اصطکاکی استفاده شده است. این دیسک‌ها، ضمن حفظ اصطکاک خشک در صفحات، سبب ایجاد نیروی استاتیکی پایدار و کاهش سروصدا در حین حرکت خواهند شد [۲۵].

شکل ۶-۳۰ قسمت‌های اصلی میراگر، شامل صفحه‌ی مرکزی و دو صفحه‌ی کناری را نشان می‌دهد. صفحه‌ی مرکزی وظیفه‌ی نگهداری صفحات و اتصال میراگر به تیر اصلی (در قاب ساختمانی) را بر عهده دارد. برای عدم انتقال و القای لنگر به تیر اصلی، این اتصال به صورت مفصلی ایجاد می‌شود. همچنین، اتصال مفصلی باعث افزایش میزان چرخش نسبی صفحه‌ی میانی و صفحات کناری می‌شود. این عامل سبب افزایش میزان انرژی مستهلک‌شده در سیستم می‌شود. میراگر توسط صفحات کناری به سیستم مهاربندی متصل می‌شود. مهاربند باید شامل اعضای با نیروی پیش کشیدگی باشد، تا از ایجاد نیروی فشاری و نتیجتاً کمانش اجتناب شود. اعضای مهاربندی به صورت مفصلی به میراگر و ستون‌ها متصل می‌شوند [۲۵].



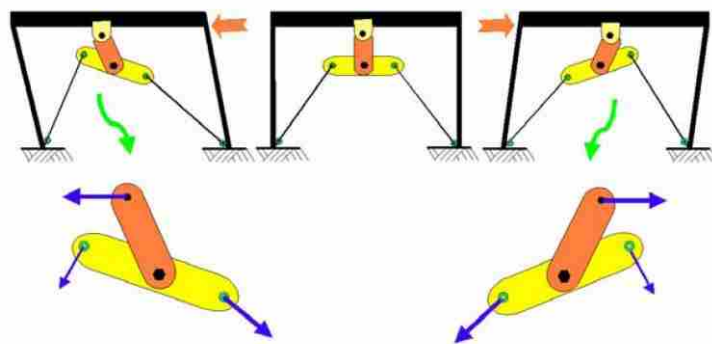
شکل ۶-۳۰ جزئیات میراگر اصطکاکی FDD/ [۲۵].

دلیل استفاده از دو صفحه‌ی جانبی بجای یک صفحه، افزایش سطح صفحات اصطکاکی، ایجاد تقارن مناسب و رفتاری متعادل در میراگرهاست. پیچی مرکزی سه صفحه میراگر را به یکدیگر متصل می‌کند. این پیچ قابل تنظیم، برای کنترل نیروی قائم اعمالی بر دیسک‌های اصطکاکی و صفحات فلزی بکار می‌رود. برای ثابت ماندن نیروی گیردار کننده‌ی این پیچ، از چند دیسک واشری فنری (واشرهای بلویل) استفاده شده است. واشرهای سخت‌کننده نیز بین این فنرها و

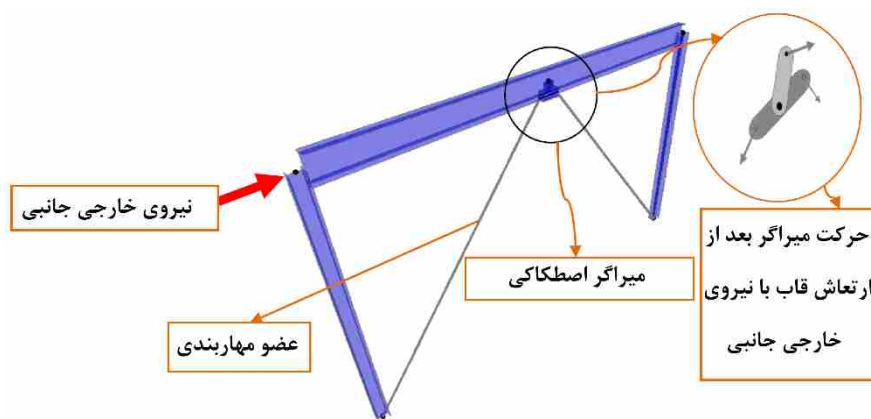
¹ Friction Damper Device

صفحات فلزی قرار گرفته اند. علت این کار جلوگیری از ایجاد هرگونه آسیب به صفحات فولادی در حین فشرده شدن فنرهاست [۲۵].

هنگامی که نیروی جانبی خارجی به قاب سازه ای وارد شود، جابجایی افقی ناشی از این نیرو به تیر اصلی منتقل می شود. سیستم مهاربندی و نیروی اصطکاکی گسترش یافته بین صفحات اصطکاکی فولادی و مصالح لنت های اصطکاکی، در برابر حرکات افقی مقاومت خواهند کرد. فرآیند انتقال از فازی به فاز دیگر تکرار می شود تا زمانی که در راستای اعمال نیرو، نقصی در میراگر ایجاد شود. شکل ۳۱-۶ بیانگر مکانیسم میراگر FDD تحت نیروی اعمال شده در جهات مختلف است [۲۵].



شکل ۳۱-۶ مکانیسم ایجاد شده در میراگر اصطکاکی FDD [۲۵].

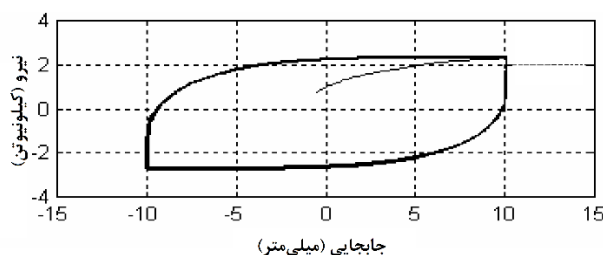


شکل ۳۲-۶ قاب یک طبقه مجهز به میراگر اصطکاکی FDD [۲۶].

شکل ۳۲-۶ نیز نشان‌دهنده‌ی قابی یک طبقه مجهز به همراه میراگر FDD، تحت بارگذاری افقی است. به خوانندگان عزیزی که علاقه‌مندند تا سازه‌ی خود را با این ابزار طراحی کنند توصیه می‌شود تا فرمول‌های تحلیلی موردنیاز را از منبع [۲۶] همین کتاب برداشت کنند. شکل ۳۳-۶ میراگر FDD تحت بارگذاری در آزمایشگاه را نشان می‌دهد. منحنی هیستریک این میراگر تحت آزمایش در شکل ۳۴-۶ ترسیم‌شده است [۲۵].



شکل ۳۳-۶ نصب قاب یک طبقه مجهز به میراگر FDD در آزمایشگاه [۲۵].



شکل ۳۴-۶ نمودار هیستریک نیرو-جابجایی میراگرهای FDD [۲۵].

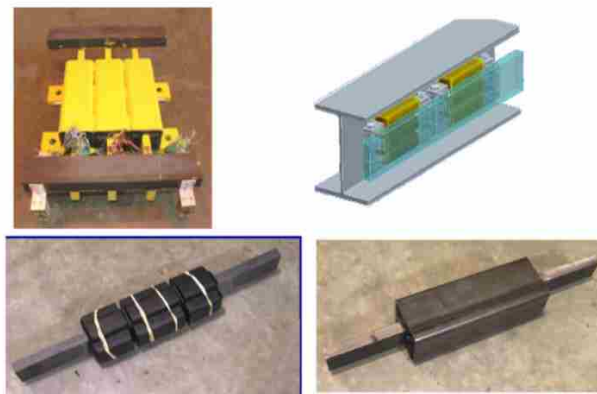
برای ایجاد نیروی اصطکاکی بیشتر در میراگرهای FDD، می‌توان دو یا چند میراگر را به یکدیگر متصل نمود. در شکل ۳۵-۶ نحوه اتصال چند میراگر FDD به صورت تلفیقی مشاهده می‌شود. پس از اتصال مجموعه میراگرها به یکدیگر، کل مجموعه به قاب متصل خواهد شد.



شکل ۳۵-۶ میراگرهای FDD تک و چندتایی آماده برای اتصال در قاب.

۸-۲-۲-۶ میراگر الاستومری-اصطکاکی^۱ (EFD)

این میراگر به میراگر پیش فشرده‌ی الاستومری معروف است و به تازگی توسط محققین شرکت تجاری Corry Rubber Company معرفی شده است [۲۷]. شکل ۳۶-۶ میراگرهای EFD طراحی شده توسط این شرکت تجاری را نشان می‌دهد.



شکل ۳۶-۶ میراگرهای الاستومری-اصطکاکی [۲۷].

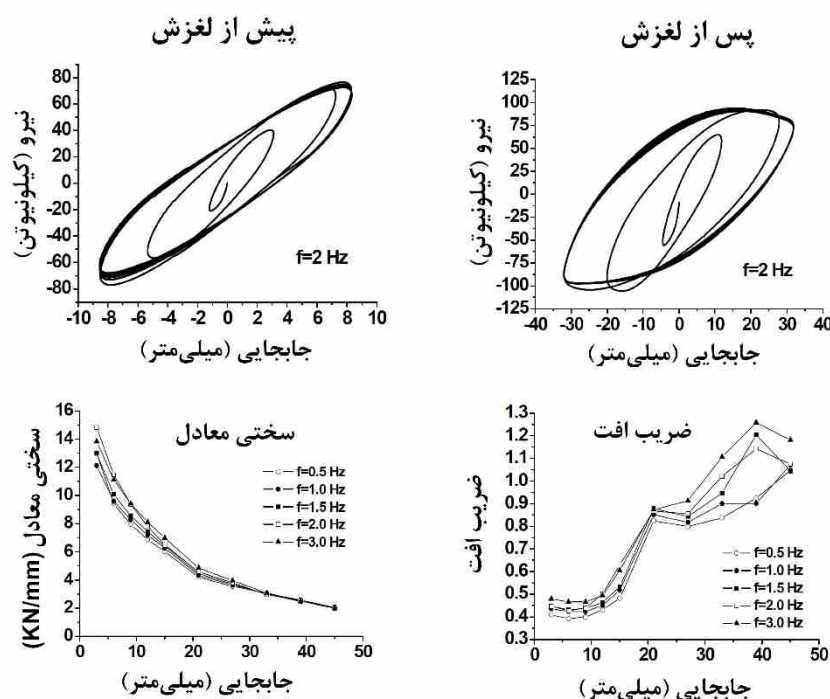
همان گونه که بیان شد، این میراگر هنوز در دست تحقیق و بررسی است. در شکل ۳۷-۶، میراگرهای EFD تحت آزمایش مشاهده می‌شوند. نتایج این آزمایش‌ها در نمودارهای شکل ۳۸-۶ مشاهده می‌شوند. بنابراین نتایج، ویژگی‌های زیر برای این میراگر بیان شده است [۲۷]:

- در میراگرهای بزرگ، الاستومر ظرفیت تغییر شکل بالایی نشان می‌دهد.
- نتایج خروجی‌های اصطکاکی و الاستومری در دامنه‌های تغییر شکلی کوچک است.
- در دامنه‌های تغییر شکلی بالا، میرایی بر اثر وجود اصطکاک تأمین می‌شود.



شکل ۳۷-۶ میراگرهای الاستومری-اصطکاکی تحت آزمایش [۲۷].

^۱ Elastomeric-Friction Damper



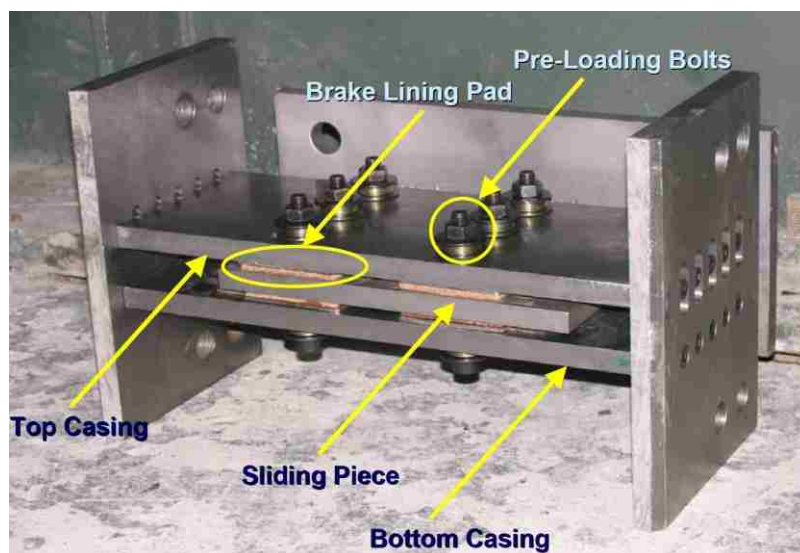
شکل ۶-۳۸ پاسخ میراگرهای الاستومری-اصطکاکی (منحنی‌های هیسترتیک، سختی و ضریب افت) [۲۷].

۶-۲-۲-۹ میراگر اصطکاکی پیچی شکافدار از نوع FSBD^۱

این مدل میراگرهای اصطکاکی برای اولین بار در سطح دنیا، توسط محققین داخلی معرفی شده است. این میراگر توسط گروه تحقیقاتی دکتر تهرانی‌زاده (دانشگاه پلی‌تکنیک) معرفی شده است و دارای مزیت‌های قابل توجهی نسبت به انواع مشابه خود یعنی میراگرهای SBC است. میراگرهای اصطکاکی پیچی شکافدار FSBD، از دو غلاف فولادی و بخشی لغزنده بین غلاف‌ها، تشکیل می‌شود. بین صفحات داخلی و خارجی میراگر، لنت‌های اصطکاکی قرار می‌گیرند. معمولاً جنس لنت‌ها از مصالح با اصطکاک بالا تشکیل می‌شود. نیروی قائم اعمالی به صفحات اصطکاکی با استفاده از پیچ‌های پیش‌تنیده ایجاد و کنترل می‌شود. شکل ۶-۳۹ نمایی شماتیک از میراگرهای FSBD را نمایش داده و هر بخش را به تفکیک مشخص کرده است [۲۴].

مطابق شکل ۶-۴۰، این میراگر از صفحه‌ی فولادی T شکل، ۱۲ لنت اصطکاکی، واشرهای بلویل و سخت‌کننده در اتصالات تشکیل شده است.

^۱ Friction Slotted Bolted damper



شکل ۶-۳۹ میراگر FSBD و جزئیات آن / ۲۴/.



المان T شکل



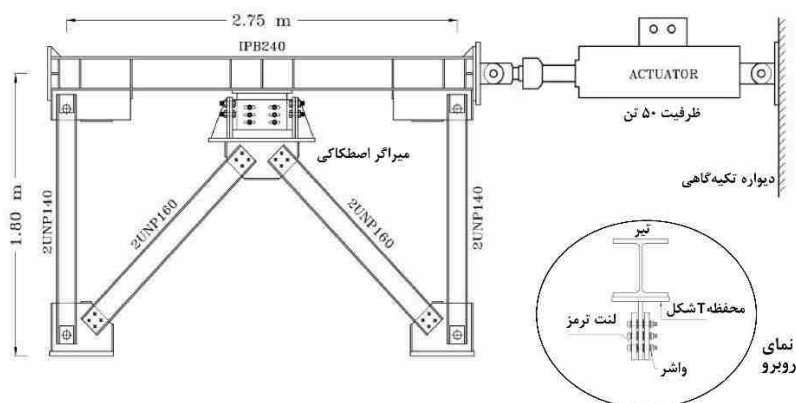
لنت های اصطکاکی



واشرهای بلویل و سخت کننده در اتصالات

شکل ۶-۴۰ بخش های متفاوت میراگر FSBD / ۲۴/.

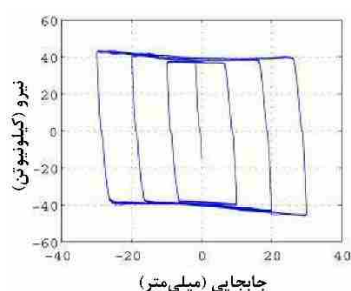
برای بررسی رفتار این میراگر نمونه‌ای از آن به همراه مهاربند شورن در دهانه‌ی یک طبقه مهاربندی‌شده تحت بارگذاری دینامیکی قرارگرفته است. شکل ۴۱-۶ نحوه‌ی بارگذاری و طرز اتصال میراگر به قاب را نشان می‌دهد. در شکل ۴۲-۶ قاب دارای میراگر و آماده آزمایش در آزمایشگاه قابل مشاهده است. پس از انجام ۳۶ نمونه آزمایش و ثبت دقیق نتایج با استفاده از خیزسنج‌های تعبیه‌شده، نمودارهای خروجی مطابق شکل ۴۳-۶ مشاهده می‌شوند [۲۴].



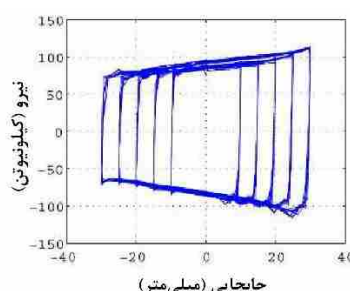
شکل ۴۱-۶ جزئیات اتصال میراگر FSBD در قاب پیش از انجام آزمایش [۲۴].



شکل ۴۲-۶ قاب حاوی میراگر FSBD تحت آزمایش [۲۴].



بارگذاری در فرکانس ۰/۱ هرتز



بارگذاری در فرکانس ۰/۲ هرتز

شکل ۴۳-۶ نمودار هیستریتیک میراگر FSBD تحت آزمایش با فرکانس متفاوت [۲۴].

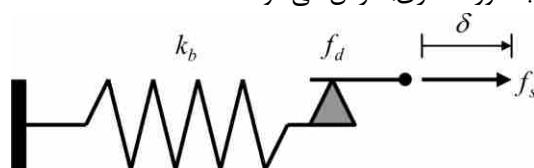
۳-۶ روابط و شرایط حاکم بر میراگرهای اصطکاکی

در بخش قبل انواع میراگرهای اصطکاکی بررسی شدند و جزئیات هر یک از آن‌ها به تفصیل بیان شد. آیین‌نامه‌های کنترلی این ابزار را با عنوان ابزار میرایی وابسته به جابجایی می‌شناسند و با این مشخصه روابطی را برای آن‌ها ارائه می‌کنند. در فصل سوم کتاب اطلاعات نسبتاً جامعی برای طراحی و آنالیز این ابزار بیان شد. در این بخش ابتدا کلیاتی جامع برای شناسایی رفتار میراگرهای اصطکاکی بیان می‌شود. سپس روش طراحی و مدل سازی یکی از پرکاربردترین و ارزان‌ترین میراگرهای اصطکاکی بیان خواهد شد.

۳-۶-۱ آنالیز لرزه‌ای سازه‌های دارای میراگر اصطکاکی

۳-۶-۱-۱ اثرات وجود مهاربند در سیستم حاوی میراکننده‌ی اصطکاکی

برخلاف تصور عمومی در یک سیستم اصطکاکی، بخش ناچیزی از انرژی مستهلک‌شده توسط میراگرهایی که داخل طبقات نصب شده‌اند، مستهلک می‌شود. بخش عمده‌ای از این انرژی توسط سیستم‌های تکیه‌گاهی متصل‌کننده‌ی میراگرها به اعضای اصلی سازه‌ی مستهلک می‌شود. مهاربندها معمولاً رایج‌ترین اعضای تکیه‌گاهی هستند که برای اتصال میراگرهای اصطکاکی به اعضای سازه‌ای بکار می‌روند. عموماً یک سمت از مهاربندها به قسمت پایینی قاب متصل شده و سمت دیگر آن به انتهای میراگر اصطکاکی متصل می‌شود. میراگر نیز یا به‌طور مستقیم به قاب بالایی متصل می‌شود و یا با استفاده از مهاربندهایی نظیر قسمت تحتانی به قاب بالا متصل خواهد شد. در این کتاب، اتصال مهاربندها و میراگر در کل سیستم اصطکاکی مطابق شکل ۴۴-۶ (به صورت سری) فرض می‌شود [۲۸].



شکل ۴۴-۶ سیستم میراکننده‌ی اصطکاکی-مهاربندی [۲۸].

در شکل بالا، K_b سختی مهاربند، δ جابجایی نسبی (دریفت) داخلی طبقه، f_d نیروی اصطکاکی میراگر و f_s نیروی اعمالی بر کل سیستم مهاربند-میراگر است. برای یافتن رفتار واقعی سیستم مهاربند-میراگر، به بررسی مدل عددی شکل ۴۴-۶ می‌پردازیم. بر اساس این مدل، نیروی

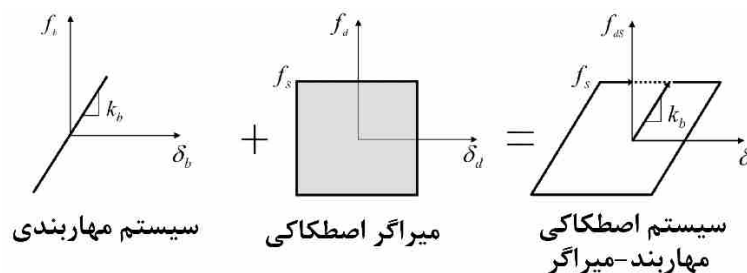
اعمالی بر سیستم میراگر-مهاربندی، نیروی اصطکاکی میراگر و نیروی برشی مهاربند، با یکدیگر برابر هستند. مقدار این نیروها برابر است با [۲۸]:

$$f_s = f_d = k_b \delta_b$$

با محدودسازی و مقید نمودن جابجایی سیستم، خواهیم داشت [۲۸]:

$$\delta = \delta_b + \delta_d$$

که در این رابطه، δ_b جابجایی مهاربند و δ_d جابجایی میراگر است. در صورت وجود المان اصطکاکی کلمب حلقه‌های هیسترتیک سیستم میراگر-مهاربند، به‌صورت شکل ۶-۴۵ خواهند شد. با انتخاب نقطه‌ای دلخواه بر روی نمودار حلقه‌های هیسترتیک سیستم میراگر-مهاربندی، معادلات تعادل نیرویی و شرایط مرزی مربوط به آن‌ها اغنا خواهد شد.

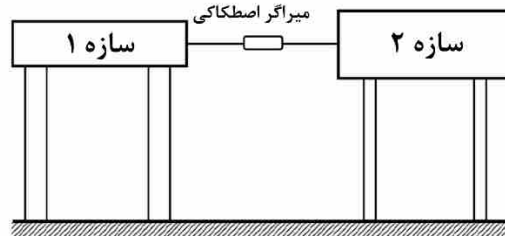


شکل ۶-۴۵ حلقه‌های هیسترتیک سیستم مهاربندی با المان اصطکاکی کلمب [۲۸].

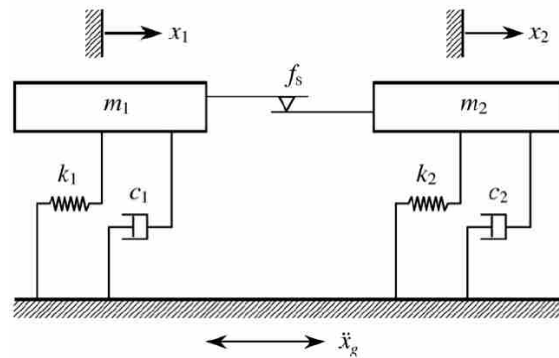
۶-۳-۱-۲ تأثیر وجود میراگر اصطکاکی در معادلات حرکت سازه

در این بخش به بررسی معادلات حرکت سیستم‌های حاوی میراگر اصطکاکی می‌پردازیم. مطمئناً یافتن این معادلات شناخت رفتار سازه را آسان می‌کند. از آنجایی که در نظرگیری سازه به‌صورت سیستم چند درجه آزادی، معادلات حرکت را دچار پیچیدگی خواهد کرد، معادلات تعادل برای سازه یک درجه آزادی بیان می‌شود و پس از ساده‌سازی‌هایی به سیستم چند درجه آزادی تعمیم می‌یابد. در این کتاب معادلات تعادل برای سیستم یک درجه آزادی بیان شده است. تعمیم معادلات معمولاً پس از بررسی‌های نرم‌افزاری صورت می‌گیرد.

دو سازه‌ی مجاور را در نظر بگیرید که مطابق شکل ۶-۴۶ توسط میراگر اصطکاکی به یکدیگر متصل شده‌اند. سازه‌های مجاور به‌عنوان سیستم‌های یک درجه آزادی در نظر گرفته می‌شوند. شماره‌های ۱ و ۲ به این سازه‌ها اختصاص می‌یابد. نیروی اصطکاکی بسیج شده در هر میراگر، دارای مشخصات اصطکاکی کلمب است. مدل مکانیکی متناظر با سازه‌ی دارای میراگر اصطکاکی در شکل ۶-۴۷ نمایش داده شده است [۲۹].



شکل ۴۶-۶ سازه‌های مجاور متصل با استفاده از میراگر اصطکاکی [۲۹].



شکل ۴۷-۶ مدل مکانیکی سازه‌های مجاور متصل شده با استفاده از میراگر اصطکاکی [۲۹].

در این مدل، پارامترهای m_1 ، c_1 و k_1 ؛ نشانگر جرم، میرایی و سختی سازه‌ی اول و پارامترهای m_2 ، c_2 و k_2 ؛ بیانگر جرم، میرایی و سختی سازه‌ی دوم هستند. هنگامی که کل مجموعه تحت نیروی زلزله قرار گیرد، ممکن است هر دو سازه متصل هم‌زمان شروع به لغزش کنند، درحالی که هیچ لغزشی در میراگر اتفاق نیفتاده باشد و یا ممکن است به دلیل افزایش بیش‌ازحد نیروی اصطکاکی در میراگر نیروی لغزشی لازم تأمین شده و ارتعاش مستقل رخ دهد. بنابراین، با توجه به نوع لغزش میراگر، معادلات حرکت سیستم تعیین می‌شود. نتایج این معادلات برای پاسخ‌های دو سازه‌ی متصل در این قسمت ارائه شده است [۲۹]:

ا) حالتی که لغزش رخ ندهد

در حالتی که لغزشی در میراگر رخ ندهد، هر دو سازه به صورت یک سیستم یک درجه آزادی تحت تحریک زلزله با هم ارتعاش می‌کنند. بنابراین معادله‌ی حرکت سیستم ترکیبی به صورت ذیل خواهد بود [۲۹]:

$$m_0 \ddot{x}_0 + C_0 \dot{x}_0 + k_0 x_0 = -m_0 \ddot{x}_g$$

در این رابطه، $m_0 = m_1 + m_2$ ، $c_0 = c_1 + c_2$ و $k_0 = k_1 + k_2$ ؛ جرم، میرایی و سختی سیستم ترکیبی هستند. سیستم ترکیبی تا زمانی در حالت عدم رخداد لغزش باقی می‌ماند که نیروی اصطکاکی موجود در میراگر کمتر از نیروی لازم جهت لغزش آن باشد. برای محاسبه‌ی نیروی اصطکاکی میراگر، روابط تعادل دینامیکی، برای سازه‌ی ۱ و ۲ در نظر گرفته می‌شود. روابط حالت عدم لغزش تا زمانی که نامساوی زیر برقرار باشد، قابل استفاده هستند [۲۹].

$$|m_1(\ddot{x}_0 + \ddot{x}_g) + C_1\dot{x}_0 + k_1x_0| \leq f_s$$

یا

$$|m_2(\ddot{x}_0 + \ddot{x}_g) + C_2\dot{x}_0 + k_2x_0| \leq f_s$$

در این رابطه، f_s نیروی محدودکننده در میراگر اصطکاکی است و به نیروی لغزشی میراگر اطلاق می‌شود [۲۹].

ب) حالت رخداد لغزش

هنگامی که نیروی اصطکاکی میراگر به مقدار لغزشی برسد، سیستم شروع به لغزش می‌کند. شرایط اولیه برای لغزش به صورت زیر بیان می‌شود [۲۹]:

$$|m_1(\ddot{x}_1 + \ddot{x}_g) + C_1\dot{x}_1 + k_1x_1| > f_s$$

یا

$$|m_2(\ddot{x}_2 + \ddot{x}_g) + C_2\dot{x}_2 + k_2x_2| > f_s$$

در این حالت معادلات حرکت دو سازه‌ی متصل به صورت زیر خواهد شد [۲۹]:

$$m_1\ddot{x}_1 + C_1\dot{x}_1 + k_1x_1 = -m_1\ddot{x}_g + f_s \operatorname{sgn}(\dot{x}_2 - \dot{x}_1)$$

و

$$m_2\ddot{x}_2 + C_2\dot{x}_2 + k_2x_2 = -m_1\ddot{x}_g + f_s \operatorname{sgn}(\dot{x}_2 - \dot{x}_1)$$

سیستم تا زمانی در حالت لغزش باقی می‌ماند که سرعت نسبی میراگر برابر صفر شود (این گونه هم می‌تواند بیان شود: $\dot{x}_1 = \dot{x}_2$). در این هنگام بر مبنای پارامترهای سیستم و تراز تحریک، دو پیشامد محتمل است. چسبیدن مجدد دو سازه و یا وقوع حالت لغزشی دیگر که در آن میراگر بلافاصله شروع به لغزش در راستای مخالف می‌کند [۲۹].

معادلاتی که در این قسمت برای سازه‌ی حاوی میراگر اصطکاکی معرفی شدند، به سادگی قابل حل هستند. کاربرد پاسخ این معادلات در مدل سازی‌های دقیق ابزار اصطکاکی و سایر امور مشابه است. پاسخ معادلات حرکت مذکور، در منبع [۲۹] قابل مشاهده است.

۳-۱-۳-۶ مزایا و معایب میراگرهای اصطکاکی

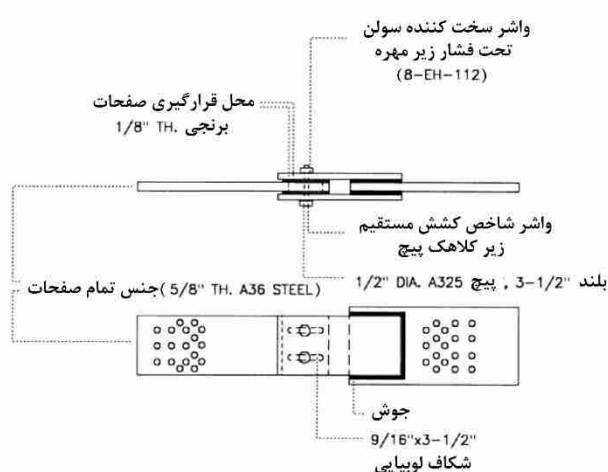
معمولاً این ابزار با مشخصات ویژه‌ای که دارند، رفتار سازه‌ای مناسبی را به ارمغان می‌آورند. برخی از مزایای این ابزار در بخش زیر بیان شده است [۲۰]:

- ظرفیت استهلاک انرژی این ابزار بسیار بالاست. در نظریه رفتار پلاستیک کامل در منحنی های هیسترتیک ابزار میراکننده اصطکاکی نشان می دهد که برای مقادیر داده شده μN ، مساحت زیر منحنی اصطکاکی نیرو-جابجایی لغزشی همواره بزرگ تر از مساحت زیر منحنی الاستیک-پلاستیک کامل، خواهد بود؛
 - تغییرات دامنه، فرکانس تماسی یا تعداد سیکل های نیروی اعمالی تأثیر چندانی بر رفتار این میراگرها ندارد؛
 - نیروی اصطکاکی این میراگر قابل کنترل است. (از طریق پیش تنیدگی نیروی قائم)؛
 - با مقایسه میراگر اصطکاکی با میراگر هیسترتیک، درمی یابیم که میراگر اصطکاکی دارای ظرفیت مناسبی در جذب انرژی است. اگرچه این ویژگی با آسیب دیدگی صفحات لغزشی از بین خواهد رفت؛
 - میراگرهای اصطکاکی تحت اثر تأثیرات خستگی قرار نمی گیرند.
- البته میراگرهای اصطکاکی معایبی نیز دارند. در زیر برخی از معایب آن ها بیان شده است [۲۰]:
- انرژی مستهلک شده در هر سیکل تنها متناسب با جابجایی حداکثر خواهد بود. این در حالی است که در میرایی ویسکوز مربع این جابجایی بر میرایی اثرگذار است. این پدیده باعث پالس های ناگهانی و ورودی های قوی تر از آن چیزی که انتظار می رود، خواهد شد. علاوه بر این، حداکثر رزونانس وارده به خوبی از بین نخواهد رفت.
 - به دلیل تغییرات ناگهانی و مکرر در شرایط لغزشی (منظور تغییر اصطکاک از ایستایی به لغزشی است)، زمینه ایجاد رزونانس در فرکانس های بالا وجود دارد.
 - پدیده دوام در این میراگر بحث برانگیز است. این پدیده در اکثر مواقع سبب حساسیت بالای ضریب اصطکاک به شرایط صفحه لغزش می شود.

۶-۳-۲ آنالیز لرزه ای ساختمان دارای میراگر اصطکاکی پال

از میان میراگرهای اصطکاکی، میراگرهای اصطکاکی پال جزو محبوب ترین آن ها قلمداد شده و تاکنون در سازه های بسیاری به کار رفته است. رفتار لرزه ای مناسب این میراگر در گزارش های فراوانی ارائه شده است. بنابراین، در این کتاب به بیان روش مدل سازی و طراحی این میراگر خواهیم پرداخت.

در شکل ۴۸-۶ برگرفته از آیین‌نامه NEHRP، [۳] نمونه‌ای از ابزار اصطکاکی معرفی شده توسط پال نشان داده شده است. در این تصویر نوع پیچ‌ها و واشرها مشخص شده است. به‌علاوه این تصویر محل جوشکاری‌ها و سوراخ‌های لوبیایی را به خوبی نمایش داده است.



شکل ۴۸-۶ میراگر اصطکاکی پال دارای سوراخ‌های لوبیایی [۳].

در سازه‌ی نمونه، از آرایش X شکل این ابزار استفاده شده است. میراگرهای X شکل پال به‌صورت تصویر زیر در آیین‌نامه NEHRP، [۳]، نمایش داده شده‌اند. برای طراحی و مدل‌سازی این میراگر، لازم است تا سختی و میرایی موردنیاز مشخص شود. برای این منظور از نمودارهای رفتاری بیان شده توسط محققین مختلف استفاده می‌شود



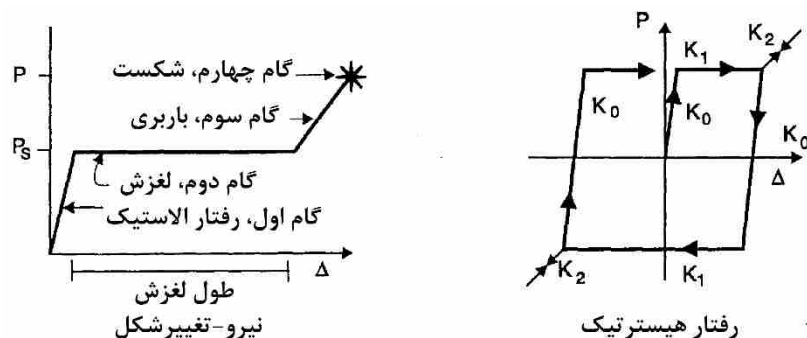
شکل ۴۹-۶ میراگر اصطکاکی پال مناسب برای مهاربند X شکل [۳].

۶-۳-۲ رفتار میراگرهای اصطکاکی پال

در سیستم پال و همکاران، حداکثر نیروی لغزشی استاتیکی در طراحی صفحات فلزی محاسبه می شد. پاسخ های انتقالی این سیستم در امتداد لغزش، هنگام تغییر اصطکاک ایستایی به اصطکاک لغزشی، پاسخ های سیکی کاملاً نامنظم ایجاد می کند. به علاوه، رفتار سیکی مشابهی برای تماس بین صفحات فولادی ریخته گری شده یا ماسه پاشی شده بدست می آید [۱۱].

زینگریچ^۱ با رنگ آمیزی سطوح و استفاده از آسترهای پلی اتیلن، پاسخ های سیکی نرم تری را ایجاد می کرد. با انجام این کار نیروی لغزشی کاهش می یافت. البته در سیستم های دارای لنت های اصطکاکی قوی در بین صفحات فولادی، پاسخ های ثابت و قابل پیش بینی به وجود می آمد. این مسئله تعجب برانگیز نبود، چراکه مصالح لنت های اصطکاکی به خوبی در آزمایش های دینامیکی آزمایش شده بودند. با گذر زمان، این مصالح در کارخانه های خودروسازی، برای ایجاد پاسخ های اصطکاکی قابل اطمینان پیشرفت کردند. البته استفاده از لنت های اصطکاکی عملکرد مناسبی را تضمین نمی کرد. برای مثال تیلر^۲ در سال ۱۹۸۵ آزمایش هایی را بر روی میراگرهای اصطکاکی انجام داد. نتایج آزمایشگاهی این آزمایش ها لغزش هایی جدی را در لنت های اصطکاکی نشان می دادند [۱۱].

بر مبنای این نتایج، مشخص شد که مرحله ی طراحی مکانیکی میراگرها از اهمیت بالایی برخوردار است. برای مثال، در این مرحله باید کشش پیچ ها حفظ شده و تغییرات هندسی میراگر کنترل شود. بر این مبنای، الگویی رفتاری، برای تشریح این ابزار توسط پال معرفی شد. طبق این مدل رفتاری، مشخصات لنت اصطکاکی با مدل "الاستیک-پلاستیک کامل" بیان می شود. جزئیات این مدل سازی در شکل ۶-۵۰ قابل مشاهده است [۱۱].



شکل ۶-۵۰ نمودار ماکروسکوپیک میراگرهای پال، طراحی شده توسط پال و همکاران [۱۱].

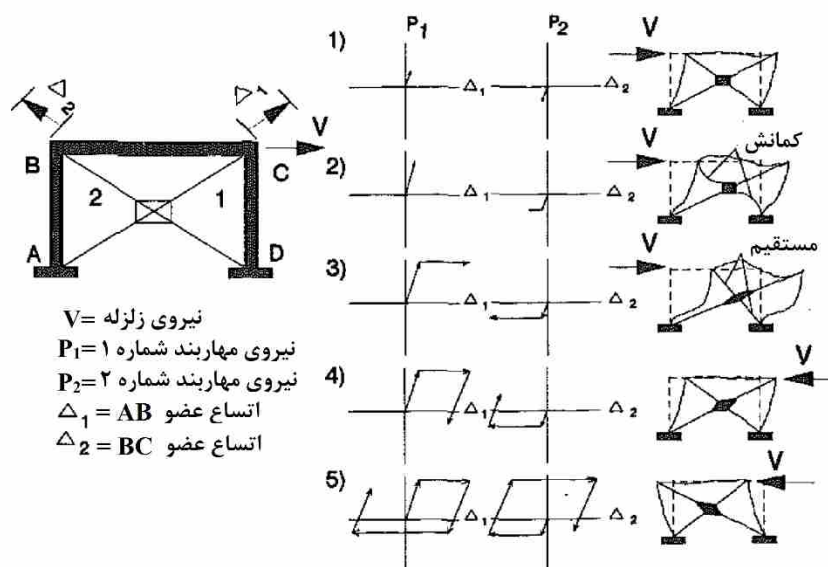
^۱ Zinrich

^۲ Tyler

در روش‌های معمول طراحی مهاربندهای ضربداری، به دلیل آن‌که طراحی مهاربند در حالت فشاری اقتصادی نیست، از نیروی مقاوم اعضای تحت فشار صرف‌نظر می‌شود (به دلیل رخداد کمانش در عضو فشاری). بنابراین، عمدتاً طراحی سیستم مهاربندی تنها با توجه به مقاومت کششی اعضا صورت می‌پذیرد.

میراگر اصطکاکی پال قابلیت استفاده در مهاربندهای ضربداری را داراست. با بکار روی میراگر اصطکاکی پال در سیستم مهاربندی ضربداری، هر نقطه‌ای لغزشی به‌طور مستقل عمل می‌کند. بنابراین در این حالت، قابلیت لغزش در بار کششی وجود دارد، اما با برگشت جریان نیرو و اعمال بار فشاری، قابلیت بازگشت به مکان اولیه‌ی وجود نخواهد داشت. در نتیجه انرژی مستهلک‌شده توسط اعضای مهاربندی به‌شدت کاهش می‌یابد. دلیل این امر آن است که مهاربند تا لحظه‌ای که به طول اولیه‌ی خود نرسیده است، قابلیت کشیده شدن و جذب انرژی را ندارد. این رفتار جدید باعث ایجاد مکانیسم خاصی شده که ظرفیت استهلاک انرژی را افزایش می‌دهد. این مکانیسم به تفصیل در ذیل توضیح داده شده است [۳۰].

شکل ۵۱-۶ نشانگر رفتار هیسترتیک میراگر اصطکاکی، درون قابی مهاربندی شده FDBF^۱ در طول یک سیکل بارگذاری لرزه‌ای است. در این تصویر نیروی جانبی در تراز تیر اصلی، V ، جابجایی نسبی گرهی C نسبت به گرهی A ، Δ_1 ، جابجایی نسبی گرهی B نسبت به گرهی D ، Δ_2 ، نیروی مهاربند شماره ۱، P_1 ، و نیروی مهاربند شماره ۲، P_2 است [۳۰].



شکل ۵۱-۶ رفتار هیسترتیک قاب مهاربندی شده حاوی میراگر اصطکاکی در یک سیکل بارگذاری [۳۰].

¹ Friction-Damped Braced Frame

مطابق شکل ۶-۵۱ در طول یک بارگذاری سیکلی معمولی، ۵ مرحله قابل تفکیک برای سیستم ترکیبی (مهاربند + میراگر اصطکاکی) رخ می دهد. در این تصویر برای هر مرحله علاوه بر منحنی های نیرو-تغییر شکل مهاربندها، قاب تغییر شکل یافته نیز نمایش داده شده است. در طول سیکل های بارگذاری، نکات زیر شایان توجه هستند [۳۰]:

- در مراحل اولیه ی بارگذاری، هر دو مهاربند فعال هستند و در کشش و فشار به صورت الاستیک عمل می کنند.
- در بارهای کوچک، مهاربند فشاری کمانش می کند، در حالی که مهاربند کششی در حالت الاستیک مقاومت می کند.
- پیش از این که مهاربند کششی جاری شود، میراگر شروع به لغزیدن می کند. هنگامی که لغزش رخ می دهد، چهار لینک دارای مکانیسم خاص فعال شده و به شکل لوزی تغییر شکل می دهند. این الگوی تغییر شکلی برای حذف کمانش مهاربند فشاری تعبیه شده است. بنابراین در انتهای لغزش، P_2 هنوز مقدار نیروی کمانشی را نشان می دهد. این در حالی است که مهاربند فشاری در حالت مستقیم قرار دارد.
- هنگامی که جریان نیرو تغییر می کند، مهاربند مستقیم (که قبلاً تحت فشار بوده اما کمانش نکرده است) قادر است تا بلافاصله انرژی را در کشش جذب کند.
- پس از اتمام یک سیکل، مساحت حلقه های هیسترتیک حاصله برای هر دو مهاربند همسان خواهد بود. در این روش، مقدار انرژی مستهلک شده، برابر با انرژی جذب شده در میراگر درون مهاربندها است. این میراگر برای جلوگیری از کمانش مهاربند فشاری طراحی شده و همراه آنان بکار رفته است.

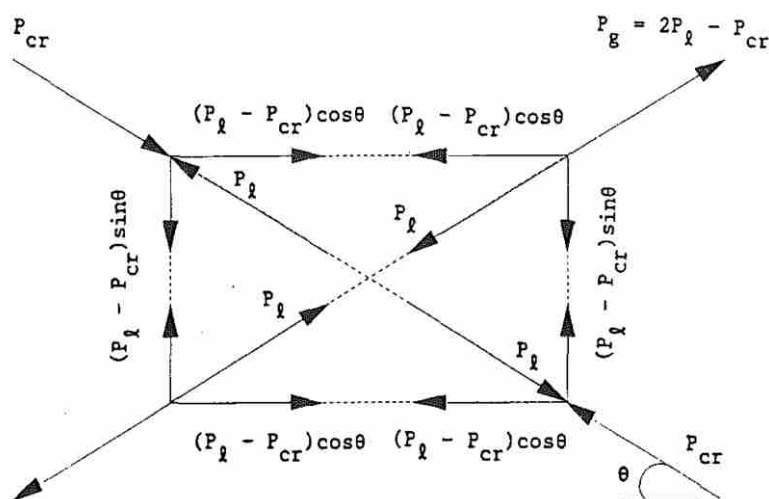
۶-۳-۲-۲ نظریه ی توزیع نیروی لغزشی بهینه

کل انرژی مستهلک شده توسط سیستم FDBF متناسب با "نیروی مورد نیاز برای آغاز لغزش" و "مسیری است که میراگر اصطکاکی می لغزد". اگر برای آغاز لغزش، نیروی لغزشی بسیار بزرگی احتیاج باشد، با اعمال نیروی ورودی متعارف، لغزشی رخ نخواهد داد و انرژی مستهلک شده توسط سیستم اصطکاکی برابر صفر خواهد شد. در این حالت، سیستم دقیقاً مشابه قاب های مهاربندی شده ی مرسوم رفتار می کند. از طرفی اگر نیروی کوچکی برای لغزش میراگر احتیاج باشد، با اعمال نیروی ورودی متعارف، لغزش های بزرگی در میراگر رخ خواهد داد و باز هم انرژی مستهلک شده توسط سیستم اصطکاکی ناچیز خواهد بود. در این حالت سازه

دقیقاً مشابه قاب‌های مهاربندی نشده رفتار می‌کند. بنابراین بین این دو حالت، نیروی لغزشی بهینه‌ای وجود دارد که بالاترین میزان استهلاک انرژی را به ارمغان می‌آورد [۳۰].

با مراجعه به جدول ۱-۶ کتاب، مشاهده می‌کنیم که یکی از ویژگی‌های بارز میراگر اصطکاکی، نیرویی لغزشی منحصربه‌فرد آن است. برای هر سازه‌ی معرفی‌شده در جدول، تعداد مشخصی میراگر اصطکاکی با نیروی لغزشی معین بکار رفته است.

شکل ۵۲-۶ نمایشگر دیاگرام جسم آزاد میراگر اصطکاکی حین رخداد لغزش است. نیروی لغزش کلی P_g ، به‌صورت نیروی کششی مهاربند حین رخداد لغزش؛ و نیروی لغزشی محلی P_1 ، متناظر با نیروی کششی هر لنت اصطکاکی تعریف‌شده است.



شکل ۵۲-۶ دیاگرام جسم آزاد میراگر اصطکاکی حین رخداد لغزش [۳۰].

اگر با توجه به این دیاگرام جسم آزاد، معادلات تعادل نوشته شوند، رابطه‌ی بین نیروی لغزشی کلی و نیروی لغزشی محلی به‌صورت زیر خواهد بود [۳۰]:

$$P_g = 2P_1 - P_{cr}$$

که در این رابطه P_{cr} نیروی کمانشی بحرانی در مهاربند تحت فشار است.

۳-۳-۶ روش پیشنهادی برای طراحی میراگر اصطکاکی پال

۱-۳-۳-۶ استراتژی

برای بررسی امکان استفاده از روش توزیع لغزش برشی بهینه در سازه‌های معمولی، سازه تحت تحریک زلزله قرار گرفته و سپس با استفاده از آنالیز عددی امکان استفاده از توزیع لغزش برشی بهینه بررسی می‌شود. توزیع لغزش برشی بهینه متناسب با جابجایی نسبی طبقه (دریافت)

است. برش لغزشی هر طبقه از سازه (V_{si}) ، به نیروی لغزشی محلی کلی طبقه وابسته است. رابطه‌ی زیر نیروی برشی لغزشی را در هر طبقه از سازه نشان می‌دهد [۳۰]:

$$V_{s(i)} = \sum_{j=1}^{N_{Di}} \tau P_{lij} \cos \alpha_{ij}$$

که در این رابطه، P_{lij} نیروی لغزشی موضعی برای i امین میراگر اصطکاکی در طبقه‌ی i ام است. α_{ij} نیز نشانگر زاویه‌ی شیب j امین مهاربند در i امین طبقه نسبت به راستای افقی است. همچنین N_{Di} تعداد میراگرهای اصطکاکی در طبقه‌ی i ام را نشان می‌دهد [۳۰].

از طرفی، محققینی همچون فیلپاترالت و چری^۱ نشان دادند که استفاده از روش توزیع بهینه لغزش مزیت‌های مختصری نسبت به حالت توزیع یکنواخت ساده آن ایجاد می‌کند. بنابراین، برای اهدافی مثل طراحی سازه‌های ساختمانی، به کارگیری روش توزیع یکنواخت نیروی لغزشی برشی کفایت لازم را در بهینه‌سازی پاسخ لرزه‌ای ساختمان چندطبقه دارد. این روش باعث ساده شدن روش طراحی سازه‌های متعارف حاوی میراگر اصطکاکی شده و مزیت‌هایی مثل حذف ریسک اجرای نادرست میراگرها در طول ساخت را به بار می‌آورد [۳۰].

استفاده از چنین توزیعی، سبب ایجاد معادلات طراحی تقریبی برای برش لغزشی بهینه‌ی کلی V_0 می‌شود. در بخش زیر نحوه‌ی تشکیل این معادلات با استفاده از روابط پارامتریک نشان داده شده است [۳۰].

$$\frac{V_0}{W} = \frac{\sum_{i=1}^{N_S} \sum_{j=1}^{N_{Di}} \tau P_{0ij} \cos \alpha_{ij}}{W} = M \left(\frac{T_b}{T_u}, \frac{T_g}{T_u}, NS \right) \times \frac{a_g}{g}$$

که در این رابطه، V_0 برش لغزشی بهینه کلی، W وزن کلی سازه، g شتاب ثقل، NS تعداد طبقات و M شیب است. مقدار M ، با وجود مقادیر ثابت T_b/T_u ، T_g/T_u و NS ، با استفاده از روش حداقل مجذور مربعات تخمین زده می‌شود. مجموع مجذور خطاها (I) به صورت زیر بیان می‌شود [۳۰]:

$$I = \sum_{k=1}^{N_a} \left[\left(\frac{\tau P_0 \cos \alpha}{W} \right)_k^* - M \times \left(\frac{a_g}{g} \right)_k \right]^2$$

در این رابطه، $\left(\frac{\tau P_0 \cos \alpha}{W} \right)_k^*$ نیروی لغزشی بهینه متناسب با k امین آنالیز سیستم اصطکاکی است. N_a نیز تعداد آنالیزهای صورت گرفته با مقدار متفاوت a_g/g را نشان می‌دهد. روش حداقل مجذور مربعات شامل حداقل نمودن مجذور خطاها می‌شود [۳۰]:

¹ Filiatrault and Cherry

$$\frac{\delta I}{\delta M} = 0$$

برای مقادیر خاص T_g/T_u , T_b/T_u و NS، مقدار M به صورت زیر تعیین می‌شود [۳۰]:

$$M = \frac{\sum_{k=1}^{Na} \left[\left(\frac{P_0 \cos \alpha}{W} \right)_k^* \times \left(\frac{a_g}{g} \right)_k \right]}{\sum_{k=1}^{Na} \left[\left(\frac{a_g}{g} \right)_k^2 \right]}$$

۲-۳-۳-۶ محدوده‌ی تعریف‌شده برای مقادیر در نظر گرفته‌شده

معمولاً در مطالعات پارامتریک سازه‌های دارای میراگر اصطکاکی از مقادیر از پیش تعیین‌شده‌ای استفاده می‌شود. همان‌گونه که در بخش‌های قبلی بیان شد، این پارامترها برای تشکیل معادلات طراحی تقریبی برای برش لغزشی بهینه‌ی کلی استفاده می‌شوند. در جدول ۲-۶ مقادیر مختلفی تحت این عنوان معرفی شده‌اند [۳۰].

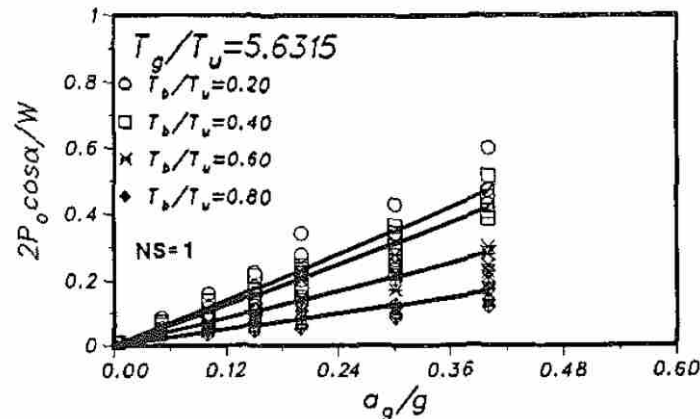
جدول ۲-۶ مقدار پارامترهای بکار رفته در مطالعات پارامتریک [۳۰].

پارامتر موردبررسی	مقادیر
NS	۱، ۵، ۳، ۱
T_g/T_u	T_u ; (۲/۰ ثانیه) / T_u ; (۱/۴ ثانیه) / T_u ; (۰/۷ ثانیه) / T_u ; (۰/۱ ثانیه)
T_b/T_u	NS = ۱ برای ۰/۲۰، ۰/۴۰، ۰/۶۰، ۰/۸۰ NS = ۳، ۵ و ۱۰ برای ۰/۲۰، ۰/۵۰، ۰/۸۰
ag/g	NS = ۱ برای ۰/۰۰۵، ۰/۰۵، ۰/۱، ۰/۱۵، ۰/۲۰، ۰/۳۰، ۰/۴۰ NS = ۳، ۵ و ۱۰ برای ۰/۰۵، ۰/۱، ۰/۲۰، ۰/۴۰

نتایج این مطالعات پارامتری برای مقدار $T_g/T_u = ۵/۶۳۱۵$ ، در شکل ۵۳-۶ نمایش داده‌شده است. در این نمودارها مقدار V_0/W با ثابت در نظر گرفتن NS در جدول ۲-۶، و در نظرگیری مقادیری برای سایر پارامترهای مربوطه بدست آمده است. با توجه به این نمودار مقدار M به صورت تقریبی با T_b/T_u دارای همبستگی خطی منفی است و این رابطه به صورت زیر تقریب زده می‌شود:

$$M = a \left(\frac{T_b}{T_u} \right) + b$$

که در این رابطه مقادیر a و b تابعی از NS و T_g/T_u است [۳۰].



شکل ۵۳-۶ نتایج مطالعات پارامتریک برای مقدار $T_g/T_u = 5.6315$ و $NS = 1$.

۳-۳-۳-۶ معادلات تعادل پیشنهادی

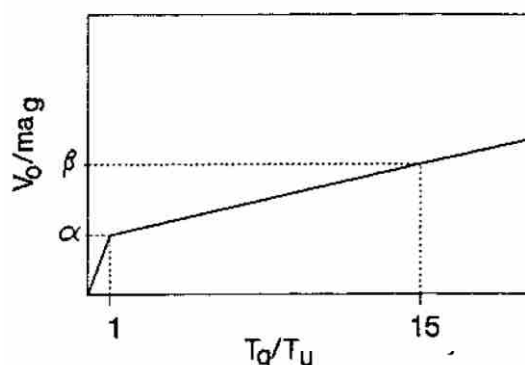
معادلات طراحی تقریبی برای محاسبه نیروی برشی لغزشی بهینه، با استفاده از ترکیب روابط معرفی شده بالا تعیین می شود که به صورت زیر قابل بیان است:

$$\frac{V_0}{ma_g} = \begin{cases} \frac{\left[\frac{(-1/24NS - 0/31)T_b}{T_u} + 1/04NS + 0/43 \right] T_g}{T_u} & \frac{T_g}{T_u} \leq 1 \\ \left[\frac{0/01NS + 0/02}{T_u} T_g - 1/25NS - 0/32 \right] \frac{T_b}{T_u} + \dots & \frac{T_g}{T_u} > 1 \\ \dots + \frac{(0/002 - 0/02NS)T_g}{T_u} + 1/04NS + 0/42 & \end{cases}$$

۴-۳-۳-۶ طیف طراحی نیروی لغزشی

معادلات بیان شده در بخش قبل، به صورت مستقیم برای تخمین نیروی برشی لغزشی بهینه بکار می روند. این در حالی است که نمایش گرافیکی این معادله (طیف طراحی ترسیم شده جهت تعیین نیروی لغزشی) روشی ساده تر و مرسوم تر برای یافتن V_0 است.

در صورتی که برای مقادیر خاص T_b/T_u و NS ، مقادیر V_0/mg در مقابل T_g/T_u ترسیم شود، منحنی ای دوخطی مشابه شکل ۵۴-۶ بدست خواهد آمد. این نمودار نشان دهنده طیف طراحی نیروی لغزشی برای سازه ای چندطبقه ای میراگر اصطکاکی است.



شکل ۵۴-۶ ساخت طیف طراحی نیروی لرزشی [۳۰].

طیف بالا با مشخص بودن عرض از مبدأ α و نقطه‌ی قائم کمکی دیگری مانند β شناخته می‌شود. عرض از مبدأ α ، نشانگر حد بالای اولین شاخه از منحنی دوطبقی است و برای تمامی مقادیر NS متناظر با $T_g/T_u = 1/0$ است. نقطه‌ی قائم کمکی β که سازگار با دومین خط این نمودار است در نقطه‌ای با طول $T_g/T_u = 15$ لحاظ می‌شود. مقادیر α و β ، در این نقاط طبق روابط زیر محاسبه می‌شوند [۳۰]:

$$\alpha = \frac{(-1/24NS - 0/31)T_b}{T_u} + 1/04NS + 0/43$$

$$\beta = \frac{(-1/07NS - 0/10)T_b}{T_u} + 1/01NS + 0/45$$

۵-۳-۳-۶ بیان روش طراحی به صورت گام به گام

بر مبنای نتایج مطالعات پارامتریک، روش زیر برای طراحی لرزه‌ای سازه‌های دارای میراگر اصطکاکی پال پیشنهاد می‌شود:

أ) گام اول:

در گام اول طراحی سازه با ابزار اصطکاکی، باید قاب خمشی بدون سیستم مهاربندی طراحی شود. این رویه در سطح عملکردی ایمنی جانی و با بارگذاری‌های متعارف، اما بدون لحاظ نیروی زلزله انجام می‌شود [۳۰].

اما در حالتی که بخواهیم از ابزار اصطکاکی برای بهسازی سازه‌ای موجود استفاده کنیم، کافی است تا کفایت مقاومت سازه‌ی موجود با قاب خمشی، بدون سیستم مهاربندی تأیید شده و از آن اطمینان حاصل شود. بررسی کفایت این سیستم تحت بارگذاری متعارف و بدون لحاظ اثرات نیروی زلزله، در سطح عملکردی ایمنی جانی لحاظ می‌شود [۳۰].

در این روش فرض می شود که کل نیروی زلزله توسط میراگرهای اصطکاکی مستهلک می شود. طراحان محترم ممکن است بخواهند نیروی زلزله را در ترکیبات بارگذاری خود وارد کنند. این کار باعث باقی ماندن سازه در سطح شکل پذیری معمولی شده و به عنوان ضریب اطمینانی اضافی در زلزله های بسیار قوی عمل می کند.

(ب) گام دوم

- در این گام باید پریود اصلی سازه ی مهاربندی نشده T_u ، (سازه ای که در گام اول طراحی شد)، محاسبه شود [۳۰].
- انتخاب مقاطع مناسب برای مهاربند های قطری: معمولاً به نحوی انتخاب می شوند که T_u/T_b کمتر از ۰/۴ شود (البته اگر از لحاظ اقتصادی امکان پذیر باشد) [۳۰].
- یافتن حداکثر شتاب زمین a_g و پریود غالب زمین T_g برای محل احداث سازه [۳۰].

برای یافتن مقدار ضریب a_g می توان از آیین نامه های بین المللی مثل UBC97، NEHRP و NBC کانادا استفاده نمود. البته برای طراحی سازه های داخلی، بهتر است مقدار این ضریب از آیین نامه های داخلی برداشت شود. در آیین نامه های داخلی مثل مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران و استاندارد ۲۸۰۰، حداکثر شتاب زمین با عنوان شتاب مبنای طرح معرفی می شود. معمولاً، مقدار این ضریب به صورت عددی بین ۰/۲ تا ۰/۳۵ اختصاص می یابد. برای تعیین این ضریب کافی است تا با دانستن محل احداث سازه، به پیوست (۱) استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم رجوع شود. پس از مشخص شدن نوع خطر پذیری لرزه ای منطقه، با توجه به جدول ۱-۲ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم مقدار این ضریب مشخص خواهد شد.

معمولاً مقدار ضریب T_g با توجه به نقشه های پهنه بندی لرزه ای تعیین می شود. از آنجایی که در ایران چنین نقشه هایی وجود ندارد، با استفاده از مشخصات خاک و شتاب نگاشت های ثبت شده می توان مقدار T_g را حدس زد. در صورتی که این اطلاعات نیز در دسترس نباشد، می توان از فرمول های تجربی معرفی شده توسط وانمارک و لای^۱ استفاده نمود. این معادلات به شرح زیر می باشند [۳۰]:

$$T_g = \frac{2\pi}{27 - 0.9R} \quad 10 \text{ km} \leq R \leq 160 \text{ km}$$

¹ Vanmarcke and Lai

$$T_g = \frac{2\pi}{6.5 - 7.5 M_L} \quad 5 \leq M_L \leq 7$$

این محققین مقدار h_g را برابر با مقدار ثابت ۰/۳۲ در نظر گرفته‌اند. پارامتر R نیز فاصله کانونی به کیلومتر، M_L بزرگای زلزله در مقیاس محلی و h_g میرایی کانای-تاجیمی^۱ است [۳۰].

ج) گام سوم

در این گام باید نسبت پارامترهای محاسبه‌شده در گام‌های پیش‌کنترل شود. این پارامترها فاقد بعد هستند و باید در محدوده‌ی مشخص‌شده‌ی زیر قرار گیرند [۳۰]:

$$0.120 \leq \frac{T_b}{T_u} \leq 0.180 \quad 0.105 \leq \frac{T_g}{T_u} \leq 20 \quad 0.1005 \leq \frac{a_g}{g} \leq 0.140 \quad NS \leq 10$$

این محدوده‌ها نشان‌دهنده‌ی مقبولیت مقادیر انتخابی هستند. اگر مقادیر محاسبه‌شده، در محدوده‌ی معرفی‌شده بالا قرار نگیرد، استفاده از آنالیز دینامیکی الزامی است [۳۰].

د) گام چهارم

در این گام باید ضرایب α و β با استفاده از روابط معرفی‌شده در بخش ۳-۳-۳-۴ محاسبه گردد و طیف طراحی نیروی لغزشی مشابه شکل ۵۴-۶ تهیه شود [۳۰].

ه) گام پنجم

در این گام نیز از طیف طراحی نیروی لغزشی (گام چهارم)، برای تخمین برش لغزشی کلی V_0 استفاده می‌شود. سپس این نیرو به‌طور یکنواخت در میان طبقات سازه توزیع می‌شود [۳۰].

$$V_{si} = \frac{V_0}{NS}$$

و) گام ششم

اکنون باید نیروی لغزشی هر طبقه V_{si} ، میان میراگرهای موجود در آن طبقه توزیع شود [۳۰].

$$\sum_{j=1}^{N_{Di}} 2P_{0ij} \cos \alpha_{ij} = V_{si}$$

در این رابطه N_{Di} تعداد میراگرهای موجود در طبقه‌ی i ام است.

ز) گام هفتم

در این گام، باید از عدم لغزش میراگرها تحت وزش باد اطمینان حاصل شود. بنابراین، نیروی محوری القایی ناشی از باد در مهاربندها محاسبه‌شده و با مقدار نیروی لغزشی هر میراگر مقایسه خواهد شد. این فرآیند با استفاده از روابط ذیل صورت می‌پذیرد [۳۰]:

¹ Kanai-Tajimi

(I) برای مهاربندهای لاغر ($P_{0ij} > P_{(cr)ij}$):

$$P_{0ij} \geq \frac{P_{Wij} + P_{(cr)ij}}{2}$$

(II) برای مهاربندهای غیر لاغر ($P_{0ij} < P_{(cr)ij}$):

$$P_{0ij} \geq P_{Wij}$$

در صورت عدم ارضای روابط فوق، میراگرهای اصطکاکی در برابر نیروی باد خواهند لغزید. برای برطرف کردن این مشکل، انتخاب یکی از روش های زیر را پیشنهاد می شود [۳۰]:

- نیروی لغزشی بزرگ تری انتخاب کرده و آنالیز دینامیکی صورت پذیرد.
- به گام دوم بازگشته و میزان سهم نیروی جانبی را افزایش دهید. بدین ترتیب مقاومت جانبی قاب خمشی بدون مهاربند در برابر بار باد افزایش می یابد.

(ح) گام هشتم

در این گام باید نیروی کششی حد تسلیم مهاربندها تخمین زده شده و اطمینان حاصل شود (طبق روابط ذیل) که مهاربندها پیش از وقوع لغزش میراگر جاری نخواهند شد [۳۰]:

(I) برای مهاربندهای لاغر ($P_{0ij} > P_{(cr)ij}$):

$$P_{0ij} \leq \frac{A_{bij}\sigma_{yij} + P_{(cr)ij}}{2}$$

(II) برای مهاربندهای غیر لاغر ($P_{0ij} < P_{(cr)ij}$):

$$P_{0ij} \leq A_{bij}\sigma_{yij}$$

در این رابطه، A_{bij} و σ_{yij} به ترتیب سطح مقطع مهاربند و تنش کششی تسلیم i امین مهاربند در i امین طبقه است [۳۰].

در صورت عدم برقراری روابط فوق، یکی از دو روش زیر پیشنهاد می شود [۳۰]:

- مقادیری برای مشخصات مهاربند انتخاب شود تا روابط بالا را اغنا گردند. سپس برای مشخص شدن پاسخ سازه، از آنالیز دینامیکی استفاده شود.
- به گام سوم بازگشته و ابعاد مهاربندهای قطری افزایش یابد.

۴-۶ روش مدل‌سازی و طراحی سازه نمونه با میراگر اصطکاکی پال

پس از بیان توضیحاتی در مورد میراگرهای اصطکاکی، در این بخش برآنیم تا ضمن بیان روش مدل‌سازی میراگرهای اصطکاکی، اندرکنش آن‌ها را با سازه در نظر بگیریم. بنابراین، سازه نمونه طراحی شده در فصل دوم، مجدداً با میراگر اصطکاکی طراحی خواهد شد. این مهم با کمک ضوابط آیین‌نامه‌ای فصل سوم و قواعد مدل‌سازی بیان شده در این فصل صورت پذیرفته است. همان‌گونه که پیش‌ازاین بیان شد، به دلیل ویژگی‌های متمایزکننده‌ی میراگر اصطکاکی پال، این فصل از کتاب به طراحی این میراگر اختصاص یافته است. بنابراین، با توجه به روش معرفی شده در بخش ۳-۳-۶، و استفاده از گام‌های تبیین شده در این روش، سازه‌ی نمونه‌ی حاوی میراگر اصطکاکی پال طراحی خواهد شد.

۴-۶-۱ گام اول: تعیین سیستم مقاوم در برابر زلزله (سازه پایه نصب میراگر)

در اولین گام از طراحی سیستم مجهز به میراگر اصطکاکی، باید قابی خمشی جهت تحمل بارهای ثقلی متعارف و معمول طراحی شود. همان‌گونه که در توضیحات گام اول بیان شد، در این قسمت الزامی به در نظرگیری اثرات زلزله وجود ندارد. چراکه بنابر اصول طراحی سازه‌های حاوی مستهلک‌کننده‌های اصطکاکی، فرض می‌شود که تمام انرژی ورودی ناشی از زلزله توسط مستهلک‌کننده جذب می‌شود. البته معمولاً برای افزایش ضریب اطمینان در برابر زلزله-های قوی، درصدی از نیروی زلزله در طراحی قاب خمشی اولیه منظور می‌شود. در سازه‌ی نمونه، حداقل مقدار نیروی برشی طراحی سازه پایه، بر اساس آیین‌نامه-های کنترلی معرفی شده در فصل سوم محاسبه شده است. بدین ترتیب علاوه بر افزایش ضریب ایمنی سیستم، مقاومت جانبی آن افزایش می‌یابد. از سوی دیگر، با در نظرگیری درصدی از نیروی برشی در سیستم، طرح نهایی غیراقتصادی نخواهد شد (در نظرگیری کل برش پایه برای طراحی سیستم پایه باعث غیراقتصادی شدن آن می‌شود).

۴-۶-۱-۱ تعیین استهلاک موردنیاز در طراحی میراگرها

در این فصل نیز مطابق فصول قبلی، اولین گام طراحی ابزار استهلاکی، به تعیین مقدار استهلاک هدف بر مبنای نیاز سازه اختصاص می‌یابد. البته به دلیل ساختار خاص میراگرهای اصطکاکی، میزان استهلاک انرژی سازه در این گونه سیستم‌ها بر مبنای نیروی وارده به آن‌ها تعیین می‌شود. چراکه اگر نیروی وارده کوچک‌تر از نیروی لغزشی میراگر باشد، انرژی مستهلک نخواهد شد. بنابراین در این سری میراگرها، امکان رسیدن به میرایی از پیش تعیین‌شده‌ای (بر اساس انتظارات گام اول) وجود ندارد.

۶-۴-۱-۲ محاسبه برش پایه‌ی طراحی

طبق توضیحات گام اول در نظرگیری بخشی از برش پایه، برای طراحی قاب‌هایی اولیه (جهت افزایش ضریب اطمینان) پیشنهاد می‌شود. بنابراین برای طراحی مطمئن‌تر سازه نمونه، درصدی از برش پایه‌ی واقعی به سازه اعمال می‌شود. برای این منظور طبق بند ۳-۱-۱-۲ (فصل سوم کتاب برگرفته از آیین‌نامه NEHRP، [۳]) حداقل برش پایه‌ی طراحی سازه پایه برای نصب میراگر محاسبه می‌شود. برای محاسبه‌ی برش پایه با این روش، باید درصدی میرایی برای سازه منظور شود. اگر فرض کنیم که سازه‌ی نهایی حاوی میراگر، دارای میرایی ۲۰ درصد باشد، طبق جدول ۱۶-۲ مقدار ضریب B_{V+1} برای این مقدار استهلاک برابر ۱/۵ خواهد شد. بنابراین با توجه به شرایط ذکر شده، برش پایه نباید از مقادیر زیر کوچک‌تر شود.

$$V_{min} = \frac{V}{B_{V+1}} \quad V_{min} = 0.75 V$$

بنابراین، مقدار V_{min} برابر است با:

$$V_{min1} = \frac{V}{B_{V+1}} = \frac{V}{1.5} = 0.66 V \quad V_{min} = \max \{0.66 V, 0.75 V\} = 0.75 V$$

بنابراین کافی است تا ضرایب برش پایه‌ی محاسبه‌شده در بخش ۴-۳-۳، برای میرایی ۲۰ درصد اصلاح شود. سپس با در نظرگیری راستای قرارگیری میراگرها (در سازه‌ی نمونه‌ی این کتاب جهت X مدنظر است) و اعمال ضریب ۷۵ درصد (طبق روابط بالا) مقدار نهایی برش پایه مشخص شود. به مطالعه کنندگان عزیزی که تاکنون ضریب برش پایه را برای میرایی ۲۰ درصد محاسبه نموده‌اند، توصیه می‌شود بخش ۴-۳-۳ این کتاب را به دقت مطالعه نمایند.

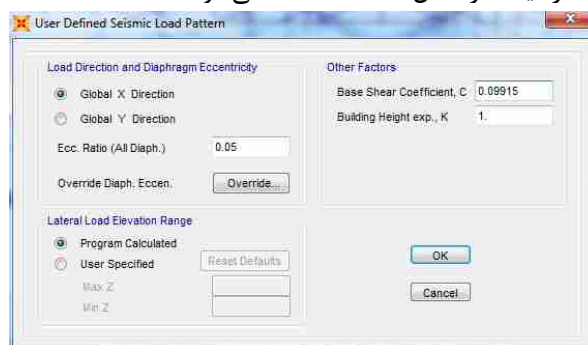
$$C_s = \frac{S_{D1} \times I}{T(\Omega_0 \times B_D)} = \frac{0.6 \times 1.0}{1.08 (2/8 \times 1.5)} = 0.1322$$

$$C_{smin} = 0.75 \times 0.1322 = 0.09915$$

اما سؤالی در این رابطه مطرح می‌شود؛ چرا با وجود اینکه در تشریح گام اول بیان شد که تمام انرژی سازه توسط سیستم اصطکاکی مستهلک می‌شود و میزان میرایی قاب پایه ناچیز است، باز هم برای طراحی این اعضا از برش پایه‌ی موجود در میرایی ۲۰ درصد استفاده شده است؟

در جواب این سؤال باید گفت، در طراحی سازه‌ی پایه جهت نصب ابزار اصطکاکی، در نظرگیری نیروی زلزله و برش پایه متناسب با آن، عملی در جهت افزایش ضریب اطمینان است. از طرفی چون پس از پایان گام‌های طراحی، میرایی سازه نهایی حدود ۲۰ درصد خواهد شد، برش پایه‌ی نهایی در جهت X، بر اساس میرایی ۲۰ درصد برابر ۰/۱۳۲۲ می‌شود. بنابراین در

نظرگیری ۷۵ درصد آن در طراحی قاب اولیه کمک شایان توجهی می‌کند. با همه‌ی تفاسیر، نیروی زلزله سازه نمونه در جهت X به صورت شکل ۶-۵۵ اعمال شده است. پس از آنالیز سازه‌ی نمونه با برش پایه‌ی جدید، تمامی مقاطع تیر و ستون مشخص می‌شوند. نتایج طراحی صورت گرفته برای قاب شماره یک در شکل ۶-۵۶ مشاهده می‌شود.



شکل ۶-۵۵ نیروی زلزله جهت X برای طراحی سیستم قاب خمشی بدون میراگر.

b30*45	b30*45	b30*45	b30*45	b30*45	b30*45
C30*30+8Q20	C30*30+8Q20	C30*30+8Q20	C30*30+8Q20	C30*30+8Q20	C30*30+8Q20
b30*45	b30*45	b30*45	b30*45	b30*45	b30*45
C35*35+8Q20	C35*35+8Q20	C35*35+8Q20	C35*35+8Q20	C35*35+8Q20	C35*35+8Q20
b30*45	b30*45	b30*45	b30*45	b30*45	b30*45
C35*35+8Q20	C40*40+12Q20	C35*35+8Q25	C35*35+8Q25	C35*35+8Q25	C35*35+8Q25
b30*50	b30*50	b30*50	b30*50	b30*50	b30*50
C40*40+12Q20	C40*40+12Q20	C40*40+12Q20	C40*40+12Q20	C40*40+12Q20	C40*40+12Q20
b30*50	b30*50	b30*50	b30*50	b30*50	b30*50
C40*40+12Q25	C40*40+12Q25	C40*40+12Q25	C40*40+12Q25	C40*40+12Q25	C40*40+12Q25
b30*50	b30*50	b30*50	b30*50	b30*50	b30*50
C55*55+16Q22	C55*55+16Q22	C55*55+16Q22	C55*55+16Q22	C55*55+16Q22	C55*55+16Q22

شکل ۶-۵۶ قاب خمشی شماره ۱ طراحی شده برای نصب میراگر اصطکاکی.

۶-۴-۲ گام دوم: محاسبه نسبت پریود سازه به پریود و شتاب غالب زمین

۶-۴-۲-۱ محاسبه ی پریود سازه در حالت مهاربندی نشده T_u

طبق آنچه در توضیحات گام دوم بیان شد، در این بخش مقدار پریود مؤثر سازه نمونه در جهت X برای قاب خمشی بدون مهاربند محاسبه می شود.

اگر از نرم افزار SAP برای مدل سازی سازه استفاده شده باشد، مقدار پریود اصلی سازه به سادگی تعیین می شود. بر اساس نتایج آنالیز، مقدار پریود اصلی سازه نمونه برابر ۰/۹۱۷ ثانیه است (به شکل ۵۷-۶ رجوع شود). البته اگر در سازه ای، در هر دو راستا از میراگرهای اصطکاکی استفاده شود، مقدار پریود سازه در هر دو جهت کاهش خواهد یافت. دلیل کاهش پریود، افزایش سختی و میرایی سیستم پس از افزوده شدن میراگرهاست. البته همان گونه که در فصل دوم بیان نمودیم، در سازه نمونه تنها در جهت X از میراگر اصطکاکی استفاده شده است.

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Tonf-m	UY Tonf-m
MODAL	Mode	1	0.935372	-0.1103	-11.443548
MODAL	Mode	2	0.917081	-11.577327	0.169482

شکل ۵۷-۶ مقدار پریود اصلی سیستم قاب خمشی (سازه ی پایه برای نصب میراگر اصطکاکی)

۶-۴-۲-۲ انتخاب مقطع مناسب برای مهاربندها

طبق آنچه پیش تر بیان شد، بهتر است تا به نحوی مهاربندهای ضربداری انتخاب شوند که T_u/T_b کمتر از ۰/۴ شود. بنابراین ابتدا در مکان های از پیش تعیین شده (جهت نصب میراگر)، مهاربندهای آزمایشی قرار می دهیم. پس از قرار دادن این مهاربندها مجدداً سازه را آنالیز می کنیم و مقدار پریود جدید سازه را محاسبه می کنیم. با کنترل نسبت پریودها، کفایت مهاربندهای انتخابی مشخص خواهد شد.

برای این منظور، در اولین مرحله از بررسی سازه نمونه، دوبل ناودانی ۱۴۰ به عنوان مهاربند انتخاب شده است. در نتیجه مطابق شکل ۵۸-۶ مقدار پریود سازه در جهت X برابر ۰/۶۴۷ می شود.

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Tonf-m	UY Tonf-m
MODAL	Mode	1	0.935803	0.002262	11.607309
MODAL	Mode	2	0.64726	-0.02938	0.179479

شکل ۵۸-۶ مقدار پریود اصلی سازه در قاب دارای مهاربند دوبل ناودانی ۱۴۰.

با قرارگیری مهاربندهای دویل ناودانی ۱۴۰ نسبت پریود به صورت زیر خواهد شد:

$$T_b/T_u = 0.647 \div 0.917 = 0.705$$

نسبت بالا کمتر از ۰/۴ نیست و این مقاطع شرایط مورد انتظار را فراهم نمی‌کنند. اما به علت اعمال در صد قابل توجهی از نیروی زلزله برای طراحی سازه‌ی پایه (قاب خمشی آماده برای نصب میراگر)، مقدار پریود مودال سازه کاهش چشم‌گیری داشته است. علت کاهش پریود، افزایش سختی سازه به دلیل قوی‌تر شدن مقاطع اولیه است. در نتیجه رساندن پریود سازه حاوی مهاربند به ۴۰ درصد پریود سازه فاقد مهاربند (۰/۹۱۷ ثانیه) عملی غیر منطقی است.

برای بررسی این مسئله، مدلی جدید از سازه نمونه بدون در نظرگیری نیروی زلزله تهیه گردید. پس از آنالیز و طراحی این سازه، پریود مودال قاب پایه در حدود ۱/۸ ثانیه بدست آمد. در این حالت نسبت پریود، حدود ۰/۳۶ شده که این مقدار کمتر از ۰/۴ است.

با این تفاسیر، برای اتصال میراگر اصطکاکی پال به قاب خمشی، مهاربندهای دویل ناودانی ۱۴۰ پیشنهاد می‌شود. البته در گام‌های بعدی باید کنترل‌های دیگری بر روی این ابزار صورت پذیرد.

۳-۲-۴-۶ یافتن حداکثر شتاب زمین a_g

در توضیحات گام دوم، نحوه‌ی محاسبه‌ی این ضریب مفصلاً بحث شد. اگر فرض کنیم سازه‌ی نمونه در شهری مانند تهران، که دارای پهنه‌ی با خطر نسبی خیلی زیاد است، واقع شده باشد طبق جدول ۱-۲ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، مقدار نسبت شتاب مبنای طرح برابر ۰/۳۵ خواهد شد.

۴-۲-۴-۶ محاسبه‌ی پریود غالب زمین T_g

جزئیات کامل محاسبه‌ی این ضریب، در توضیحات گام دوم بیان شد. برای محاسبه‌ی این ضریب در سازه‌ی نمونه، از روابط تجربی معرفی شده توسط وانمارک و لای استفاده شده است. اگر فرض شود که در محل احداث سازه‌ی نمونه پریود غالب زمین توسط زلزله‌ای مانند ال‌سنترو^۱ تعیین می‌شود (در فصل آخر، سازه‌ی نمونه با همین زلزله کنترل می‌شود)، مشخصات پریود غالب زمین توسط روابط تجربی مذکور و ویژگی این رکورد محاسبه خواهد شد. لذا با مراجعه به سایت‌هایی مانند PEER^۲ (که مشخصات زلزله‌های مهم را ثبت می‌کنند)، اطلاعات موردنیاز برداشت می‌شود. برای مثال مقدار بزرگای محلی در واحد ریشتر برای زلزله‌ی ال‌سنترو ۶/۹ گزارش شده است. در نتیجه خواهیم داشت:

^۱ El-Centro

^۲ Pacific Earthquake Engineering Research Center

$$T_g = \frac{2\pi}{65 - 7/5 M_L} \quad 5 \leq M_L \leq 7$$

$$T_g = \frac{2\pi}{65 - 7/5 M_L} = \frac{2\pi}{65 - 7/5 \times 6/9} = 0.474 \text{ ثانیه}$$

۶-۴-۳ گام سوم: کنترل مقدار نسبت پریود سازه به پریود و شتاب غالب زمین

همان گونه که در توضیحات این گام بیان شد، مقادیر محاسبه شده در گام پیش باید در محدوده های از پیش تعیین شده ای قرار گیرند.

$$0.20 \leq \frac{T_b}{T_u} \leq 0.80 \quad 0.05 \leq \frac{T_g}{T_u} \leq 2.0 \quad 0.005 \leq \frac{a_g}{g} \leq 0.40 \quad NS \leq 10$$

$$\frac{T_b}{T_u} = \frac{0.647}{0.917} = 0.705$$

$$0.20 \leq 0.705 \leq 0.80 \quad \text{قابل قبول است}$$

$$\frac{T_g}{T_u} = \frac{0.474}{0.917} = 0.517$$

$$0.05 \leq 0.517 \leq 2.0 \quad \text{قابل قبول است}$$

$$\frac{a_g}{g} = 0.35$$

$$0.005 \leq 0.35 \leq 0.40 \quad \text{قابل قبول است}$$

تعداد طبقات سازه نیز ۶ طبقه بوده که کمتر از ۱۰ طبقه (محدودیت این روش) است.

۶-۴-۴ گام چهارم: محاسبه ضرایب α و β

در این گام طبق روابط معرفی شده در بخش ۶-۳-۳ ضرایب α و β محاسبه می شوند:

$$\alpha = \frac{(-1/24 NS - 0.31) T_b}{T_u} + 1/0.4 NS + 0.43$$

$$\alpha = \frac{(-1/24 \times 6 - 0.31)}{0.917} \times 0.647 + (1/0.4 \times 6) + 0.43 = -3/38 + 6/67 = 3/29$$

$$\beta = \frac{(-1/0.7 NS - 0.10) T_b}{T_u} + 1/0.1 NS + 0.45$$

$$\beta = \frac{(-1/0.7 \times 6 - 0.10)}{0.917} \times 0.647 + 1/0.1 \times 6 + 0.45 = -4/6 + 6/0.6 + 0.45 = 1/91$$

در ادامه محاسبات این گام، طیف طراحی نیروی لغزشی مشابه شکل ۵۴-۶ ترسیم می‌شود. بر اساس این شکل، ابتدا معادله‌ی دو خط تشکیل‌دهنده‌ی این نمودار تعیین می‌شود. برای یافتن معادله‌ی این دو خط از نقاط کمکی بیان شده بر اساس مقادیر α و β کمک می‌گیریم.

$$\frac{T_g}{T_u} < 1/0.0: \text{معادله‌ی خط اول:}$$

$$\text{شیب خط: } \frac{3/29 - 0}{1 - 0} = 3/29$$

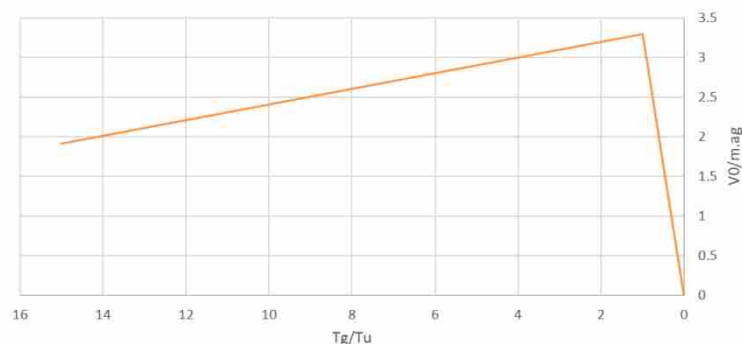
$$\text{معادله خط: } \frac{v_0}{ma_g} = 3/29 \times \left(\frac{T_g}{T_u}\right)$$

$$\frac{T_g}{T_u} > 1/0.0: \text{معادله‌ی خط دوم:}$$

$$\text{شیب خط: } \frac{1/91 - 3/29}{15 - 1} = -0/0.98$$

$$\text{معادله خط: } \frac{v_0}{ma_g} = -0/0.98 \times \left(\frac{T_g}{T_u}\right) + 3/29$$

اکنون با توجه به معادلات خطوط بالا، طیف طراحی نیروی لغزشی در نرم‌افزاری مانند EXCEL ترسیم می‌شود. شکل ۵۹-۶ نمودار نیروی لغزشی سازه نمونه را نشان می‌دهد.



شکل ۵۹-۶ طیف طراحی نیروی لغزشی سازه نمونه.

۵-۴-۶ گام پنجم: محاسبه‌ی برش لغزشی کلی

بر اساس نمودار و یا معادله‌ی خطوطی که در گام قبلی محاسبه شد، نیروی برشی لغزشی میراگرهای سازه محاسبه می‌شود. در گام دوم مقدار T_g/T_u برابر $0/517$ محاسبه شد. از آنجایی که مقدار این نسبت کوچک‌تر از $1/0.0$ شده است، با استفاده از معادله‌ی خط اول مقدار برش لغزشی کلی محاسبه می‌شود:

$$\frac{V_0}{ma_g} = 3/29 \times \left(\frac{T_g}{T_u}\right)$$

معادله خط اول :

بنابراین:

$$\frac{V_0}{ma_g} = 3/29 \times \left(\frac{T_g}{T_u}\right) = 3/29 \times 0.517 = 1/70$$

درنهایت، نیروی برشی لغزشی کلی با توجه به مقدار بالا محاسبه می شود:

$$V_0 = 1/70 \times m \times a_g = 1/70 \text{ } m A = 1/70 \times 0.35 \times m = 0.595 \text{ } m$$

بدین ترتیب مقدار نیروی لغزشی کلی سازه، ۰/۵۹۵ مقدار جرم لرزه ای آن برآورد می شود. بر مبنای محاسبات فصل دوم نیز مقدار جرم لرزه ای سازه نمونه، ۲۵۲۲ تن بدست آمده است. بنابراین مقدار نیروی برشی لازم برای لغزش میراگرهای اصطکاکی سازه نمونه، برابر ۱۵۰۰ تن برآورد می شود.

$$V_0 = 0.595 \text{ } m = 1500 \text{ تن}$$

همان گونه که در توضیحات گام پنجم بیان شد، برای سادگی، مقدار برش محاسبه شده ی بالا به طور یکنواخت بین طبقات سازه توزیع می گردد:

$$V_{si} = \frac{V_0}{NS} = \frac{1500}{6} = 250 \text{ تن}$$

۶-۴-۶ گام ششم: نیروی لغزشی اختصاصی به هر میراگر

طبق توضیحاتی که پیش تر بیان شد، در این گام نیروی اختصاصی به هر میراگر اصطکاکی محاسبه می شود. همان گونه که در فصل دوم بیان شد، در دهانه های B-C و D-E قاب های ۱ و ۴ تمامی طبقات سازه نمونه، میراگر اصطکاکی قرار گرفته است. بنابراین در هر طبقه ۴ عدد میراگر قرار خواهد گرفت. لذا نیروی هر میراگر با توجه به رابطه زیر محاسبه می شود:

$$\sum_{j=1}^{N_{Di}} 2P_{0ij} \cos \alpha_{ij} = V_{si}$$

أ) نیروی لغزشی میراگرهای اصطکاکی طبقه اول

ارتفاع طبقه اول سازه ی نمونه، برابر ۴/۵۷ متر و عرض آن ۴ متر است. بنابراین زاویه مهاربندهای حاوی میراگر با افق، و نیروی میراگرهای این طبقه با رابطه ی زیر محاسبه می شود:

$$\tan \alpha = \frac{4/57}{4} = 1/14 \quad \alpha = 48/8 \text{ درجه} \quad \cos \alpha = 0/658$$

$$V_{si} = 250 = 4 \times 2 \times 0/658 \times P_{0i} \rightarrow P_{0i} = 250 \div 5/264 = 47/5 \text{ تن}$$

ب) نیروی لغزشی میراگرهای اصطکاکی سایر طبقات

در سایر طبقات سازه نمونه، ارتفاع طبقه برابر ۳/۶۵ متر و عرض طبقه ۴ متر است. بنابراین زاویه مهاربندهای حاوی میراگر با افق به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\tan \alpha = \frac{3/65}{4} = 0/9125 \quad \alpha = 42/38 \text{ درجه} \quad \cos \alpha = 0/738$$

بر مبنای زاویه‌ی بیان‌شده، نیروی لغزشی میراگرهای این طبقات برابر است با:

$$V_{si} = 250 = 4 \times 2 \times 0/738 \times P_{0i}$$

$$P_{0i} = 250 \div 5/896 = 42/4 \text{ تن} \quad i = 2, \dots, 6$$

بنابر محاسبات بالا، مقدار نیروی لغزشی میراگرهای اصطکاکی طبقه‌ی اول ۴۷/۵ تن و مقدار نیروی لغزشی میراگرهای اصطکاکی سایر طبقات ۴۲/۴ تن است.

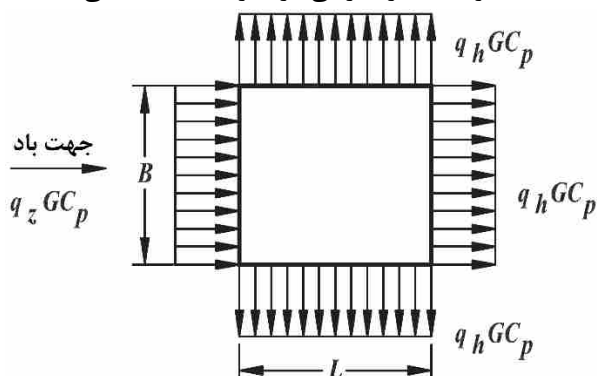
۶-۴-۷ گام هفتم: کنترل عدم لغزش میراگرهای اصطکاکی تحت اثر نیروی باد

در این گام باید نیروی باد وارده به سازه با نیروی لغزش مستهلک کننده‌ها مقایسه گردد. اساس این گام بر این مهم استوار است که مستهلک کننده اصطکاکی نباید در برابر نیروهای ناشی از باد فعال گردد. در نتیجه لازم است تا نیروی لغزش مستهلک کننده از نیروی باد وارده بیشتر باشد.

نیروی باد متناسب با سازه و نحوه‌ی توزیع آن، به صورت دستی و یا با کمک نرم‌افزار محاسبه می‌شود. در این کتاب نیروی باد توسط نرم‌افزار محاسبه‌شده و توضیحاتی در این رابطه بیان می‌شود. برای اعمال نیروی باد در نرم‌افزارهایی همچون SAP، باید از ضوابط بارگذاری آیین‌نامه‌ای استفاده شود. از آنجایی که در این نرم‌افزار، مبحث ششم مقررات ملی ساختمانی ایران وجود ندارد، از شبیه‌ترین آیین‌نامه‌ی موجود برای اعمال ضریب باد استفاده می‌شود. برای این منظور آیین‌نامه ASCE7-2010 انتخاب شده است. در نتیجه، بر اساس این آیین‌نامه، پارامترهای وابسته به ساختار هندسی سازه و محیط قرارگیری آن، به نرم‌افزار وارد می‌شوند. در بخش‌های بعدی ضرایب موردنیاز محاسبه‌شده است.

۶-۴-۷-۱ محاسبه ی ضرایب فشار خارجی (C_p)

ضریب فشار خارجی توسط ضوابط بخش ۴-۲۷ آیین نامه ASCE7-2010 محاسبه می شود. شکل ۶-۶۰ نشان دهنده ی ضرایب فشار خارجی در سازه های ساختمانی با شیب تخت است.



شکل ۶-۶۰ ضریب فشار خارجی [۳۱].

برای محاسبه ی ضریب C_p (نمایان در شکل بالا)، از جدول ۶-۳ کتاب (برگرفته از آیین نامه ASCE7) بهره می جوییم. بر اساس این جدول، ضریب فشار خارجی در جهت بادگیر همواره ثابت بوده و در جهت مخالف باد با توجه به ابعاد سازه محاسبه می شود. پارامترهای بکار رفته داخل جدول، در شکل ۶-۶۰ قابل مشاهده هستند.

جدول ۶-۳ نحوه محاسبه ی ضریب فشار خارجی [۳۱].

استفاده از	C_p	B/L	سطح
q_z	$0/8$	تمامی مقادیر	سطح روبه باد
q_h	$-0/5$	0 تا 1	سطح مخالف باد
	$-0/3$	2	
	$-0/2$	بیشتر از 4	
q_h	$-0/7$	تمامی مقادیر	سطوح کناری

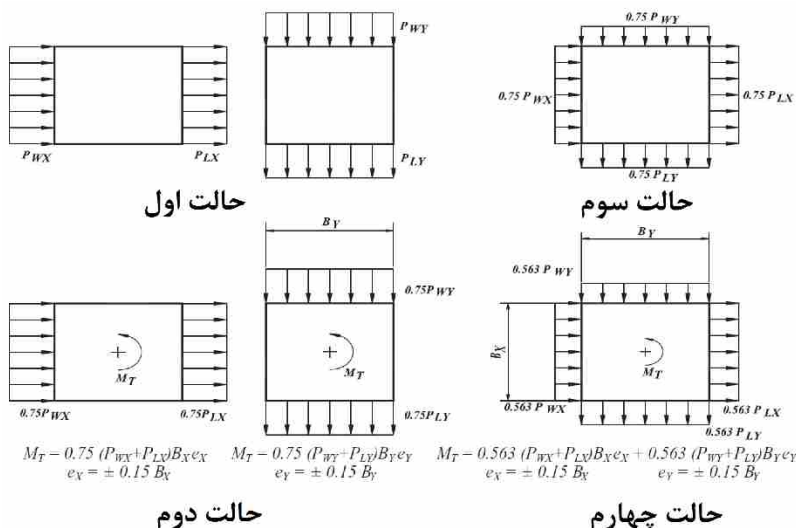
با این تفاسیر، ضرایب فشار خارجی سازه نمونه طبق جدول بالا محاسبه می شود. ضریب C_p در جهت رو به باد برابر با $0/8$ و در جهت مخالف باد با توجه به ابعاد سازه (20 متر در 12 متر) برابر $-0/367$ است.

$$C_p = -0/367 \quad \text{درون یابی} \quad 1/67 = 20 \div 12 = L/B$$

۴-۷-۲ تعیین روش طراحی نیروی باد

بر اساس قواعد آیین‌نامه ASCE7، برای تعیین نیروی باد طراحی سازه، باید یکی از حالات زیر در نظر گرفته شود [۳۱]:

- طراحی برای فشار کامل باد اعمالی بر ناحیه‌ی پیش‌بینی‌شده‌ی عمود بر محورهای اصلی سازه که به‌طور جداگانه (در راستای هر محور اصلی) در نظر گرفته می‌شوند.
- طراحی برای سه‌چهارم فشار باد اعمالی بر ناحیه‌ی پیش‌بینی‌شده‌ی عمود بر هر محور اصلی سازه، درحالی‌که لنگر پیچشی طبق شکل ۶-۶۱ بر سازه اعمال می‌شود. نواحی طراحی در راستای محورهای اصلی، باید جداگانه در نظر گرفته شوند.
- بارگذاری نیروی باد طبق حالت اول، با اعمال هم‌زمان ۷۵ درصد مقادیر تعیین‌شده.
- بارگذاری نیروی باد طبق حالت دوم، با اعمال هم‌زمان ۷۵ درصد مقادیر تعیین‌شده.



شکل ۶-۶۱ حالات در نظرگیری نیروی باد طراحی [۳۱].

در سازه‌ی نمونه، برای تعریف نیروی باد هر چهار قسمت در نظر گرفته شده است.

۴-۷-۳ تعیین خروج از مرکزیت سازه در جهت X و Y

اگر سازه‌ی موردبررسی در جهات اصلی دارای خروج از مرکزیت باشد، باید اثرات این خروج از مرکزیت در محاسبات نیروی اعمالی لحاظ شود. از آنجایی‌که سازه‌ی نمونه از لحاظ پلان دارای تقارن است، خروج از مرکزیت آن در هر دو راستا برابر صفر است.

۴-۷-۴-۶ سرعت باد آیین نامه ای

همان گونه که بیان شد، برای تعریف نیروی باد در نرم افزار SAP از آیین نامه ای ASCE7 استفاده شده است. بر اساس این آیین نامه سرعت باد پایه عبارت است از، سرعت متوسط سه ثانیه ای باد در یک محیط باز و ارتفاع ده متری از سطح زمین. دوره ی بازگشت این باد ۵۰ سال است.

اما اختلاف مهمی بین سرعت باد پایه در آیین نامه های داخلی مثل مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران و آیین نامه ASCE7 وجود دارد. این اختلاف ریشه در نوع محاسبه ی سرعت باد دارد. از آنجایی که ابزار داخلی توانایی ثبت سرعت حداکثر باد ۳ ثانیه ای را ندارند، سرعت متوسط ساعتی باد توسط اداره های هواشناسی هر منطقه گزارش می شود. آیین نامه های داخلی نیز همین سرعت را مدنظر قرار داده اند که به مراتب کوچک تر از سرعت ۳ ثانیه ای است. آیین نامه هایی مثل آیین نامه استرالیا برای تبدیل این سرعت ها به یکدیگر ضریب ۱/۵ را پیشنهاد داده اند.

همچنین باید در نظر داشت که نرم افزار SAP سرعت باد را برحسب مایل بر ساعت دریافت می کند. برای تبدیل سرعت از کیلومتر بر ساعت به مایل بر ساعت، از ضریب $۱/۶۰۹۳$ استفاده می شود.

اگر فرض کنیم سازه نمونه در منطقه ای مثل تهران ساخته شده باشد، با مراجعه به جدول ۶-۱۰-۲ آیین نامه ی مبحث ششم مقررات ملی ساختمانی ایران ویرایش ۹۲، سرعت مبنای باد ۱۰۰ کیلومتر بر ساعت به آن اختصاص می یابد. طبق نکات بالا، این سرعت به صورت زیر، به سرعت ورودی نرم افزار تبدیل می شود.

$$\text{مایل بر ساعت} = ۹۳/۲۱ = ۱۵۰ \div ۱/۶۰۹۳ \quad \text{کیلومتر بر ساعت} = ۱۵۰ \times ۱/۵$$

۴-۷-۵ در نظر گیری شرایط محیطی

آیین نامه ASCE7 شرایط محیطی را به سه دسته تقسیم بندی کرده است. شرایط محیطی B این گونه توصیف می شود؛ مناطق انبوه شهری، مناطق پوشیده از درختان انبوه و نظایر آنها. این شرایط باید در فاصله ی ۸۰۰ متری ساختمان و یا ۲۰ برابر ارتفاع آن، هر کدام بزرگ تر است، وجود داشته باشد. شرایط محیطی C، به محیط های باز و شرایط محیطی D، به مناطق باز در سواحل دریاها اطلاق می شود.

اگر فرض کنیم، سازه ی نمونه در منطقه ای مسکونی بنا شده، شرایط محیطی B بر آن حاکم خواهد شد.

۶-۷-۴-۶ ضریب توپوگرافی

ضریب توپوگرافی برحسب اشکال و معادلات موجود در بخش ۲-۸-۲ و تصویر ۱-۸-۲۶ آیین-نامه ASCE7-10 محاسبه می‌شود. ضریب توپوگرافی سازه نمونه برابر ۱/۰ فرض می‌شود.

۷-۷-۴-۶ محاسبه‌ی ضریب اوج باد

آیین‌نامه ASCE7 روابط مفصلی برای محاسبه‌ی ضریب اوج باد در سازه‌های صلب و انعطاف-پذیر بیان نموده است. برای دریافت اطلاعات بیشتر در این زمینه به این آیین‌نامه رجوع شود. برای سازه‌ی نمونه که طبق دسته‌بندی ASCE7 سازه‌ی صلب محسوب می‌شود، ضریب اوج باد به‌صورت زیر محاسبه می‌شود:

معمولاً روش محاسبه‌ی دوره‌ی تناوب تجربی سازه، برای باد و زلزله متفاوت است. برای محاسبه‌ی پریود سازه تحت اثر زلزله، از روابط تجربی تخصیص‌یافته برای این منظور استفاده می‌شود. در صورتی که پریود سازه در معرض وزش باد آیین‌نامه‌ای، با محاسبه‌ی تقریبی تعداد طبقات و ضرب آن در ۰/۱ ثانیه، محاسبه می‌شود. البته آیین‌نامه ASCE7 فرمول‌های مفصل‌تری نیز برای محاسبه‌ی پریود سازه تحت وزش باد معرفی کرده است. مسلماً سازه‌ی ۶ طبقه نمونه تحت وزش باد، دارای پریودی کمتر از یک ثانیه خواهد بود. در نتیجه طبق دسته‌بندی این آیین‌نامه در گروه سازه‌های صلب قرار می‌گیرد.

برای محاسبه ضریب اوج باد سازه‌ی نمونه از روابطی استفاده شده که توضیحات آن‌ها از بحث کتاب خارج است. پیشنهاد می‌شود برای مطالعات بیشتر به این توضیحات آیین‌نامه ASCE7 رجوع شود.

$$\text{متر } h = ۵ \times ۳/۶۵ + ۴/۵۷ = ۲۲/۸۲$$

$$\bar{z} = ۰/۶ \times h = ۰/۶ \times ۲۲/۸۲ = ۱۳/۶۹$$

$$I_{\bar{z}} = C \left(\frac{۱۰}{\bar{z}} \right)^{1/6} = ۰/۳ \times \left(۱۰ \div ۱۳/۶۹ \right)^{1/6} = ۰/۳ \times ۰/۹۴۹ = ۰/۲۸۴$$

$$L_{\bar{z}} = L \left(\frac{\bar{z}}{۱۰} \right)^{1/3} = ۹۷ \times \left(\frac{۱۳/۶۹}{۱۰} \right)^{1/3} = ۹۷ \times ۱/۱۱ = ۱۰/۷۷ \text{ متر}$$

$$Q = \sqrt{\frac{۱}{1 + ۰/۶۳ \left(\frac{B+h}{L_{\bar{z}}} \right)^{۰/۶۳}}} = \sqrt{\frac{۱}{1 + ۰/۶۳ \left(\frac{۳۲}{۱۰/۷۷} \right)^{۰/۶۳}}} = \sqrt{\frac{۱}{۱/۲۹۳}} = ۰/۸۷۹$$

$$G = 0.925 \times \left(\frac{1 + 1.7g_Q I_z Q}{1 + 1.7g_V I_z} \right)$$

ضریب اوج باد

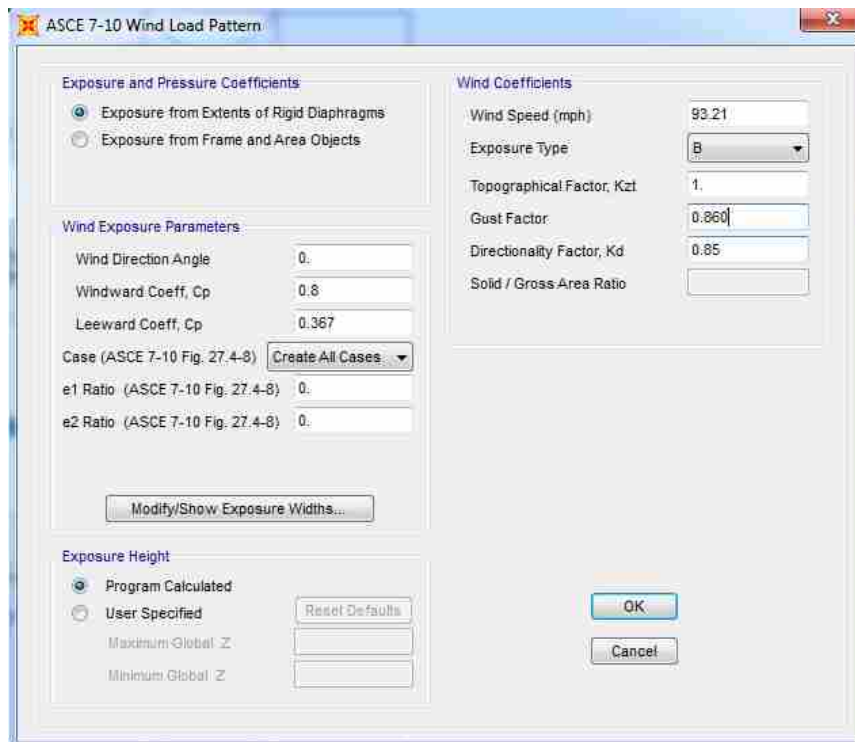
$$G = 0.925 \left(\frac{1 + 1.7 \times 3/4 \times 0.248 \times 0.1879}{1 + 1.7 \times 3/4 \times 0.248} \right) = 0.925 \times \frac{2/26}{2/43} = 0.860$$

۶-۴-۷-۸ ضریب جهت باد

ضریب جهت باد برای سازه‌های معمولی حدود ۰/۸۵ است. این ضریب برای سازه‌های خاص مثل دودکش‌ها و موارد مشابه، به ۰/۹ رسیده و تا ۰/۹۵ افزایش می‌یابد [۳۱].

۶-۴-۷-۹ تعیین نیروی باد در نرم‌افزار SAP

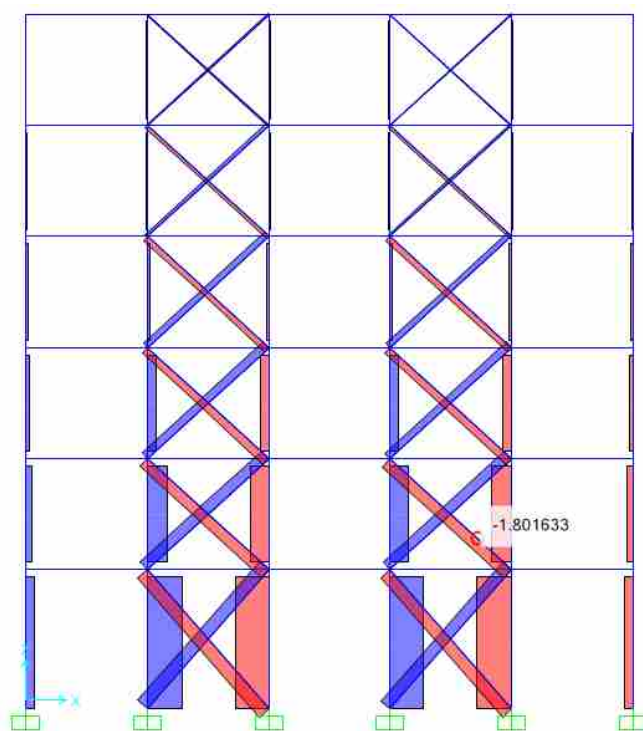
با توجه به توضیحات بخش‌های بالا، نیروی باد آیین‌نامه‌ای در نرم‌افزار SAP تعریف می‌شود. لذا تمام اطلاعات موردنیاز برای معرفی نیروی باد سازه‌ی نمونه از آیین‌نامه‌های مرتبط برداشت شد. در شکل ۶-۶ نحوه‌ی تعریف بار باد سازه‌ی نمونه نمایش داده شده است.



شکل ۶-۶ تعیین نیروی باد سازه نمونه بر اساس آیین‌نامه ASCE7 در نرم‌افزار SAP

۶-۴-۷-۱۰ بررسی بیشترین نیروی ایجادشده در مهاربندها در اثر نیروی باد

برای بررسی نیروی باد ایجاد شده در مهاربندهای سازه، ابتدا باید مطابق بند ۶-۴-۷-۹ نیروی باد تعریف شود. سپس با غیرفعال نمودن نیروی زلزله، سازه‌ی حاوی مهاربند آنالیز شود. پس از انجام آنالیز، حداکثر نیروی ایجادشده در مهاربندهای مشابه هر طبقه تعیین می‌شود. برای مثال با بررسی مهاربندهای طبقه‌ی اول سازه‌ی نمونه، حداکثر نیروی ایجادشده ناشی از بار باد $2/08$ تن مشاهده شده است. طبقات دوم تا ششم سازه‌ی نمونه نیز دارای خواص هندسی مشترکی هستند. در بین این طبقات، حداکثر نیروی ناشی از باد در طبقه‌ی دوم ایجاد شده که برابر با $1/8$ تن می‌باشد. شکل ۶-۳۳ دیاگرام توزیع نیروی باد در سازه‌ی نمونه را نشان می‌دهد.



شکل ۶-۳۳ نیروی ایجادشده در مهاربندهای طبقات سازه در اثر اعمال باد.

۶-۴-۷-۱۱ کنترل عدم لغزش میراگرهای اصطکاکی در معرض وزش باد

در بخش قبل، حداکثر مقدار نیروی ایجادشده ناشی از وزش باد در سازه نمونه محاسبه شد. با مقایسه‌ی این نیرو با نیروهای لغزشی (در گام ششم محاسبه شد)، خواهیم داشت: طبقه‌ی اول:

عدم رخداد لغزش $\rightarrow$ تن $2/08 > 47/5$

سایر طبقات در بحرانی ترین حالت:

عدم رخداد لغزش $\rightarrow$ تن $1/8 > \text{تن } 42/4$
 علت اندک بودن نیروی مهاربندها، سختی نسبتاً بالای قاب خمشی سازه‌ی نمونه است. سختی بالای قاب خمشی باعث جذب در صد بالایی از نیروی وارده ناشی از وزش باد می‌شود.

۶-۴-۸ گام هشتم: کنترل عدم جاری شدن مهاربندها پیش از لغزش میراگرها

طبق آنچه در توضیحات این گام بیان شد، در این بخش با تخمین نیروی کششی حد تسلیم مهاربندها، اطمینان حاصل می‌شود که مهاربندها پیش از وقوع لغزش در میراگرها جاری نخواهند شد. این کنترل توسط روابط زیر انجام می‌شود:

برای مهاربندهای لاغر $(P_{0ij} > P_{(cr)ij})$:

$$P_{0ij} \leq \frac{A_{bij}\sigma_{yij} + P_{(cr)ij}}{2}$$

برای مهاربندهای غیر لاغر $(P_{0ij} < P_{(cr)ij})$:

$$P_{0ij} \leq A_{bij}\sigma_{yij}$$

برای تخمین نیروی کششی حد تسلیم مهاربندها، ابتدا باید مشخصات مقاطع دویل ناودانی ۱۴، از جداول اشتال برداشت شود. لازم به ذکر است که این جداول در نرم‌افزارهایی همچون SAP و Etabs نیز موجود و قابل استفاده هستند. مقطع دویل ناودانی ۱۴ دارای مدول الاستیسیته ۲۱۰۰۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع، سطح مقطع ۴۰/۸ سانتی متر مربع، و ممان اینرسی حول محور ضعیف تر ۱۰۵۰ سانتی متر مکعب است. بنابراین:

$$A_{bij}\sigma_{yij} = 40/8 \times 2400 = 97920 \text{ کیلوگرم} = 97/92 \text{ تن}$$

نیروی کششی حد تسلیم مهاربندهای طبقه اول:

$$P_{(cr)ij} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} = \frac{\pi^2 \times 2100000 \times 1050}{457^2 + 400^2} = \frac{21740418000}{368849} = 58/94 \text{ تن}$$

نیروی کششی حد تسلیم مهاربندهای سایر طبقات:

$$P_{(cr)ij} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} = \frac{\pi^2 \times 2100000 \times 1050}{365^2 + 400^2} = \frac{21740418000}{293225} = 74/14 \text{ تن}$$

با مقایسه‌ی این مقادیر و نیروهای لغزشی محاسبه شده در گام ششم، وضعیت مهاربندهای سازه پیش از لغزش میراگرها کنترل می‌شود:

ا) کنترل عدم تسلیم مهاربندهای طبقه‌ی اول سازه نمونه پیش از لغزش میراگرهای آن طبقه: نیروی لغزشی میراگرهای طبقه‌ی اول ۴۷/۵ تن محاسبه شده است. این مقدار کمتر از $P_{(cr)ij}$ محاسبه شده برای این طبقه است. بنابراین مهاربند غیر لاغر محسوب شده و وضعیت آن طبقه رابطه دوم کنترل می‌شود:

$$P_{0ij} \leq A_{bij}\sigma_{yij}$$

$$۴۷/۵ \text{ تن} < ۹۷/۹۲ \text{ تن}$$

بنابر محاسبات بالا، مهاربندهای طبقه‌ی اول پیش از لغزش میراگر جاری نخواهند شد.

ب) کنترل عدم تسلیم مهاربندهای طبقات دوم تا ششم سازه نمونه پیش از لغزش میراگرهای آن طبقات:

نیروی لغزشی محاسبه شده برای میراگرهای این طبقات ۴۲/۴ تن است. در نتیجه این مهاربندها نیز غیر لاغر محسوب شده و کنترل آن‌ها طبق رابطه دوم صورت می‌پذیرد:

$$P_{0ij} \leq A_{bij}\sigma_{yij}$$

$$۴۲/۴ \text{ تن} < ۹۷/۹۲ \text{ تن}$$

پس در هیچ طبقه‌ای، مهاربندها پیش از لغزش میراگرها جاری نخواهند شد.

۶-۵ مدل سازی میراگرهای محاسبه شده در SAP و طراحی سازه

همان گونه که در فصول گذشته بیان شد، برای مدل سازی میراگرها در نرم افزار SAP از المان-های تعریف شده توسط این نرم افزار استفاده می‌شود. مدل سازی میراگرهای اصطکاکی نیز به همین صورت انجام می‌شود. البته در نرم افزار SAP المان خاصی با عنوان میراگر اصطکاکی وجود ندارد. بنابراین باید این میراگر با مشابه ترین المان ممکن، مدل شود. برای این منظور از المان پلاستیک ون استفاده می‌شود. این المان شبیه ترین رفتار را به میراگرهای اصطکاکی نشان می‌دهد. در بخش زیر خواص و نحوه‌ی عملکرد این المان بیان شده است.

۶-۵-۱ المان پلاستیک ون

مدل بوک-ون^۱ ساده ترین و دقیق ترین مدلی است که برای نمایش رفتار هیسترتیک استفاده می‌شود. این مدل توسط بوک ارائه و توسط ون تکمیل شده است. مدل بوک-ون تطبیق پذیری بسیار مناسبی در برابر انواع الگوهای رفتاری هیسترتیک نشان می‌دهد [۳۲]. اگر معادلات حرکت سیستم یک درجه آزادی را در نظر بگیریم، خواهیم داشت [۳۲]:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + F(t) = f(t)$$

^۱ Bouc-Wen

که در آن m جرم، $u(t)$ جابجایی، c ضریب استهلاک ویسکوز خطی، $F(t)$ نیروی بازگرداننده و $f(t)$ نیروی تحریک است. بر مبنای مدل بوک-ون، نیروی بازگرداننده برابر است با [۳۲]:

$$F(t) = a \frac{F_y}{u_y} u(t) + (1 - a) F_y z(t)$$

در این رابطه نیز، F_y نیروی تسلیم، u_y جابجایی تسلیم، a نسبت سختی پس از تسلیم به پیش از تسلیم (حالت الاستیک) و $z(t)$ پارامتر هیسترتیک بی بعد است. بر اساس رابطه زیر پارامتر $z(t)$ از اختلاف بین معادلات غیر خطی با شرایط اولیه صفر $z(0) = 0$ تبعیت می کند. [۳۲]:

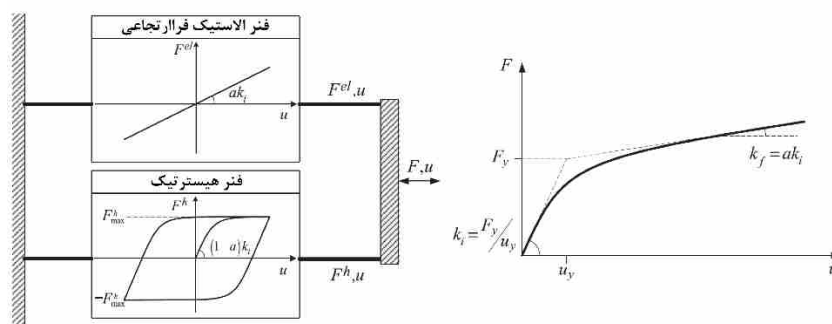
$$\dot{z}(t) = \frac{1}{u_y} [A - |z(t)|^n (\beta + \text{sgn}(\dot{u}(t) z(t) \gamma)) \dot{u}(t)]$$

در این رابطه، A ، β ، γ و n مقادیری بی بعد هستند و رفتار هیسترتیک مدل را کنترل می کنند. تابع sgn نیز بیانگر تابع علامت است. هنگامی که پارامتر نمایی مثبت n کوچک باشد، انتقال از حالت الاستیک به پلاستیک نرم تر می شود. در حالی که برای مقادیر بزرگ این متغیر، این انتقال ناگهانی خواهد بود و به مدل دو خطی نزدیک می شود. پارامترهای β و γ ابعاد و شکل حلقه های هیسترتیک را کنترل می کنند. پارامتر A نیز در رابطه اصلی بوک-ون تعریف شده است. امروزه شواهد متعددی زائد بودن این پارامتر را نشان می دهد [۳۲]. با اعمال تغییراتی جزئی در معادله نیروی بازگرداننده، این نیرو به دو قسمت الاستیک و هیسترتیک تبدیل می شود. در بخش زیر این نیروها به تفکیک نمایش داده شده است [۳۲]:

$$F^{el}(t) = a \frac{F_y}{u_y} u(t)$$

$$F^h(t) = (1 - a) F_y z(t)$$

با تشکیل معادلات مستقل بالا، مدل بوک-ون به صورت دو فنر موازی متصل به هم تداعی می کند. در شکل ۶-۶۴ مدل بوک-ون به صورت دو فنر موازی نمایش داده شده است.



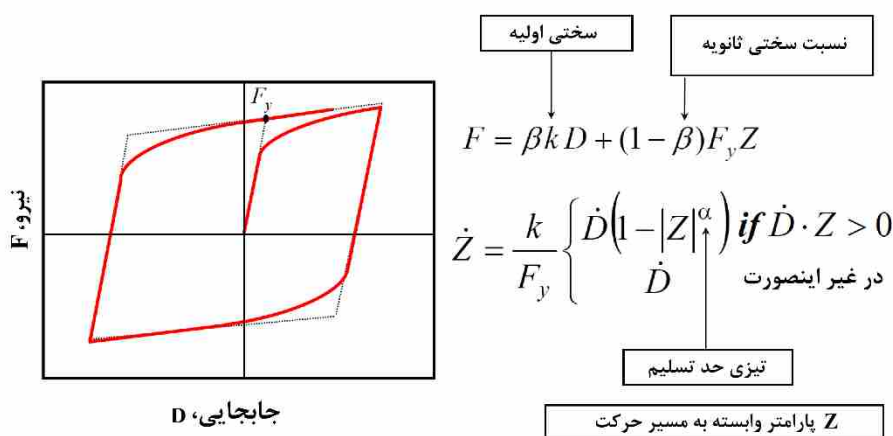
شکل ۶-۶۴ مدل بوک-ون به صورت دو فنر موازی (الاستیک و هیسترتیک) [۳۲].

در این تصویر، $K_i = F_y/u_y$ و $K_f = ak_i$ به ترتیب نشانگر سختی اولیه سیستم و سختی سیستم پس از تسلیم هستند. در آزمایش‌های "کنترل جابجایی"، تاریخچه‌ی جابجایی و مشتقات آن مشخص است. بنابراین، محاسبه‌ی متغیر هیسترتیک و نیروی بازگرداننده به‌طور مستقیم توسط معادلات بالا، انجام می‌شود. در آزمایش‌های "کنترل نیرو"، رابطه نیرو-جابجایی به شکل زیر تغییر می‌کند [۳۲]:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + a\frac{F_y}{u_y}u(t) + (1-a)F_yz(t) = f(t)$$

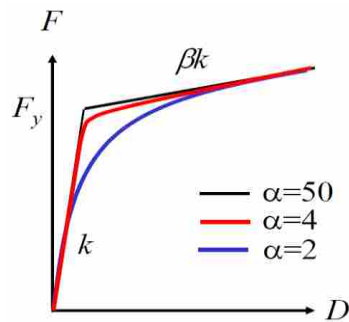
اگر معادله‌ی بالا در فضای حالت بازنویسی شود، با هر معادله دیفرانسیل مرتبه اول مؤثری حل خواهد شد. این معادله برای محاسبات زمانی مؤثرتر است. بنابراین استفاده از این معادله برای الگوریتم بهینه‌سازی تصادفی مناسب‌تر است [۳۲].

آیین‌نامه NEHRP، [۳]، نیز توصیه می‌کند برای طراحی و مدل‌سازی میراگرهای وابسته به جابجایی، از مدل پلاستیک ون استفاده شود. در بخش بالا معادله‌ای معرفی شد که با بازنویسی آن در فضای حالت، نمودار و روابط بوک-ون تشکیل می‌شود. شکل ۶-۶۵ نمایشگر حل این معادله توسط آیین‌نامه و نمودار ترسیم‌شده‌ی مربوط به آن است.



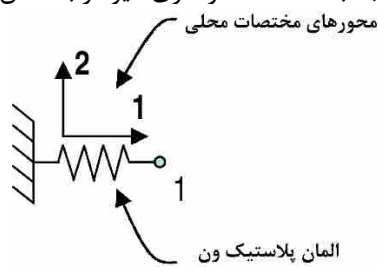
شکل ۶-۶۵ معادله و نمودار بوک-ون، پیشنهادشده برای مدل‌سازی میراگرهای وابسته به جابجایی در آیین‌نامه FEMA451 [۳].

مطابق این آیین‌نامه، پارامتر Z بیانگر متغیر هیسترتیک داخلی بوده که همواره کوچک‌تر یا برابر یک است. همچنین بر اساس شکل ۶-۶۶، پارامتر α انحنای نمودار را تحت تأثیر قرار می‌دهد. مطابق تصویر مقدار $\alpha = 50$ سبب ایجاد نموداری تقریباً دوطبقی می‌شود. مقادیر بالاتر این پارامتر نتایج عجیبی به دنبال دارد [۳].

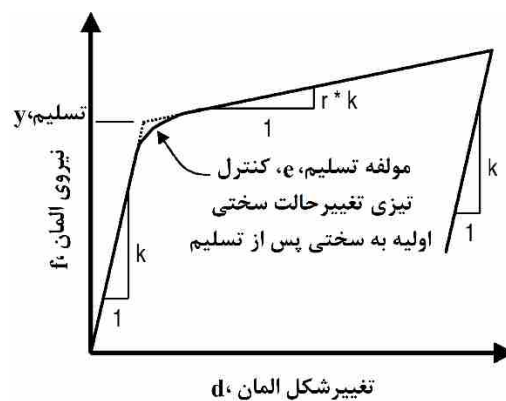


شکل ۶-۶۶ بررسی رفتار مدل بوک-ون با تغییر پارامترهای تشکیل دهنده‌ی آن [۳].

پس از بیان جزئیات مدل بوک-ون، اکنون روش تعریف این المان در نرم افزار SAP بررسی می شود. تعریف این المان در نرم افزار SAP به صورت شکل ۶-۶۷ در نظر گرفته می شود. منحنی شکل ۶-۶۸ نیز با توجه به مشخصات رفتاری میراگر به المان اختصاص می یابد [۳۳].



شکل ۶-۶۷ نمایی از نحوه مدل سازی المان ون در SAP [۳۳].



شکل ۶-۶۸ نمودار اختصاصی به المان پلاستیک ون در نرم افزار SAP [۳۳].

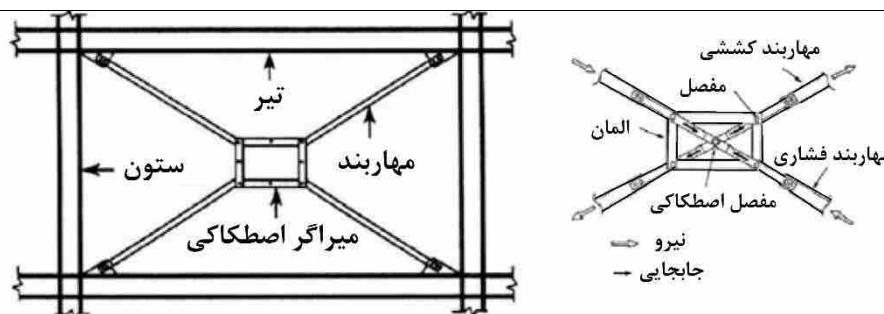
در نمودار بالا، پارامترهای K سختی الاستیک المان، r^*k سختی المان پس از رسیدن به حد تسلیم و e میزان تیزی نمودار در محل انتقال از سختی قبل از تسلیم به بعد از تسلیم هستند.

مشاهده رفتار المان ون نشان می‌دهد که رفتار بار-تغییر مکان این المان ایجاد یک نمودار تقریباً دوطبقی می‌کند. همان‌گونه که بیان شد، این نمودار با سه پارامتر شناخته می‌شود. پارامترهای مذکور باید به‌گونه‌ای تعیین گردند که حلقه‌های هیستریتیک میراگر اصطکاکی به‌صورت مستطیلی تشکیل شوند.

۶-۵-۲ نحوه‌ی ترسیم مقاطع مدل و محل مفاصل خمشی

در بخش قبل، نیروی لغزشی میراگرهای اصطکاکی که مهم‌ترین شاخصه‌ی این ابزار تلقی می‌شود، محاسبه شد. در این قسمت میراگرهای اصطکاکی، با توجه به مدل تشریح شده‌ی بوک-ون در نرم‌افزار مدل می‌شوند. برای ترسیم و مدل‌سازی این ابزار به جزئیات دقیقی احتیاج است. شکل ۶-۶۹ محل قرارگیری مفاصل و نحوه‌ی ترسیم اعضای میراگر و مهاربند را نشان می‌دهد.

روش طراحی و ساخت اتصالات مفصلی و گیردار میراگرها و مهاربندها، بر اساس آیین‌نامه‌های فولادی تعیین می‌شود. بنابراین مهندسین طراح سازه باید پس از طراحی المان‌های میراگر، اتصالات المان‌های میراگر و مهاربندها را طراحی کنند. بدیهی است برای طراحی این اتصالات، کنترل و در نظرگیری ضوابط آیین‌نامه‌های فولادی الزامی است.



شکل ۶-۶۹ جزئیات مدل‌سازی میراگر اصطکاکی پال در نرم‌افزار SAP

۶-۵-۳ ترسیم و اختصاص میراگرهای اصطکاکی پال در سازه نمونه

۶-۵-۳-۱ ترسیم المان‌های میراگر-مهاربند

در این بخش، روش مدل‌سازی ابزار اصطکاکی پال در نرم‌افزار SAP بیان می‌شود. یکی از ابتدایی‌ترین ملزومات مدل‌سازی این میراگر، داشتن ابعاد میراگر اصطکاکی است. اولین گام برای یافتن این ابعاد، تعیین میزان نیروی لغزشی مناسب برای آن، متناسب با شرایط سازه است. میزان نیروی لغزشی میراگرهای سازه‌ی نمونه، در بخش قبل محاسبه شد. بنابراین برای

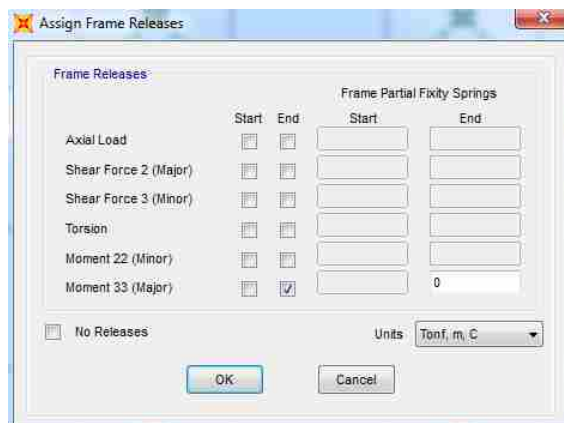
یافتن ابعاد میراگرهای اصطکاکی، ابتدا نیروی لغزشی متناسب با هر میراگر محاسبه می شود. سپس سفارش این ابزار به شرکت های سازنده و یا کارگاه های معتبر ساخت این ابزار داده می شود. این شرکت ها برحسب نیروی لغزشی لازم، ابعاد نزدیک ترین میراگر موجود را ارائه می کنند. به علاوه برخی از این شرکت ها کاتالوگ هایی شامل ابعاد این میراگرها ارائه می کنند.

ابعاد میراگرهای اصطکاکی پال به کاررفته در سازه ی نمونه ۳۰ سانتی متر در ۴۰ سانتی متر فرض شده است. نوع این میراگر نیز مشابه شکل ۶-۱۲ انتخاب شده است. برای ترسیم میراگر مذکور با مشخصات بیان شده، کافی است تا به قاب خمشی طراحی شده در گام اول بازگشته و بر اساس ابعاد میراگر اصطکاکی چهار نقطه ی کمکی (طبق توضیحات فصل پیش) ترسیم کنیم. پس از ترسیم نقاط کمکی، با استفاده از دستور ترسیم Draw Frame و نمایه ی Straight Frame مهاربندها را به این نقاط متصل می کنیم.

نحوه اتصال مهاربندها به قاب خمشی به صورت مفصلی است. این حالت دقیقاً مشابه حالتی است که هیچ گونه میراگری وجود نداشته باشد. اما اتصال مهاربندها به میراگر اصطکاکی لزوماً به صورت گیردار است. چراکه اگر اتصال مهاربندها به میراگر اصطکاکی به صورت مفصلی باشد، مکانیسم ایجادشده و کل سیستم مقاوم مهاربند-میراگر، ناپایدار می شود. بنابراین برای مدل سازی این المان ها، ممان انتهایی صفر منظور می شود.

برای مفصلی نمودن اتصال مهاربند به قاب خمشی، تنها باید ممان M3 المان، در سمت اتصال به قاب، آزاد شود. شکل ۶-۷۰ نحوه ی اختصاص مفاصل خمشی به مهاربندهای حاوی میراگر را نشان می دهد. محل اختصاص مفصل خمشی در این المان ها بسیار حائز اهمیت است. چراکه اگر خطایی در این قسمت صورت پذیرد، تمام روند محاسباتی تحت شعاع قرار خواهد گرفت.

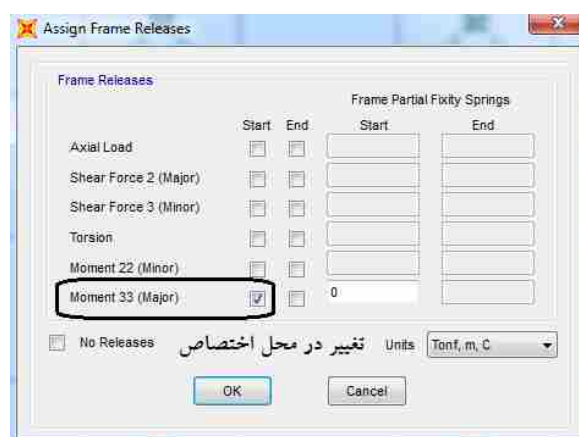
لازم به ذکر است، نحوه ی ترسیم المان مهاربند در نرم افزار SAP، بر محل ابتدا و انتهای آن اثر می گذارد. بنابراین توصیه می شود پس از اجرای فرمان شکل ۶-۷۰، محل تشکیل مفاصل خمشی کنترل شود. برای این منظور کافی است تا مشابه شکل ۶-۷۱، فرمان نمایش مفاصل خمشی در نرم افزار اجرا شود. سپس با مشاهده ی هر قاب، محل مفصلی شدن اعضای مهاربندی کنترل شود. همان گونه که بیان شد، مفاصل تمام اعضای مهاربندی باید سمت قاب خمشی ایجادشده باشد. در غیر این صورت باید مهاربندهایی که در سمت میراگرها مفصلی هستند، انتخاب شوند. سپس مطابق شکل ۶-۷۰ محل اختصاص مفاصل خمشی از انتهای عضو مهاربندی به ابتدای آن تغییر کند. شکل ۶-۷۲ تغییر حالت مفصل این اعضا را نشان می دهد.



شکل ۶-۷۰ روش اختصاص مفاصل خمشی به مهارندهای حاوی میراگر اصطکاکی.

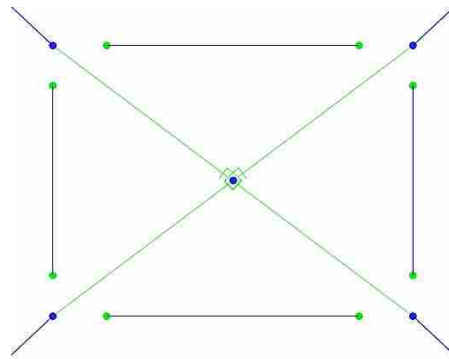


شکل ۶-۷۱ نحوه نمایش مفاصل خمشی در نرم‌افزار SAP

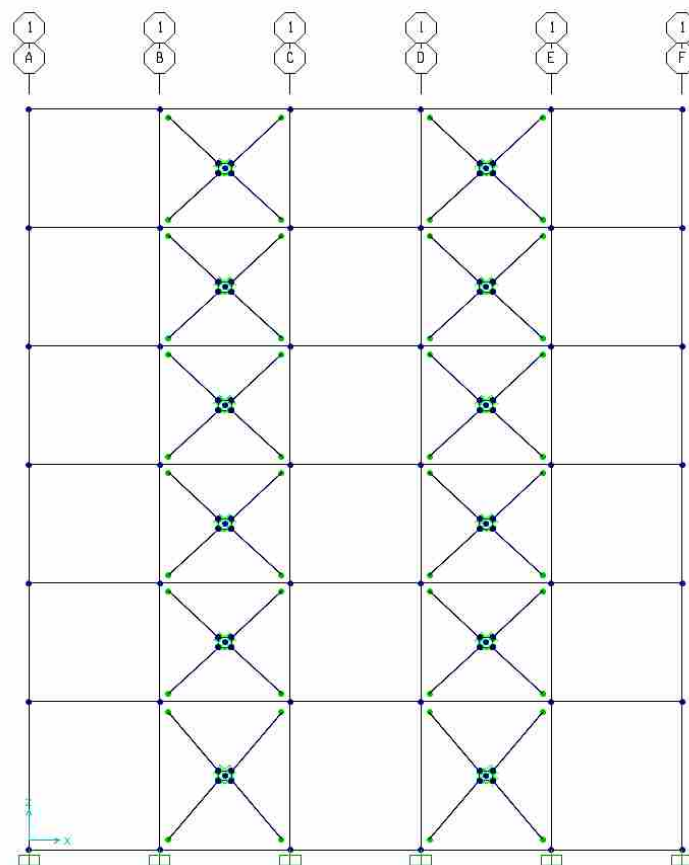


شکل ۶-۷۲ جابجایی محل مفصل خمشی در المان‌های مهاربند.

شکل ۶-۷۳ و شکل ۶-۷۴ نحوه ی اتصال میراگرها و مهاربندهای اصطکاکی را نشان می دهند.



شکل ۶-۷۳ نحوه اتصال مهاربندها و میراگر اصطکاکی پال.



شکل ۶-۷۴ محل تشکیل مفاصل خمشی در قاب شماره ی یک.

اکنون باید چهار نقطه‌ی مفصلی (نقاط کمکی) توسط المان‌هایی افقی و عمودی به یکدیگر متصل شود. همان‌گونه که بیان شد، معمولاً ابعاد و نوع این المان‌ها توسط شرکت سازنده مشخص می‌شود. اما در اینجا از مهاربندهای دابل ناودانی ۱۴ (مشابه مقاطع مهاربندها) برای مدل‌سازی اعضای افقی و عمودی استفاده شده است.

نهایتاً المان‌های میراگر به شکل قطرهای مربع، ترسیم می‌شوند. برای ترسیم این المان‌ها از دستور Draw 2 joint link استفاده می‌شود. نحوه‌ی ترسیم این المان‌ها در شکل ۶-۷۳ قابل مشاهده است. شکل ۶-۷۴ نیز محل مفاصل خمشی قاب شماره‌ی ۱ را نشان می‌دهد. مطابق این تصویر، مفاصل تمامی مهاربندها در سمت قاب خمشی ایجاد شده است.

۶-۵-۳-۲ معرفی و اختصاص میراگرهای اصطکاکی پال

اکنون لینک‌های قطری ترسیم‌شده در گام قبل انتخاب‌شده، و ویژگی متناسب با هر یک به آن‌ها اختصاص می‌یابد. اختصاص ویژگی هر میراگر، با توجه به جزئیات زیر صورت می‌پذیرد.

- نوع لینک Plastic (wen) تعریف می‌شود.
- معمولاً جرم و وزن میراگرهای اصطکاکی با توجه به کاتالوگ شرکت سازنده تعیین می‌شود. البته جرم نسبی اختصاصی به این ابزار ناچیز است. بنابراین تغییر مقدار این جرم تأثیر چندانی در محاسبات ندارد. در اینجا، جرم میراگرهای اصطکاکی سازه نمونه، برابر جرم میراگرهای فصل پیش در نظر گرفته شده است.
- طول و سطح میراگر اصطکاکی نیز، جزو مشخصاتی است که از کاتالوگ شرکت سازنده برداشت می‌شود. هرچند تغییرات جزئی مشخصات هندسی میراگرهای اصطکاکی، تأثیر خاصی در تغییر رفتار آن‌ها ایفا نمی‌کند، اما توصیه می‌شود مقادیری منطقی برای ارائه به نرم‌افزار اختیار شود.
- برای نزدیک شدن رفتار المان پلاستیک ون به میراگر اصطکاکی، اعمال ویژگی‌های زیر کمک شایان توجهی می‌کند:

- مقدار سختی غیرخطی عدد بزرگی مثل 10^5 تن بر متر وارد شود.
- سختی حالت الاستیک صفر فرض شود تا شیب این نمودار صفر شده و نمودار شکل ۶-۶۸ به نمودار شکل ۶-۱۰ شبیه شود.

- برای مدل‌سازی رفتار میراگر، تمام راستاهای حرکتی آن به جز راستای u1 بسته می‌شود. این راستا مربوط به تغییر شکل غیرخطی میراگر است. سپس نیروی لغزشی هر میراگر به عنوان ویژگی غیرخطی آن اختصاص می‌یابد.

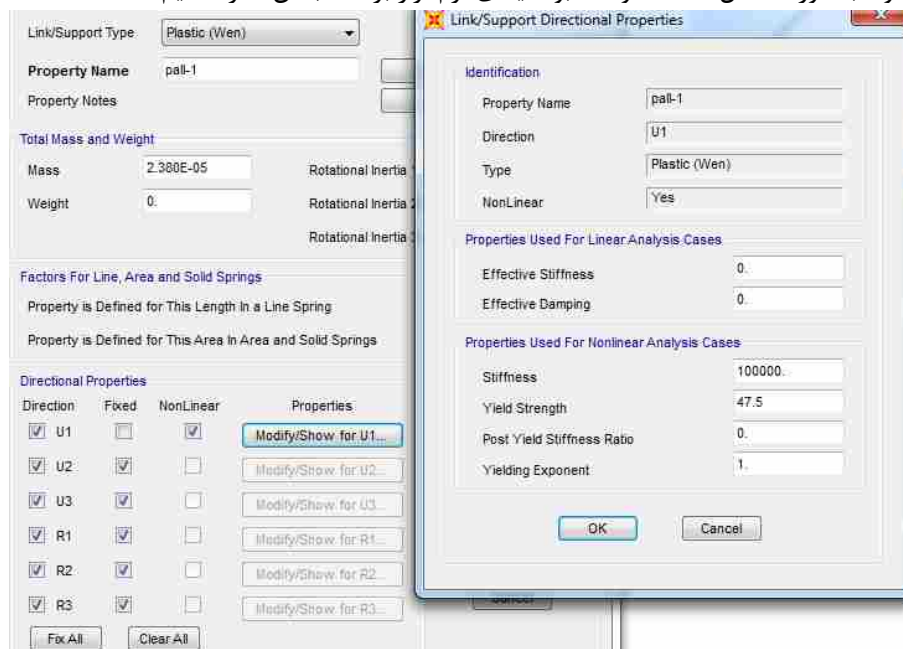
(I) طبقه اول:

$$P_{01} = 47/5 \text{ تن} \quad \text{مقاومت حد تسلیم} = P_{01} = 47/5 \text{ تن}$$

(II) طبقات ۲ تا ۶:

$$P_{01} = 42/4 \text{ تن} \quad \text{مقاومت حد تسلیم} = P_{01} = 42/4 \text{ تن}$$

بر اساس جزئیات بالا، مشخصات ورودی‌های اختصاص یافته به میراگرهای طبقه‌ی اول سازه نمونه به صورت شکل ۶-۷۵ خواهند بود (یکای نرم افزار بر حسب تن-متر تنظیم شده است):



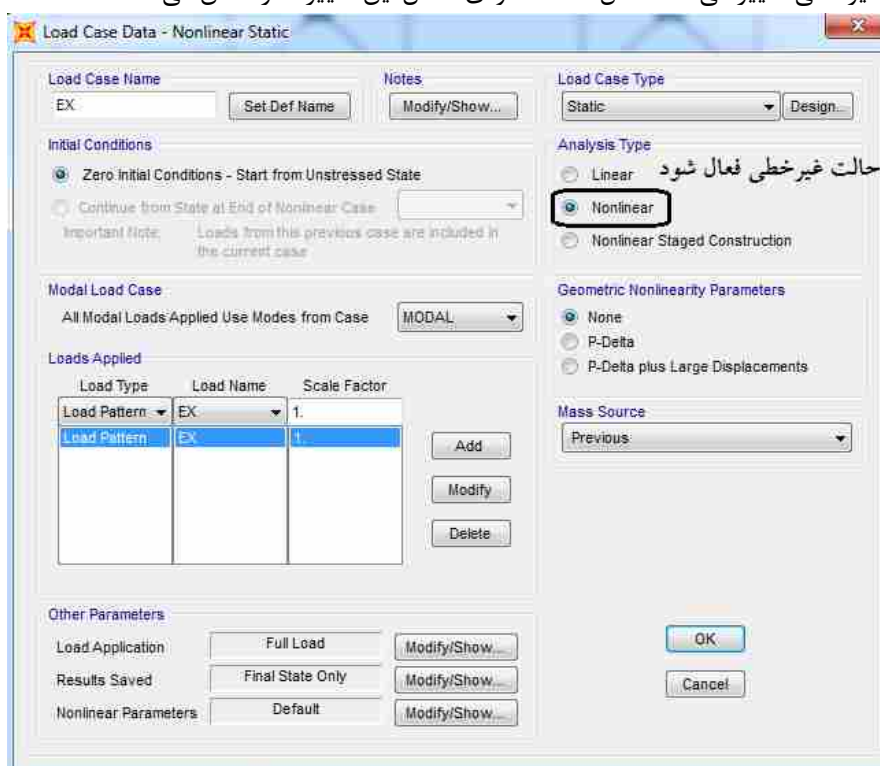
شکل ۶-۷۵ مشخصات اختصاصی به میراگرهای اصطکاکی طبقه‌ی اول.

۴-۵-۶ طراحی نهایی سازه با المان‌های اختصاص یافته و گزارش مقاطع

در آخرین گام طراحی سازه، سیستم قاب خمشی حاوی میراگر طراحی شده و مقاطع نهایی آن گزارش می‌شود. در این بخش، نیروی زلزله به طور کامل در نظر گرفته می‌شود. محاسبات برش پایه و نیروی زلزله برای طراحی سازه‌ی حاوی میراگر در بخش ۳-۳-۴ به تفصیل بیان شد. این نیرو برای کنترل مقاطع طراحی شده استفاده می‌شود. با اعمال این نیرو مقاطع طراحی شده در گام اول (سیستم پایه برای نصب میراگر)، با وجود میراگرهای اصطکاکی کنترل خواهند شد. اما

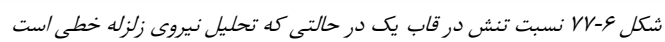
باید در نظر داشت، تا زمانی که تحلیل صورت پذیرفته خطی باشد، اثر رفتار غیرخطی میراگرها در مقاومت سازه منظور نخواهد شد و میراگرهای اصطکاکی بکار نخواهند افتاد. بنابراین، در سازه نمونه، باید نیروی زلزله جهت X با مراجعه به قسمت Load Cases غیرخطی شود. در فصل آخر نیز عملکرد این میراگر با تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی بررسی خواهد شد.

برای غیرخطی شدن نیروی زلزله، ابتدا نیروی مورد نظر به صورت خطی تعریف شده و سپس با انتخاب و modify نمودن این نیرو در قسمت Load Cases، نوع آن از حالت خطی به غیرخطی تغییر می‌کند. شکل ۷۶-۶ نحوه اعمال این تغییرات را نشان می‌دهد.

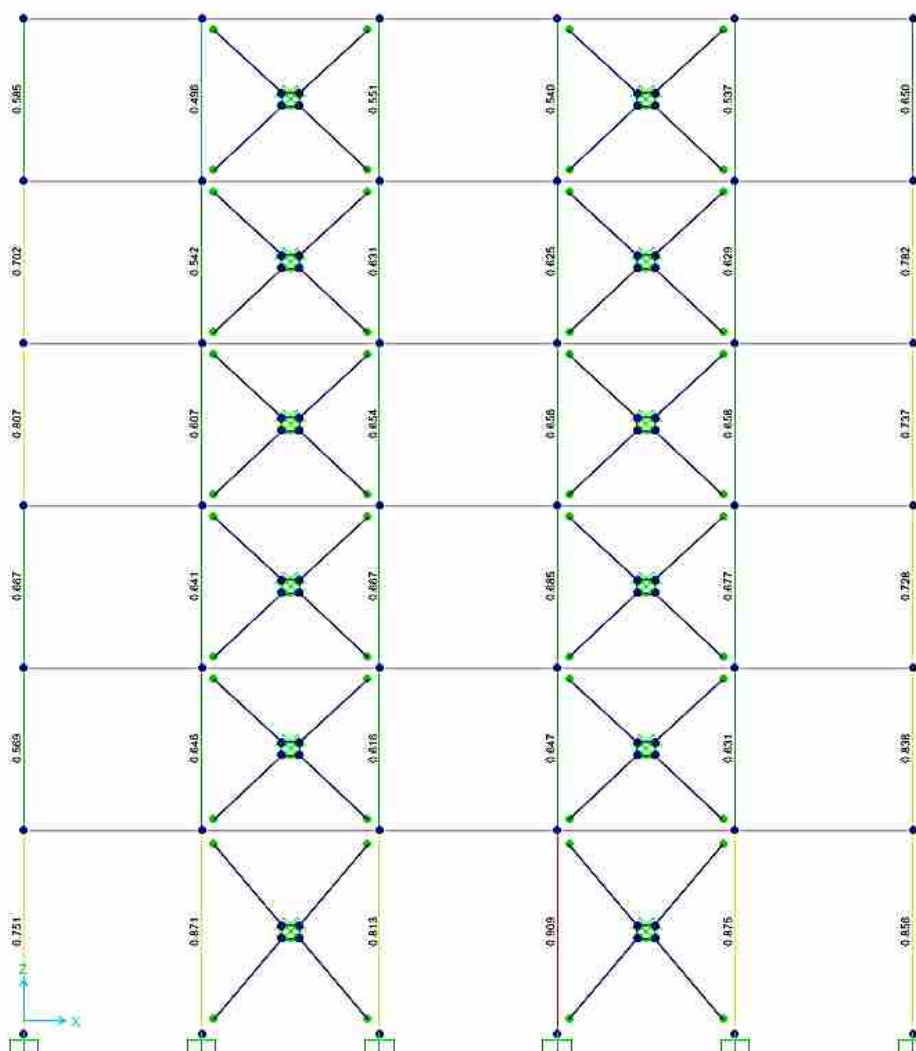


شکل ۷۶-۶ غیرخطی نمودن نیروی زلزله در جهت X

در صورتی که بدون غیرخطی شدن نیروی زلزله، این نیرو افزایش یافته و به مقدار واقعی برسد، هیچ‌گونه استهلاک انرژی در میراگرهای اصطکاکی رخ نخواهد داد. بنابراین احتمالاً نتایج نرم-افزار عدم کفایت مقاطع سازه را نشان می‌دهد. به عنوان مثال، در شکل ۷۷-۶ با افزایش خطی نیروی زلزله، عدم کفایت مقاطع سازه نمونه مشاهده می‌شود. شکل ۷۷-۶ نیز به وضوح نشان می‌دهد که نسبت تنش اکثر ستون‌های قاب ۱، از مقدار مجاز تجاوز نموده است.

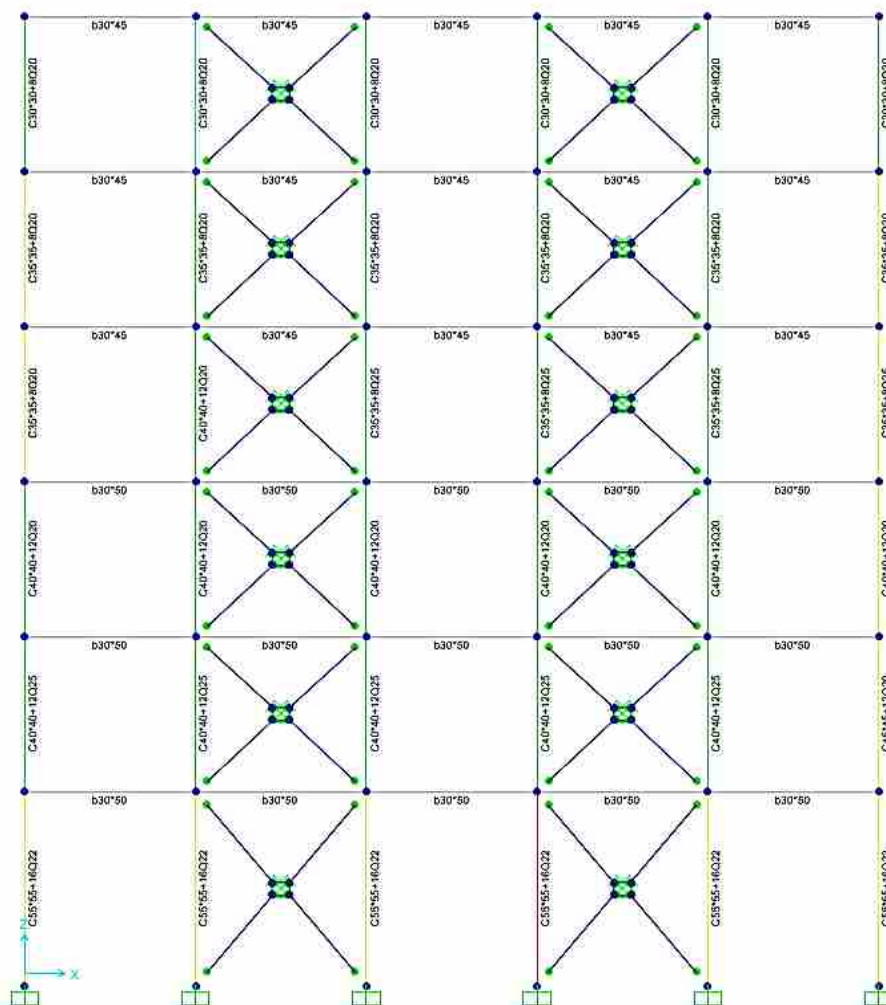


اما در اثر غیرخطی شدن همان نیروی زلزله، مقاطع طراحی شده سازه‌ی نمونه به خوبی جوابگو هستند. دلیل این امر مشارکت میراگرهای سازه در جذب انرژی زلزله است. بر اساس شکل ۶-۷۸، نسبت تنش تمام مقاطع قاب ۱ در محدوده‌ی مجاز باقی مانده است.



شکل ۶-۷۸ نسبت تنش در ستون‌های قاب ۱ تحت زلزله آیین‌نامه NEHRP (غیرخطی)

به‌رسم فصول قبلی در آخرین بخش این فصل، مقاطع طراحی‌شده برای قاب شماره ۱ سازه‌ی نمونه گزارش می‌شود. شکل ۶-۷۹ مقاطع نهایی این قاب را نشان می‌دهد. در فصل آخر کتاب نیز، سازه‌ی نمونه حاوی میراگر اصطکاکی تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ای قرار گرفته و اثرات میراگر اصطکاکی در کاهش پاسخ‌های سازه، بهبود عملکردی رفتار آن و جابجایی نسبی (دریفت) طبقات بررسی خواهد شد.



شکل ۶-۷۹ مقاطع نهایی گزارش شده برای قاب شماره ی یک سازه نمونه.

فصل ۷

مدل سازی و طراحی با میراگر

هیسترتیک

این فصل از کتاب به معرفی ابزار مستهلک کننده هیسترتیک اختصاص یافته است. نیروی وارده به این ابزار به واسطه‌ی جابجایی نسبی ایجاد شده در آن‌ها مستهلک می‌شود. بنابراین ویژگی‌های مشترک زیادی بین این میراگر و میراگر اصطکاکی وجود دارد. در این فصل ابتدا معروف‌ترین ابزار میرا کننده هیسترتیک انرژی معرفی می‌شود. سپس روش طراحی و مدل سازی این ابزار معرفی می‌شود.

پس از بیان روش مدل سازی و طراحی سازه مجهز به این ابزار مستهلک کننده، سازه‌ی نمونه‌ی مطرح شده در فصل دوم کتاب با یکی از مدل‌های برگزیده‌ی این ابزار طراحی خواهد شد. در فصل آخر کتاب نیز کارایی این ابزار در بهبود رفتار سازه بررسی شده و با سایر مستهلک کننده‌های انرژی مقایسه می‌شود. در ابتدای این فصل، تاریخچه و فلسفه‌ی پیدایش میراگرهای هیسترتیک تشریح شده و رفتار این میراگر با میراگر اصطکاکی مقایسه شده است.

۷-۱ فلسفه به کارگیری میرایی هیسترتیک در استهلاک انرژی

یکی از مؤثرترین مکانیسم‌های استهلاک انرژی در طول رخداد زلزله، استفاده از تغییر شکل غیرالاستیک اجسام فلزی است. در روش‌های طراحی لرزه‌ای سازه‌های فلزی مرسوم، تأمین میرایی مورد نیاز به شکل پذیری فراتسلیمی اعضای سازه‌ای بستگی دارد [۱۱].

ایده‌ی استفاده از میراگرهای هیسترتیک فلزی جداگانه در سازه، با مطالعات مفهومی و آزمایشگاهی کلی و همکاران^۱ در سال ۱۹۷۲ آغاز شد. در این مطالعات، از این میراگر برای جذب انرژی ناشی از رخداد زلزله استفاده می‌شد. ابزار تحقیقاتی اولیه، تقسیم بندی متفاوتی با ابزار پرکاربرد امروزی داشتند. در بخش زیر چند نمونه از مجموعه‌ی ابزار اولیه معرفی شده و نحوه‌ی کارکرد آن‌ها مرور شده است [۱۱].

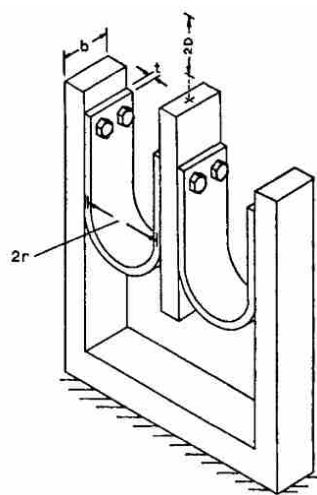
¹ Kelly et al.

۷-۱-۱ پیدایش ابزار میرایی هیسترتیک

میراگرهای هیسترتیک بر پایه‌ی تغییرشکل‌های پلاستیک تیرهای فلزی گسترش یافته‌اند. این ابزار به‌عنوان عضوی سازه‌ای در سازه‌های مقاوم در برابر زلزله موردتحقیق و بررسی قرار گرفته‌اند. فلسفه‌ی پیدایش این ابزار، بر اساس تغییرشکل غیرالاستیک تیرهای با مقاطع دایره‌ای، مربعی و مستطیلی، تحت ترکیبات متنوع بارگذاری شامل تغییرشکل‌های برشی، خمشی و پیچشی استوارند. مؤلفه‌های اساسی میرایی با چهار وسیله‌ی زیر تشریح شده است [۳۴].

ابزار نوع A

این ابزار میرایی، میراگر تیر خمشی است. در این وسیله رول فولادی U شکلی بین دو صفحه‌ی موازی، قرار گرفته است. نمایی شماتیک از این میراگر در شکل ۷-۱ نمایش داده شده است. یکی از ویژگی‌های این میراگر عملکرد انعطاف‌پذیر در محدوده‌ی الاستیک، و ایجاد حرکات بزرگ در محدوده‌ی غیرالاستیک است [۳۴].

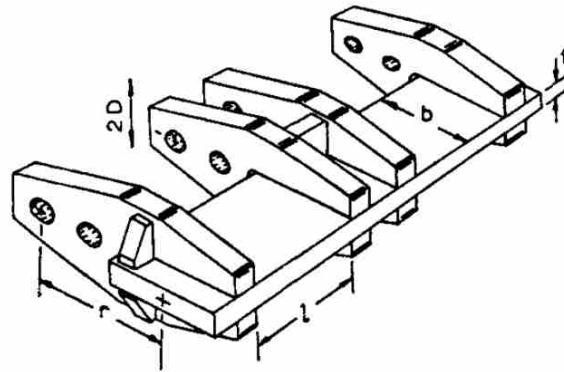


شکل ۷-۱ میراگر U شکل نوع A/ [۳۴].

ابزار نوع B

ساختار این میراگر هیسترتیک، شامل میله‌های مستطیلی یا مربعی می‌شود. این میله‌ها در پیچش و خمش تغییر شکل داده و ظرفیت میرایی بالایی ایجاد می‌کنند. کاربرد اصلی این ابزار در پایه‌های برج یا ساختمان می‌باشد. وجود این ابزار سبب جلوگیری از لغزش یا بالازدگی^۱ پی در زلزله‌های شدید می‌شود. شکل ۷-۲ شمای کلی ابزار نوع B را نشان می‌دهد [۳۴].

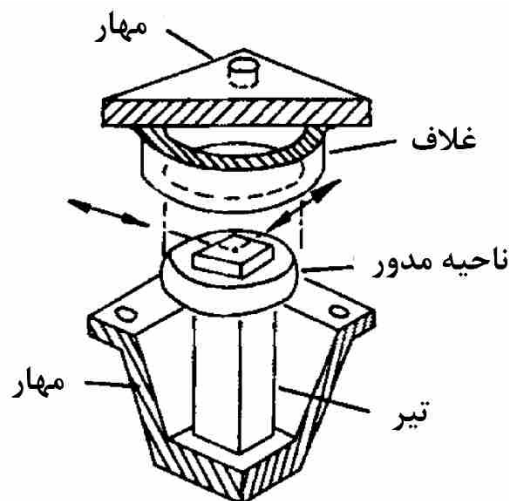
^۱ Uplift



شکل ۲-۷ میراگر تیر پیچشی نوع B/۳۴.

ابزار نوع C

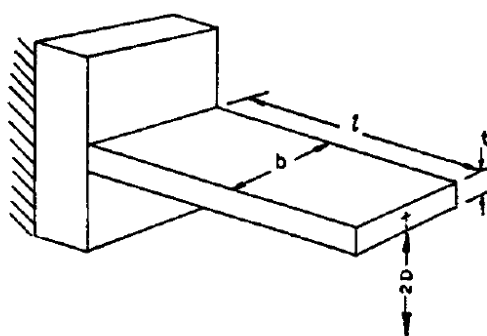
این ابزار میراکننده، میراگر تیر خمشی است و در ساده ترین حالت، از تیر طره‌ی ساده با مقطع مربع یا دایره تشکیل می‌شود. برای طراحی این میراگر، باید بارگذاری در همه‌ی جهات عمود بر محورهای اصلی تیر، صورت پذیرد. کاربرد اصلی این میراگر، در ساختمان‌های با پایه‌های انعطاف پذیر، بین انتهای سازه و فونداسیون است. این ابزار برای ایجاد نیروی مستهلک کننده در راستای افقی حرکت پایه استفاده می‌شود. نیروی استهلاکی افقی با استفاده از لینکی اعمال می‌شود که برای ایجاد جابجایی نسبی و نیروی قائم در انتهای تیر ساخته شده است. نمای شماتیک این میراگر در شکل ۳-۷ مشاهده می‌شود [۳۴].



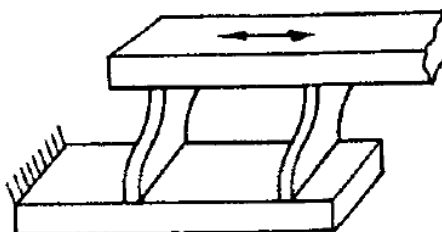
شکل ۳-۷ میراگر تیر خمشی نوع C/۳۴.

ابزار نوع D

این میراگر هیسترتیک، حالت خاصی از میراگر نوع C است. مطابق شکل ۴-۷ در این مدل، برای ایجاد ظرفیت بارگذاری بالا در امتداد یک محور، از تیری پهن استفاده می‌شود. معمولاً برای ایجاد میراگر ترکیبی، دو یا چند عدد از میراگرهای نوع D، هم‌زمان بکار می‌روند. برای مثال شکل ۵-۷ ترکیبی مناسب از میراگرهای نوع D را نشان می‌دهد. این میراگر ترکیبی به‌عنوان مقطعی قطری در قاب ساختمانی انعطاف‌پذیر بکار می‌رود [۳۴].



شکل ۴-۷ میراگر تک‌محوره نوع D [۳۴].



شکل ۵-۷ میراگر هیسترتیک ترکیبی متشکل از ۴ میراگر تیر خمشی نوع D [۳۴].

برای وارد کردن میراگرهای هیسترتیک مذکور در طراحی یک سازه‌ی واقعی، باید رفتار غیرخطی نیرو-جابجایی این ابزار تحت بارگذاری سیکلی اختیاری، مشخص شود. اوزدمیر^۱ در سال ۱۹۷۶ اولین شخصی بود که مسئله‌ی مدل‌سازی این ابزار را بیان نمود. او با استفاده از شباهت‌های موجود بین تئوری‌های ترکیبی الاستوپلاستیک و ویسکوپلاستیک، فرم تئوری مناسبی برای روابط نیرو-جابجایی ایجاد کرد. به‌علاوه، او الگوریتم عددی مناسبی برای محاسبه‌ی پاسخ سازه مجهز به میراگرهای فلزی تحت بارگذاری تاریخچه زمانی ارائه نمود. اندکی بعد، بهاتی و همکاران^۲ اصول مطالعاتی نوینی ارائه نمودند که با استفاده از آن، پاسخ

¹ Ozdemir

¹ Bhatti et al.

سازه‌ی حاوی میراگرهای میله‌ای پیچشی (نوع B) به همراه سیستم جداساز لرزه‌ای محاسبه می‌شد [۱۱].

با گذر زمان، تنوع میراگرهای هیسترتیک پیشرفت قابل توجهی داشت. برای مثال، طرح‌های خاص زیادی برای این میراگر پیش‌بینی شد. از این‌بین می‌توان به میراگرهای با صفحات مستطیلی و X شکل، اشاره کرد. به علاوه، استفاده از مصالح متنوعی مثل سرب و آلیاژهای حافظه‌دار نتایج جالب توجهی ایجاد کرد. در همین راستا، تحقیقات آزمایشگاهی متعددی برای تعیین مشخصات عملکردی ابزار و سازه‌ی مجهز به آن صورت گرفت. به دنبال پیشرفت این تحقیقات، چندین نمونه میراگر هیسترتیک صنعتی سازی شد و برای طراحی سازه‌های جدید و بهسازی سازه‌های موجود بکار گرفته شد. این ابزار صنعتی در کشورهایی مثل نیوزلند، مکزیک، ژاپن، ایتالیا و آمریکا برای ایجاد مقاومت لرزه‌ای بکار گرفته شده است [۱۱].

۷-۱-۲ قوانین و قواعد پایه میرایی هیسترتیک

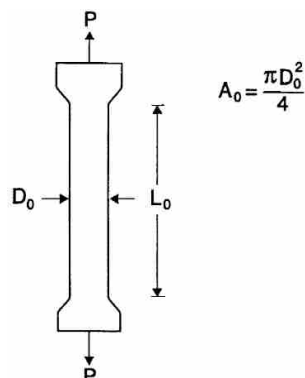
با وجود تفاوت‌های ظاهری بین انواع مختلف میراگرهای هیسترتیک، مکانیسم پایه‌ی استهلاک انرژی در تمامی این ابزار بر مبنای تغییر شکل غیرالاستیک فلزات است. البته امروزه علاوه بر انواع مختلف فلزات و آلیاژهای حافظه‌دار، سایر مصالحی که بتوانند بر اساس تئوری‌های غیرخطی به استهلاک انرژی منجر شوند، قابلیت استفاده دارند. در این بخش، برخی از تئوری‌های حاکم بر رفتار میراگرهای هیسترتیک مورد بحث قرار گرفته است [۱۱].

۷-۱-۲-۱ حالت پلاستیک

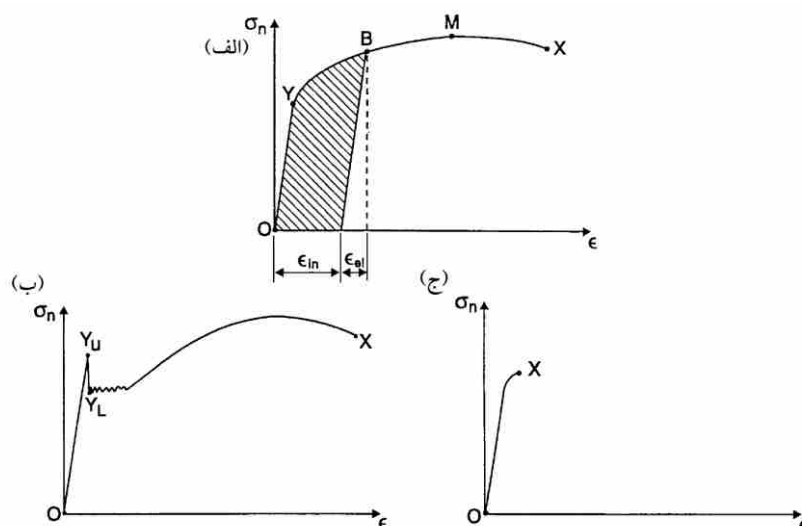
رفتار میله‌ی فلزی استوانه‌ای با طول L_0 و سطح مقطع A_0 را در نظر بگیرید. این میله‌ی فلزی مطابق شکل ۶-۷ تحت نیروی کششی تک‌محوره قرار می‌گیرد. فرض می‌شود که نیروی P برای تضمین شبه استاتیکی بودن، به آهستگی افزایش یابد. منحنی‌های شماتیک تنش-کرنش این میله‌ی فلزی در شکل ۷-۷ نمایش داده شده است. در هر سه نمودار، بعد افقی کرنش ε ، و بعد قائم تنش اسمی σ_n است [۱۱].

با توجه به شکل ۶-۷ داریم:

$$\varepsilon = \frac{L - L_0}{L_0} \quad \sigma_n = \frac{P}{A_0}$$



شکل ۶-۷ میل‌های استوانه‌ای تحت کشش تک‌محوره [۱۱].



شکل ۷-۷ دیاگرام‌های تنش-اسمی-کرنش [۱۱].

منحنی شکل ۷-۷ (الف)، ویژگی رفتاری اکثر فلزات را نشان می‌دهد. طبق این نمودار، در بارهای با تنش اسمی کمتر از تنش تسلیم σ_y ، پاسخ آزمایش‌ها رفتار کاملاً الاستیک σ_n را نسبت به ϵ نشان می‌دهد. در این محدوده، با حذف نیروی اعمالی، نقطه‌ی آغازین O کاملاً برگشت‌پذیر است و هیچ استهلاک انرژی رخ نمی‌دهد. اما هنگامی که تنش اسمی از تنش حد تسلیم فراتر رود، (منظور نقطه‌ی Y روی نمودار است)، تغییر شکل پلاستیک برگشت‌ناپذیر رخ خواهد داد. این مسئله متناظر با استهلاک غیرخطی انرژی است. برای تقسیم‌بندی نمودار به حالت الاستیک (ϵ_{el}) و غیرالاستیک (ϵ_{in})، نقطه‌ای با نام B بر روی دیاگرام مشخص شده است. همان‌گونه که این نمودار نشان می‌دهد، داریم [۱۱]:

$$\varepsilon = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{in} \quad \varepsilon_{el} = \frac{\sigma}{E}$$

در تمامی روابط، پارامتر E مدول الاستیک میله‌ی فلزی را نمایش می‌دهد. میزان انرژی مستهلک‌شده توسط میله‌ی فلزی، با اندازه‌گیری مساحت زیر منحنی تنش-کرنش از O تا B تعیین می‌شود. البته بخشی از این انرژی بازگشت‌پذیر است. باین‌حال، مابقی آن برگشت‌ناپذیر بوده و با کرنشی غیرالاستیک ε_{in} همراه است. این انرژی با اندازه‌گیری مساحت بخش هاشور خورده‌ی شکل ۷-۷ (الف)، تعیین می‌شود. بخش عمده‌ای از انرژی مستهلک‌شده، به گرما تبدیل می‌شود. در ناحیه‌ی سخت‌شدگی کرنشی، افزایش متوالی تنش سبب افزایش متناظر کرنش خواهد شد. این عمل تا رسیدن به نقطه‌ی M ادامه می‌یابد. این نقطه متناظر با حداکثر نیروی قابل‌تحمل برای نمونه‌ی تحت کشش است. بعد از نقطه‌ی M نمونه ناپایدار می‌شود. آغاز این پدیده با ظهور ناحیه‌ی گلویی شکل در حالات سه‌بعدی تنش متناظر است. نهایتاً شکست نمونه در نقطه‌ی X رخ خواهد داد [۱۱].

همان‌گونه که پیش‌تر اشاره شد، رفتار شکل ۷-۷ (الف) در اکثر فلزات رخ می‌دهد. باین‌حال، برخی از آلیاژهای فولاد نرمه گرم نورد شده، رفتاری مشابه شکل ۷-۷ (ب) از خود بروز می‌دهند. در این حالت، رفتار نمونه به جز ناحیه‌ی پس از تسلیم اولیه Y_U ، مشابه حالت بحث‌شده‌ی قبلی است. در این مصالح، افت ناگهانی تنش از نقطه‌ی Y_U (حد بالای تسلیم) تا Y_L (حد پایین تسلیم) مشاهده می‌شود. این پدیده به دلیل شکل‌گیری و انتشار نوارهای لغزشی^۱ رخ می‌دهد. باید توجه نمود که این رفتار در ناحیه‌ی سخت‌شدگی کرنشی مشاهده نمی‌شود، بنابراین منحنی رفتاری، رفتاری مشابه منحنی شکل ۷-۷ (الف) بروز می‌دهد. آخرین منحنی تنش-کرنش، در شکل ۷-۷ (ج) مشاهده می‌شود. این منحنی رفتار فلزات شکننده‌ای مثل چدن را نشان می‌دهد. بر اساس این نمودار، مقدار استهلاک انرژی در این گونه فلزات بسیار ناچیز است. در نتیجه کاربرد آن‌ها در میراگرهای هیسترتیک توصیه نمی‌شود [۱۱].

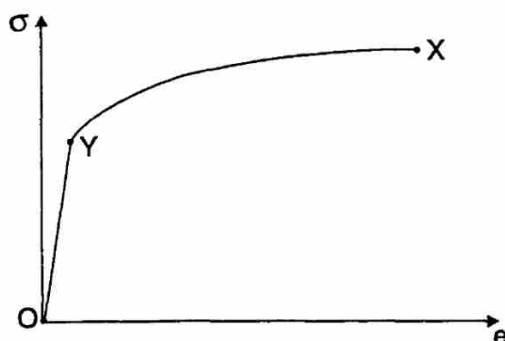
در صورتی که طول و مساحت نمونه تغییر نکند، روابط بیان‌شده در ابتدای این بخش برای بیان رفتار مصالح کافی است. اما در ترازهای بالاتر تغییرشکلی، کرنش طبیعی e و تنش واقعی σ به صورت زیر محاسبه می‌شود [۱۱]:

$$e = \ln\left(\frac{L}{L_0}\right)$$

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

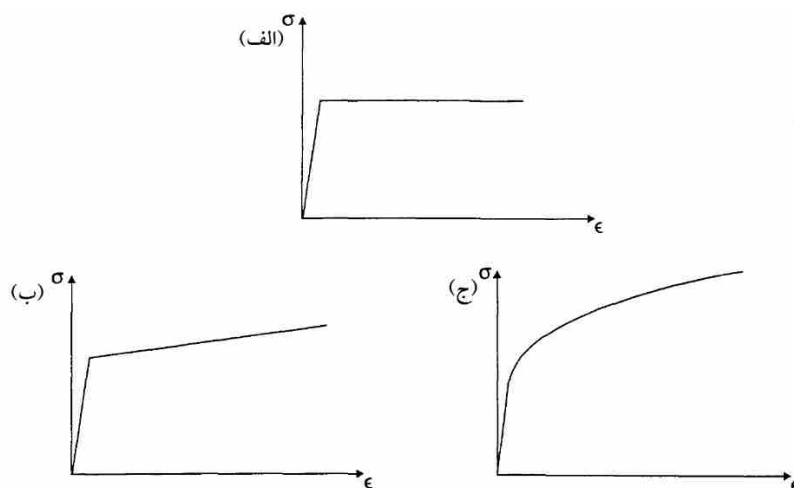
^۱ Luders Bands

اگر نمودار شکل ۷-۷ (الف) در مختصات تنش واقعی - کرنش طبیعی ترسیم شود، منحنی آن به صورت شکل ۸-۷ تغییر خواهد کرد. قابل توجه است که در این مختصات همواره افزایش تنش واقعی سبب افزایش کرنش طبیعی شده و این امر تا لحظه گسیختگی ادامه می‌یابد. نمودار رفتاری σ - e برای نمونه تحت فشار نیز، تقریباً شبیه حالت کششی است. البته نمودار σ_n در برابر e بعد از رسیدن به تنش تسلیم نمونه‌ی تحت فشار، مشابه شکل ۷-۷ (الف) نخواهد شد [۱۱].



شکل ۸-۷ دیاگرام کرنش طبیعی-تنش واقعی [۱۱].

با گذر زمان، مدل‌های ریاضی متعددی برای بیان ایده‌آل منحنی‌های تنش-کرنش معرفی شده است. از این بین، مدل الاستیک-پلاستیک کامل، مدل الاستیک-کرنش پسماند خطی، و مدل رامبرگ-اوسگاد^۱ در شکل ۹-۷ نمایش داده شده است.



شکل ۹-۷ مدل‌های ریاضی تنش-کرنش؛ (الف) الاستیک-پلاستیک کامل (ب) الاستیک-کرنش پسماند خطی (ج) رامبرگ-اوسگاد [۱۱].

^۱ Ramberg-Osgood

مدل رامبرگ-اوسگاد به صورت زیر بیان می شود:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + k \left(\frac{\sigma}{E} \right)^n$$

اگر مقادیر E ، k و n ثابت باشند و تمام محدوده‌ی غیرخطی، غیرالاستیک فرض شود، معادله به صورت زیر بازنویسی می شود:

$$\sigma = E \left(\frac{\varepsilon_{in}}{k} \right)^{1/n}$$

بنابراین، مدل رامبرگ-اوسگاد اساساً رابطه‌ی توانمندی است که به بیان ارتباط بین تنش و کرنش غیرالاستیک می پردازد. این مدل برای فلزات مختلف تحت بارگذاری یکنواخت، تطابق نسبتاً خوبی با نتایج آزمایش‌ها نشان می دهد. معادلات بیان شده فوق، برای تشریح پاسخ ناشی از بارگذاری سیکلی اختیاری کافی نیست. چراکه در این حالت تنش تنها به کرنش موجود وابسته بوده و به کرنش ناشی از تاریخچه‌ی بارگذاری‌های قبلی بستگی ندارد [۱۱].

برای گسترش مدل رفتاری میراگرهای هیسترتیک، باید مدل تحت بارگذاری رفت و برگشتی قرار گرفته و به ناحیه غیرالاستیک وارد شود. در این حالت، پاسخ به مسیر پیموده شده وابسته است. برای این منظور، مطابق شکل ۷-۱۰ نمونه‌ای استوانه‌ای تحت بارگذاری کششی قرار می گیرد. با فراتر رفتن نیروی کششی از حد تسلیم نمونه، نمودار در محدوده‌ی کرنش پسماند از نقطه‌ی Y به نقطه‌ی B می رسد. سپس به تدریج، باربرداری صورت می گیرد. ناحیه‌ی باربرداری منحنی، به موازات بخش آغازین منحنی بارگذاری است. این مسئله بیانگر پاسخ الاستیک خالص است. اگر این بارگذاری تا ورود به محدوده‌ی فشاری ادامه یابد، تسلیم نمونه در نقطه‌ی Y' تکرار خواهد شد. تنش موجود در این نقطه (σ'_y) ، به مقدار کرنش پسماند ناشی از بارگذاری‌های قبلی بستگی دارد. این پدیده با عنوان اثرات بواس چینگر^۱ شناخته می شود. به منظور ساده سازی این پدیده، تئوری‌های پسماند همسان به وجود آمدند [۱۱]:

$$\sigma'_y = -\sigma_{y,max}$$

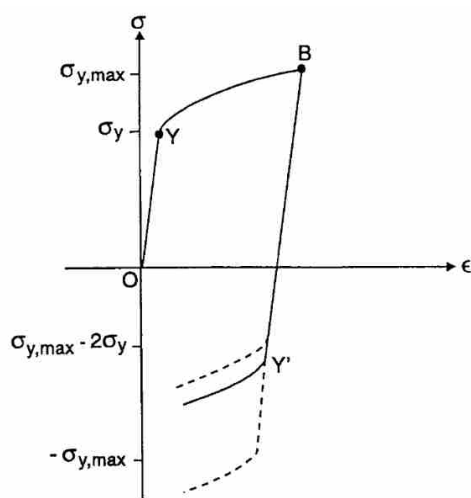
همچنین، بر اساس تئوری پسماند جنبشی داریم [۱۱]:

$$\sigma'_y = \sigma_{y,max} - 2\sigma_y$$

بر اساس آزمایش‌های صورت گرفته دریافتند که نقطه‌ی تسلیم فشاری Y' ، در مکانی بین نتایج ناشی از دو معادله‌ی فوق قرار می گیرد. بنابراین تلاش شد تا ترکیبی واقع بینانه تر از تئوری‌های جنبشی و همسان در نظر گرفته شود. در همین راستا، طرح‌های بسیاری با هدف ارتقای مدل

¹ Bauschinger

رامبرگ-اوسگاد، در شرایط بارگذاری سیکلی پیشنهاد شد. هرچند که جهت استفاده از این طرح‌های پیشنهادی، رعایت پیش‌فرض‌های متعددی لازم بود [۱۱].



شکل ۷-۱۰ پاسخ تنش-کرنش سیکلی [۱۱].

۷-۲-۱-۲ حالت ویسکوپلاستیک

در قسمت قبلی، معادلات مدل‌های ترکیبی حالت پلاستیک، مستقل از زمان فرض می‌شدند. در این معادلات جریان حالت پلاستیک، مستقیماً با تغییرات زمانی نیروی اعمالی مقایسه می‌شد. این فرض برای فولادی که در دمای محیط واقع شده و تحت محدوده‌ی کرنشی متوسط تغییر شکل می‌دهد، منطقی است. اما در نظرگیری این فرض برای سربی که تحت شرایطی مشابه باشد، و یا فولادی که در شرایط دمایی بالا و یا تحت محدوده‌ی کرنشی بالا قرار داشته باشد، مناسب نیست. در این حالات، باید پدیده‌هایی مثل خزش^۱ و آسودگی تنش^۲ مدنظر قرار گیرد. خزش به معنای افزایش کرنش با گذر زمان، تحت تنش ثابت است. درحالی‌که آسودگی تنش کاهش ممتد تنش با گذر زمان، تحت کرنشی ثابت تعریف می‌شود [۱۱].

برای این منظور، ابتدا معادلات جداگانه‌ای برای مدل‌سازی کرنش‌های پلاستیک مستقل از زمان، و خزش وابسته به زمان در فلزات پیشنهاد شد. با بررسی‌هایی که روی مکانیسم این حرکات صورت گرفت، مشخص شد که تبدیل معادلات جداگانه به یک معادله‌ی واحد منطقی‌تر است. در همین راستا، مدل واحد اصلاح‌شده‌ی میلر^۳ در سال ۱۹۸۷ با عنوان "مدل خزش پلاستیک حالت متغیر" معرفی شد. تشریح این مدل از بحث کتاب خارج است.

^۱ Creep

^۲ Relaxation

^۳ Miller

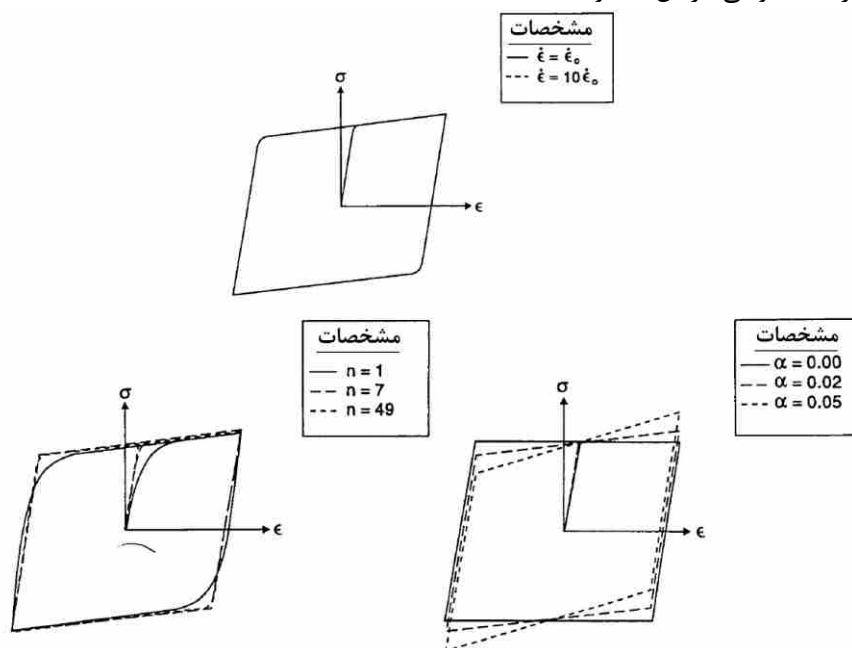
به زودی اوزدمیر بر مبنای کار میلر رابطه‌ی جدیدی ارائه کرد. این رابطه برای بیان رفتار میراگرهای هیسترتیک ارائه شده بود و به خوبی رفتار ترکیبی را مدل سازی می کرد [۱۱]:

$$\varepsilon = \frac{\dot{\sigma}}{E} + \frac{1}{\tau} \left(\frac{\sigma_d}{E} \right) \left(\frac{\sigma - \sigma_b}{\sigma_d} \right)^n$$

در این رابطه، τ و σ_b به ترتیب زمان آسودگی تنش و مقدار تنش انتهایی را نمایش می دهند. به پارامتر n نیز اعداد صحیح فرد تعلق می گیرد. تنش کششی σ_d برای مصالح متفاوت ثابت است. بنابراین $\sigma - \sigma_b$ مقدار فراتنش موجود را نشان می دهد. درحالی که برای محاسبه‌ی تنش انتهایی σ_b به معادله‌ی جدیدی احتیاج است. تنش انتهایی σ_b نیز متغیری داخلی است و برای مدل اوزدمیر به صورت زیر تعیین می شود [۱۱]:

$$\sigma_b = \alpha \frac{\sigma_d}{\tau} \left(\frac{\sigma - \sigma_b}{\sigma_d} \right)^n$$

در این رابطه، α پارامتری وابسته به جنس مصالح است. برای تشریح رفتار بیان شده طبق این معادله، پاسخ های نشان داده شده در شکل ۷-۱۱ را در نظر بگیرید. این پاسخ ها تحت اثر تغییرات سینوسی کرنش محدود شده محاسبه شده اند [۱۱].



شکل ۷-۱۱ مدل اوزدمیر (الف) نرخ تغییرات کرنش (ب) تغییرات تیزی خم های نمودار (ج) تغییرات کرنش پسماند [۱۱].

اگر به شکل ۷-۱۱ (الف) دقت شود، مشاهده می‌شود که تغییرات تنش مستقل از تغییرات کرنش هستند. شکل ۷-۱۱ (ب) نیز نشان می‌دهد که پارامتر n کنترل‌کننده‌ی تیزی خم‌های نمودار است. درحالی‌که مطابق شکل ۷-۱۱ (ج) پارامتر α شیب محدوده‌ی غیرالاستیک را تعیین می‌کند. هنگامی که n به سمت بی‌نهایت برود، تنش کششی σ_d برابر با تنش تسلیم متعارف σ_y خواهد شد. این حالت مشابه حالت ایده‌آل کرنش پسماند الاستیک خطی طبق شکل ۷-۹ (ب) است. به‌علاوه، با صفر شدن α ، مدل الاستیک-پلاستیک کامل ایجاد می‌شود. مدل الاستیک-پلاستیک کامل در شکل ۷-۹ (الف) نشان داده‌شده است [۱۱].

۷-۱-۳ اثرات حرارتی

خصوصیات مکانیکی مصالح فلزی ساختمانی (فولادهای نرمه با مقاومت بالا)، در مجاورت دمای اتاق ثابت و پایدار است. این مسئله باعث شده تا این مصالح، به‌عنوان مصالح ساختمانی ایده‌آل شناخته شود. در حین رخداد زلزله‌های شدید، معمولاً فولاد واقع در میراگرهای هیسترتیک وارد ناحیه‌ی غیرالاستیک می‌شود. بنابراین، بخش عمده‌ای از انرژی مستهلک‌شده به گرما تبدیل می‌شود. این پدیده باعث بالا رفتن دمای اطراف این مصالح فلزی می‌شود. میزان افزایش دما، با در نظرگیری تعادل انرژی قابل تخمین است. انرژی مستهلک‌شده به‌منزله‌ی منبعی گرمایی عمل می‌کند. فرآیندهای همرفتی و انتقال نیز این گرما را توزیع می‌کنند. بنابراین، این پدیده به جنس مصالح، هندسه، دامنه‌ی کرنش، و نرخ تنش وابسته است [۱۱].

بااین‌حال، در طراحی متعارف میراگرهای هیسترتیک، افزایش دما تغییرات عمده‌ای در خواص مکانیکی این ابزار ایجاد نمی‌کند. به‌عبارت‌دیگر اثرات حرارتی تنها زمانی می‌تواند نقش مهمی داشته باشد که فلزات حساسی مثل سرب در میراگر بکار رفته باشد [۱۱].

تا به اینجا قواعد حاکم بر رفتار هیسترتیک مصالح مختلف بیان شد. همچنین مدل‌های مختلفی برای بیان این رفتار پیشنهاد شد. بر اساس رفتار میراگرهای هیسترتیک، این ابزار به دو دسته‌ی اصلی مهاربندهای فلزی جاری شونده (مهاربندهای کمانش تاب)، و میراگرهای با صفحات فلزی تسلیمی تقسیم‌بندی می‌شوند. لازم به ذکر است که در هر دو حالت، مقاطعی فلزی تحت بارگذاری قرار می‌گیرند تا جاری شوند و با رفتار هیسترتیک خود به استهلاک انرژی منجر شوند.

۷-۲ ساختمان تشکیل دهنده میراگرهای هیسترتیک و انواع آن

میراگرهای هیسترتیک به دو خانواده اصلی مهاربندهای کمانش تاب و صفحات فلزی جاری شونده تقسیم می‌شوند. در هر دو حالت شرط استهلاک انرژی جاری شدن مقطع فلزی و ایجاد رفتاری هیسترتیک است. البته، هر میراگری که با رفتار هیسترتیک خود از تئوری استهلاک انرژی تبعیت کند، در دسته‌ی میراگرهای هیسترتیک قرار می‌گیرد. در بخش زیر دو خانواده‌ی اصلی میراگرهای هیسترتیک تشریح شده‌اند.

۷-۳ مهاربندهای کمانش تاب BRB^۱

۷-۳-۱ فلسفه‌ی پیدایش مهاربندهای کمانش تاب

پیش از دهه ۱۹۹۰ میلادی، سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی در اکثر ساختمان‌های فلزی، سیستم قاب خمشی یا سیستم مهاربندی بود. گزارش‌های پس از زلزله نورث‌ریج^۲ (سال ۱۹۹۴) نشان دادند که این سیستم‌ها به‌تنهایی برای مقابله در برابر نیروهای جانبی کافی نیستند. در سیستم‌های مهاربندی معمولی، اعضای مهاربندی در برابر کمانش حساس هستند. در این اعضا، توانایی تحمل فشار نسبت به کشش ناچیز است. بنابراین عامل اصلی کاهش سختی این اعضا کمانش است. علاوه بر این، هنگامی که مهاربندهای معمولی تحت بارگذاری سیکلی تسلیم می‌شوند، کاهش ظرفیت آنی نشان می‌دهند [۳۵].

در قاب‌های خمشی بدون مهاربند یا میراگر، استهلاک انرژی از طریق تغییرشکل‌های ایجادشده در بال‌های کششی تیر صورت گرفته و این اعضا برای حفظ پایداری سازه تسلیم می‌شوند. این روش، به دو دلیل اصلی روشی ضعیف برای مقاومت در برابر زلزله‌های قوی است. اولاً، زلزله‌ی نورث‌ریج نشان داد که انرژی کمی از طریق تشکیل مفصل پلاستیک در تیرها، جذب شده و از آنجایی که این روش باعث ایجاد تغییرشکل‌های بزرگی در کل قاب‌های سازه‌ای می‌شود، مقاومت در برابر تغییرشکل عامل کنترل‌کننده‌ی طراحی است. ثانیاً، پس از رخداد زلزله‌های قوی در قاب‌های خمشی، بال کششی تمامی تیرها باید مورد بازبینی قرار گیرد و در صورت آسیب‌دیدگی ترمیم یا تعمیر شود. در این حالت، دسترسی به این اعضای تسلیمی مسئله حائز اهمیت است، چراکه در اکثر سازه‌های ساختمانی این المان‌ها توسط جزئیات معماری پوشیده شده‌اند. ضمناً تعمیر بال‌ها آسیب‌های مقاومتی جدی به وجود می‌آید [۳۶].

^۱ Buckling Restrained Brace

^۲ Northridge

برای حل این مشکلات، دسته‌ای از میراگرهای تسلیمی پیشنهاد شدند که به مهاربندهای کمانش تاب، مهاربندهای فلزی جاری شونده^۱ و مهاربندهای میراکننده نامحدود^۲ معروف شدند. این اعضا برای اولین بار در دهه‌ی ۸۰ میلادی (۱۹۸۸)، در ژاپن توسط واتانابه و همکاران^۳ معرفی شدند. در همین دوره چند پروژه ساختمانی مهم با استفاده از این ابزار در آمریکا انجام شد [۲].

تئوری استفاده از میراگرهای هیسترتیک، مشابه طراحی مفاصل پلاستیک در تیرهای قاب خمشی است. در این اعضا، جاری شدن اجزای تسلیمی حین رخداد زلزله‌های قوی باعث استهلاک انرژی می‌شود. بنابراین، فلسفه طراحی این اعضا به این صورت است که نه تنها پایداری سازه حفظ شود، بلکه المان‌های سازه‌ای بی‌استفاده و الاستیک بمانند و انرژی ورودی با جاری شدن میراگرهای هیسترتیک جذب شود. برای اطمینان از این‌که انرژی ورودی با تسلیم محوری این المان‌ها جذب می‌شود، باید تراز نیروی تسلیم در میراگرها به طرز چشم‌گیری کمتر از نیروی ناپایدار کننده‌ی سازه باشد [۳۶].

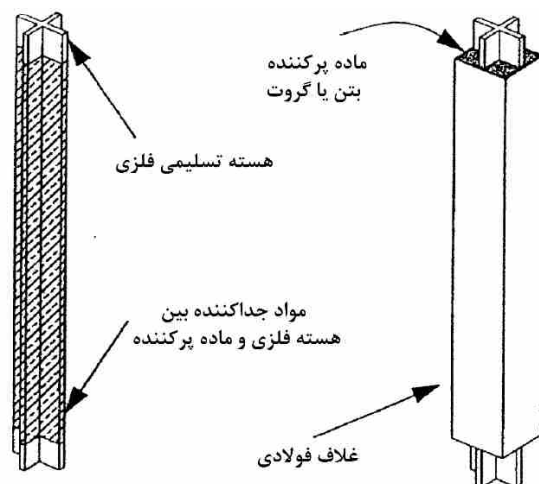
اما چگونه مهاربندهای کمانش تاب مشکلات بیان‌شده در قاب‌های خمشی را برطرف می‌کنند؟ بر اساس فلسفه‌ی طراحی مهاربندهای کمانش تاب، با جاری شدن این اعضا، سازه در حالت الاستیک باقی می‌ماند. در نتیجه مقدار حرکات القایی زلزله کاهش می‌یابد. از طرفی با کاربرد مناسب این اعضا در قاب اولیه، آسیب‌های وارده به مهاربند، تأثیری بر رفتار قاب اولیه نخواهد داشت. به بیان دیگر، این المان قربانی می‌شود تا مابقی المان‌های سازه آسیبی نبینند. نهایتاً، مهاربندهای آسیب‌دیده به راحتی قابل جایگزینی هستند. جایگزینی این اعضا به علت دسترسی آسان، کم‌هزینه خواهد بود [۳۶].

با رخداد زلزله به دلیل ماهیت و طبیعت سیکلی، المان‌های سازه‌ای به صورت رفت و برگشتی جابجا می‌شوند. تغییر جریان نیروی زلزله، سبب تغییر توأمان جریان نیرو از کششی به فشاری و بالعکس می‌شود. بنابراین، مهاربندهای کمانش تاب باید به گونه‌ای در سازه تعبیه شوند که خواص کششی و فشاری یکسانی ایجاد کنند. شکل ۷-۱۲ اجزای سازنده‌ی این مهاربند را نشان می‌دهد. مطابق تصویر این مهاربند شامل هسته‌ی جاری شونده و ژاکتی با سختی بالاست. این در حالی است که اصطکاک بین ژاکت و هسته‌ی فلزی، ناچیز است. علت نام‌گذاری این مهاربند، به مهاربند میراکننده نامحدود همین مسئله است. مصالح نامحدودکننده‌ی هسته‌ی فلزی اجازه می‌دهند تا المان هسته‌ی جاری شونده مستقل از ژاکت حرکت کند. درحالی‌که ژاکت، ممان اینرسی مقطعی برای مقاومت کمانشی تحت فشار ایجاد می‌کند [۳۶].

¹ Yielding Steel Braces

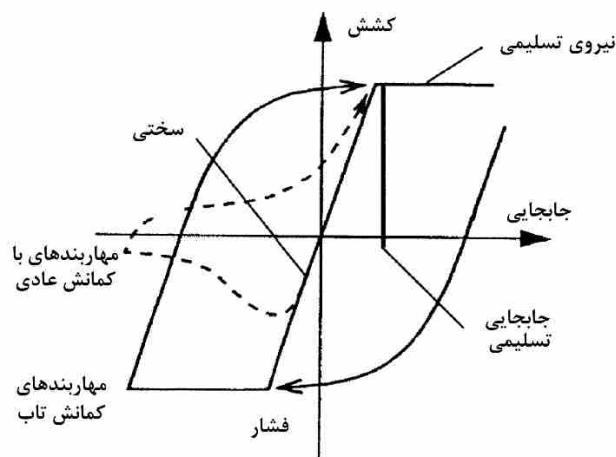
² Unbonded Brace Damper

³ Watanabe et al.



شکل ۱۳-۷ میراگر هیسترتیک نامحدود (مهاربند کمانش تاب) [۳۶].

هنگامی که نیروی اعمالی کمتر از نیروی تسلیم مصالح باشد، مهاربندها با سختی ذاتی خود به صورت الاستیک رفتار خواهند کرد. در بخش پیش رفتار هیسترتیک ایده آل، تحت عنوان مدل الاستیک-پلاستیک کامل بیان شد. در این حالت، با رسیدن نیروی مهاربندها به حد تسلیم، بدون افزایش نیرو، تغییر شکل آغاز می گردد. با تغییر جریان نیرو، مهاربندها سختی الاستیک مشابهی نشان خواهند داد. در این حالت نیز با رسیدن نیروی فشاری به حد تسلیم مصالح، رفتاری مشابه حالت کششی مشاهده خواهد شد. مطابق شکل ۱۳-۷ این رفتار تحت بارگذاری سیکلی تداوم یافته و تحت عنوان حلقه های هیسترتیک شناخته می شود [۳۶].

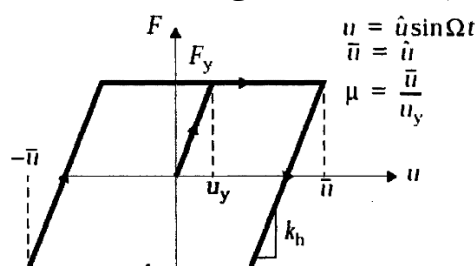


شکل ۱۳-۷ رفتار هیسترتیک مهاربندهای کمانش تاب [۳۶].

اگر فرض شود مهاربندهای کمانش‌تاب دارای رفتار الاستیک-پلاستیک کامل باشند، رابطه‌ی تنش-کرنش این ابزار مطابق شکل ۷-۱۴ خواهد شد. طبق این نمودار، انرژی مستهلک‌شده برای رفتار ایده‌آل مهاربندهای کمانش‌تاب، برابر است با [۳۵]:

$$W_{hysteretic} = 4F_y \bar{u} \left[\frac{\mu - 1}{\mu} \right]$$

در این رابطه، F_y نیروی تسلیم عضو، μ نسبت شکل‌پذیری تعریف‌شده بر اساس جابجایی حداکثر به جابجایی تسلیم، و $\bar{u}$ حداکثر جابجایی ثبت‌شده است [۳۵].



شکل ۷-۱۴ رفتار هیسترتیک مصالح الاستیک-پلاستیک کامل [۳۵].

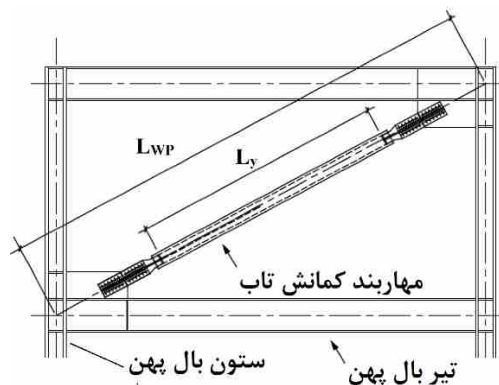
بر مبنای معادل‌سازی صورت گرفته در منبع [۱]، انرژی مستهلک‌شده در میراگرهای هیسترتیک ایده‌آل، به‌صورت زیر با میرایی ویسکوز معادل می‌شود [۱]:

$$C_{eq} = \frac{4F_y}{\pi \Omega \bar{u}} \left[\frac{\mu - 1}{\mu} \right]$$

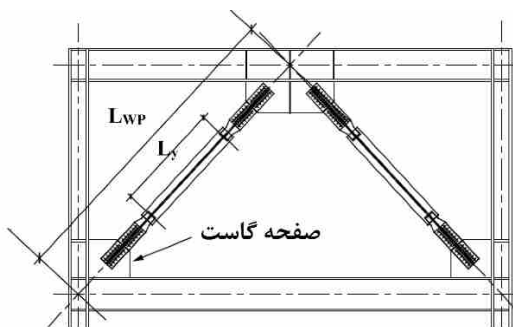
اگرچه ضریب میرایی معادل، برای آنالیز سیستم تحت تحریک متناوب مفید است، اما نمی‌توان آن را به‌صورت مستقیم برای بارگذاری‌های تصادفی مثل زلزله بکار برد. این مسئله عمدتاً به آن دلیل است که در هر سیکل المان‌ها به‌طور کامل تسلیم نمی‌شود و منحنی نیرو-جابجایی بسیار نامنظم است. برای بارگذاری تصادفی و مهاربندهای غیر ایده‌آل، انرژی مستهلک‌شده در هر سیکل، برابر با مساحت محدودشده بین حلقه‌های هیسترتیک است [۳۵].

۷-۳-۲ جزئیات تشکیل‌دهنده‌ی مهاربندهای کمانش‌تاب

در این بخش، اجزای مهاربند کمانش‌تاب و نحوه‌ی قرارگیری آن در سازه بررسی شده است. شکل ۷-۱۵ و شکل ۷-۱۶ نحوه‌ی قرارگیری مهاربندهای کمانش‌تاب در قاب ساختمانی را نشان می‌دهند. آرایش هندسی کلی قاب‌های حاوی مهاربندهای کمانش‌تاب، مشابه قاب‌های مهاربندی‌شده معمولی (CBF) است، البته اعضا، اتصالات، و رفتار آن‌ها به‌طور مجزا و متفاوت با قاب‌های مهاربندی‌شده معمولی و حتی قاب‌های مهاربندی‌شده ویژه است. تفاوت اساسی مهاربندهای کمانش‌تاب، در نوع رفتار و نحوه‌ی استفاده از آن‌ها نهفته است [۳۷].

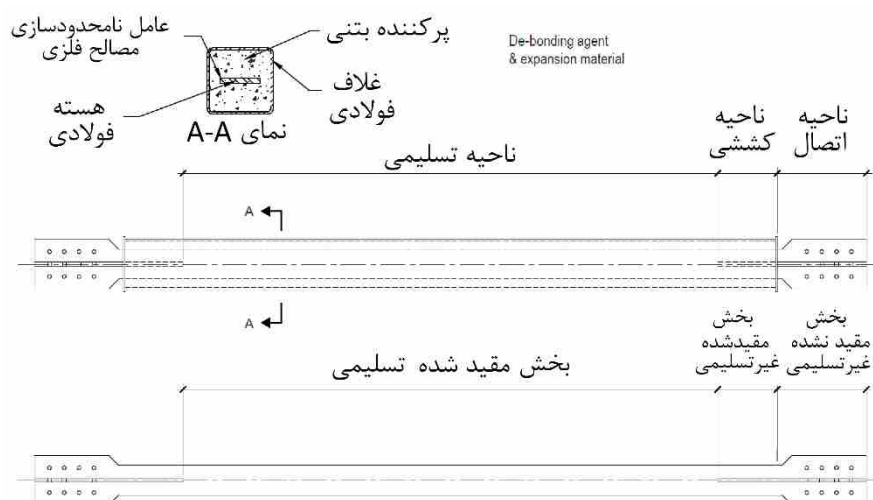


شکل ۱۵-۷ چینش قطری مهاربند کمانش تاب [۳۷].



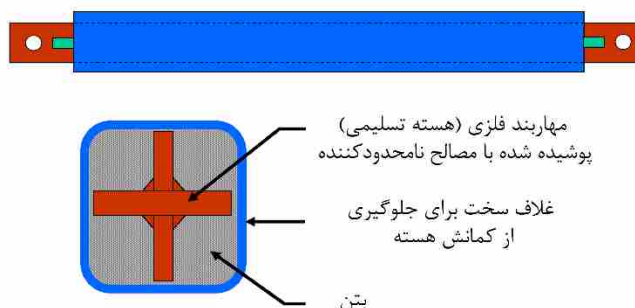
شکل ۱۶-۷ چینش شونر مهاربند کمانش تاب [۳۷].

معمولاً طراحی قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی ویژه و متوسط (SCBF و OCBF) با اختصاص پروفیل‌های فولادی صورت می‌پذیرد. درحالی‌که مهاربندهای کمانش تاب (BRB) به صورت کارخانه‌ای سرهم می‌شوند. در شکل ۱۷-۷ نمایی شماتیک از ساختار متداول مهاربندهای کمانش تاب مشاهده می‌شود. مطابق این شکل، مهاربند کمانش تاب شامل هسته‌ای متشکل از صفحات فلزی است (المان جاری شونده در این مهاربندها، هسته نامیده می‌شود). هسته‌ی این مهاربندها می‌تواند از انواع مقاطع فلزی، مثل مقاطع صلیبی شکل، دابل ناودانی، دابل سپری و صفحات چندگانه ساخته شود. به عنوان مثال، در شکل ۱۷-۷ هسته از مقطعی تسمه‌ای شکل ساخته شده است. این هسته توسط غلافی احاطه شده و با گروت یا بتن پر می‌شود. البته هسته‌ی فلزی باید به طرز مناسبی از غلاف و ماده‌ی پرکننده (بتن یا گروت) مجزا شود. این عمل با روش‌های متفاوتی مثل درز انقطاع و یا جداسازهای فیزیکی صورت می‌پذیرد. علاوه بر این، موادی مثل رنگ میلکان، ورق‌های پلی اتیلن، ورق‌های چسب بوتیل و مصالح با خواص مشابه، به عنوان ماده‌ی جداگر قابل کاربرد هستند [۳۷].



شکل ۱۷-۷ نمایی شماتیک از ساختار مهاربندهای کماتش تاب [۳۷].

در شکل ۱۸-۷ جزئیات ساختاری مهاربند کماتش تاب، توسط آیین‌نامه NEHRP مشخص شده است. نوع هسته در این شکل به صورت صلیبی است.



شکل ۱۸-۷ جزئیات ساختاری مهاربندهای نامحدود (کوماتش تاب) [۳۷].

همان‌گونه که اشاره شد، مهاربندهای کماتش تاب به صورت کارخانه‌ای ساخته شده و در کارگاه ساختمانی نصب می‌شوند. بنابراین، برای مشاهده‌ی دقیق جزئیات اجرایی این مهاربندها، باید کاتالوگ محصولات تولیدشده توسط شرکت‌های سازنده‌ی این محصولات بررسی شود. به‌عنوان مثال یکی از این شرکت‌ها محصولات خود را به صورت زیر توصیف کرده است:

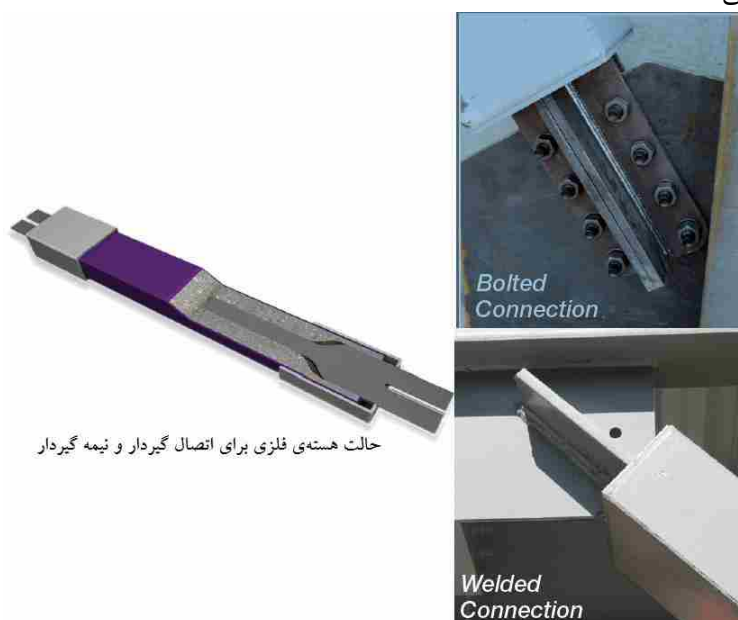
حداقل سختی مهاربندهای کماتش تاب به گونه‌ای تعیین می‌شود که پایایی کافی در برابر نیروهای جانبی لرزه‌ای و باد ایجاد شود. هر مهاربند کماتش تاب به صورت منحصربه‌فرد طراحی شده تا نیازهای پروژه را تأمین کند. برای مهاربندهای مدفون درون دیوار، استفاده از غلاف‌های مستطیلی توصیه می‌شود. البته بهتر است، مهاربندهای کماتش تاب به صورت

غیرمدفون اجرا شوند. این نحوه‌ی اجرا، آزادی عمل مناسبی به مهاربندها می‌دهد و تعویض آن‌ها را پس از زلزله‌های شدید آسان می‌کند. شکل ۷-۱۹ مهاربندهای اجراشده به صورت نمایان را نشان می‌دهد [۳۸].



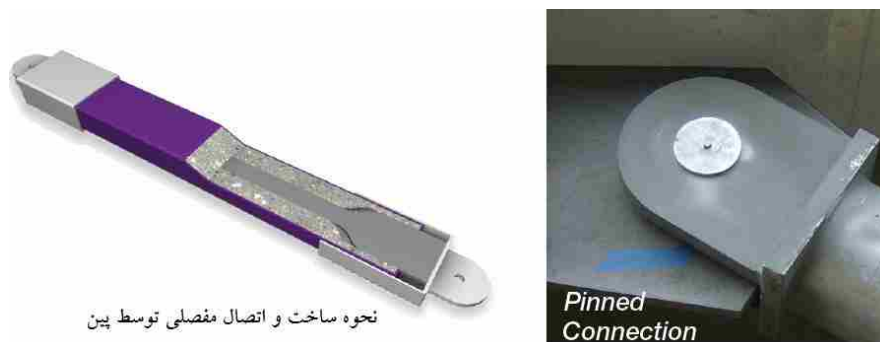
شکل ۷-۱۹ مهاربندهای کمانش تاب نمایان [۳۸].

مهاربندهای ساخته شده توسط این شرکت، با سه تیپ اتصالات به قاب‌های ساختمانی متصل می‌شوند؛ اتصالات پیچی، جوشی و پینی. اتصالات پیچی، رفتاری تقریباً گیردار ایجاد می‌کنند. اتصالات جوشی، نیمه گیردار و اتصالات پینی، مفصلی رفتار می‌کنند. شکل ۷-۲۰ روش ساخت و نحوه‌ی اتصال صلب و نیمه صلب، و شکل ۷-۲۱ نحوه اتصال مفصلی مهاربندهای کمانش تاب را نشان می‌دهد [۳۸].



حالت هسته‌ی فلزی برای اتصال گیردار و نیمه گیردار

شکل ۷-۲۰ نحوه‌ی ساخت و برقراری اتصال در اتصالات گیردار [۳۸].

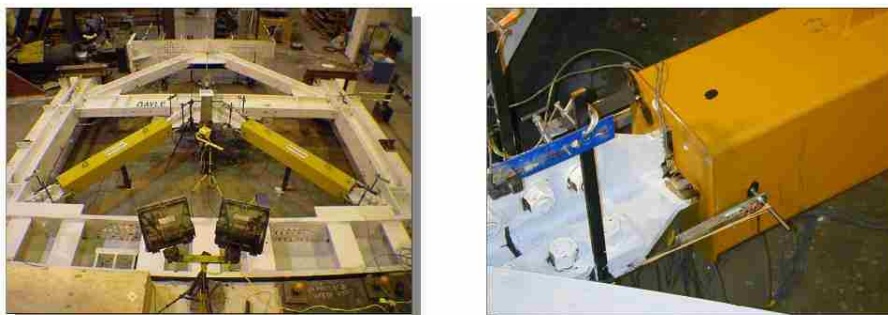


نحوه ساخت و اتصال مفصلی توسط پین

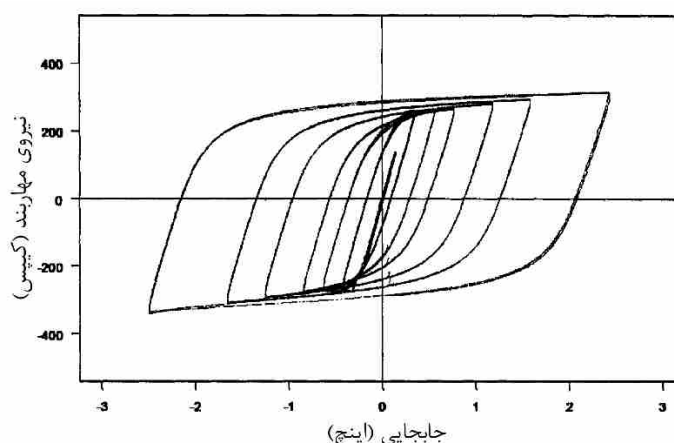
شکل ۲۱-۷ نحوه‌ی ساخت و برقراری اتصال در اتصالات مفصلی [۳۸].

۳-۳-۷ رفتار مهاربندهای کمانش تاب تحت آزمایش

تاکنون آزمایش‌های متعددی برای بررسی رفتار مهاربندهای کمانش تاب صورت گرفته است. به‌عنوان مثال شکل ۲۲-۷ تصویری از قاب دارای مهاربند کمانش تاب را نشان می‌دهد.



شکل ۲۲-۷ آزمایش قاب مجهز به مهاربند کمانش تاب توسط مهین، ۲۰۰۶ [۲]

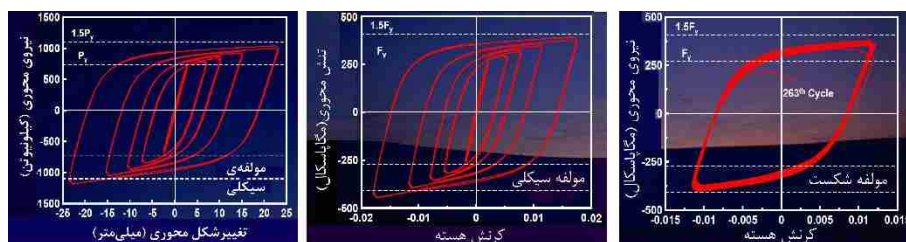


شکل ۲۳-۷ نتایج آزمایش‌های مهین بر مهاربند کمانش تاب (۲۰۰۶) [۳]، [۳۵].

این قاب مجهز به میراگر تسلیمی، در سال ۲۰۰۶ و در دانشگاه بریکلی^۱ توسط مهین^۲ مورد آزمایش قرار گرفته است. نتایج این آزمایش‌ها در شکل ۷-۲۳ مشاهده می‌شود [۲]، [۳]. شکل ۷-۲۴ نیز، آزمایش‌های صورت گرفته روی مهارندهای کمانش‌تاب در آزمایشگاه مرکز ملی تحقیقات لرزه‌ای NCEE^۳ را نشان می‌دهد. مطابق تصویر، این میراگر، تحت آزمایش چند محوری قرار گرفته است. نتایج این آزمایش نیز، مشابه نتایج آزمایش قبل در شکل ۷-۲۵ گزارش شده است. نمودارها به ترتیب از چپ به راست، تغییرات نیروی محوری-تغییر شکل محوری، نیروی محوری-کرنش هسته‌ای فلزی، و نیروی محوری-کرنش هسته‌ای فلزی برای ۲۶۳ سیکل متوالی را نشان می‌دهند [۳۹].



شکل ۷-۲۴/آزمایش چند محوری روی مهارندهای کمانش‌تاب، NCERR/۳۹.



شکل ۷-۲۵ نتایج آزمایش‌های صورت گرفته به صورت منحنی‌های هیسترتیک/۳۹.

¹ Berkeley

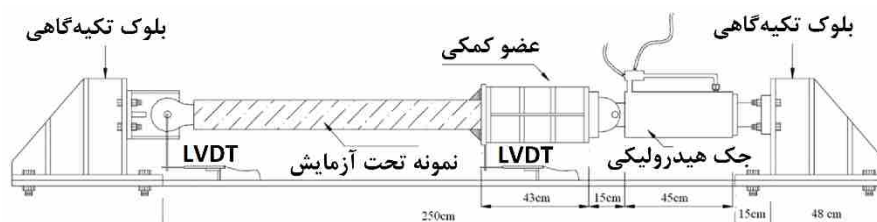
² Mahin

³ National Center for Research on Earthquake Engineering

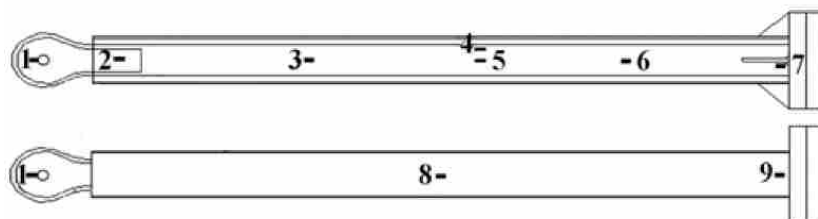
تاکنون مراکز علمی معتبر متعددی با انجام مطالعات بر روی این ابزار استهلاکی، کارآمدی آن را اثبات نموده‌اند. رفتار ایده‌آل این ابزار در استهلاک انرژی باعث شده تا رفتارشناسی آن در شرایط مختلف ساختاری مورد توجه قرار گیرد. برای مثال طی آزمایش‌های متعددی، تأثیر ایجاد تغییرات ساختاری بر پاسخ‌های دریافتی مشخص شده است.

برای مثال چندین محقق داخلی، تأثیر طول هسته این مهاربند بر رفتار آن را بررسی کرده‌اند. در این آزمایش‌ها، اثر تغییر طول هسته بر مقاومت کمانشی مهاربند بررسی شده است. در منبع [۴۰] این کتاب، جزئیات دقیق این آزمایش‌ها قابل مشاهده است. در این بخش خلاصه‌ای از فرضیات و نتایج مطالعات بیان شده است.

در این مطالعه، بارگذاری با استفاده از جکی ۳۰۰ کیلونیوتنی انجام شده است. مطابق شکل ۷-۲۶ نحوه‌ی انجام آزمایش‌ها، به صورت تک‌محوری است. در این تصویر طریقه‌ی اتصال وسایل آزمایش شامل جک هیدرولیکی، بلوک‌های تکیه‌گاهی انتهایی، نمونه‌ی تحت آزمایش و عضو صلب کمکی (برای ثابت نگاه داشتن نمونه) تشریح شده است. در این تصویر موقعیت قرارگیری ابزار نیز نشان داده شده است. برای مثال دو عدد LVDT در انتهای نمونه‌ی آزمایشی نصب شده است. همچنین، چندین کرنش‌سنج برای محاسبه‌ی جابجایی موضعی نمونه، در سراسر طول آن نصب شده است. شکل ۷-۲۷ مکان تقریبی کرنش‌سنج‌ها را نشان می‌دهد. مطابق شکل، در تمامی آزمایش‌ها، کرنش‌سنج‌ها در دو انتها و میانه‌ی نمونه نصب شده است. این سنسورها برای ثبت پاسخ پارامترهای کلیدی نصب می‌شوند [۴۰].

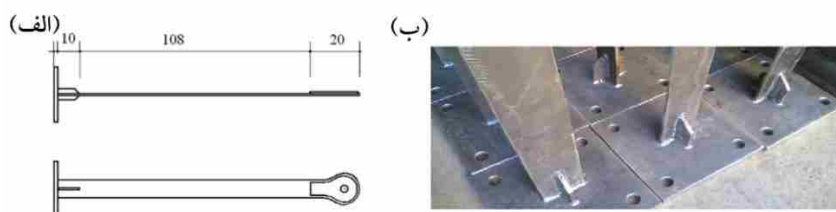


شکل ۷-۲۶ نحوه‌ی اتصال جک هیدرولیکی به نمونه تحت آزمایش [۴۰].

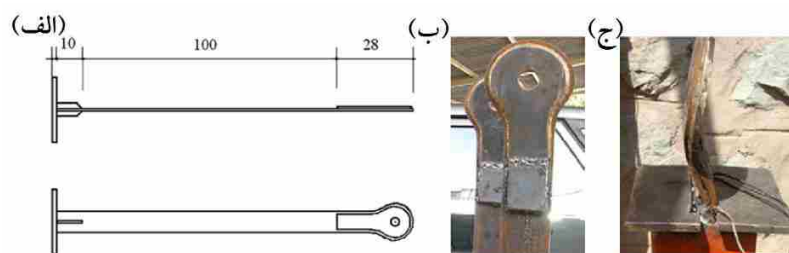


شکل ۷-۲۷ محل قرارگیری کرنش‌سنج‌ها در نمونه تحت آزمایش [۴۰].

در این مطالعه، اولین نمونه با طول ۱۴۰ سانتی متر ساخته شده است. این نمونه شامل هسته‌ی ۱۰۸ سانتی متری، صفحات مضاعف ۲۰ سانتی متری، و سخت کننده‌های انتهایی ۱۰ سانتی متری است. در شکل ۲۸-۷ (الف)، این نمونه تشریح شده و شکل ۲۸-۷ (ب) طرز قرارگیری سخت کننده‌های انتهایی را پیش از انجام آزمایش نشان می‌دهد. پس از شش سیکل بارگذاری، تغییر شکل‌های متوالی ناشی از کمانش موضعی، باعث خردشدگی شدید بتن مجاور هسته‌ی غلاف دار تسلیم نشده می‌شود. برای جبران این نقص، باید طول هسته‌ی غلاف دار تسلیم نشده افزایش یابد. نحوه افزایش طول هسته نمونه در شکل ۲۹-۷ (الف و ب) مشاهده می‌شود [۴۰].



شکل ۲۸-۷ نمونه‌ی تحت آزمایش (الف) آرایش کلی (ب) سخت کننده‌ی انتهایی [۴۰].



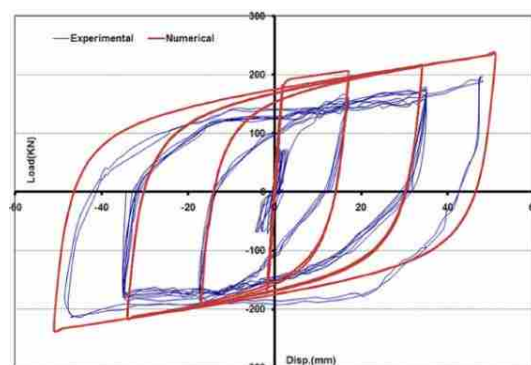
شکل ۲۹-۷ نمونه‌ی آزمایشی اصلاح شده (الف) آرایش کلی (ب) ورق‌های مضاعف با ۱۰ سانتی متر افزایش (ج) کمانش موضعی در اتصالات خارجی [۴۰].

با این اوصاف، مطابق شکل ۲۹-۷ (ج)، بعد از ۱۰ سیکل بارگذاری، اتصال بیرونی با کمانش موضعی قابل توجهی مواجه خواهد شد. هرچند در این حالت خردشدگی بتن رخ نمی‌دهد و نمونه ۴ سیکل بارگذاری اضافی را به خوبی تحمل می‌کند، اما نهایتاً با کمانش موضعی اتصال خارجی، ظرفیت بارگذاری افت شدیدی خواهد داشت [۴۰].

نهایتاً، پس از حل مشکلات بیان شده، نمونه‌ی نهایی به صورت شکل ۳۰-۷ (الف) پیشنهاد شده است. شکل ۳۰-۷ (ب) نیز مهاربندهای کمانش تاب مذکور را پیش از قرارگیری تحت آزمایش به تصویر کشیده است. نتایج این آزمایش، به صورت حلقه‌های هیسترتیک نیرو-جابجایی در شکل ۳۱-۷ نشان داده شده است. همان طور که ملاحظه می‌شود، نتایج آزمایش‌ها و مدل سازی عددی نمونه، همبستگی قابل قبولی نشان می‌دهد [۴۰].



شکل ۳۰-۷ (الف) نمونه‌ی نهایی تحت آزمایش (ب) نمونه‌های پیش از آزمایش [۴۰].



شکل ۳۱-۷ حلقه‌های نیرو-جابجایی نمونه‌ی نهایی به صورت عددی و آزمایشگاهی [۴۰].

۷-۳-۴ تاریخچه و نمونه‌هایی از کاربرد مهاربندهای کماتش‌تاب

ایده ساخت میراگرهای هیسترتیک، به دهه‌ی ۷۰ میلادی بازمی‌گردد. نمونه‌ی اولیه این میراگر نیز، در اوایل دهه ۸۰ میلادی ساخته شد. این ابزار پس از زلزله‌ی ۱۹۹۵ کوبه‌ی ژاپن، به سرعت در این کشور توسعه یافت و سرعت رشد آن به حدی بود که تا سال ۱۹۹۷ حدود ۲۰۰ ساختمان در این کشور به مهاربند کماتش‌تاب مجهز شد. طبق گزارش مرکز تحقیقات مسکن ژاپن، در سال ۱۹۹۷ میلادی، بیش از دوسوم تمام ساختمان‌های این کشور از سیستم کنترل غیرفعال بهره جستند. جالب‌توجه است که در اکثر این ساختمان‌ها از میراگرهای هیسترتیک استفاده شده است. سرعت رشد این تکنولوژی در ایالات متحده کمی آهسته‌تر بود. شکل ۳۲-۷ نمودار رشد تکنولوژی این ابزار در آمریکا را بررسی نموده است [۳۵].



شکل ۳۲-۷ نمودار رشد و پیاده‌سازی میراگرهای هیسترتیک BRB در آمریکا [۳۵].

اولین سازه‌ای که در آمریکا با استفاده از میراگرهای هیسترتیک ساخته شد، ساختمان علوم گیاهی و محیط زیست دانشگاه کالیفرنیا بود. گزارش‌های ارائه شده پس از احداث این سازه، حاکی از کاهش دوره‌ی ساخت سازه تا حدود یک ماه است. دلیل این امر سادگی نصب میراگرهای هیسترتیک در سازه بیان شده است. در جدول ۱-۳۱ منبع [۳۶] کتاب چند نمونه از مهم‌ترین ساختمان‌های حاوی میراگر هیسترتیک در کشور ژاپن برشمرده شده است. در جدول ۱-۷ این کتاب نیز، تعدادی از سازه‌های طراحی شده و بهسازی شده با میراگرهای هیسترتیک مشاهده می‌شود. مجموعه‌ای کامل‌تر از ساختمان‌های حاوی میراگر هیسترتیک در شکل ۴-۹ منبع [۳۵] ارائه شده است.

جدول ۱-۷ تعدادی از سازه‌های دارای مهاربندهای کمانش تاب در ایالت متحده [۳۵].

نوع مهاربند BRB	نوع و ابعاد سازه	سازه‌ی موردنظر
۱۳۲ مهاربند تن $P_y = 50-250$	جدید، فلزی، سه طبقه و زیرزمین، ۱۱۶۰۰ مترمربع	ساختمان علوم گیاهی و محیط زیست، دانشگاه کالیفرنیا
۴۴ مهاربند تن $P_y = 180-270$	بهسازی، RCa، سه تا شش طبقه، ۵۵۷۰۰ مترمربع	دیوان عدالت اداری مارین، شهرستان مارین، کالیفرنیا
۸۴ مهاربند تن $P_y = 130-300$	جدید، فلزی، سه طبقه و زیرزمین، ۱۰۹۶۰ مترمربع	مرکزی انیستوتی تکنولوژی‌های بیولوژیک کالیفرنیا، کالیفرنیا
۳۶ مهاربند تن $P_y = 90-180$	بهسازی، RC، سه طبقه و زیرزمین، ۱۲۸۰۰ مترمربع	تالار هیلبرند دانشگاه کالیفرنیا، بریکلی، کالیفرنیا
۳۴۴ مهاربند تن $P_y = 90-850$	بهسازی، RC، هشت طبقه، ۲۷۸۷۰ مترمربع	والاس، ساختمان فدرال بنت، دریاچه نمک، اوتاه
۹۵ مهاربند تن $P_y = 93-315$	جدید، فلزی، چهار طبقه، ۸۳۵۰ مترمربع	سلف سرویس دانشگاه کالیفرنیا، دانشگاه کالیفرنیا، بریکلی، کالیفرنیا
۵۰ مهاربند تن $P_y = 90-220$	بهسازی، RC، دوازده طبقه، ۴۶۴۵۰ مترمربع	دادگاه شهرستان KING، واشنگتن
۷۴ مهاربند تن $P_y = 67-225$	جدید، فلزی، پنج طبقه، ۱۲۶۸۰ مترمربع	ساختمان علوم فیزیکی، دانشگاه کالیفرنیا در سانتا کروز، کالیفرنیا
۱۳۲ مهاربند تن $P_y = 67-300$	جدید، فلزی، پنج طبقه، ۱۵۹۰۰ مترمربع	دومین ساختمان تحقیقاتی، دانشگاه کالیفرنیا، سانفرانسیسکو، کالیفرنیا

در شکل ۳۳-۷ مهاربندهای کمانش‌تاب بکار رفته در مرکز پزشکی (UCSF) واقع در میشن بای^۱ نمایش داده شده است. شکل ۳۴-۷ نیز، مهاربندهای بکار رفته در پارکینگ فرودگاه وین را نشان می‌دهد.



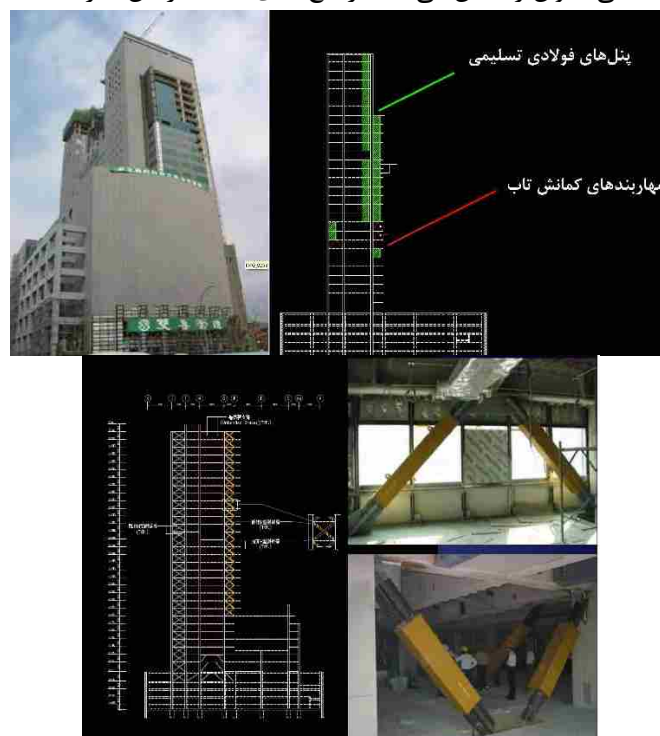
شکل ۳۳-۷ مهاربندهای کمانش‌تاب بکار رفته در مرکز پزشکی میشن بای [۳۸].



شکل ۳۴-۷ مهاربندهای بکار رفته در پارکینگ فرودگاه وین [۳۸].

^۱ Mission Bay

همان گونه که شکل ۳۵-۷ نشان می دهد، در ساختمان دولتی (تالار اصلی شهر) تایپه از تلفیق میراگرهای هیسترتیک BRB و صفحات فلزی جاری شونده استفاده شده است. مطابق تصویر، بر اساس سختی مورد نیاز، در برخی طبقات میراگرهای صفحه ای جاری شونده و در برخی دیگر مهاربندهای کمانش تاب قرار گرفته است. شکل ۳۶-۷ یکی دیگر از ساختمان های دولتی حاوی کنترلرهای تسلیمی تایوان را نشان می دهد. ارتفاع بالای طبقه در این سازه، جالب توجه است.



شکل ۳۵-۷ کاربرد میراگرهای هیسترتیک در تالار اصلی شهر تایپه [۳۹].



شکل ۳۶-۷ کاربرد مهاربندهای BRB طولیل در یکی از ساختمان های دولتی تایوان [۳۹].

۷-۳-۵ مزایا و معایب مهاربندهای کمانش‌تاب:

این ابزار استهلاکی مشابه سایر ابزار، مزایا و معایب منحصر به فردی دارد. در این قسمت برخی از این مزایا و معایب بر شمرده شده است [۳]:

ا) مزایای مهاربندهای کمانش‌تاب

- مهاربندهای کمانش‌تاب در مقایسه با قاب‌های خمشی، در ترازهای نیرویی پایین سختی الاستیک بالایی نشان می‌دهند.
- این ابزار کمانش ناخواسته مهاربندهای CBF معمولی را حذف نموده‌اند. چراکه قادرند تا تحت فشار و کشش جاری شوند.
- اتصالات متشکل از پیچ یا پین، باعث بهینه‌سازی نصب این ابزار شده است.
- مهاربندهای کمانش‌تاب به‌عنوان فیوزهای سازه‌ای قابل تعویض عمل می‌کنند. این امر خسارات وارده به سایر المان‌های سازه‌ای را حداقل می‌کند.
- مدل‌سازی آسان رفتار هیسترتیک مهاربندهای کمانش‌تاب در آنالیزهای غیرخطی و انعطاف‌پذیری در طراحی این ابزار، آن را بی‌نظیر ساخته است.

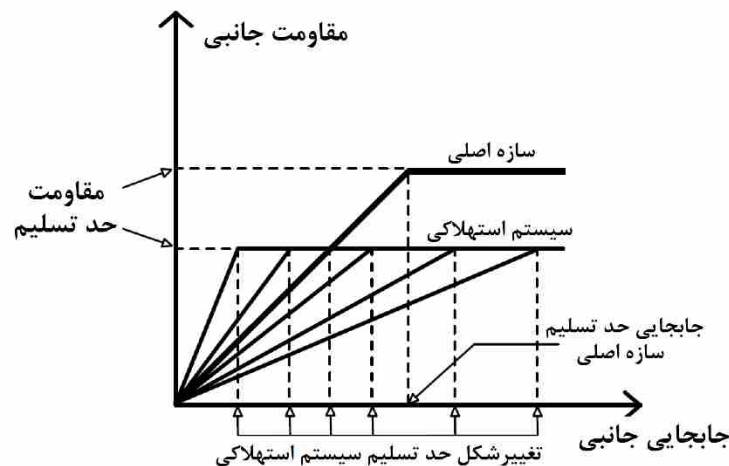
ب) معایب مهاربندهای کمانش‌تاب

- اغلب مهاربندهای کمانش‌تاب، اختصاصی‌اند.
- معمولاً فولاد بکار رفته برای مهار بخش‌های تسلیم شونده، در محدوده‌ی وسیعی از مقاومت تسلیم قرار دارد.
- محدوده‌ی سخت‌شدگی مهاربندهای کمانش‌تاب، عموماً کوچک‌تر از قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی معمولی است.
- در این سیستم، مکانیسم بازگرداننده وجود ندارد.
- در حال حاضر، برای تأیید صلاحیت این ابزار، نیاز به آزمایش‌های متعدد و بررسی‌های دقیقی است.
- لازم است تا تمهیدات خاصی برای یافتن و جایگزینی مهاربندهای آسیب‌دیده تبیین شود.

۷-۳-۶ اندرکنش مهاربندهای کمانش‌تاب با سایر سیستم‌های سازه‌ای

مقاومت، سختی و جابجایی تسلیم، کلیدی‌ترین پارامترهای مهاربندهای نامحدود هستند. میراگرهای هیسترتیک، معمولاً با هدف جاری شدن پیش از سازه‌ی اصلی طراحی می‌شوند. این

هدف معمولاً با کوچک تر فرض شدن مقاومت تسلیم جانبی میراگر نسبت به سازه اصلی تأمین می شود. با این حال، باید توجه ویژه ای به سختی سیستم میرایی مبذول شود. چراکه اگر سختی میراگر بیش از حد کوچک تر از سختی سازه اصلی فرض شود، بازهم میراگرها پیش از سازه اصلی تسلیم نخواهند شد. این مسئله در شکل ۷-۳۷ به وضوح مشاهده می شود [۴۱].



شکل ۷-۳۷ نیروی بازگرداننده سازه اصلی و میراگرهای هیسترتیک [۴۱].

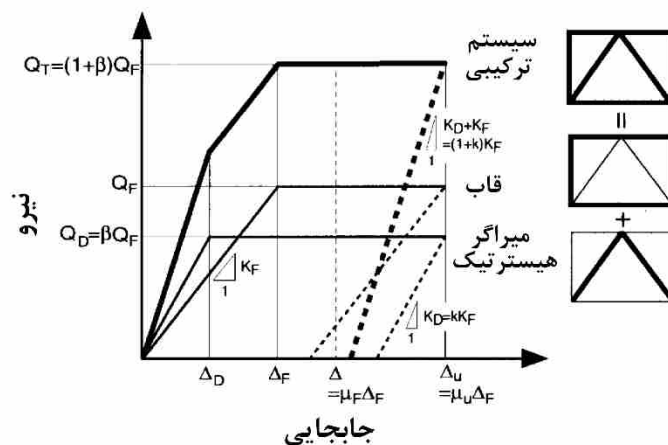
مطابق شکل ۷-۳۸ یا ماگوچی و ال-ای بی دی^۱ مدل تلفیقی قاب و میراگر هیسترتیک را معرفی کردند. سختی اولیه، نیروی برشی تسلیم و جابجایی تسلیم متناظر با قاب و میراگر به ترتیب با پارامترهای K_F , K_D , Q_F , Q_D و Δ_D نمایش داده می شود. Δ_U نیز، جابجایی نهایی کل سیستم را نشان می دهد [۴۲].

در همین راستا، این محققین رابطه ای بر اساس انرژی و نحوه عملکرد مؤثر میراگرها معرفی نمودند. این پیش بینی بر مبنای همبستگی بین ورودی های زلزله انجام می شود. ورودی های اصلی زلزله شامل مدت زمان مؤثر زلزله Δ_{eff} ، پریود اصلی زلزله T_D و سرعت معادل زلزله $V_{e,sdof}$ می شود. بر اساس این روش، برای تعیین پارامترهای پاسخ، از مشخصات زلزله و نتایج آزمایشگاهی استفاده می شود. در رابطه زیر، کارآمدی میراگر بر مبنای خواص آن (در شکل ۷-۳۸ نشان داده شد)، و جرم لرزه ای (M)، تعیین شده است [۴۲]:

$$\alpha = \frac{MV_e T_D}{\Delta t_{eff}^E \sum_{i=1}^N Q_F^i \Delta_F^i}$$

¹ Yamaguchi and El-Abd

بر اساس این رابطه، عملکرد بهینه‌ی میراگرهای هیسترتیک به پارامترهای فرکانس اصلی زلزله و پارامترهای وابسته به زمان زلزله بستگی دارد. پارامترهای فرکانس اصلی زلزله شامل حداکثر انرژی ورودی و پریود مؤثر زلزله می‌شود [۴۲].



شکل ۳۸-۷ مدل تلفیقی قاب و میراگر هیسترتیک [۴۲].

۷-۳-۷ روابط حاکم بر میراگرهای کمانش تاب

۷-۳-۷-۱ معرفی روش طراحی

در این بخش روند طراحی مهاربندهای کمانش تاب، بر اساس آیین‌نامه‌های روز دنیا بررسی می‌شود. به علت ماهیت تسلیمی این ابزار، باید از ضوابط و معیارهای مستهلک کننده‌ها تبعیت شود. این ضوابط در فصل سوم به تفصیل بیان شده است. همچنین، به علت ماهیت مهاربند گونه این اعضا (مخصوصاً پیش از تسلیم شدن)، باید قواعد طراحی مهاربندها نیز لحاظ شود.

همان گونه که در بخش اندرکنش میراگرهای تسلیمی و قاب‌های سازه‌ای بیان شد، نوع و رفتار سیستم قاب بر روش طراحی مهاربندهای کمانش تاب تأثیر می‌گذارد. بنابراین، در این بخش تنها روش طراحی مهاربندهای کمانش تاب در سازه‌های فلزی بحث شده است. البته اکثر نکات مطرح شده در این بخش، در سازه‌های فلزی، بتنی و کامپوزیت مشترک هستند. به طوری که خوانندگان گرامی با مراجعه به آیین‌نامه‌هایی طراحی سازه‌های بتنی نظیر ACI، به سادگی می‌توانند سیستم‌های بتنی را نیز طراحی کنند.

نکات و قواعد ارائه شده در این بخش از کتاب، برگرفته از ضوابطی است که در استانداردها و آیین‌نامه‌های معتبر دنیا برای طراحی مهاربند کمانش تاب ارائه شده است. ضوابط اصلی طراحی مهاربندهای کمانش تاب بر اساس منابع ذیل تبیین شده است:

- آیین نامه AISC341، قوانین لرزه‌ای سازه‌های فلزی ساختمانی و تفسیر آن، چاپ ۲۰۱۰.
 - آیین نامه AISC360، تعیین مشخصات سازه‌های فلزی ساختمانی و تفسیر آن، چاپ ۲۰۱۰.
 - آیین نامه ASCE7، حداقل میزان بارگذاری سازه‌ها، چاپ ۲۰۱۰.
 - آیین نامه IBC، آیین نامه ساختمانی بین‌المللی، چاپ ۲۰۱۵.
- لازم به ذکر است، روش ذیل تنها برای سازه‌های فلزی متعارف حاوی مهاربند کمانش تاب بکار می‌رود و برای سازه‌های فلزی با شرایط زیر قابل کاربرد نیست:
- ا) سیستم دوگانه قاب خمشی ویژه (SMRFs)، و مهاربند کمانش تاب (BRBF)
- برای دستیابی به روش طراحی سازه با این ابزار، به آیین نامه NIST2013 رجوع شود.
- ب) استفاده از مهاربندهای کمانش تاب BRBF در سایر سیستم‌های سازه‌ای مثل سیستم‌های خرابای کمربندی و سیستم‌های مشابه آن
- طراحی مهاربندهای کمانش تاب با این سیستم‌ها، هنوز در دست تحقیق و بررسی است.

۷-۳-۲ پیش‌ساختگی و روش تهیه مهاربندهای کمانش تاب

همان‌گونه که بیان شد، مهاربندهای کمانش تاب به‌صورت کارخانه‌ای سرهم می‌شوند. در حال حاضر تکنولوژی ساخت این ابزار در دست تعداد محدودی از شرکت‌های سازنده است. برای مثال در شکل ۷-۳۳ و شکل ۷-۳۴ ابزار ساخته‌شده توسط شرکت StarSeismic [۳۸]، نمایش داده شد. البته، جالب‌توجه است که پیش‌ساختگی مهاربندها به معنای آن نیست که ابعاد هسته، ابعاد غلاف و طول مهاربند از پیش مشخص‌شده باشد، بلکه طراحی مشخصات مهاربندهای کمانش تاب مختص پروژه است. بنابراین برای طراحی اولیه‌ی سازه، احتیاجی به مطالعه کاتالوگ و طراحی بر اساس مشخصات ابزار نیست [۳۷].

در اکثر پروژه‌های ساختمانی مزایده‌ای، معمولاً مهندس طراح سازه مسئولیت ساخت مهاربندهای کمانش تاب را بر عهده نمی‌گیرد. بنابراین پس از محاسبه‌ی پارامترهای عملکردی مختص ساخت مهاربندهای کمانش تاب، ساخت این ابزار به مناقصه گذاشته می‌شود. در پروژه‌های طراحی-ساخت، معمولاً شرکت طراحی مهاربندهای کمانش تاب توسط کارفرما، پیمانکار، و یا حتی تیم طراحی انتخاب می‌شود. در این موارد، مهندس طراح از ارتباط مستقیم با مهندس طراح ابزار BRB بهره‌مند می‌شود [۳۷].

۷-۳-۳ ضوابط طراحی مهاربندهای کمانش تاب

فلسفه‌ی اصلی طراحی مهاربندهای کمانش تاب بر پایه‌ی طراحی لرزه‌ای شکل‌پذیر استوار است. مهاربندهای کمانش تاب، المان‌های تسلیمی هستند که برای نیروی زلزله کاهش‌یافته طراحی می‌شوند. بنابراین انتظار می‌رود در طول زلزله سطح طراحی، تغییرشکل‌های غیرخطی قابل توجهی نشان دهند. با توجه به ضوابط طراحی مهاربندهای کمانش تاب انتظار می‌رود که تا سطح خاصی از نیروی زلزله مقاومت کنند. بنابراین تا زمانی که مهاربندها توانایی مقاومت و استهلاک انرژی دارند، تغییرشکل سایر المان‌های سازه‌ای باید در محدوده‌ی الاستیک باقی بماند [۳۷].

بر اساس فلسفه‌ی طراحی مهاربندهای کمانش تاب، این ابزار اولین سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی هستند. بنابراین باید بلافاصله با رخداد زلزله در برابر نیروهای جانبی و تغییرشکل‌های حاصل از آن مقاومت کنند و پایداری سازه را تضمین کنند. بر اساس آیین‌نامه ASCE7، سیستم قاب حاوی مهاربندهای کمانش تاب، بزرگ‌ترین ضریب رفتار را به خود اختصاص می‌دهد ($R = 8$). لذا از این سیستم، تغییرشکل‌های غیرخطی بزرگی تحت زلزله‌های شدید انتظار می‌رود. بنابراین، شکل‌پذیری سازه باید به نحوی باشد که تحت زلزله‌های شدید ضمن حفظ ایمنی جانی، از فروریزش سازه جلوگیری شود [۳۷].

سه گام اصلی طراحی سیستم‌های قاب و مهاربند کمانش تاب، به شرح زیر است

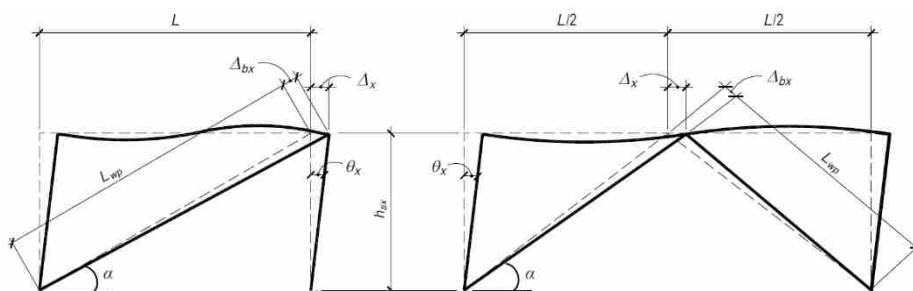
[۳۷]:

- ابعاد مهاربندهای کمانش تاب بر حسب ترکیبات بارگذاری آیین‌نامه‌هایی نظیر ASCE7 تعیین می‌شود. توجه شود نیروی زلزله باید با ضریب رفتار R کاهش یابد.
- جابجایی نسبی (دریافت) طبقات و کرنش مهاربندهای کمانش تاب در حالت غیرخطی محاسبه می‌شود. تطابق این مقادیر با ضوابط آیین‌نامه‌هایی مثل ASCE7 و AISC341 و یا شرایط خاص پروژه الزامی است. بنابراین باید در این گام مقادیر محاسبه‌شده، با ملزومات آیین‌نامه کنترل شود.
- نهایتاً باید مقاومت تعدیل‌شده‌ی مهاربندها محاسبه‌شده و برای طراحی تیرها، ستون‌ها و اتصالات بکار گرفته شود. طراحی این اعضا باید به نحوی صورت گیرد که همواره الاستیک باقی بمانند.

دو گام اول، برای طراحی تمامی سیستم‌های لرزه‌ای شکل‌پذیر مشترک است. اگرچه، انطباق جابجایی نسبی طبقات، کرنش مهاربندهای کمانش تاب و نیروی کرنشی سخت شونده، تنها منحصر به مهاربندهای کمانش تاب است. رفتار حرکتی قاب‌های حاوی مهاربندهای کمانش تاب

در شکل ۷-۳۹ تشریح شده است. اگر تغییرشکل ها کوچک فرض شود، مقدار تغییرشکل محوری مهاربندها Δ_{bx} ، با مقدار $\Delta_x \cos \alpha$ برابر می شود. Δ_x بیانگر تغییرمکان نسبی طبقات در حالت طراحی و α بیانگر راستای مهاربندها نسبت به افق است. به بیان دیگر، مقدار تغییرشکل محوری مهاربند را می توان به صورت $\Delta_{bx} = \theta_x L_{wp} \sin 2\alpha$ بیان کرد. در این رابطه پارامتر طول مؤثر مهاربند L_{wp} ، زاویه ی جابجایی نسبی طراحی طبقه θ_x ، و یا Δ_x/h_{sx} تعریف می شود (h_x ارتفاع طبقه است). پارامتر نسبت طول تسلیم نیز، به صورت $YLR = L_y/L_{wp}$ تعریف می شود. در این رابطه، L_y طول ناحیه ی تسلیم شونده هسته ی مهاربند با سطح A_{sc} است. همچنین، تیر، صلب و تغییرشکل های هسته ی فلزی در ناحیه ی عدم تسلیم، کوچک فرض می شوند. با این تفاسیر، مقدار کرنش هسته، ϵ_{sc} ، برابر است با [۳۷]:

$$\epsilon_{sc} = \frac{\theta_x \sin 2\alpha}{2YLR}$$

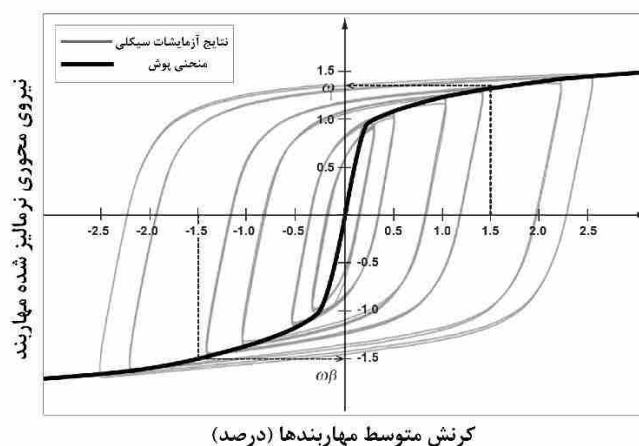


شکل ۷-۳۹ رفتار حرکتی قاب ساختمانی مجهز به مهاربند کمانش تاب [۳۷].

این رابطه ی نسبتاً ساده، ابزار مناسبی برای طراحی است، چراکه با در نظرگیری پارامترهای کلیدی همچون YLR ، اجازه تخمین سریع کرنش موردنیاز هسته داده می شود. برای مثال، فرض شود مهاربندی با $YLR = 0.5$ و $\alpha = 45^\circ$ درجه وجود دارد. برای این مهاربند، معادله کرنش هسته، برابر زاویه ی دررفت طبقه منظور می شود. در این حالت برای نسبت تغییرمکان نسبی (نسبت دررفت) ۲ درصد و تنش تسلیم هسته ۲۸۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع، کرنش موردنیاز هسته ۱۴/۵ برابر کرنش تسلیم ϵ_y برآورد می شود. رابطه ی بین کرنش تسلیم و کرنش موردنیاز هسته بر مبنای ضرایب معادله تعیین می شود. بنابراین این مقدار برای هر مهاربند متفاوت است [۳۷].

محاسبه تخمین کرنش موردنیاز هسته، دو کاربرد مهم در فرآیند طراحی دارد [۳۷]:

- برای اطمینان از عملکرد قابل قبول قاب و مهاربند کمانش تاب، باید کرنش موردنیاز هسته کمتر از ظرفیت کرنشی موجود حفظ شود. این ضابطه با استفاده از آزمایش‌های کنترل کیفیت مهاربندهای کمانش تاب بررسی می‌شود.
 - برای محاسبه‌ی کرنش وابسته به تنش سخت‌شدگی هسته و طراحی ظرفیتی المان‌های پیرامونی قاب، از کرنش موردنیاز هسته استفاده می‌شود.
- بر مبنای آیین‌نامه AISC341، مهاربندهای کمانش تاب برای تطبیق با تغییرشکل‌های مورد انتظار، طراحی می‌شوند. این مقدار بر اساس حداکثر پاسخ دو حالت زیر تعیین می‌شود [۳۷]:
- تغییرشکل متناظر با جابجایی نسبی (دریفت) ۲ درصدی طبقات. مقدار این تغییرشکل با استفاده از کرنش هسته ϵ_{sc} ، قابل محاسبه است.
 - تغییرشکل متناظر با دو برابر جابجایی نسبی (دریفت) طراحی.
- پس از محاسبه‌ی تغییرشکل مورد انتظار، ضرایب β و ω تعیین می‌شود. این ضرایب با استفاده از نتایج منحنی‌های اصلی کنترل کیفیت محاسبه می‌شوند. شکل ۷-۴۰ نتایج آزمایشات سیکلی مهاربندهای کمانش تاب را نشان می‌دهد. این منحنی‌ها با نمودار اصلی پوششی^۱ همراه شده‌اند. در کرنش مورد انتظار، ضریب تعدیل کرنش سخت‌شونده، ω ، نسبت بین حداکثر نیروی کششی به نیروی کششی حد تسلیم بوده و ضریب تعدیل مقاومت فشاری، β ، نسبت بین حداکثر نیروی فشاری به حداکثر نیروی کششی است [۳۷].



شکل ۷-۴۰ نتایج آزمایش‌های سیکلی مفهومی مهاربندهای کمانش تاب و نمودار پوششی اصلی [۳۷].

¹ Backbone Curve

به بیان دیگر، مطابق شکل ۷-۴۰، مقدار $\omega\beta$ ، نسبت حداکثر نیروی فشاری، به نیروی کششی حد تسلیم است. این ضریب تعدیل برای تعیین ظرفیت طراحی تیرها، ستون ها و اتصالات سیستم قاب حاوی مهاربند کمانش تاب بکار می رود. در این فرآیند المان های مذکور الاستیک باقی مانده و پاسخ های غیرخطی به مهاربندهای کمانش تاب محدود می شود [۳۷].

ضریب تعدیل مهاربندهای کمانش تاب ($\omega\beta$)، بر حسب نوع ساخت، YLR، و سایر ویژگی های جزئی آن ها تعیین می شود. اما معمولاً محدوده ی تغییرات ضریب ω ، بین $1/3$ تا $1/5$ ، و محدوده ی تغییرات ضریب β ، بین $1/0.5$ تا $1/1.5$ است. به علاوه، منحنی های پوششی اصلی مهاربندهای کمانش تاب نیز، به طور مستقیم از شرکت های تولیدکننده ی این محصولات دریافت می شود. در سال ۲۰۱۴ ساکسی و دنیل^۱ آزمایش های متعددی بر روی هسته ی مهاربندهای تولیدشده توسط شرکت های Nippon Steel و Star Seismic انجام دادند و بر مبنای آن معادلاتی برای تعیین مقادیر ω و β ارائه کردند [۳۷].

۷-۳-۴ راهنمای آنالیز سازه های حاوی مهاربند کمانش تاب

روش آنالیز سازه های حاوی مهاربند کمانش تاب مانند سایر سازه های دارای میراگر، بر اساس ضوابط فصل سوم کتاب صورت می پذیرد. در این بخش توضیحات مختصری برای تکمیل روش های تحلیلی بیان شده است. برای مشاهده جزئیات بیشتر به فصل سوم کتاب مراجعه شود.

ا) روش های آنالیز خطی

روش های نیروی جانبی معادل (ELF) و آنالیز طیف پاسخ مودال (MRSA)، روش های آنالیز خطی هستند. این روش ها با استفاده از نیروی زلزله کاهش یافته و ضریب رفتار R، بکار برده می شوند. مقدار ضریب افزایش مقاومت Ω_0 ، ضریب تشدید تغییرشکل C_d ، و ضریب رفتار R برای سیستم قاب ساختمانی مجهز به مهاربند کمانش تاب مطابق جدول ۷-۲ تعیین می شود.

جدول ۷-۲ ضرایب موردنیاز برای طراحی سیستم قاب حاوی مهاربند کمانش تاب [۳۱].

ضریب رفتار R	ضریب اضافه مقاومت Ω_0	ضریب تشدید تغییرشکل C_d	ارتفاع مجاز سازه (متر)				
			نوع منطقه لرزه ای				
			B	C	D	E	F
۸	۲	۶	---	---	۵۰	۵۰	۳۰

¹ Saxey and Daniels

از بین این دو روش، معمولاً روش طیف پاسخ مودال، سبب دستیابی به مقاطع بهینه‌تری می‌شود. اقتصادی بودن این روش در سازه‌های بلند چشم‌گیرتر است. پریود اصلی سیستم‌های فلزی حاوی مهاربندهای کمانش‌تاب بر مبنای جدول ۷-۳ محاسبه می‌شود:

جدول ۷-۳ مقدار تقریبی پارامترهای تعیین پریود سازه فلزی حاوی مهاربند کمانش‌تاب [۳۱].

رابطه‌ی محاسبه‌ی مقدار تقریبی پریود اصلی	C_t (SI)	x
$T_a = C_t h_n^x$	۰/۰۷۳۱	۰/۷۵

با مقایسه‌ی بین رابطه‌ی بالا و روابط مربوط به سایر سیستم‌ها، مشاهده می‌شود آیین‌نامه بالاترین مقدار پریود را به سیستم مهاربندی کمانش‌تاب اختصاص داده است.

در سیستم حاوی مهاربند کمانش‌تاب، مشابه سایر سیستم‌های مهاربندی معمولاً ستون‌ها به‌صورت گیردار به یکدیگر متصل شده و مهاربندها و تیرها، با انتهای مفصلی به ستون‌ها متصل می‌شوند. اگر در روش‌های خطی از این نوع اتصال استفاده شود، از اثرات رفتار قاب در محاسبات نیرو، تغییرشکل و پریود اصلی سیستم چشم‌پوشی می‌شود [۳۷].

یکی از نکاتی که باید در آنالیز این سیستم‌ها مدنظر قرار گیرد، نحوه‌ی مدل‌سازی سختی الاستیک مهاربند کمانش‌تاب است. همان‌گونه که بیان شد، مهاربندهای کمانش‌تاب از سه ناحیه‌ی اصلی «هسته‌ی تسلیمی، ناحیه‌ی انتقال، و ناحیه‌ی اتصال» تشکیل شده‌اند. این نواحی مقدار سختی واقعی مهاربند را تعیین می‌کند. مدل تحلیلی باید شامل سختی واقعی مهاربند کمانش‌تاب باشد. این مسئله معمولاً با استفاده از ضریب تعدیل سختی، K_F صورت می‌پذیرد. این پارامتر ضریبی از سطح مقطع هسته، A_{SC} است. تغییرات ضریب تعدیل سختی مهاربندهای کمانش‌تاب، به YLR ، خواص هندسی، جزئیات اتصال به قاب و حتی شرکت سازنده مهاربند بستگی دارد. بنابراین ضریب تعدیل سختی برای انواع مهاربندهای کمانش‌تاب، متفاوت است. محدوده‌ی تغییرات منطقی این ضریب، بین $1/3$ تا $1/7$ است. علاوه بر روش اعمال ضریب تعدیل سختی، روش دیگری نیز برای محاسبه سختی الاستیک واقعی مهاربندهای کمانش‌تاب وجود دارد. در این روش با مدل‌سازی مستقیم هسته‌ی مهاربند کمانش‌تاب به‌عنوان عضو منشوری، سختی الاستیک واقعی مهاربندهای کمانش‌تاب تعیین می‌شود [۳۷].

برای طراحی سازه‌ی حاوی مهاربند کمانش‌تاب، باید به اعضای تسلیمی ضریب تعدیل سختی (K_F)، اختصاص یابد. بنابراین، ضریبی اولیه فرض شده و سازه با آن آنالیز می‌شود. سپس با توجه به مشخصات سازه‌ی طراحی شده، ضریب تعدیل سختی محاسبه خواهد شد. مطمئناً این دو ضریب یکسان نیستند. بنابراین باید مجدداً ضریب تعدیل سختی تغییر کرده و سازه با توجه به آن طراحی شود. این روند تا یکسان شدن ضریب فرض شده و ضریب

پاسخ سازه تکرار می شود. البته آیین نامه ی AISC2012، روشی خاص برای محاسبه ی پارامترهایی که با سعی و خطا همراه هستند، بیان می کند. طبق این روش احتیاجی به محاسبات پارامتری تکراری نامحدود برای یافتن مقدار دقیق ضریب KF نیست. این روش مهندسین طراح را به در نظرگیری محدوده ی قابل قبول برای محاسبه ی ضریب تعدیل سختی مهاربند کمانش تاب تشویق می کند. این محدوده با توجه به حساسیت مدل سازی نسبت به تغییرات سختی مهاربند تعیین می شود. حداکثر بازه ی قابل قبول در روش های متداول آنالیزی، تا حدود $\pm 10\%$ تعیین می شود. باین حال، مهندسین طراح محدوده ی قابل قبول ضریب تعدیل سختی را بر اساس شرایط پروژه تعیین می کنند [۳۷].

ب) روش های آنالیز غیرخطی

معمولاً برای آنالیز سازه های نامنظم و یا اقتصادی تر شدن سازه های منظم، روش آنالیز تاریخچه زمانی غیرخطی (NRHA)، بکار گرفته می شود. برخلاف روش های خطی، در این روش اثرات غیرخطی بودن مهاربند و اثرات ثانویه به شکل مستقیم در نظر گرفته می شود. بنابراین نتایج دقیق تری برای جابجایی نسبی طبقات، کرنش مهاربندها و نیرو و لنگر تیرها، ستون ها و اتصالات بدست می آید [۳۷].

مزایای استفاده از آنالیز غیرخطی به شرح زیر است [۳۷]:

- مشاهده و کاهش تمرکز ناخواسته جابجایی نسبی در یک یا چند طبقه.
 - فراهم شدن امکان افزایش تغییرشکل سیستم سازه ای. در صورتی که در روش های آنالیز خطی مجاز به این کار نبودیم.
 - محاسبه ی مستقیم جابجایی نسبی طبقات و کرنش تقاضا در مهاربندهای کمانش تاب. این مقادیر معمولاً کمتر از نتایج آنالیزهای خطی تشدید یافته بدست می آیند.
 - بررسی مستقیم تقاضای شکل پذیری کلی مهاربندهای کمانش تاب. اگرچه مهاربندهای کمانش تاب ظرفیت شکل پذیری بالایی دارند و انتظار می رود بدون رخداد شکست زلزله های قوی را تحمل کنند، اما برای در نظرگیری برخی از سناریوهای خرابی، در نظرگیری مستقیم تقاضای شکل پذیری کلی الزامی است.
- برای افزایش دقت آنالیز غیرخطی، در نظرگیری نکات زیر الزامی است [۳۷]:

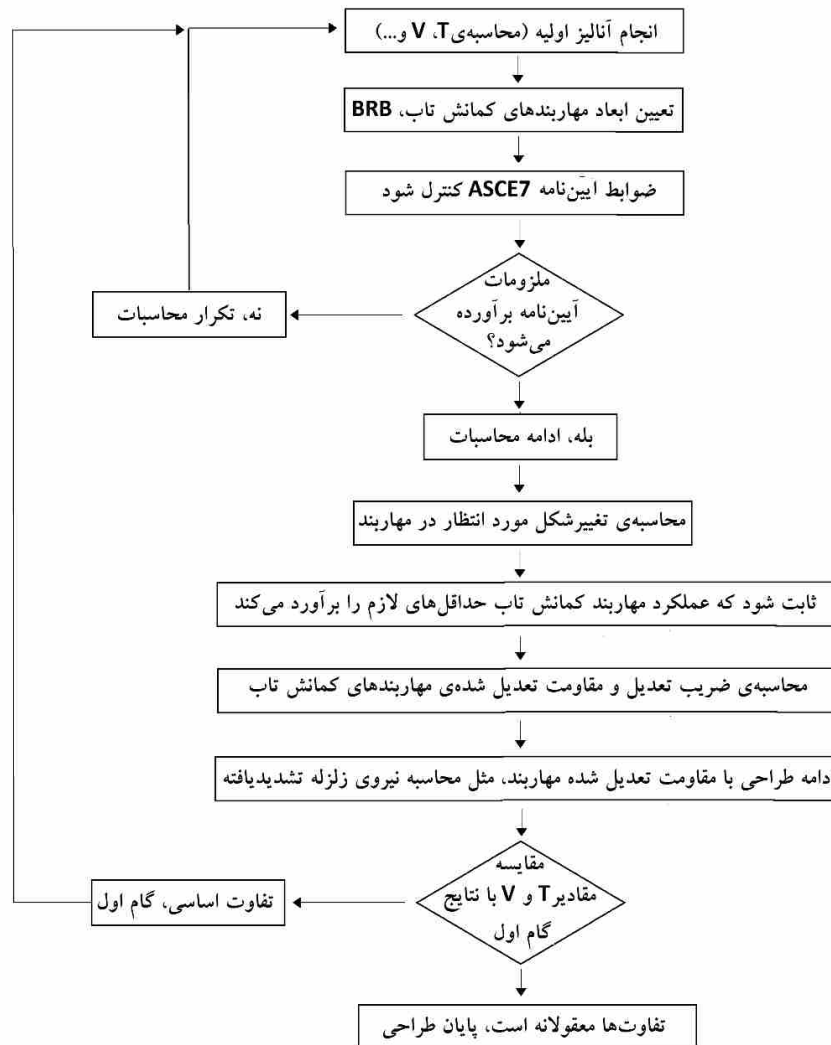
از المان غیرخطی قاب یا خرپا، برای مدل‌سازی مهاربند کمانش‌تاب استفاده شود. نوع رفتار مهاربندهای کمانش‌تاب در بخش قبل معرفی شد. باید سعی شود این رفتار در نرم‌افزار مدل‌سازی گردد.

از المان‌های غیرخطی قاب، برای مدل‌سازی تیرها و ستون‌ها استفاده شود. رفتار غیرخطی ستون‌ها نیز زمانی حائز اهمیت است که تفاوت زیادی بین جابجایی نسبی طبقات مجاور وجود داشته باشد. در سیستم‌هایی که تیرها و ستون‌ها برای حالت الاستیک طراحی می‌شوند، با رخداد زلزله واقعی با حالتی غیرخطی، توزیع نیروی ناشی از زلزله با نیروی طراحی مطابقت ندارد. در نتیجه ممکن است تسلیم‌شدگی در قاب پیرامونی مهاربند کمانش‌تاب گسترش یابد. اتصالات باید دقیقاً شرایط واقعی مهاربندهای کمانش‌تاب را نشان دهند. برای این منظور باید سختی نسبتاً بالایی در اتصالات تیر-ستون با صفحات گاست در نظر گرفته شود. اثرات بی‌ثبات‌کننده‌ی ثقلی نیز باید در مدل وارد شوند. چراکه با ایجاد حرکت جانبی در طول آنالیز، اثرات P-delta، پاسخ سیستم حاوی مهاربند کمانش‌تاب را تشدید می‌کند.

۷-۳-۵ راهنمای طراحی سازه حاوی مهاربند کمانش‌تاب

ضوابط طراحی سیستم‌های حاوی مهاربندهای کمانش‌تاب مشابه ضوابط طراحی سیستم‌های سازه‌ای با شکل‌پذیری زیاد و "سیستم‌های حاوی فیوز" است. بنابراین، روش طراحی این ابزار در سه گام ساده خلاصه شود [۳۷]:

- طراحی المان‌های تسلیمی شکل‌پذیر (فیوزها) برای زلزله‌ی کاهش‌یافته.
 - کنترل تغییرشکل‌های غیرخطی المان‌های شکل‌پذیر در محدوده‌ی قابل‌قبول.
 - طراحی سایر اعضای سیستم سازه‌ای برای ظرفیت شکل‌پذیری موردنیاز.
- برای مثال، مفاهیم اولیه‌ی طراحی با روش نیروی جانبی معادل به قرار زیر است [۳۷]:
- فیوزهای موردنظر متناسب با نیروی کاهش‌یافته با ضریب R محاسبه می‌شوند.
 - تغییرشکل‌های غیرخطی متمرکز المان‌های فیوز تعیین می‌شود. این تغییرشکل‌ها باید در محدوده‌ی قابل‌قبول قرار گیرند.
 - با استفاده از روش طراحی ظرفیتی متناسب با مقاومت المان‌های فیوز، اتصالات، مهاربندها، تیرها، ستون‌ها و ستون‌های حاوی مهاربند طراحی می‌شوند.
- از آنجایی که مهاربندهای کمانش‌تاب نوعی فیوز هستند، کافی است تا در روش فوق بجای کلمه‌ی فیوز، مهاربند کمانش‌تاب جایگزین شود. شکل ۷-۴۱ روش طراحی سیستم‌های حاوی مهاربندهای کمانش‌تاب را نشان می‌دهد [۳۷].



شکل ۴۱-۷ فلوجارت طراحی سیستم های حاوی مهاربند کمانش تاب [۳۷].

بر مبنای گام های بیان شده در شکل ۴۱-۷، در این قسمت روندی خلاصه و یکپارچه برای طراحی این ابزار، طبق ملزومات آیین نامه های ASCE7 و AISC 341 بیان می شود [۳۷]:

• انجام آنالیز

مدل آنالیزی باید بر اساس تعاریف بخش ۷-۳-۴ ساخته شود. به منظور ساخت مدلی مناسب، مقداری تقریبی به ضریب تعدیل سختی اختصاص می یابد. مقدار این پارامتر با توجه به

تولیدات شرکت سازنده ابزار و یا روابط تجربی مربوط به آن تعیین می‌شود. سپس بر مبنای توضیحات بخش ۷-۳-۷-۳-۷ مقادیری برای پارامترهای ω و β ۷-۳-۷-۳-۷ تخمین زده می‌شود. این مقادیر برای محاسبه‌ی ابعاد اولیه‌ی تیر و ستون‌های سیستم حاوی مهاربند کمانش‌تاب بکار می‌روند. مقادیر بیان‌شده برای این سه پارامتر در گام‌های بعدی ارزیابی خواهند شد [۳۷].

• ابعاد مهاربندهای کمانش‌تاب

با توجه به نتایجی که از آنالیز اولیه‌ی مدل حاصل می‌شود، ابعاد هر مهاربند کمانش‌تاب تعیین می‌شود. مقاومت طراحی هر مهاربند کمانش‌تاب باید بیشتر از مقاومت موردنیاز محاسبه‌شده برای آن منظور شود. صفحات سازنده‌ی هسته‌ی مهاربند، معمولاً از فولاد A36 ساخته می‌شود. ابعاد مهاربندهای کمانش‌تاب نیز، بر مبنای قرارگیری تنش تسلیم، F_{ysc} ، در محدوده‌ی ۲۶۷۰ تا ۳۲۳۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع تعیین می‌شود. معمولاً توصیه می‌شود مساحت صفحه‌ی هسته ۱/۶ تا ۳/۲ سانتی‌متر مربع برای مهاربندهای کوچک‌تر و ۶/۴۵ تا ۱۲/۹ سانتی‌متر مربع برای مهاربندهای بزرگ‌تر افزایش یابد. در حالت کلی، برای بهینه‌سازی اقتصادی و عملکردی سازه، بهتر است که ابعاد مهاربندهای کمانش‌تاب بیش‌ازحد بزرگ در نظر گرفته نشود. ابعاد این ابزار با توجه به مقتضیات پروژه، با قضاوت مهندسی تعیین می‌شود. مهندسین طراح با برقراری تعادل بین نسبت ظرفیت تقاضای کارایی و هزینه‌ی بازسازی بهترین تصمیم‌گیری را انجام می‌دهند [۳۷].

در این مرحله، نحوه‌ی اتصال مهاربندهای کمانش‌تاب به‌صورت مقدماتی تعیین می‌شود. این اتصالات تحت اثر ضرایب اصلاح سختی و مقاومت قرار خواهند گرفت [۳۷].

• کنترل انطباق نتایج آنالیز با ملزومات آیین‌نامه ASCE7

پس از مشخص شدن ابعاد مهاربندهای کمانش‌تاب، باید الزامات آیین‌نامه‌ای کنترل شود. بر اساس این الزامات باید پایداری کلی سازه حفظ‌شده و نسبت جابجایی نسبی (دریافت) طبقات کنترل شود. هرچند برای دستیابی به این ملزومات، ممکن است بارها مجبور به تعویض ابعاد و نحوه‌ی چینش مهاربندهای کمانش‌تاب شویم.

• تکرار محاسبات برای دستیابی به ابعاد نهایی مهاربندهای کمانش‌تاب

تا زمانی که مقادیر فرض شده اولیه و مقادیر حاصل از نتایج آنالیز، برای پارامترهای KF ، ω و β تطبیق یابند، گام‌های ۲ و ۳ تکرار می‌شوند. با نزدیک شدن مقادیر این پارامترها، ابعاد مهاربندها نهایی شده و مقاومت نهایی آن‌ها تعیین می‌شود.

• محاسبه‌ی تقاضای تغییرشکل (تغییرشکل مورد نیاز) مهاربندهای کمانش تاب در بخش ۷-۳-۷، نحوه‌ی محاسبه‌ی تقاضای تغییرشکل مهاربندهای کمانش تاب تعیین شد. در این بخش تغییرشکل مورد انتظار بر اساس آیین‌نامه AISC341 محاسبه می‌شود. البته منابع دیگری نیز برای محاسبه این ضریب قابل استفاده است. از بین این منابع، آیین‌نامه AISC2012 و نتایج تحقیقات لوپز و سابلی^۱ کاربرد بیشتری دارند.

• اثبات توانایی ارضای ملزومات عملکردی آیین‌نامه توسط مهاربندهای کمانش تاب با انجام مراحل (۱) تا (۶)، اطلاعات کافی برای تعریف دو پارامتر اصلی مهاربندهای کمانش تاب در اختیار مهندسین طراح قرار می‌گیرد. در این گام، ابعاد مهاربندها و تغییرشکل آن‌ها تعیین می‌شود. نحوه‌ی اتصال مهاربندها نیز با توجه به شرایط پروژه تعیین می‌شود. مهندسین طراح، نوع اتصال انتهایی مهاربند را با توجه به تنوع تولیدات شرکت سازنده انتخاب می‌کنند. سپس برای اثبات توانایی انطباق مهاربندهای انتخاب شده با ملزومات آیین‌نامه AISC341، ابزار طراحی شده تحت آزمایش قرار می‌گیرند. این آزمایش‌ها تحت بارگذاری سیکلی با شرایطی مناسب انجام می‌شوند. پس از انجام آزمایش، مقاومت و جابجایی موردنیاز پروژه با نتایج آزمایش مقایسه می‌شود. تغییرات نمودارهای رفتاری مهاربندهای طراحی شده، باید مشابه گزارش‌های شرکت سازنده باشد.

• محاسبه‌ی ضرایب اصلاح (تعدیل) و گزارش مقاطع اصلاح شده پس از تعیین نوع اتصال مهاربند کمانش تاب، ضرایب تعدیل این ابزار تعیین می‌شود. ضریب تعدیل کرنش سخت شونده و ضرب تعدیل مقاومت فشاری بر اساس منحنی‌های اصلی پوششی تعیین می‌شوند. پس از تعیین ضرایب تعدیل، مقاومت اصلاح شده‌ی مهاربندهای کمانش تاب محاسبه می‌شود. مهندسین طراح با بررسی منحنی‌های اصلی پوششی، از انطباق این منحنی‌ها با نتایج آزمایش‌های کنترل کیفیت و شرایط پروژه اطمینان حاصل می‌کنند.

• ادامه طراحی با مقاومت اصلاح شده‌ی مهاربند به عنوان نیروی زلزله تشدید یافته در گام هفتم، مقاومت فشاری و کششی اصلاح شده‌ی مهاربند محاسبه شد. این مقاومت به عنوان نیروی زلزله تشدید یافته در ترکیب بار طراحی سایر مؤلفه‌های قاب، از قبیل تیرها، ستون‌ها، اتصالات مهاربندها و ستون‌های متصل به مهاربند وارد می‌شود. از آنجایی که ضریب اصلاح

¹ López and Sabelli

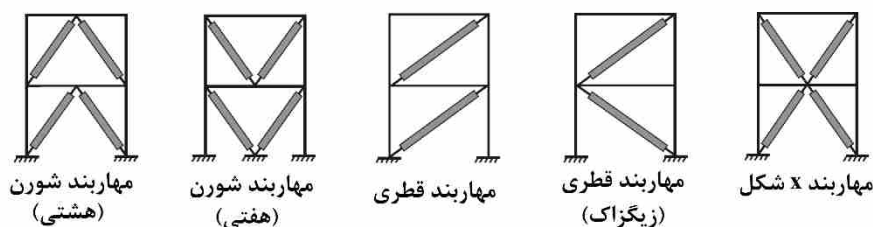
مقاومت فشاری، β ، بزرگ‌تر از ضریب اصلاح مقاومت کششی است، دو دسته ضریب اصلاح متفاوت برای طراحی اعضای سازه‌ای اعمال می‌شود.

بر مبنای آیین‌نامه AISC341، برای طراحی اتصالات، ضریب اصلاح مقاومت فشاری $1/1$ برابر افزایش می‌یابد. تیرها و ستون‌ها نیز باید کاملاً مطابق با ملزومات آیین‌نامه طراحی - شوند. در این آیین‌نامه، ملزومات طراحی اعضای اصلی سازه، به‌صورتی فهرستی کامل گنجانده شده و استثنایی برای مهاربندهای کمانش‌تاب قائل نشده است. طراحی نهایی سازه، ممکن است سختی مهاربندهای کمانش‌تاب را تحت‌الشعاع قرار دهد. در این شرایط باید ضرایب اصلاح مقاومت مجدداً محاسبه شوند. بنابراین، تکرار آنالیز لازم است.

۷-۳-۶ طرح‌بندی قاب و ملاحظات پیکربندی

یکی از عوامل مؤثر بر رفتار سیستم‌های حاوی مهاربند کمانش‌تاب، مکان قرارگیری اعضای مهاربندی است. معمولاً مهندسين طراح، معمار و ساير افراد ذیصلاح، در مورد محل قرارگیری مهاربندهای کمانش‌تاب تصمیم می‌گیرند. روش چینش این ابزار در سیستم‌های ساختمانی به‌سادگی تعیین می‌شود. چراکه هرچند مهاربندهای کمانش‌تاب صرفه‌ی اقتصادی بیشتری نسبت به انواع مشابه خود یعنی مهاربندهای CBF دارند، اما این ابزار نیز همچون سایر مهاربندها دارای سختی جانبی هستند. بنابراین چینش این اعضا، مشابه سایر ابزار مقاوم در برابر نیروی جانبی صورت می‌گیرد. معمولاً چینش مهاربندها به نحوی است که بیشترین مقاومت جانبی ممکن ایجادشده و از رخداد پیچش در سازه جلوگیری شود [۳۷].

رفتار مهاربندهای کمانش‌تاب در کشش و فشار نسبتاً یکسان است. این ویژگی به‌عنوان وجه تمایز این ابزار شناخته می‌شود. در مهاربندهای شورن، اعضای مهاربندی مستقیماً به میانه‌ی تیر متصل می‌شوند. در این سیستم‌ها، برآیند نیروی فشاری و کششی باعث ایجاد نیروی قائم نسبتاً قوی در محل اتصال اعضای مهاربندی به تیر می‌شود. بنابراین باید ضمن در نظرگیری این نیرو در طراحی تیر، تدابیر ویژه‌ای برای تأمین مقاومت موضعی آن اتخاذ شود. شکل ۷-۴۲ روش‌های معمول چینش مهاربندهای کمانش‌تاب را نشان می‌دهد [۳۷].



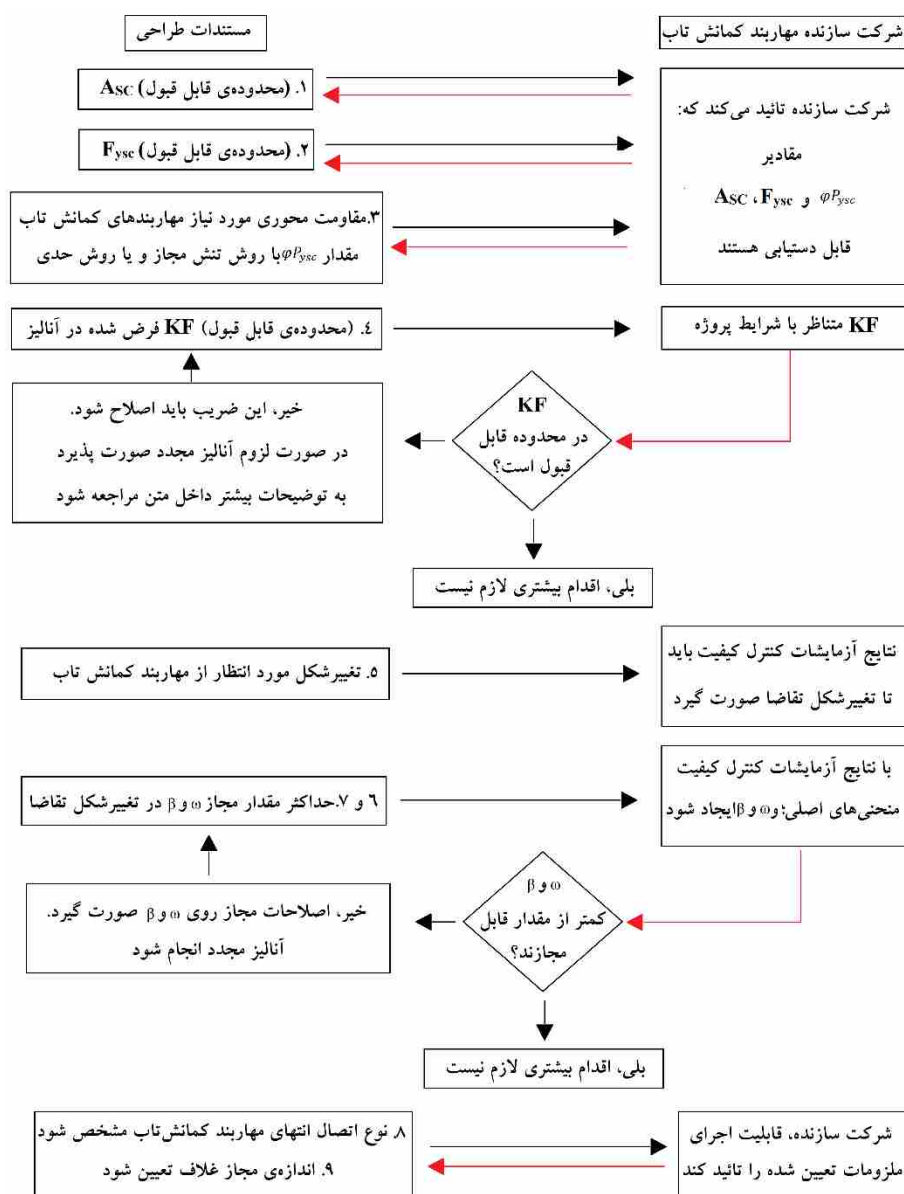
شکل ۷-۴۲ نمونه‌هایی از روش‌های معمول چینش مهاربندهای کمانش‌تاب [۳۷].

۷-۷-۳-۷ طراحی مهاربندهای کمانش تاب و هماهنگی های لازم جهت ساخت

طراحی مهاربندهای کمانش تاب بدون وجود محدوده ای قابل قبول برای مشخصات ابزار غیرممکن است. این امر مهندسین سازه را به همکاری مشترک با مهندسین شرکت سازنده تشویق می کند. به منظور طراحی مؤثر و کارآمد مهاربندهای کمانش تاب، باید همکاری های متداومی بین مهندسین طراح شرکت های سازنده مهاربندها و مهندسین سازه وجود داشته باشد.

مطابق شکل ۷-۴۳، برای تضمین کیفیت عملکردی مهاربندهای کمانش تاب، طراحی هر مهاربند با پیمودن نه گام زیر انجام می شود:

- تعیین مساحت هسته ی فلزی، A_{sc} ، و محدوده ی مجاز برای این پارامتر.
- تنش تسلیم موردنیاز هسته ی فلزی، F_{ysc} ، و تعیین محدوده ی مجاز این پارامتر.
- تعیین مقاومت محوری لازم برای مهاربند کمانش تاب با روش آیین نامه های فولادی.
- محاسبه ی ضریب اصلاح سختی KF ، برای انجام آنالیز و محدوده ی مجاز آن.
- تعیین تقاضای تغییر شکل مهاربندهای کمانش تاب و بررسی انطباق نتایج طراحی و نتایج آزمایش ها بر اساس آیین نامه AISC341.
- تعیین حداکثر مقدار مجاز ضریب اصلاح کرنش سخت شونده، ω ، و مقدار تغییر شکل مهاربند کمانش تاب در زمان محاسبه ی این ضریب.
- حداکثر مقدار مجاز ضریب اصلاح فشاری، β ، و تغییر شکل مهاربند در این زمان.
- تعیین انواع مجاز اتصالات انتهایی مهاربندها. اگر به دلیل مسائل اجرایی یا معماری اجازه ی استفاده از نوعی چینش یا اتصال خاص وجود ندارد، محدودیت ها باید مورد توجه قرار گیرند.
- تعیین حداکثر مقدار مجاز ابعاد غلاف و تعیین نوع پوشش آن بر مبنای توافقات بین مهندسین طراح و تیم طراحی پروژه.



شکل ۷-۴۳ دیگرام طراحی مهاربندهای کمانش تاب و هماهنگی‌های لازم جهت ساخت [۳۷].

۷-۴ میراگرهای هیسترتیک با صفحات جاری شونده^۱

در بخش ۷-۱، فلسفه‌ی پیدایش میراگرهای متشکل از صفحات جاری شونده، بحث شد. همان گونه که بیان شد، مطالعات گذشته سبب شد تا ایده‌ی استهلاک انرژی به وسیله‌ی میراگرهای فلزی پدید آید. بر مبنای این ایده، جزئیات عملکردی سه دسته سیستم مورد بررسی قرار گرفته است. رفتار این سیستم‌ها شامل تغییر شکل‌های پیچشی و خمشی فولاد می‌شود. نمونه‌هایی از این ابزار در شکل ۷-۱ تا شکل ۷-۵ دیده می‌شود. محققین مختلف با انجام آزمایش‌های خستگی و بررسی حلقه‌های نیرو-جابجایی این ابزار سعی در شناسایی رفتار آن‌ها داشتند. در این دوران ابزار استهلاکی به مرحله بلوغ خود نرسیده بودند، اما هر چهار مدل پتانسیل طراحی و قرارگیری در سازه‌های واقعی را داشتند [۱۱].

بر مبنای مدل‌های بیان شده در سال ۱۹۹۲، آگوارا و سانچز^۲ میراگر U شکلی معرفی نمودند که بسیار شبیه نمونه‌ی معرفی شده در شکل ۷-۱ بود. تحقیقات آن‌ها شامل پاسخ نیرو-جابجایی، خستگی و افزایش دمای نمونه در طول بارگذاری سیکلی بود [۱۱]. مطابق شکل ۷-۴۴، امروزه نمونه‌هایی از این میراگرها در ساخت جداگرهای لرزه‌ای بکار می‌رود. این تصویر نحوه قرارگیری این میراگر فلزی را در کنار جداگر لرزه‌ای نشان می‌دهد [۴۳].

در سال ۱۹۷۶ رابینسون و گرین‌بانک^۳، میراگر تسلیمی سربی روزنه‌ای^۴ ابداع نمودند. در بخش‌های بعدی، این میراگر به تفصیل تشریح می‌گردد. ادامه‌ی تحقیقات بر روی این میراگر، سبب ساخت ابزار تجاری مونتی و رابینسون^۵ در سال ۱۹۹۶ شد. در سال ۱۹۸۷، برگمن و گل، آزمایش‌های سیکلی متعددی بر روی میراگرهای صفحه‌ای x-شکل و ۷-شکل ساخته شده توسط شرکت بکتل^۶ انجام دادند. امروزه، پس از تغییراتی که در ساختار این ابزار مستهلاک کننده ایجاد شده، از آن به طور وسیع در سازه‌های ساختمانی استفاده می‌شود [۱۱]. در بخش‌های بعد ساختار، رفتار و روابط حاکم بر میراگرهای حاوی صفحات تسلیمی، بحث می‌شود.

¹ Metallic-yielding Dampers

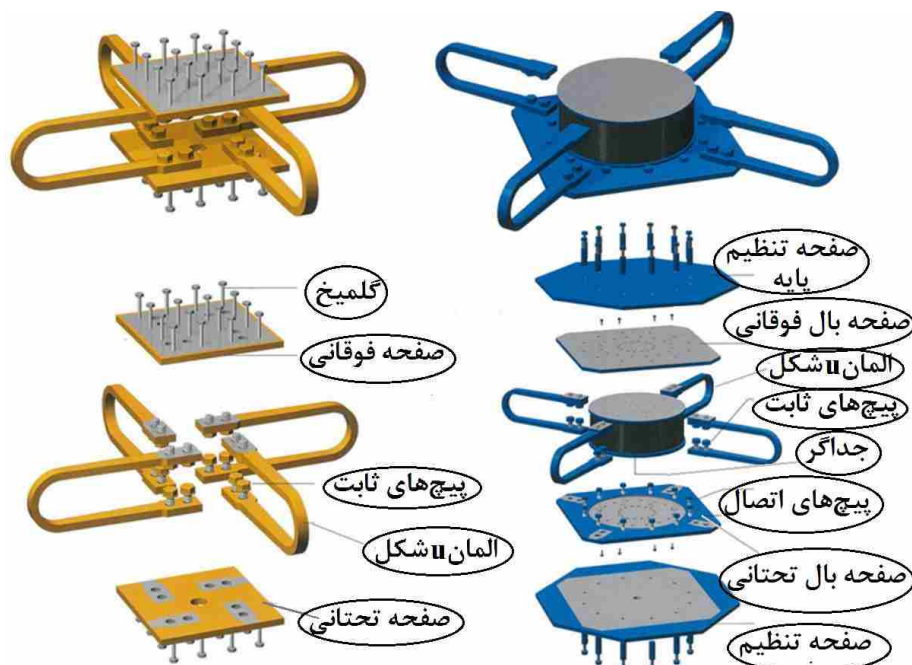
² Aguirre and Sanchez

³ Robinson and Greenbank

⁴ Lead Extrusion Damper

⁵ Monti and Robinson

⁶ Bechtel



شکل ۴۴-۷ کاربرد المان‌های L شکل در ساخت جداگرهای لرزه‌ای [۴۳].

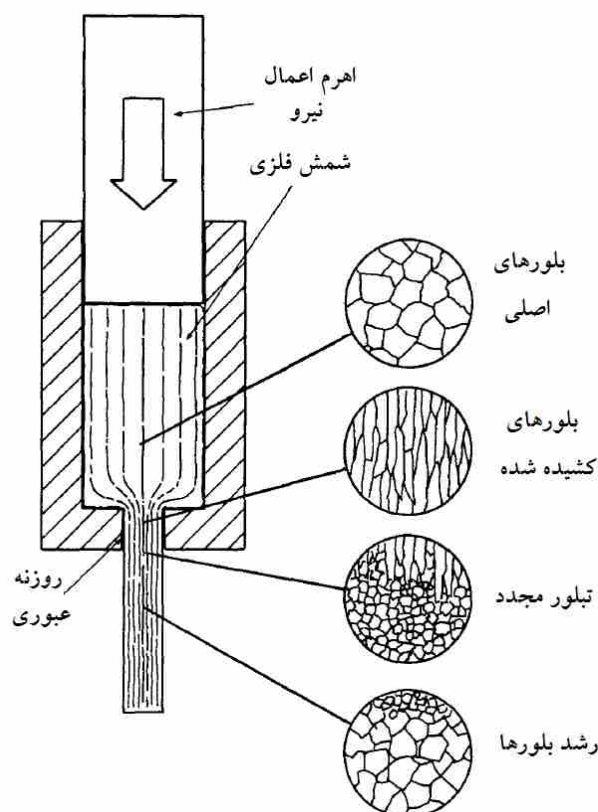
۱-۴-۷ میراگرهای تسلیمی سربی روزنه‌ای (LED)^۱

۱-۱-۴-۷ فلسفه‌ی پیدایش و ساختار عملکردی

پس از معرفی ابزار تسلیمی نسل اول، تحقیقات متعددی بر روی آن‌ها صورت گرفت. این تحقیقات نشان دادند که تسلیم‌شدگی فلزات سبب استهلاک انرژی بی‌نظیری می‌شود. در راستای این نگرش در سال ۱۹۷۶، محققین روشی ارائه نمودند که طی آن با فرآیند عبور اجباری فلزات از میان روزنه یا سوراخی، انرژی قابل توجهی مستهلک می‌شد. در این روش متفاوت، فلز موردنظر به شدت تغییر شکل داده و با بروز رفتار "پلاستیک جامد" به استهلاک انرژی منجر می‌شود. معمولاً فلز تسلیمی این میراگرها از نوع سرب انتخاب می‌شود. دلیل استفاده از فلز سرب در این میراگر، توانایی تبلور مجدد آن در دمای اتاق است. بنابراین، با طراحی صحیح این فلز، میراگر رفتاری پلاستیک، مقاوم در برابر خزش و مستقل از نرخ تغییرات بارگذاری تا بیش از هزار سیکل بارگذاری نشان می‌دهد [۴۴].

¹ Lead Extrusion Damper

فرآیند عبور فلزات از روزنه‌های باریک، فرآیندی قدیمی است. شاید اولین استفاده از این روش، به کارهای جوزف براما^۱ در سال ۱۹۷۹ بازگردد. او مبدع روش ساخت لوله‌هایی از جنس سرب یا سایر فلزات نرم مشابه بود. در این روش ساخت، لوله‌ها در هر قطری و با هر طول دلخواهی بدون نقطه‌ای اتصال تولید می‌شوند. این فرآیند با عبور مصالح موردنظر از بین سوراخ یا روزنه‌ای خاص با فشار بالا صورت می‌گیرد و سبب تغییر شکل آن ماده می‌شود. جزئیات این فرآیند در شکل ۷-۴۵ مشاهده می‌شود [۴۴].



شکل ۷-۴۵ نحوه عبور اجباری فلزات از روزنه و تأثیر این فرآیند بر ساختار بلوری فلز [۴۴].

کمیت نسبت عبوری از روزنه (ER)، به صورت نسبت بین سطح مقطع اصلی تقسیم بر سطح مقطع فشرده شده تعریف می‌شود این مقدار به صورت تجربی برابر است با [۴۴]:

$$P = K \ln(ER) + P_0$$

¹ Joseph Bramah

در این رابطه، P فشار نفوذی وارده است. K و P_0 نیز ضرایب ثابتی هستند. رابطه‌ی بین فشار نفوذی و سرعت نفوذ (V)، به نحو دیگری نیز قابل بیان است [۴۴]:

$$P = aV^b$$

بر اساس نتایج آزمایش‌های صورت گرفته، در این رابطه کمیت b برای سربی که در دمای ۱۷ درجه سانتی‌گراد قرار دارد، برابر $b = 0.13$ است. با افزایش ۱۰ برابری سرعت نفوذ، فشار نفوذی ۳۵ درصد افزایش می‌یابد [۴۴].

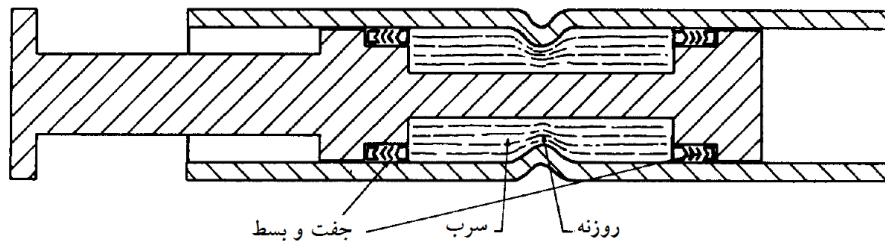
تغییر شکل فلزات چند بلوری، سبب افزایش طول دانه‌های بلورین شده و تعداد ترک‌های هر کریستال را به شدت افزایش می‌دهد. البته اگر دما به میزان کافی بالا رود، با گذر زمان بلورهای فلزی به حالت اولیه خود بازمی‌گردند. این فرآیند بر اثر کرنش پلاستیک رخ داده و با سه پروسه مرتبط ترمیم، تبلور مجدد و رشد بلورها همراه است. در فرآیند ترمیم، با حرکت به سمت آرایش انرژی پایین، انرژی ذخیره شده در بلورهای تغییر شکل یافته کاهش می‌یابد. در آرایش انرژی پایین فضای خالی بین ریزبلورها در صفحات داخلی و خارجی از بین می‌رود. در شکل ۷-۴۵ ساختار بلورهای با انرژی پایین مشاهده می‌شود [۴۴].

فرآیند تبلور مجدد با ساخته شدن بلورهای جدید از بلورهای تغییر شکل یافته و رشد آن‌ها همراه است. نیروی لازم جهت تبلور مجدد سبب ذخیره سازی و جذب انرژی توسط مصالح فلزی می‌شود. بنابراین کاهش سطح انرژی رابطه‌ی مستقیمی با رشد دانه‌های بلورین دارد. دمایی که باعث ۵۰ درصد تبلور مجدد، در طول مدت زمان یک ساعت شود، دمای تبلور مجدد نامیده می‌شود. این دما برای فلز سرب کمتر از ۲۰ درجه سانتی‌گراد است. در حالی که دمای تبلور مجدد فلزاتی مثل آلومینیوم، مس و آهن به ترتیب ۱۵۰، ۲۰۰ و ۴۵۰ درجه سانتی‌گراد است. بنابراین یکی از عوامل اثرگذار بر تبلور مجدد فلزات، دمایی است که در آن قرار دارند. لذا سرعت تبلور مجدد فلزات وابستگی شدیدی به دمای پیرامونی نشان می‌دهد [۴۴].

هنگامی که دمای پیرامونی فلز سرب در حدود دمای اتاق باشد، تمام تغییر شکل‌های این فلز در این دما و یا دماهای بالاتر سبب "عملکرد گرم" آن می‌شود. اثر این پدیده در فرآیندهای ترمیم، تبلور مجدد و رشد دانه‌ها مشهود است. در نتیجه عملکرد سرب در دمای اتاق، معادل عملکرد تکه‌ای آهن یا فولاد در دمای بیش از ۴۵۰ درجه سانتی‌گراد است [۴۴].

بر مبنای این خاصیت، میراگرهای روزنه‌ای متشکل از فلز سرب ساخته شده‌اند. شکل ۷-۴۶ ساختار کلی این ابزار را نشان می‌دهد. این مدل از میراگرهای LED، متشکل از لوله‌ای هم‌محور با دیواره‌ی ضخیم و میله‌ای ۲ قسمتی است. در این ابزار سرب توسط لایه‌ی نازکی از روغن، از لوله‌ی بیرونی جدا شده است. همچنین، در اطراف پیستون چفت و بسط‌های هیدرولیکی برای نگهداری سرب گماشته شده‌اند. مطابق این تصویر میله‌ی مرکزی از یک طرف

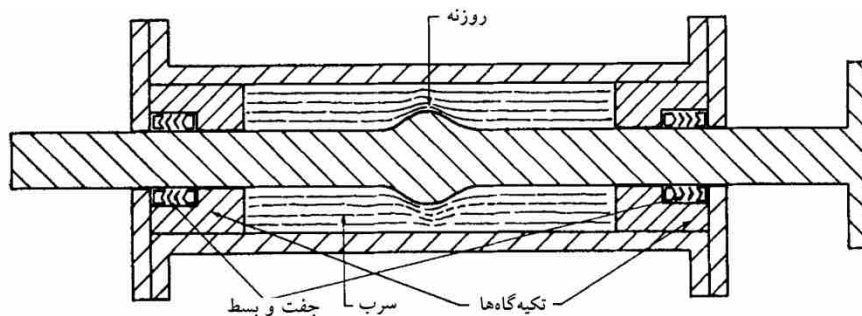
استوانه بیرون زده است. میراگرهای LED، برای فعالیت در طول زلزله، بین دو نقطه از سازه استقرار می یابند. با حرکت نسبی میله‌ی مرکزی به سمت داخل و خارج، سرب محبوس مجبور به حرکت بین روزنه می شود. این عمل منجر به استهلاک انرژی فراوانی می شود [۴۴].



شکل ۴۶-۷ برش طولی میراگر LED (مدل روزنه: روی استوانه‌ی اصلی) [۴۴].

بنابر ویژگی‌های بیان شده، در طول رخداد زلزله، میراگر مذکور با جذب انرژی زلزله نوسانات مخرب سازه را از بین خواهد برد. اگرچه در چنین بارگذاری‌هایی، عبور فلزات از بین روزنه سبب بروز تغییر شکل پلاستیک می شود، اما طی این فرآیند، مقدار ناچیزی انرژی الاستیک نیز ذخیره می شود. بنابراین نوع فلز سازنده‌ی میراگر بر نحوه عملکرد و رفتار آن در برابر بارهای وارده اثر می گذارد. به علاوه نوع فلز، سرعت ترمیم و تبلور مجدد را نیز تحت تأثیر قرار می دهد. با افزایش دمای تبلور ماده‌ی عبوری، سختی میراگر افزایش خواهد یافت. در این حالت تا زمانی که نیروی وارده کمتر از میزان نیروی لازم برای عبور فلز تسلیمی از روزنه باشد، میزان استهلاک انرژی ناچیز است [۴۴].

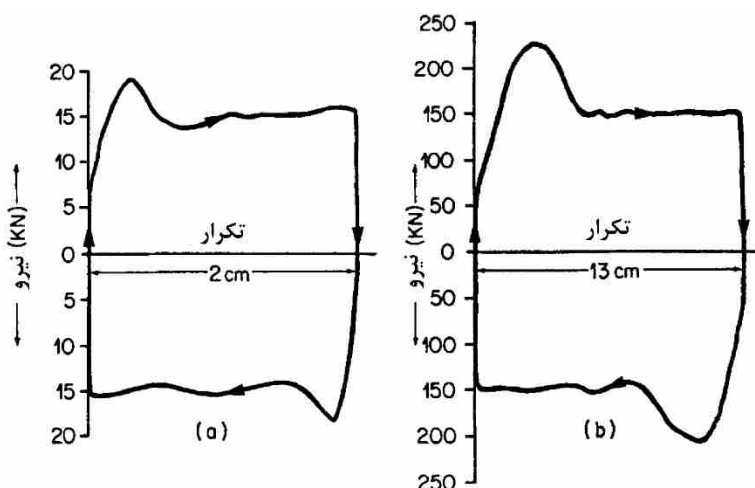
در شکل ۴۷-۷ نوعی دیگر از میراگرهای LED نمایش داده شده است. اگرچه ساختار این میراگر کمی متفاوت است، اما قواعد حاکم بر آن مشابه است. در این میراگر، بجای ساخت روزنه در استوانه‌ی خارجی، روزنه را با ایجاد برآمدگی روی میله‌ی مرکزی به وجود می آورند. با حرکت نسبی میله، سرب توسط برآمدگی روی آن فشرده شده و انرژی را جذب می کند [۴۴].



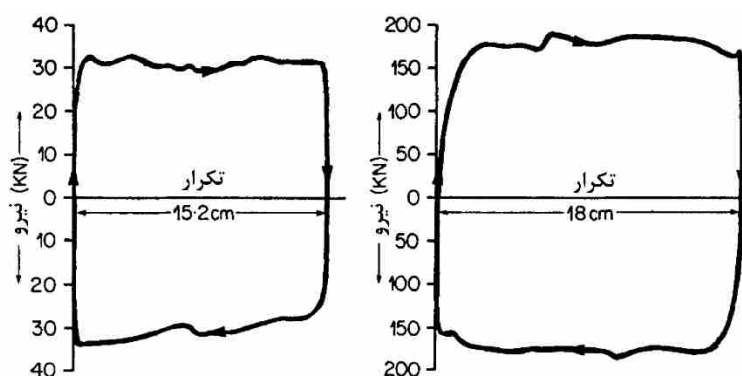
شکل ۴۷-۷ برش طولی میراگر LED (مدل روزنه: تحدب روی میله‌ی اصلی) [۴۴].

۷-۴-۱ رفتار میراگرهای LED تحت آزمایش

بهترین راه شناسایی ویژگی‌های رفتاری هر میراگر، استفاده از نمودار نیرو-جابجایی است. شکل ۷-۴۸ و شکل ۷-۴۹ به ترتیب حلقه‌های هیسترتیک میراگر استوانه‌ای روزنه‌ای تنگ‌شونده و میراگر دارای تحدب روی میله‌ی اصلی را تحت بارگذاری سیکلی نشان می‌دهند. در مرحله‌ی باربرداری هیچ نموداری، رفتار الاستیک قابل توجهی مشاهده نمی‌شود. در این نمودارها نقطه‌ی اوج بیانگر زمانی است که بیشترین نیروی ممکن پیش از ایجاد الگوی جریانی جدید در سرب، وارد شده است. در مدل متشکل از میله‌ی محدب، تقارن بیشتر روزنه و تغییرات تدریجی حالت میله، باعث شده تا نمودار نقطه‌ی اوج مشخصی نداشته باشد [۴۴].



شکل ۷-۴۸ حلقه‌های هیسترتیک نیرو-جابجایی برای میراگر LED (روزنه روی استوانه‌ی اصلی) در سرعت ۱ سانتی‌متر در دقیقه (الف) اعمال نیروی ۱۵ کیلو نیوتن (ب) اعمال نیروی ۱۵۰ کیلو نیوتن [۴۴].



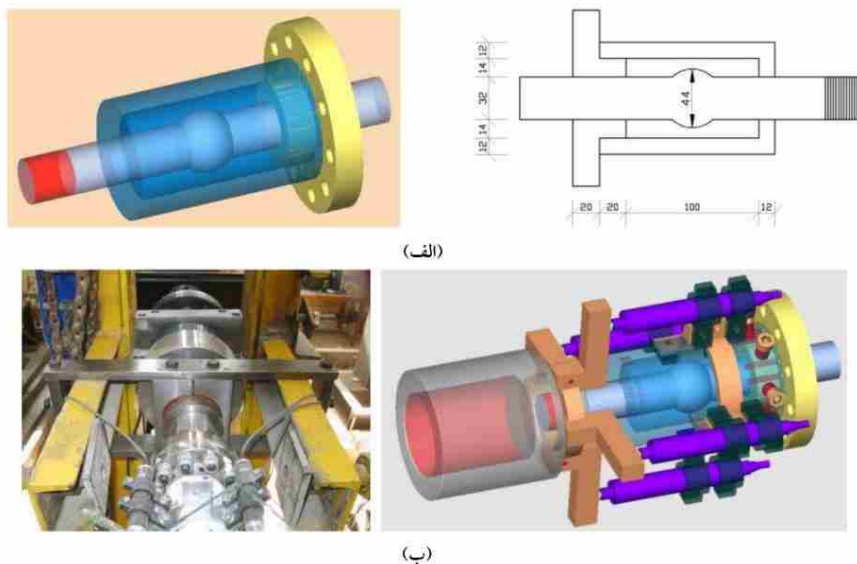
شکل ۷-۴۹ حلقه‌های هیسترتیک نیرو-جابجایی برای میراگر LED (تحدب روی میله‌ی اصلی) در سرعت ۱ سانتی‌متر در دقیقه (الف) اعمال نیروی ۳۰ کیلو نیوتن (ب) اعمال نیروی ۱۷۰ کیلو نیوتن [۴۴].

پس از سال ها، به تازگی مطالعات آزمایشگاهی نوینی عملکرد این میراگر را مورد بررسی قرار داده است. برای مثال شکل ۵۰-۷ قابی مجهز به میراگر LED را نشان می دهد. مطابق تصویر، طی آزمایش های متعددی صلبیت و میرایی این ابزار در قابی سازه ای بررسی شده است [۴۵].



شکل ۵۰-۷ قرارگیری قاب حاوی میراگر LED تحت آزمایش [۴۵].

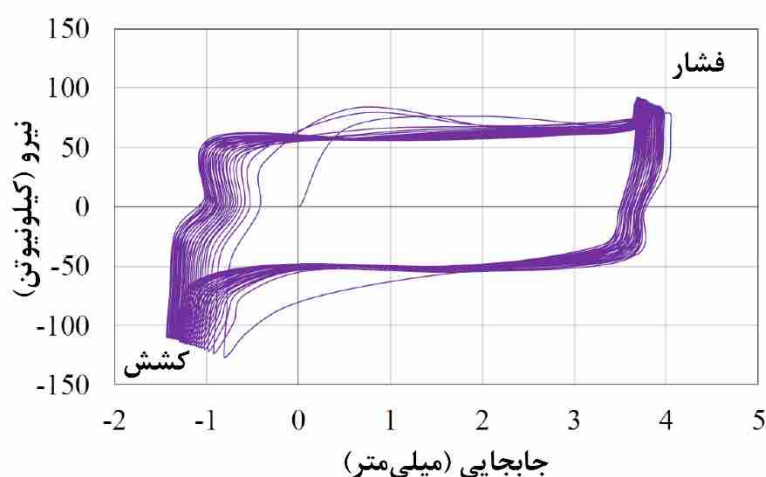
شکل ۵۱-۷ (الف) نیز، ابعاد هندسی میراگر تحت آزمایش را نشان می دهند. یکی از عواملی که باعث رفتار ناخواسته ی قاب می شود، جابجایی های خارج از صفحه است. در این آزمایش ها برای از بین رفتن اثرات خارج از صفحه ای، جک به صورت افقی قرار گرفته و مقید شده است. شکل ۵۱-۷ (ب) نحوه ی مقید شدگی جک و میراگر LED را نشان می دهد [۴۵].



(ب)

شکل ۵۱-۷ (الف) ابعاد هندسی میراگر تحت آزمایش (ب) نحوه ی مقید شدگی جک و میراگر LED [۴۵].

در این آزمایش‌ها، ۳۰ سیکل بارگذاری مکرر در مدت زمان ۶۰ ثانیه اعمال شده است. نتایج کامل این آزمایش‌ها در منبع [۴۵]، قابل مشاهده است. به عنوان مثال، تصویر شکل ۷-۵۲، نتایج آزمایش‌های انجام شده در جابجایی میانگین ۲/۷۵ میلی متر و فرکانس ۰/۰۱۶۶۷ را نشان می‌دهد [۴۵].



شکل ۷-۵۲ حلقه‌های نیرو-جابجایی در جابجایی ۲/۷۵ میلی متر و فرکانس ۰/۰۱۶۶۷ [۴۵].

۷-۴-۱-۳ کاربرد میراگرهای LED در سازه‌های ساختمانی

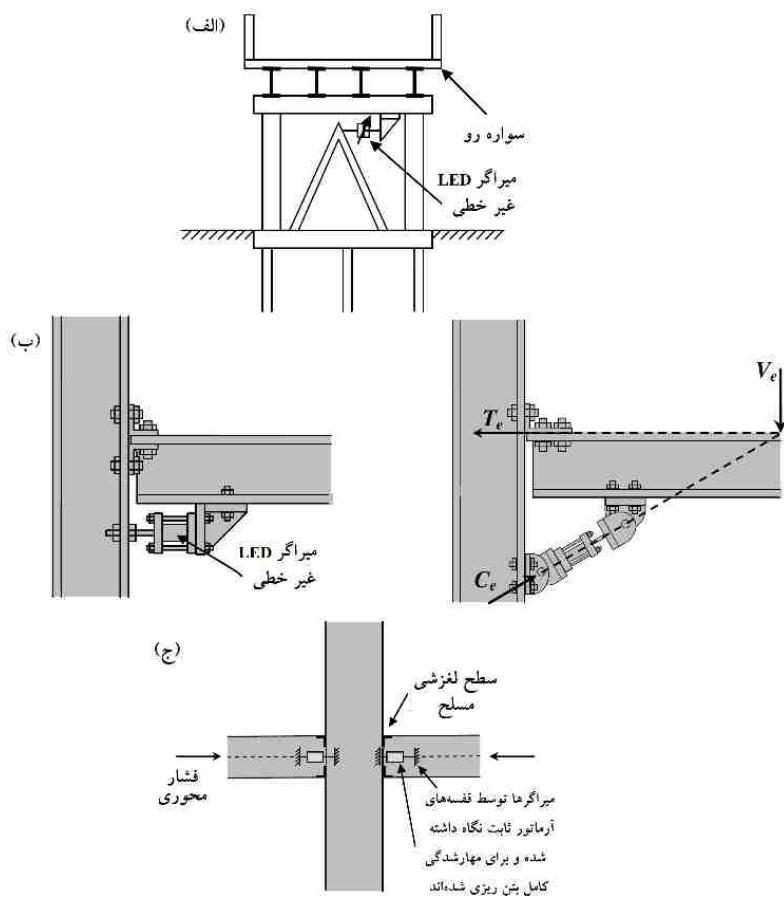
همان گونه که تاکنون بحث شد، این میراگر قادر است تا پتانسیل آسیب‌های وارده به المان‌های سازه‌ای را کاهش دهد. در سازه‌های ساختمانی حاوی میراگرهای LED، میراگر به عنوان عضوی سازه‌ای وظیفه‌ی استهلاک انرژی را بر عهده دارد. در همین راستا، کواسینس و پوریت^۱ در سال ۱۹۹۳، رفتار میراگرهای تسلیمی روزه‌ای را به عنوان مستهلک کننده‌ی انرژی در سازه‌های جداسازی شده مورد بررسی قرار دادند [۴۶].

در سالیان گذشته، این ابزار به صورت حجیم ساخته می‌شدند. شکل ۷-۵۳ نمایی از ابزار ساخته شده توسط کواسینس و پوریت در سال ۱۹۹۳ را نشان می‌دهند. ظرفیت ابزار درون شکل تنها ۱۰۰ و ۷۰۰ کیلو نیوتن بوده است. ابعاد بزرگ این ابزار از یک سو، و محدودیت فضایی در مکان‌های مورد نیاز (به شکل ۷-۵۴ رجوع شود) از سوی دیگر، مانع به کارگیری این میراگرها در سازه‌های جدید شده است. به علاوه، ابعاد بزرگ این میراگرها باعث افزایش قیمت آن‌ها شده است. تمامی این عوامل باعث شده تا تنها تعداد محدودی سازه‌ی ساختمانی مجهز به این میراگر تسلیمی ساخته شود [۴۶].

¹ Cousins and Porritt



شکل ۵۳-۷ انواع میراگرهای LED قدیمی با ابعاد حجیم، ظرفیت میراگرها ۱۰۰ و ۷۰۰ کیلونیوتن [۴۶].

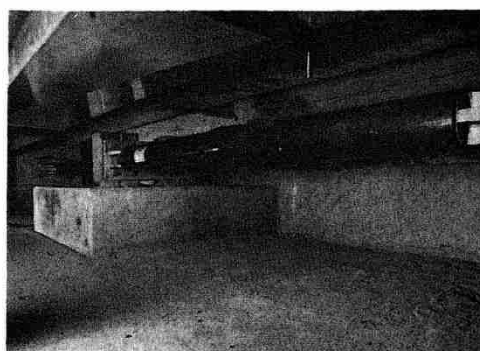


شکل ۵۴-۷ مکان‌های پیشنهادی جهت قرارگیری میراگرهای LED [۴۶].

ایستگاه پلیس ولینگتون یکی از سازه‌های ساختمانی مجهز به میراگرهای تسلیمی روزنه‌ای است. نمای بیرونی این سازه و نحوه قرارگیری میراگرهای LED در شکل ۷-۵۵ مشاهده می‌شود. در این ساختمان ۱۰ طبقه بتنی، از شش میراگر ۲۵۰ کیلو نیوتنی با ظرفیت جابجایی ۴۰۰ +/- میلی‌متر استفاده شده است. به دلیل ماهیت و فیزیک خاص این میراگر نسبت به ابزار مشابه، آزمایش‌های کنترل کیفی متعددی بر روی آن صورت گرفته است. در این آزمایش‌ها، ۶ سیکل بارگذاری با دامنه‌ی ۲۵۰ +/- میلی‌متر، فرکانس ۰/۱ هرتز و شرایط دمایی محیطی اعمال شده است. نتایج این آزمایشات در حلقه‌های هیسترتیک شکل ۷-۵۶ مشاهده می‌شوند [۴۷].

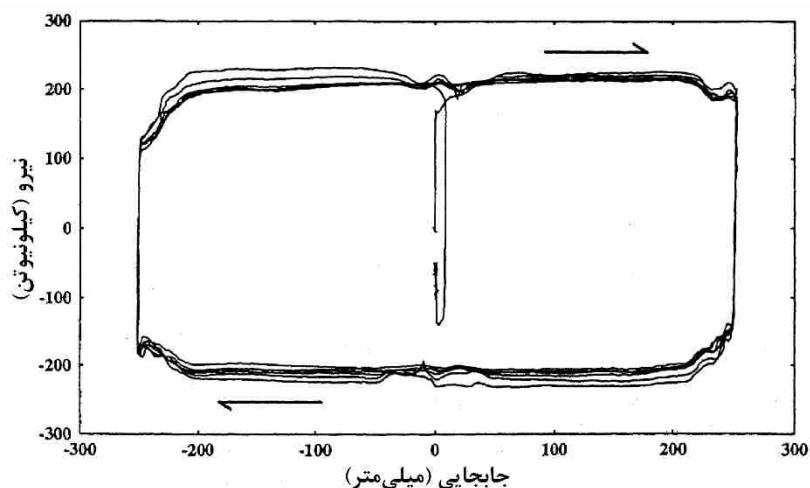


(الف)



(ب)

شکل ۷-۵۵ (الف) ایستگاه پلیس ولینگتون (ب) نحوه قرارگیری میراگر ۲۵۰ LED کیلو نیوتنی [۴۷].

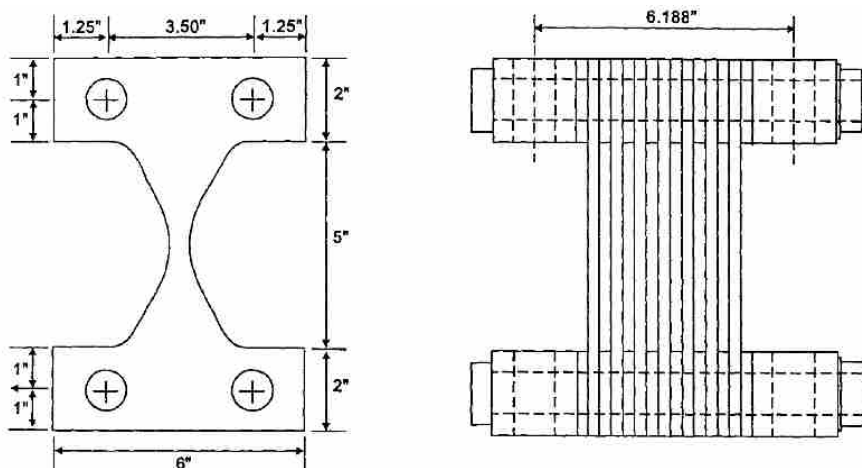


شکل ۷-۵۶ نمودار نیرو-جابجایی میراگرهای ۲۵۰ کیلو نیوتنی LED تحت ۶ سیکل بارگذاری [۴۷].

۲-۴-۷ میراگرهای فلزی تسلیمی با سختی و میرایی افزون (ADAS)^۱

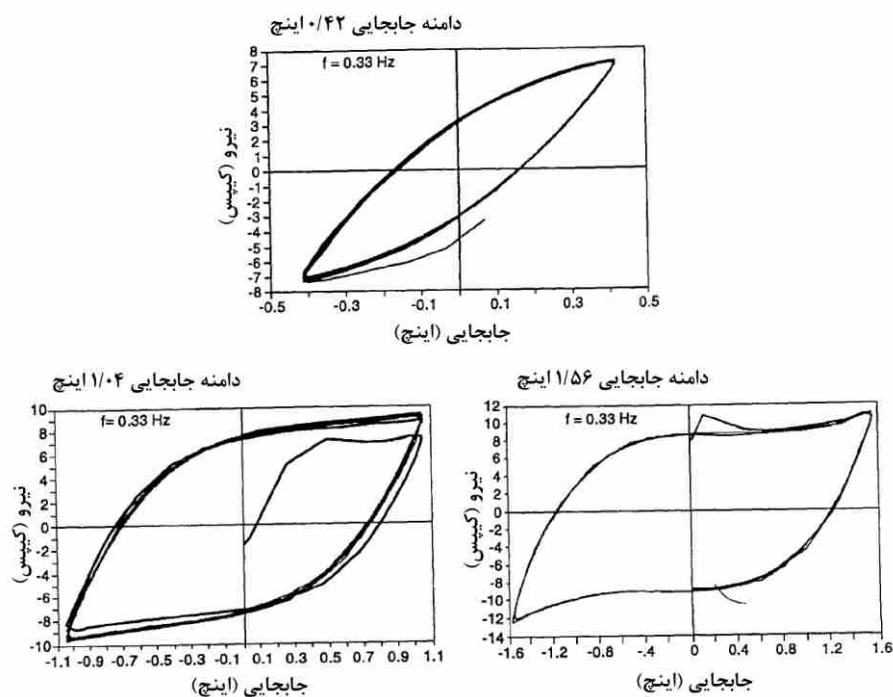
۱-۲-۴-۷ فلسفه ی پیدایش

همان گونه که در بخش ۱-۱-۷ بیان کردیم، نسل اول میراگرهای تسلیمی به صورت تئوریک معرفی شدند. با گذر زمان و انجام تحقیقات گسترده بر روی این ابزار، میراگرهای با صفحات خمشی فولادی برجسته شده و آزمایش های متعددی بر روی آن ها صورت گرفت. برگمن و گل^۲ در سال ۱۹۸۷، آزمایش های سیکلی متعددی روی میراگرهای صفحه ای X-شکل و V-شکل ساخته شده توسط شرکت بهتل^۳ انجام دادند. مشخصات هندسی میراگرهای X-شکل در شکل ۵۷-۷ نمایش داده شده است. در این آزمایش ها سه میراگر مختلف تحت دامنه ی جابجایی کنترل شده در فرکانس ۰/۳۳ هرتز، آزمایش شدند. هر نمونه تحت ۱۰ سیکل بارگذاری قرار گرفته و این سیکل ها تا زمان رخداد شکست، در بالاترین تراز نیرویی ادامه یافته اند. منحنی های نیرو-جابجایی میراگرهای X-شکل در دامنه ی جابجایی ۰/۴۲، ۱/۰۴ و ۱/۵۶ اینچ در شکل ۵۸-۷ گزارش شده است. انرژی مستهلک شده در هر سیکل با استفاده از حلقه های هیسترتیک محاسبه شده است. نتایج این آزمایش ها نشان می دهد که میراگر X-شکل در مقایسه با میراگر V-شکل، شکل پذیری و استهلاک انرژی مطلوب تری دارد [۱۱].



شکل ۵۷-۷ مشخصات هندسی میراگرهای X-شکل [۱۱].

^۱ Added Stiffness And Damping^۲ Bergman and Goel^۳ Bechtel



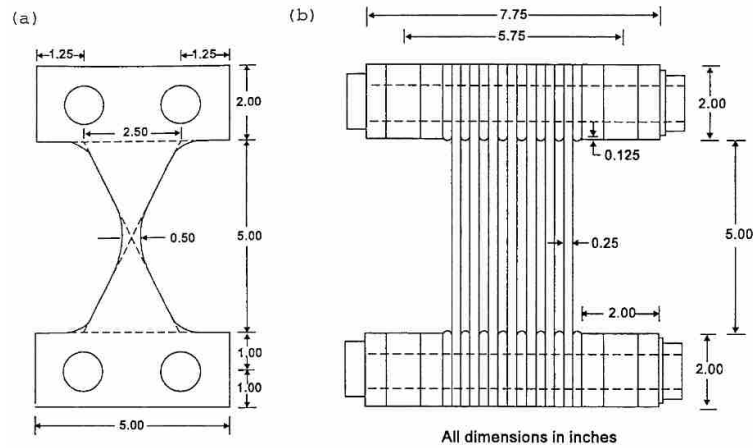
شکل ۵۸-۷ منحنی نیرو-جابجایی میراگرهای X-شکل در دامنه جابجایی ۰/۴۲، ۱/۰۴ و ۱/۵۶ اینچ [۱۱].

علاوه بر این، تحقیقات مذکور نشان داد که بر اثر رخداد جابجایی‌های بزرگ افقی، این ابزار دچار کوتاه شدگی محوری می‌شوند. این پدیده باید در طراحی المان‌های مجاور و اتصالات در نظر گرفته شود [۱۱].

پس از معرفی میراگرهای X-شکل، تحقیقات بیشتری در دانشگاه کالیفرنیا در برکلی توسط ویتاکر^۱ و همکاران، تحت حمایت مالی شرکت قدرتمند بهتل صورت گرفت. این تحقیقات بر ارزیابی میراگرهای صفحه‌ای X-شکل تمرکز داشتند. اعمال تغییرات جزئی در ساختمان این میراگر سبب ایجاد میراگری نوین شد. این میراگر که با عنوان المان تسلیمی با سختی و میرایی افزوده شده^۲ (ADAS) شناخته می‌شود، در شکل ۵۹-۷ نمایش داده شده است. طراحی این میراگر بسیار شبیه میراگرهای با صفحات X-شکل ساخته شده توسط برگمن و گل بود. البته در کارهای ویتاکر و همکاران (۱۹۹۱)، نمونه‌ها علاوه بر آزمایش‌های سیکلی تحت آزمایش‌های لرزه‌ای هم کنترل می‌شدند [۱۱].

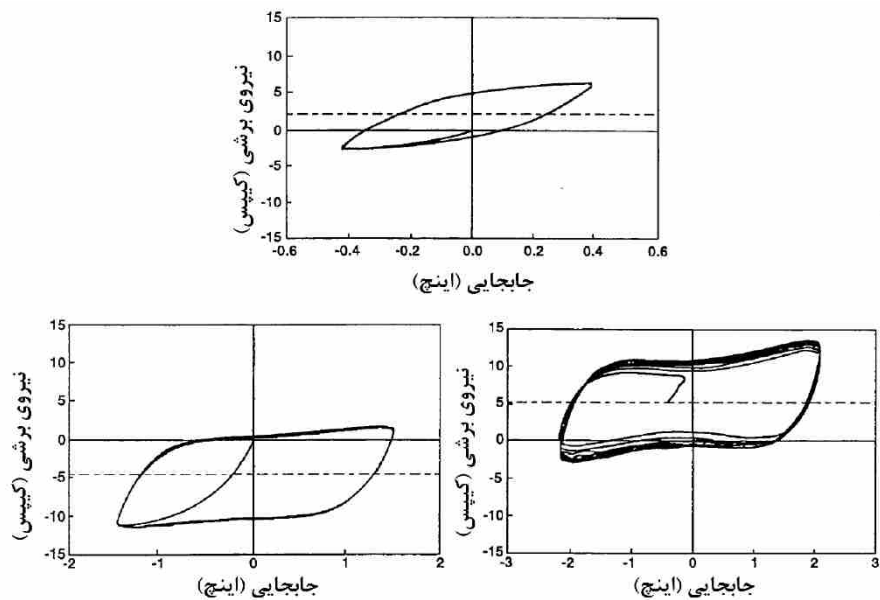
^۱ Whittaker et al.

^۲ Added Stiffness And Damping



شکل ۷-۵۹ جزئیات هندسی میراگرهای ADAS/۱۱.

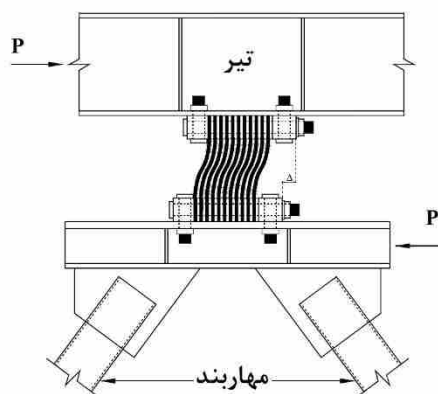
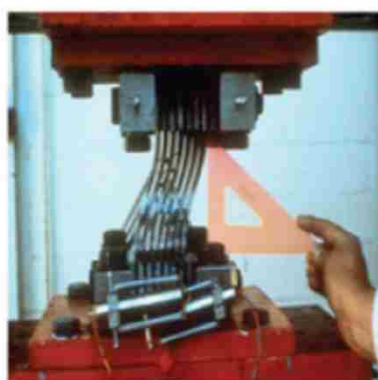
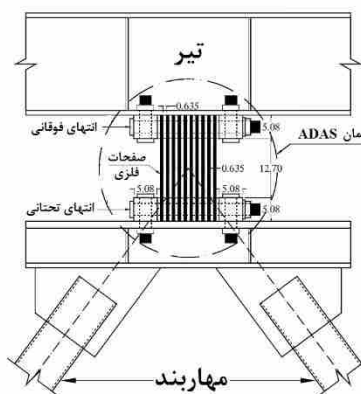
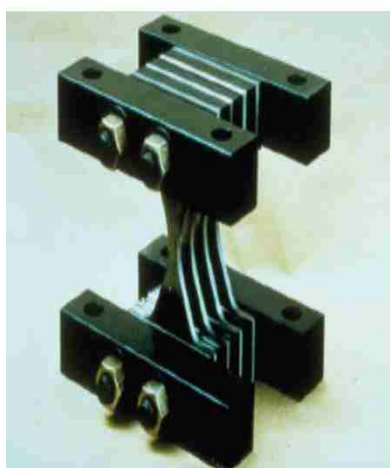
برای تعیین خصوصیات مکانیکی میراگرهای ADAS، آزمایش‌های درون صفحه‌ای متعددی با استفاده از کنترل جابجایی افقی و کنترل نیروی قائم انجام شده است. در شکل ۷-۶۰، نتایج آزمایشگاهی مربوط به میراگر ۷ صفحه‌ای ویتاگر، نمایش داده شده است. در این تصویر، پاسخ نیرو-جابجایی میراگر، در دامنه‌ی جابجایی ۰/۴۵، ۱/۵ و ۲/۲ اینچ مشاهده می‌شود [۱۱].



شکل ۷-۶۰ پاسخ نیرو-جابجایی میراگرهای ADAS در دامنه‌ی جابجایی ۰/۴۵، ۱/۵ و ۲/۲ اینچ [۱۱].

معمولاً میراگرهای تسلیمی رفتار هیسترتیک پایداری دارند و در طولانی مدت قابلیت اطمینان خود را حفظ می‌کنند. علاوه بر این، نسبت به تغییرات محیطی حساسیت چندانی نشان نمی‌دهند. این میراگرها انرژی الاستیک چندانی جذب نمی‌کنند، و معمولاً رفتار غیرخطی آن‌ها حائز اهمیت است. این میراگرهای تسلیمی، با رخداد جابجایی‌های غیرخطی بزرگ انرژی غیرخطی فراوانی جذب می‌کنند. به علاوه رفتار غیرخطی این ابزار، مقاومت و سختی چشم‌گیری به سیستم سازه‌ای می‌افزاید [۹].

میراگرهای هیسترتیک ابزار وابسته به جابجایی هستند، بنابراین مکانیسم استهلاک انرژی در سازه‌های حاوی میراگر تسلیمی، به حرکت نسبی طرفین آن وابسته است. در طول رخداد زلزله، جابجایی نسبی طبقات باعث حرکت نسبی قسمت فوقانی یا تحتانی میراگر می‌شود. شکل ۶۱-۷ رفتار میراگر ADAS را حین وقوع زلزله نشان می‌دهد [۴۸].



شکل ۶۱-۷ رفتار تغییرشکلی میراگر تسلیمی ADAS تحت بارهای جانبی همچون زلزله [۴۸]، [۴۹]

۷-۴-۲ انواع مدل های پیشرفته میراگر ADAS

میراگرهای تسلیمی معمولی به تغییرشکل های خمشی خارج از صفحه حساسیت نشان می دهند. به همین دلیل، میرایی افزوده شده به شرایط اعمال بار حساسیت نشان می دهد. از طرف دیگر میراگرهای ADAS معمولی، به دلیل ساختار خاص خود، سختی الاستیک پایینی دارند و با اعمال نیروی کم ناشی از باد یا زلزله ای خفیف، تغییرشکل های غیرخطی ماندگاری می دهد. لذا پس از وزش باد متوسط یا زلزله ای خفیف مجبور به تعویض آن ها هستیم [۵۰].

جهت برطرف سازی نقاط ضعف بیان شده و اصلاح رفتار میراگرهای ADAS، راه حل های نوینی پیشنهاد شد. برای افزایش مقاومت الاستیک در برابر نیروی خارجی، سختی میراگرهای فلزی افزایش یافته و برای جلوگیری از تغییرشکل های نامساعد، هندسه ای آن ها اصلاح شد. به میراگرهایی که با این ایده طراحی شده اند، میراگرهای فلزی "دومنظوره" (اطلاق می شود. دلیل این نام گذاری، ایجاد هم زمان سختی مطمئن در شرایط عادی سازه ای (زلزله و باد سطح بهره برداری) و فراهم شدن توانایی بالای استهلاک انرژی در شرایط بارگذاری بحرانی است (منظور زلزله و باد سطح طراحی و حداکثر زلزله و باد محتمل است) [۵۱].

در این بخش چند نمونه میراگر تسلیمی دو منظور ADAS تحت آزمایش قرار گرفته است. شکل ۶۲-۷ نمایی از میراگرهای دومنظوره را تحت آزمایش شبه استاتیکی سیکلی درون صفحه ای نمایش می دهد. در این آزمایش ها، مشاهده ی ترک بر روی صفحات و یا کاهش آنی ظرفیت تحمل بار، به منزله شکست قلمداد شده و روند آزمایش متوقف می شود [۵۰].

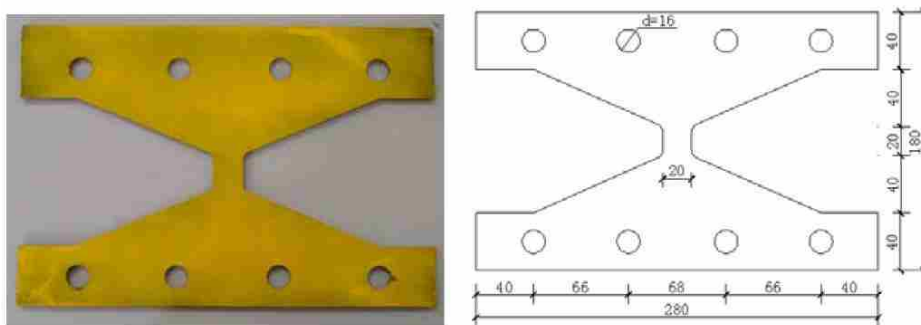


شکل ۶۲-۷ میراگرهای دومنظوره تحت آزمایش شبه استاتیکی سیکلی درون صفحه ای [۵۰].

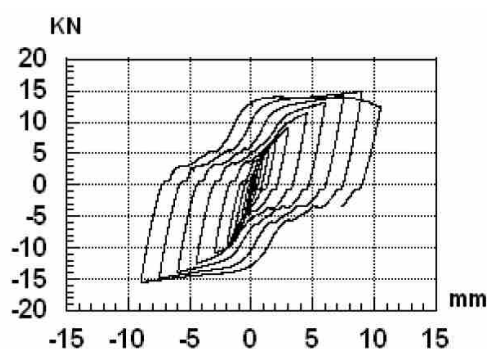
¹ Dual Functions

(أ) میراگرهای تسلیمی فلزی X-شکل اصلاح‌شده (XMD)^۱

شکل ۶۳-۷ میراگرهای تسلیمی X-شکل اصلاح‌شده را نشان می‌دهد. در شکل ۶۴-۷ نیز نتایج آزمایش‌های انجام‌شده بر روی این میراگر به صورت حلقه‌های هیسترتیک نشان داده شده است. بر اساس این نمودار، میراگر X-شکل اصلاح‌شده نسبت به هم‌نوع معمولی خود سختی اولیه‌ی بیشتری داشته و مقاومت تسلیم فزون‌تری نشان می‌دهد. با این حال، معضل جمع شدن و باریک‌شدگی حلقه‌های هیسترتیک به وضوح دیده می‌شود. این مسئله عدم توانایی عملکرد پایدار میراگرهای فلزی X-شکل را نشان می‌دهد. این پدیده به دلیل تمرکز تنش در وسط و لبه‌های صفحه‌ی فولادی رخ می‌دهد. به علاوه، در این میراگر تغییرشکل‌های برشی بیشتر از تغییرشکل‌های خمشی اثرگذار است. این عوامل سبب شده تا ظرفیت تغییرشکلی و استهلاک انرژی میراگر اصلاح‌شده، به طرز چشم‌گیری کاهش یابد. حلقه‌های هیسترتیک نیرو-جابجایی نیز بر همین مسئله تأکید دارند. بنابراین، میراگرهای X-شکل اصلاح‌شده ابزار ایده آلی برای استهلاک انرژی قلمداد نمی‌شوند [۵۱].



شکل ۶۳-۷ میراگرهای تسلیمی فلزی X-شکل (XMD) [۵۱].

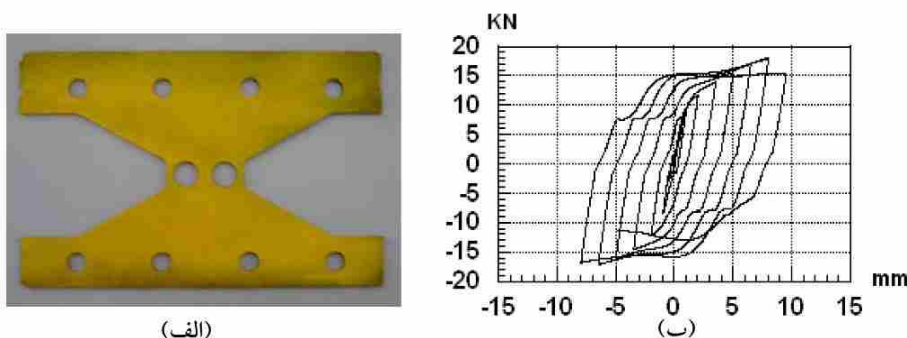


شکل ۶۴-۷ منحنی هیسترتیک ناشی از آزمایش شبه استاتیکی سیکلی روی میراگر XMD [۵۰].

^۱ X-shaped Metallic Damper

ب) میراگرهای فلزی با دو سوراخ گرد (DRHMD)^۱

شکل ۶۵-۷ (الف) میراگر فلزی با دو سوراخ گرد را نشان می‌دهد. شکل ۶۵-۷ (ب) نیز، حلقه‌های هیسترتیک این میراگر را تحت آزمایشات سیکلی نشان می‌دهد. با دقت به منحنی‌های هیسترتیک مشاهده می‌شود که این میراگر رفتار مناسبی در طول آزمایش نشان داده و سختی اولیه‌ی بزرگی دارد. با این حال، ترک‌های افقی طولی به سرعت در مرکز میراگر پخش شده و تغییر مکان آن را به ۶ میلی‌متر محدود می‌کند. بنابراین، باید اذعان داشت که استفاده از شکل هندسی ۲ سوراخ گرد بر روی میراگرهای دو منظوره، رفتار نامطلوبی ایجاد می‌کند [۵۱].

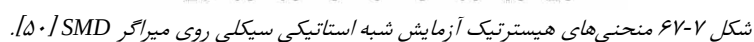
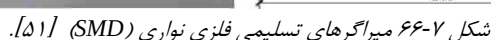


شکل ۶۵-۷ (الف) میراگر فلزی با دو سوراخ گرد (ب) حلقه‌های هیسترتیک آزمایش شبه استاتیکی [۵۰].

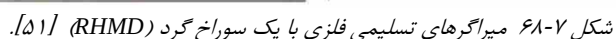
ج) میراگر فلزی نواری (SMD)^۲

در شکل ۶۶-۷ تصویر و مدل هندسی میراگر فلزی نواری نمایش داده شده است. منحنی‌های هیسترتیک مربوط به این المان تسلیمی نیز، در شکل ۶۷-۷ نشان داده شده است. طبق تصویر، منحنی‌های هیسترتیک نشانگر سختی بالای میراگر فلزی نواری هستند. افزون بر این، به دلیل ظرفیت بالای تغییرشکلی میراگر، این ابزار قابلیت جذب انرژی مناسبی نشان می‌دهد. با این حال، در نواحی نواری، افت ناگهانی مقاومت به دلیل کمانش خارج از صفحه مشاهده می‌شود. بنابراین، حتی تحت بارهای قائم خفیف نیز، احتمال تغییرشکل کمانشی بزرگ در کل میراگر وجود دارد. بنابراین باید اذعان داشت که، اگرچه این میراگر ظرفیت جذب انرژی و سختی اولیه‌ی بالایی دارد، اما فقدان پایداری کافی تحت بارهای قائم از نقاط ضعف آن محسوب می‌شود [۵۱].

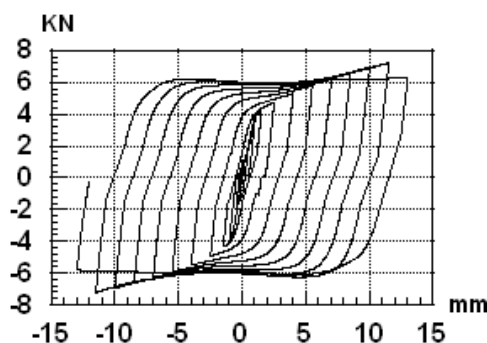
¹ Double Round-Hole Metallic Damper
² Strip Metallic Damper



تصویر و طرح هندسی میراگر فلزی دارای یک سوراخ گرد (RHMD)، در شکل ۷-۶۸ مشاهده می‌شود. حلقه‌های هیسترتیک منتسب به این میراگر نیز، در شکل ۷-۶۹ نشان داده شده‌اند. رفتار هیسترتیک میراگر RHMD سختی اولیه‌ی بالا و ظرفیت استهلاک انرژی بی‌نظیر این میراگر را نشان می‌دهد. مشخصات هیسترتیک این میراگر در تمامی آزمایش‌ها، پایدار است، لذا این میراگر به‌عنوان المانی با ویژگی‌های بی‌نظیر برای استهلاک انرژی معرفی می‌شود [۵۱].



¹ Single Round-Hole Metallic Damper



شکل ۶۹-۷ منحنی هیسترتیک ناشی از آزمایش شبه استاتیکی سیکلی روی میراگر RHMD/۵۰.

شکل ۷-۷۰ نحوه‌ی نصب میراگر RHMD در یک سازه‌ی ساختمانی را نشان می‌دهد. برای نصب این میراگر در سازه‌های ساختمانی، مطابق شکل قسمت فوقانی آن به صفحه‌ی فلزی معینی از تیر جوش می‌شود. سپس سمت دیگر میراگر به صفحه‌ی تحتانی جوش شده و بدین ترتیب به سیستم مهاربندی متصل می‌گردد [۵۲].



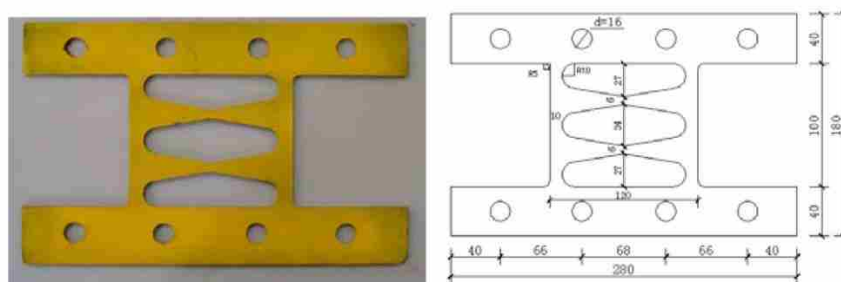
شکل ۷۰-۷ نحوه‌ی نصب میراگر RHMD در یک سازه‌ی ساختمانی [۵۲].

ه) میراگرهای فلزی با صفحات X-شکل مضاعف (DXMD)^۱

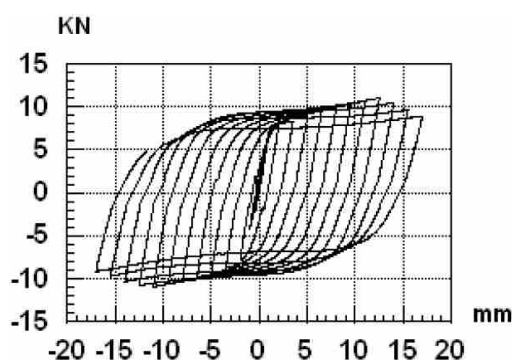
تصویر و طرح هندسی میراگر DXMD در شکل ۷-۷۱ نمایش داده شده است. حلقه‌های هیسترتیک مربوط به آزمایش‌های سیکلی روی این میراگر، در شکل ۷-۷۲ مشاهده می‌شوند. برای برطرف کردن مشکل کمانش میراگرهای فلزی نواری، ساخت صفحات به صورت X-شکل مضاعف پیشنهاد شد. میراگرهای X-شکل مضاعف (DXMD) عملکرد هیسترتیک پایدارتری نسبت به مدل‌های نواری نشان می‌دهند. بر اساس منحنی‌های هیسترتیک شکل ۷-۷۲، این ابزار دارای سختی اولیه‌ی بالا و ظرفیت استهلاک انرژی فوق‌العاده‌ای هستند.

^۱ Double X-shaped Metallic Damper

با توجه به مجموعه‌ی نتایج آزمایش‌های شبه استاتیکی سیکلی، میراگرهای RHMD و DXMD بهترین رفتار و بیشترین میزان استهلاک انرژی را در بین ابزار دامن‌شده نشان می‌دهند. شکل ۷۳-۷ (الف) میراگر DXMD نصب‌شده در یک قاب ساختمانی درون مهاربندی شون را نمایش می‌دهد. شکل ۷۳-۷ (ب) نیز، روش قرارگیری میراگر DXMD در بین دهانه‌های جک را پیش از انجام آزمایش نشان می‌دهد.



شکل ۷۱-۷ میراگرهای تسلیمی فلزی با صفحات X-شکل مضاعف (DXMD) [۵۱].



شکل ۷۲-۷ منحنی هیسترتیک ناشی از آزمایش شبه استاتیکی سیکلی روی میراگر DXMD [۵۰].



(ب)

(الف)

شکل ۷۳-۷ (الف) نصب میراگر فلزی با صفحات X-شکل مضاعف در قاب ساختمانی (ب) قرارگیری میراگر فلزی با صفحات X-شکل مضاعف بین دهانه‌های جک [۵۰]، [۵۲].

(و) میراگرهای اصطکاکی-فلزی تسلیمی (MYFD)^۱

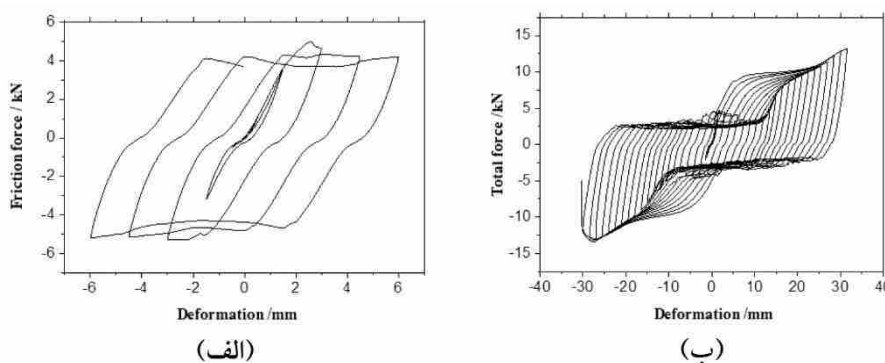
با پیدایش میراگرهای اصطکاکی-تسلیمی، طراحی لرزه‌ای سازه تبدیل به حقیقتی ساده شد. فلسفه‌ی طراحی لرزه‌ای سازه با میراگرهای MYFD بر این مبنا است که انرژی ورودی ناشی از زلزله‌های خفیف با رفتار اصطکاکی، و انرژی ورودی زلزله‌های شدید با رفتار غیرخطی میراگر (کل توانایی تسلیمی و اصطکاکی) مستهلک شود. روش ساخت میراگرهای MYFD بر اساس بهترین حالت توزیع طول لغزش بین دو فاز اصطکاکی و تسلیمی است. شکل ۷-۷۴ (الف) نمایی از میراگر MYFD آماده برای نصب در سازه را نشان می‌دهد. در شکل ۷-۷۴ (ب) نیز، حالت تغییرشکل یافته‌ی این میراگر مشاهده می‌شود [۵۲].



(ب)

(الف)

شکل ۷-۷۴ (الف) نمایی از میراگر MYFD (ب) حالت تغییرشکل یافته میراگر [۵۲].



(الف)

(ب)

شکل ۷-۷۵ نمودارهای هیسترتیک میراگر MYFD (الف) در حالت رفتار صرفاً اصطکاکی، (ب) در حالت رفتار تسلیمی-اصطکاکی [۵۲].

اشکال بالا رفتار هیسترتیک میراگر MYFD را تحت آزمایش‌های سیکلی نشان می‌دهند. همان‌گونه که بیان شد، این میراگر از دو فاز اصطکاکی و تسلیمی تشکیل شده است. نمودارهای

¹ Metallic Yielding-Friction Damper

بالا رفتار اصطکاکی تا پیش از لحظه‌ی تسلیم، و رفتار اصطکاکی-تسلیمی پس از لحظه تسلیم میراگر را نشان می‌دهند. نمودارهای مذکور تحت بارگذاری سیلکی تا لحظه شکست ادامه یافته‌اند. شکل ۷-۷۶ جزئیات ساخت این میراگر را نشان می‌دهد. مطابق تصویر، صفحات تسلیمی مثلی شکل، پیچ‌های لغزشی اصطکاکی، و صفحات لغزشی فولادی و مسی ارکان اصلی این میراگر را تشکیل می‌دهند.



شکل ۷-۷۶ جزئیات سازنده‌ی میراگر MYFD

۷-۴-۲-۳ کاربرد میراگرهای تسلیمی در سازه‌های ساختمانی

تاکنون، میراگرهای ADAS معمولی در سازه‌های بی‌شماری بکار رفته و در زلزله‌های متعددی کارآیی خود را ثابت کرده‌اند. به‌عنوان مثال از این نوع میراگر برای بهسازی سازه بانک ولز فارگو استفاده شده است. این سازه دو طبقه بتنی در سال ۱۹۷۶ ساخته و در سال ۱۹۹۲ با ۷ میراگر تسلیمی بهسازی شد. شکل ۷-۷۷ نمایی از میراگرهای تسلیمی این سازه را نشان می‌دهد [۳].



شکل ۷-۷۷ میراگرهای تسلیمی ADAS بکار رفته در سازه بانک ولز فارگو [۳].

سازه‌های حاوی میراگرهای ADAS معمولی در منابع مختلف بررسی شده‌اند. در این کتاب چند نمونه از سازه‌های حاوی میراگرهای تسلیمی نسل جدید معرفی شده‌اند. اولین سازه مورد بررسی سازه‌ای بتنی واقع در پردیس دانشگاه صنعتی دالیان چین است. این سازه شامل دو بخش است. ساختمان ۵ طبقه بتنی بخش A و ساختمان ۶ طبقه بتنی بخش B. در شکل ۷-۷۸ نمایی از ساختمان بخش A مشاهده می‌شود. به منظور کاهش جابجایی نسبی داخلی طبقات، در طبقه اول سازه میراگرهای دومنظوره با یک سوراخ گرد (RHMD) و به طور همزمان میراگرهای X-شکل مضاعف (DXMD) تعبیه شده است. ارتفاع این طبقه ۷/۵ متر است. طبق آیین‌نامه چین درجه‌ی حفاظت لرزه‌ای این سازه ۴ و نوع تیپ خاک آن ۲ است [۵۰].

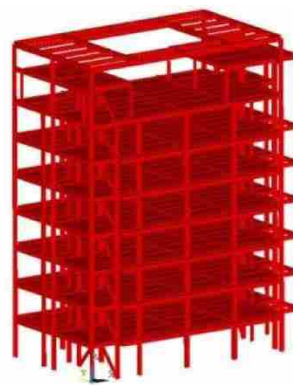


شکل ۷-۷۸ سازه‌ای بتنی واقع در پردیس دانشگاه صنعتی دالیان چین [۵۰].

سازه‌ی دیگری که در این بخش مورد بررسی قرار می‌گیرد، سازه‌ی فلزی ۸ طبقه شکل ۷-۷۹ (الف) است. مدل آنالیزی این سازه در شکل ۷-۷۹ (ب)، مشاهده می‌شود. به دلیل سختی پایین جهت Y سازه، در هر طبقه از آن میراگرهای X-شکل مضاعف (DXMD) نصب شده است. بر مبنای آیین‌نامه چین، درجه‌ی حفاظت لرزه‌ای این سازه ۷ و نوع خاک منطقه تیپ ۲ است. در شکل ۷-۸۰ نتیجه اعمال بار زلزله بالدوین هیل بر پاسخ شتاب طبقه‌ی اول سازه، پیش و پس از قرارگیری میراگر نشان داده شده است [۵۲].

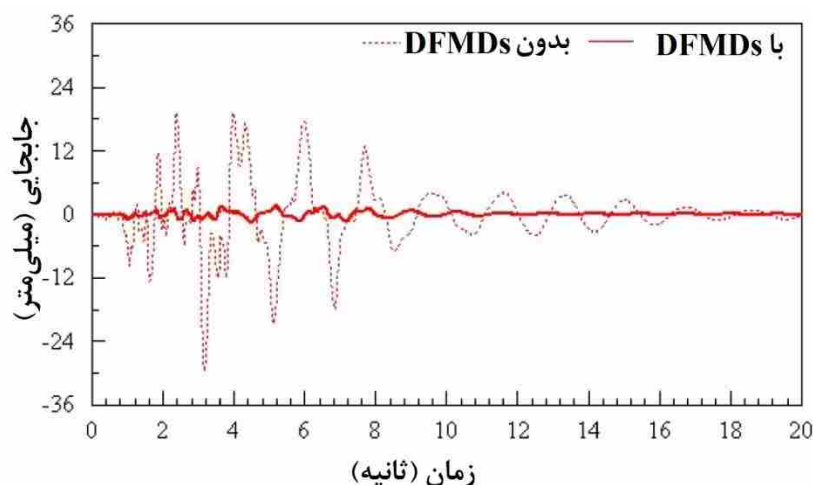


(الف)



(ب)

شکل ۷-۷۹ (الف) سازه‌ی فلزی ۸ طبقه (ب) مدل آنالیزی این سازه [۵۲].



شکل ۷-۸۰ پاسخ شتاب سازه در طبقه‌ی اول با و بدون میراگر تحت زلزله بال‌دوین هیل [۵۲].

نهایتاً، آخرین سازه‌ای که در این بخش مورد بررسی قرار می‌گیرد، سازه‌ی بتنی ۶ طبقه‌ای است که در سیچوان چین احداث شده است. نمایی از این سازه در شکل ۷-۸۱ مشاهده می‌شود. در ساخت این سازه از میراگرهای تسلیمی-اصطکاکی نوین استفاده شده است. شکل ۷-۸۲ نحوه نصب میراگرهای تسلیمی-اصطکاکی در این سازه بتنی را نشان می‌دهد. نتایج بررسی مفصل این سازه در منبع [۵۲] قابل مشاهده است. بررسی نتایج آنالیزی سازه نشان می‌دهد، قرارگیری میراگرهای MYFD سختی و میرایی سازه را به طرز چشم‌گیری افزایش داده و پاسخ‌های ناشی از زلزله را کاهش می‌دهد [۵۲].



شکل ۷-۸۱ سازه بتنی ۶ طبقه‌ی حاوی میراگرهای تسلیمی-اصطکاکی واقع در سیچوان چین [۵۲].



شکل ۷-۸۲ نحوه نصب میراگرهای تسلیمی-اصطکاکی در سازه بتنی ۶ طبقه واقع در سیچوان چین [۵۲].

۷-۴-۲ مزایا و معایب میراگرهای ADAS

با توجه به آن که میراگرهای ADAS کاربرد وسیعی در عرصه ساختمان سازی دارند، در این بخش مزایا و معایب آن‌ها به صورت مختصر بررسی می‌شود:

ا) مزایای میراگرهای ADAS

- نیروی محدود
- نصب آسان
- قیمت نسبتاً ارزان
- افزایش هم‌زمان میرایی و سختی

- عدم احتیاج به فناوری ساخت پیشرفته
- عملکرد یکپارچه و همسان با سازه
- رفتار پایدار تحت زلزله
- سادگی تعویض پس از وقوع زلزله
- عدم تأثیر شرایط محیطی مثل رطوبت و دما بر عملکرد آن [۳], [۴۹].

ب) معایب میراگرهای ADAS

- الزام تعویض پس از رخداد زلزله‌های نسبتاً قوی
- رفتار بسیار غیرخطی
- افزایش سختی سیستم
- احتمال بروز تغییر شکل‌های باقیمانده‌ی نامطلوب.

۷-۴-۲-۵ شرایط و روابط حاکم بر میراگرهای ADAS

در سال ۱۹۷۰، تناکلنگا^۱ روش آنالیزی متفاوتی برای تعیین سختی و دستیابی به منحنی‌های نیرو-جابجایی میراگرهای ADAS معرفی کرد. روش مطالعاتی این محقق بر پایه‌ی انعطاف-پذیری میراگرهای ADAS استوار بود. در سال ۲۰۰۴ دللرا^۲ مطالعات پارامتری و آزمایشگاهی کاملی بر روی میراگرهای تسلیمی مسی انجام داد و وابستگی این ابزار به شرایط خاک و انعطاف‌پذیری اولیه‌ی سازه را ثابت کرد. بر اساس این تحقیقات، استفاده از میراگرهای تسلیمی مسی روش بسیار مناسبی برای کاهش جابجایی نسبی طبقات، در سازه‌های با شرایط متغیر در ارتفاع یا پلان شناخته شد. در سال ۲۰۰۸، آل‌هاشم^۳ رفتار و عملکرد سازه‌های فلزی مجهز به میراگرهای تسلیمی با صفحات جاری شونده را مورد بررسی قرار داده و رفتار این سیستم را با سیستم فلزی قاب خمشی معمولی مقایسه کرد. در سال ۲۰۱۱، عبدالله زاده^۴ با انجام مطالعاتی بر روی میراگرهای ADAS، نقش این ابزار را در افزایش مقاومت سازه در برابر بارهای دینامیکی ثابت کرد. او همچنین با بررسی تأثیر این ابزار در کاهش پاسخ لرزه‌ای سازه، میزان انرژی هیسترتیک جذب‌شده توسط این میراگر را تعیین کرد. علاوه بر موارد ذکرشده، تا به امروز تحقیقاتی زیادی بر روی این ابزار استهلاکی صورت گرفته است. بسیاری از این تحقیقات، تأثیر چشم‌گیر میراگرهای تسلیمی ADAS را بر بهبود رفتار سازه مجهز به آن تحت تحریکات ارتعاشی مخصوصاً ارتعاش لرزه‌ای ثابت می‌کند [۴۹].

1 Tena Colunga A.

2 De la Llera

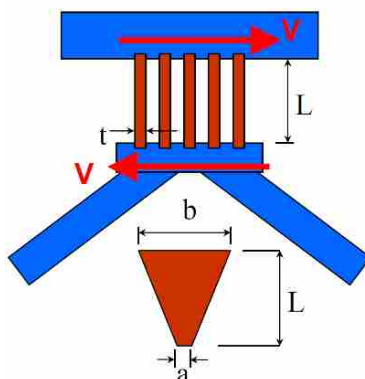
3 Alehashem S.M.S.

4 Abdollahzadeh G.

طراحی میراگرهای تسلیمی صفحه‌ای به سادگی با دانستن سختی و نیروی تسلیم میراگر و استفاده از ضوابط آیین‌نامه‌های کنترلی صورت می‌پذیرد. بنابراین بخش عمده‌ای از روابطی که در منابع مختلف به میراگرهای تسلیمی صفحه‌ای اختصاص یافته است، بر محاسبه‌ی سختی و نیروی تسلیمی میراگر تمرکز دارد.

بر اساس آیین‌نامه NEHRP، [۳]، سختی و نیروی تسلیم‌شدگی ورق‌های دوزنقه‌ای به‌صورت زیر محاسبه می‌شود. پارامترهای بکار رفته در این روابط، در شکل ۷-۸۳ مشخص شده‌اند. به‌علاوه، f_y نیروی تسلیم و I_b ممان اینرسی هر ورق را نشان می‌دهد [۳].

$$F_y = \frac{nf_y b t^3}{4L} \quad k = \frac{n(2 + a/b)EI_b}{L^3}$$

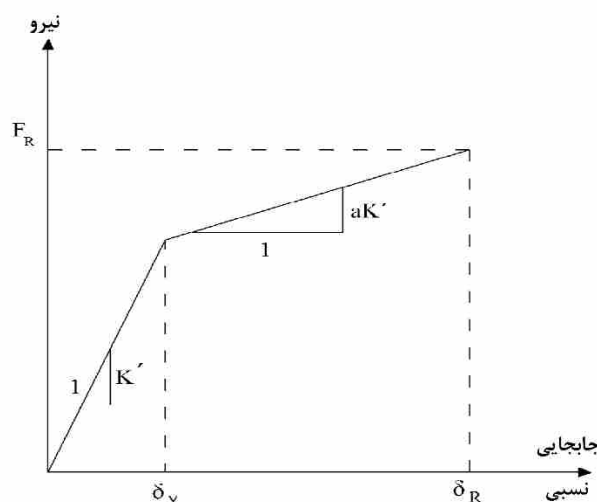


شکل ۷-۸۳ جزئیات میراگر تسلیمی متشکل از ورق‌های فولادی [۳].

عبدالله زاده بر مبنای مطالعات تسای و همکارانش، روشی برای محاسبه‌ی تعداد میراگرهای صفحه‌ای تسلیمی معرفی نموده است. تسای رفتار غیرخطی میراگرهای ADAS را تحت تعداد قابل توجهی شتاب‌نگاشت ثابت کرده و رابطه دوخطی منطقی‌ای بین نیروی برشی و جابجایی نسبی پیشنهاد داده است. بر اساس تحقیقات وی نیروی قابل تحمل توسط میراگرهای ADAS با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود [۵۳]:

$$F_R = K'\delta_y + aK'(\delta_R - \delta_y)$$

در این رابطه، a ضریبی ناشناخته بوده که برحسب مطالعات تجربی تعیین می‌شود. K' ، سختی الاستیک، δ_R حداکثر جابجایی نسبی و δ_y جابجایی تسلیم میراگرهای ADAS است. شکل ۷-۸۴ نیز، نمودار دوخطی تسای و همکارانش بوده که بر اساس این رابطه ترسیم شده است.



شکل ۸۴-۷ رابطه‌ی بین نیرو و جابجایی نسبی میراگرهای ADAS [۵۳].

بر اثر تسلیم صفحات فولادی میراگرهای ADAS، معمولاً حلقه‌های هیسترتیک پایداری ایجاد می‌شود. این مسئله استهلاک انرژی قابل اطمینانی ایجاد می‌کند. با توجه به شکل ۷-۸۴، نسبت شکل‌پذیری (μ) میراگر به صورت زیر تعریف می‌شود [۵۳]:

$$\mu = \frac{\delta_R}{\delta_y}$$

اگر پارامترهای N و K به ترتیب نشانگر تعداد و سختی صفحات فولادی باشند، و K' برابر $K \times N$ تعریف شود، رابطه‌ی نیروی قابل تحمل میراگر با استفاده از تعریف شکل‌پذیری به صورت زیر بازنویسی می‌شود [۵۳]:

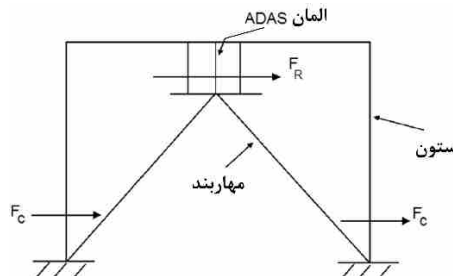
$$F_R = K' \delta_y + aK' (\mu \delta_y - \delta_y) = K' \delta_y (1 + a\mu - a) = KN \delta_y (1 + a\mu - a)$$

معمولاً سختی صفحات فولادی (K)، بر اساس مشخصات هندسی آن‌ها تعیین می‌شود. به عنوان مثال سختی صفحات مثلی و X شکل به صورت زیر محاسبه می‌شود [۵۳]:

$$K = \frac{EBT^3}{6H^3} \quad \text{صفحه مثلی شکل}$$

$$K = \frac{2EBT^3}{3H^3} \quad \text{صفحه X شکل}$$

در روابط بالا، E مدول الاستیسیته فولاد بوده و T ضخامت، H ارتفاع و B پهنای انتهای صفحه-ی فلزی را نشان می‌دهد. برای طراحی سازه‌ی مجهز به ابزار استهلاکی تسلیمی، سختی اعضای مهاربندی به صورت صلب فرض می‌شود. عکس‌العمل ناشی از ضربات نیروی زلزله بر سازه، عمدتاً باعث ایجاد نیروی برشی در ستون‌ها می‌شود. مطابق شکل ۷-۸۵ بخش عمده‌ای از این نیروی برشی (F_c)، به صورت نیروی مقاوم میراگرهای تسلیمی (F_R) جذب می‌شود [۵۳].



شکل ۷-۱۵ نحوه توزیع نیروی برشی سازه مجهز به میراگر ADAS در حین رخداد زلزله [۵۳].

محققین هدف از طراحی میراگرهای ADAS را جذب نیروی ناشی از ضربات زلزله بیان می-کنند. با جذب نیروی زلزله در هر لحظه، برش ستون‌ها از مقاومت طراحی آن‌ها فراتر نخواهد رفت. با این فرض، میراگرهای ADAS باید پس از طراحی مهاربندها طراحی شوند. اگر پارامتر F_T بیانگر حداکثر نیروی برشی طبقات بدون میراگر در طول زلزله باشد و پارامترهای F_R و F_D به ترتیب نیروی برشی طراحی ستون‌ها و نیروی مقاوم مورد انتظار میراگرهای ADAS را نشان دهند، زمانی کاربرد میراگرهای ADAS در جذب انرژی معنا پیدا می‌کند که در هر لحظه مقدار نیروی $F_T - F_D$ عددی مثبت شود. این نیرو بیانگر نیرویی است که باید در طول رخداد زلزله توسط میراگرها جذب شود. بنابراین [۵۳]:

$$F_R = F_T - F_D$$

اگر برای تعیین نیروی مقاوم میراگر، شکل‌پذیری طراحی جایگزین شکل‌پذیری پاسخ شود، تعداد صفحات موردنیاز برای جذب انرژی به‌صورت زیر محاسبه خواهد شد [۵۳]:

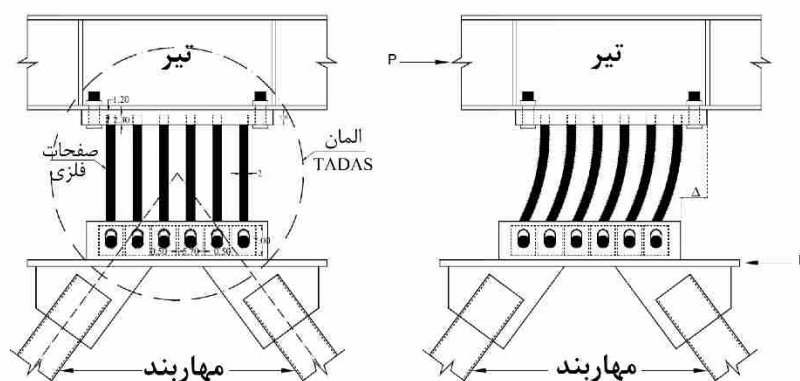
$$N = \frac{F_T - F_D}{KN\delta_y(1 + a\mu - a)}$$

۷-۴-۳ میراگرهای تسلیمی مثلثی با سختی و میرایی افزون (TADAS)^۱

۷-۴-۳-۱ فلسفه‌ی پیدایش

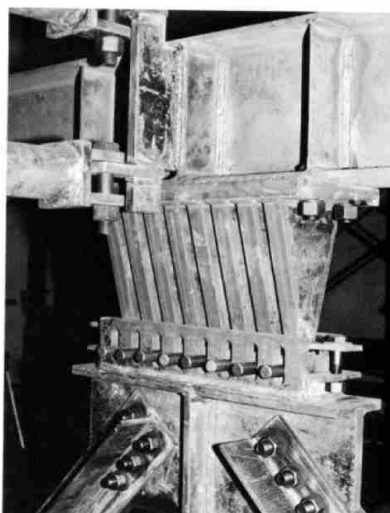
پس از تحقیقاتی که در سال ۱۹۹۱ توسط ویتاکر و همکارانش بر روی میراگرهای تسلیمی ADAS صورت گرفت، در سال ۱۹۹۳ مطالعات آزمایشگاهی متعددی توسط تسای بر روی میراگرهای با صفحات مثلثی انجام شد. این تحقیقات سبب پیدایش میراگر تسلیمی جدیدی با نام المان TADAS شد. شمای کلی این المان در شکل ۷-۸۶ مشاهده می‌شود. مطابق شکل با اعمال نیروی جانبی P ، صفحات فلزی به میزان Δ تغییرشکل عرضی می‌دهند [۱۱].

^۱ Triangle Added Stiffness And Damping

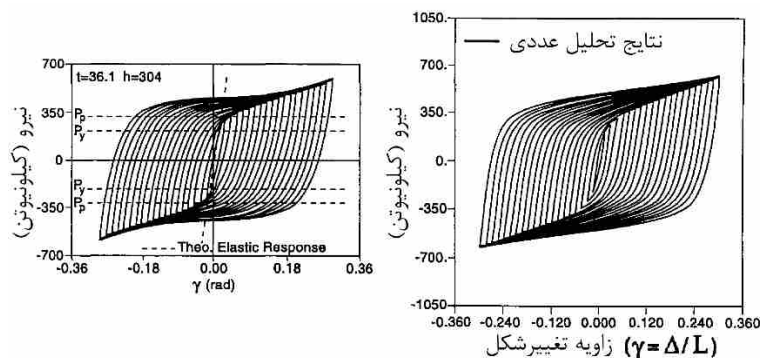


شکل ۷-۸۶ رفتار میراگرهای TADAS در طول اعمال بار جانبی (از قبیل زلزله) [۴۸].

شکل ۷-۸۷، میراگرهای تسلیمی مثلثی تسای و همکارانش را تحت آزمایش نشان می‌دهد. شکل ۷-۸۸ (الف) نیز نتایج منحنی هیسترتیک این ابزار را تحت بارگذاری با دامنه‌ی جابجایی افزایشی نشان می‌دهد. تسای برای بیان رفتار هیسترتیک میراگر TADAS مدل عددی نیز ساخت. در شکل ۷-۸۸ (ب)، رفتار مدل عددی متناظر با نمونه تحت آزمایش مشاهده می‌شود. با دقت به روند تغییرات حلقه‌های هیسترتیک، شباهت زیادی بین مکانیسم استهلاک انرژی میراگرهای ADAS و TADAS مشاهده می‌شود. البته در میراگرهای TADAS، به دلیل امکان رخداد جابجایی‌های بزرگ، نیروی محوری ایجاد نمی‌شود. وجود اتصالات مفصلی با سوراخ لوبیایی شکل در نوک میراگر، امکان رخداد جابجایی‌های بزرگی فراهم می‌کند. البته در مواردی از این سوراخ برای استهلاک انرژی از طریق نیروی اصطکاک استفاده می‌شود [۱۱].

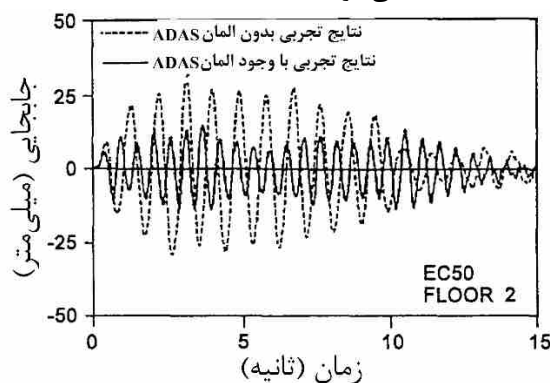


شکل ۷-۸۷ میراگرهای تسلیمی ساخته‌شده توسط تسای و همکارانش [۳].



شکل ۷-۱۱ (الف) منحنی های هیسترتیک آزمایشگاهی نمونه تحت آزمایش (ب) رفتار مدل عددی تسای برای نمونه تحت آزمایش [۱۱].

آزمایش های شبه دینامیکی دیگری نیز توسط تسای و همکارانش بر روی سازه های فلزی دوطبقه صورت گرفت. در این آزمایش ها پاسخ های سازه های فلزی، در حالت وجود و عدم وجود میراگرهای TADAS بررسی شده است. در شکل ۷-۸۹ نتایج پاسخ جابجایی طبقه دوم این سازه مشاهده می شود. مطابق شکل پس از بکار روی میراگرهای TADAS کاهش چشم گیری در وضعیت جابجایی طبقه مشاهده می شود.



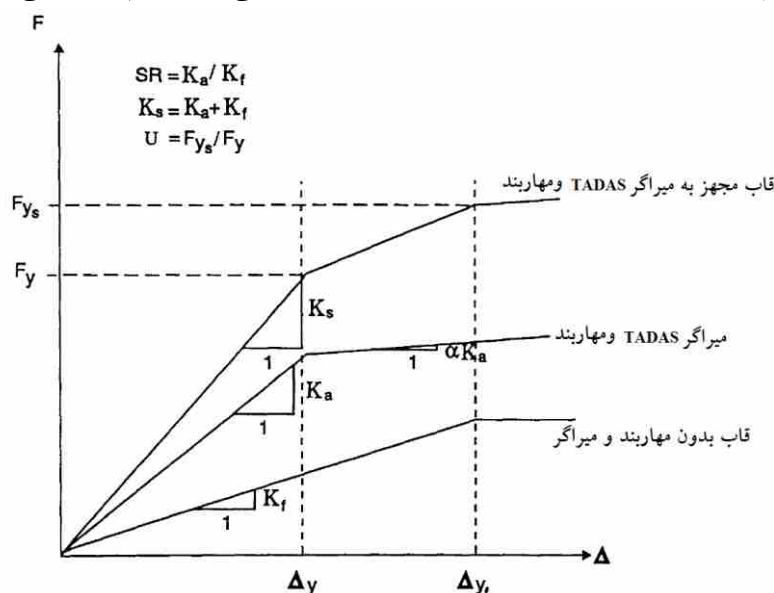
شکل ۷-۱۹ پاسخ جابجایی طبقه دوم سازه های فلزی دوطبقه تحت آزمایش شبه دینامیکی [۱۱].

۷-۴-۳-۲ ملاحظات طراحی المان های TADAS

در این بخش روشی گام به گام برای طراحی میراگرهای فلزی در سیستم سازه ای، بیان شده است. معمولاً روش های گام به گام بر اساس روش های تئوری و آزمایشگاهی تعیین می شوند. در گام اول طراحی میراگرهای TADAS، رفتار این ابزار با مدل الاستیک خطی سخت شونده تقریب زده می شود. برای مدل سازی این رفتار، علاوه بر تعریف مشخصات میراگر، پارامترهای

اساسی سازه تعریف می‌شود. K_d سختی الاستیک و Δy جابجایی تسلیم میراگر است. پارامتر B/D نسبت بین سختی مهاربند (K_b)، و سختی ابزار استهلاکی (K_d) تعریف می‌شود. SR نیز بیانگر نسبت سختی مجموعه‌ی مهاربند-میراگر (K_a) به سختی متناظر کل طبقه (K_f) است. نسبت سختی پارامتری بدون بعد است. بر مبنای آیین‌نامه‌های ساختمانی، سیستم دوگانه‌ای که شامل قاب خمشی و مجموعه‌ی مهاربند-میراگر باشد، باید به ترتیب در برابر نیروهای قائم و افقی مقاوم شده و برای تحمل این نیروها طراحی گردد [۱۱].

بر این اساس، تسای و همکاران در سال ۱۹۹۳ روشی برای طراحی سازه‌های مجهز به میراگر TADAS پیشنهاد دادند. دیاگرام نیرو-جابجایی این سیستم‌ها در شکل ۷-۹۰ نشان داده شده است. بر اساس این دیاگرام، قرارگیری میراگر TADAS در سیستم سازه‌ای سبب کاهش پارامترهای اختصاص یافته به طبقات سازه (مثلاً جابجایی حد تسلیم (Δy)) می‌شود.



شکل ۷-۹۰ مدل نیرو-جابجایی سیستم قاب حاوی میراگر TADAS (تسای و همکاران) [۱۱].

بر اساس تفسیر مطالعات این محققین، خلاصه‌ای از روش طراحی میراگر TADAS به صورت گام‌های زیر بیان می‌شود [۱۱]:

- مشخص نمودن سطح زلزله طراحی با توجه به مشخصات ساختگاه سازه.
- انتخاب مقدار SR مناسب با استفاده از پیوند اصلی قاب.
- طراحی مقاطع قاب بدون میراگر و محاسبه‌ی سختی جانبی (K_f) و جابجایی تسلیم (Δy_f) هر طبقه از آن.

- محاسبه ی سختی مجموعه ی میراگرهای TADAS و مهاربندهای متصل به آن:

$$K_a = (SR) \times K_f$$

جابجایی تسلیم میراگرهای TADAS با توجه به مقادیر پارامترهای SR، a و U تعیین می شود.

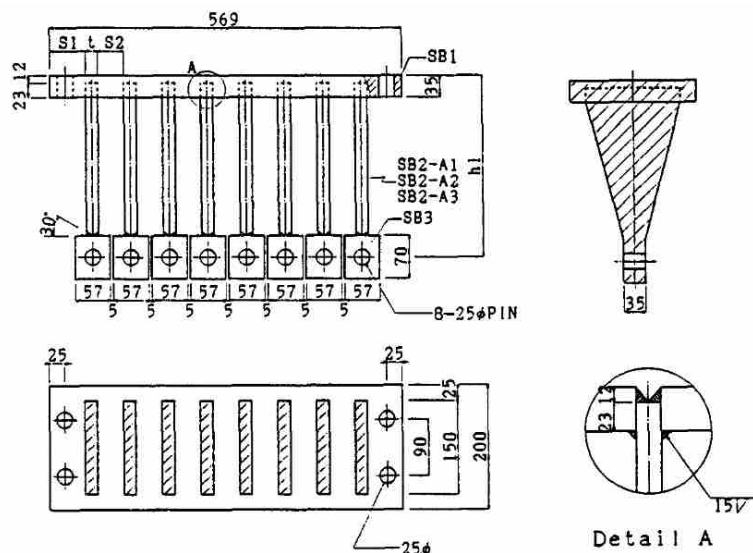
$$\Delta_y = \frac{[1 + a(SR)]\Delta_{yf}}{1 + a(SR) + (1 + SR)(U - 1)}$$

طراحی میراگرهای TADAS در هر طبقه از سازه، با استفاده از Δ_y و K_a آن طبقه صورت می گیرد. سختی میراگرهای هر طبقه، با توجه به سختی سیستم میراگر-مهاربند و سختی مهاربندها به صورت زیر تعیین می شود:

$$K_d = \frac{K_a K_b}{K_b - K_a}$$

- آنالیز سازه حاوی میراگرهای TADAS برای نیروی جانبی زلزله سطح بهره برداری. در صورت عدم ارضای ضوابط طراحی، باید گام های ۳ و ۴ تکرار شوند.
- کنترل ظرفیت نهایی طراحی تمامی اعضا. اگر نیروی نهایی میراگرهای TADAS، $1/5 P_u$ فرض شود، مقدار P_u برابر خواهد بود با:

$$P_u = \frac{\sigma_y N \omega_0 h^2}{4L}$$

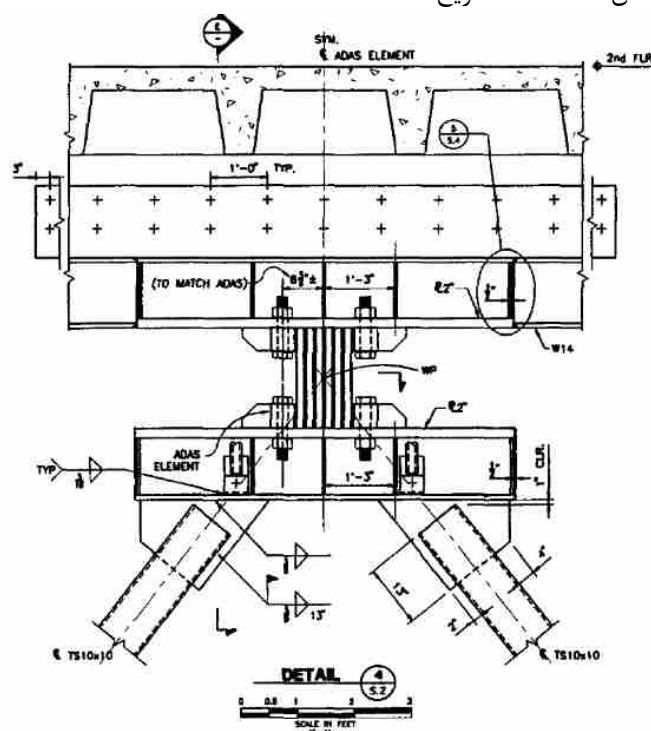


شکل ۹۱-۷ جزئیات میراگر تسلیمی TADAS (تسای و همکاران) [۵۴].

نهایتاً، بر اساس نتایج این محاسبات، تعداد و مشخصات صفحات سازنده‌ی میراگر TADAS تعیین می‌شود. شکل ۷-۹۱ جزئیات ابزار ساخته‌شده توسط تسای را نشان می‌دهد. این الگو می‌تواند به‌عنوان نمونه طراحی این ابزار استفاده شود. جزئیات بیشتر روش طراحی دستی این ابزار و نمونه‌هایی از آن در مطالعات تسای و همکاران قابل مشاهده است.

فرآیند استهلاک انرژی در میراگرهای TADAS تقریباً مشابه المان‌های تسلیمی ADAS است. بنابراین بسیاری از ضوابط بیان‌شده برای این میراگر مشابه میراگرهای ADAS خواهد بود. بر این اساس، از بیان ضوابط تکراری اجتناب شده و توصیه می‌شود برای کسب اطلاعات بیشتر به توضیحات بخش ۷-۴-۲ (میراگرهای ADAS) مراجعه شود.

پس از طراحی کامل اجزای سازنده‌ی میراگرهای تسلیمی صفحه‌ای، مهندسین طراح جزئیات اجزای سازنده‌ی این ابزار را در نقشه‌های اجرایی گزارش می‌کنند. نقشه‌های اجرایی باید شامل نحوه اتصال صفحات به مهاربندها و قاب سازه‌ای، و نوع و ابعاد پیچ‌های اتصال باشند. شکل ۷-۹۲ جزئیات اجرایی میراگرهای تسلیمی بانک ولز فارگو را نشان می‌دهد. مشخصات این سازه در بخش ۷-۴-۲-۳ تشریح شده است.



شکل ۷-۹۲ نمونه‌ای از جزئیات اتصال میراگر تسلیمی به قاب و مهاربند [۵۵].

۷-۵ مدل سازی و طراحی سازه حاوی میراگر تسلیمی صفحه‌ای

در بخش‌های قبل روش طراحی سازه‌های ساختمانی با انواع میراگرهای هیسترتیک بیان شد. برای طراحی ابزار تسلیمی موردنظر (مهاربندهای کمانش‌تاب، المان‌های ADAS و TADAS)، کافی است میراگر تسلیمی مدنظر بر اساس روش طراحی بیان شده در بخش‌های قبل، در سازه مدل‌سازی شود. در این بخش، به دلیل دسترسی ساده و مزایای فراوان میراگرهای تسلیمی صفحه‌ای، روش مدل‌سازی و طراحی این المان در سیستم نمونه بررسی شده است.

سازه‌ی نمونه در این فصل با استفاده از میراگرهای TADAS معرفی شده توسط تسای و همکاران طراحی خواهد شد. البته روش طراحی اندکی با روش اولیه‌ی تسای (بیان شده در بخش ۷-۴-۳-۲) متفاوت است. توضیحات روش بکار گرفته شده در منبع [۵۶]، بیان شده است. البته طراحی این ابزار استهلاکی با هر دو روش امکان‌پذیر است. مشخصات انحصاری سازه نمونه در فصل دوم کتاب تشریح شده است. مطابق فصول قبلی در تمامی طبقات، در دهانه‌های B-C و D-E قاب‌های اول و چهارم، ابزار استهلاکی بکار گرفته می‌شود.

برای طراحی میراگرهای تسلیمی TADAS از روش بار جانبی معادل استفاده شده است. این روش توسط آیین‌نامه‌های مختلفی همچون NEHRP و ASCE7 پیشنهاد شده و در بخش ۳-۱-۷ این کتاب تشریح شده است. پیش از استفاده از این روش، حتماً باید شرایط استفاده از آن برای سازه مورد نظر بررسی شود. ضوابط و شرایط استفاده از روش بار جانبی معادل در بخش ۳-۱-۳-۳ کتاب بیان شده است.

در سازه‌ی نمونه میرایی هدف کمتر از ۳۵ درصد است. به علاوه، این سازه در پلان و ارتفاع منظم بوده و دارای دیافراگمی صلب است. ارتفاع سازه نیز ۲۲/۸۲ متر بوده که از ۳۰ متر کمتر است. بررسی مشخصات سازه نمونه و شرایط استفاده از روش بار جانبی معادل نشان دهنده‌ی آن است که قابلیت استفاده از این روش برای طراحی سازه نمونه حاوی میراگرهای تسلیمی صفحه‌ای وجود دارد. بنابراین می‌توانیم سازه‌ی نمونه را با روش بار جانبی معادل طراحی کنیم. برای این منظور طراحی سازه مطابق گام‌های زیر انجام می‌شود.

۷-۵-۱ طراحی سازه پایه برای نصب میراگر

۷-۵-۱-۱ محاسبات برش پایه

أ) حداقل میزان برش پایه بر اساس ضوابط آیین‌نامه

بر مبنای ضابطه‌ی بخش ۳-۱-۱-۲، سازه‌ی پایه برای نصب میراگر، باید به‌تنهایی قادر به تحمل حداقل برش پایه محاسبه‌شده از روش زیر باشد.

$$v_{min} = \max \left\{ 0.75V, \frac{V}{B_{V+1}} \right\}$$

ضریب B_{V+1} ضریب اصلاح میرایی است. این ضریب بر اساس جدول ۲-۱۶ تعیین می‌شود. از آنجایی که سازه نمونه، سازه‌ای بتنی بوده و دارای میرایی ذاتی تقریبی ۵ درصد است، بر اساس جدول ۲-۱۶ مقدار ضریب اصلاح میرایی B_{V+1} برابر یک اختصاص می‌یابد. بنابراین:

$$v_{min} = \max \left\{ 0.75V, \frac{V}{1} \right\} = V$$

بر اساس این محاسبات، سازه نمونه باید برای نیروی برشی V طراحی شود. مقاطعی که با توجه به این نیرو طراحی می‌شوند تشکیل سازه‌ی پایه برای قرارگیری میراگرهای هیسترتیک را می‌دهند. در صورت لزوم بعد از پایان روند کامل طراحی، آنالیز مجدد سازه تحت برش پایه اصلاح‌شده صورت خواهد گرفت.

ب) تعیین مقدار برش پایه‌ی سازه بر مبنای آیین‌نامه‌های لرزه‌ای

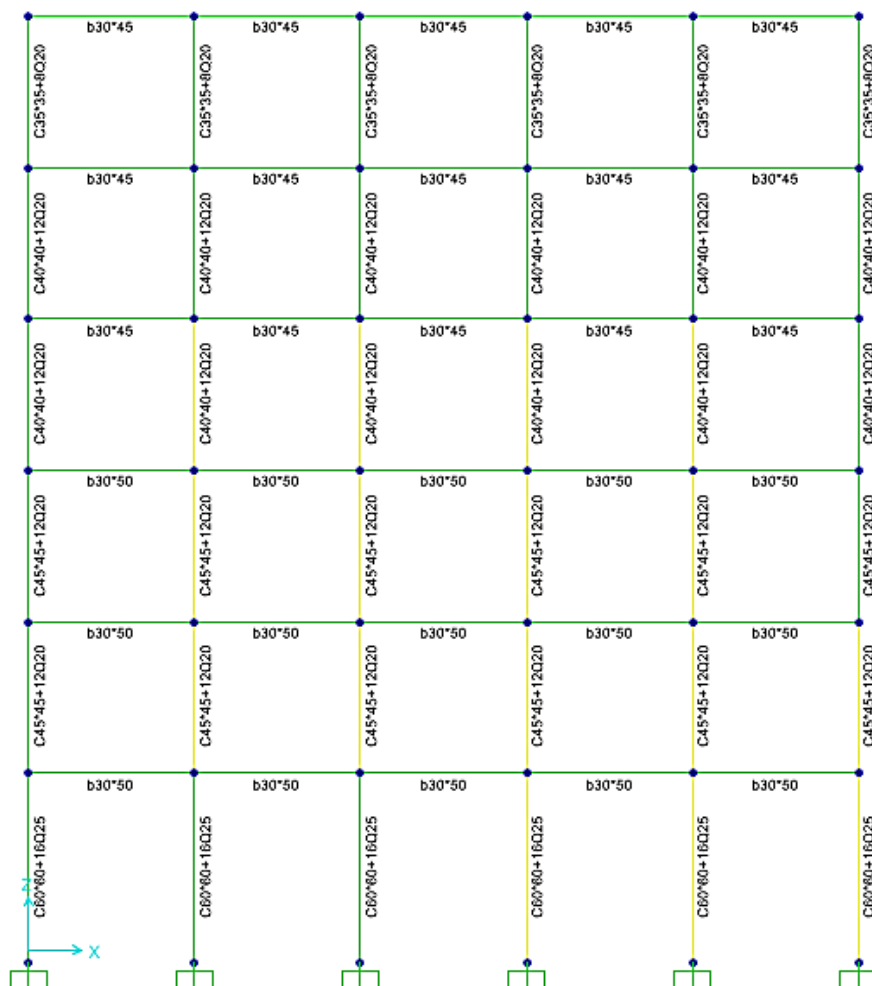
نحوه محاسبه مقدار برش پایه‌ی سازه در حالت عدم وجود سیستم کنترلی، در بخش ۴-۳-۳ بیان شد. در این بخش، مقدار برش پایه راستای X سازه نمونه، بر اساس آیین‌نامه NEHRP محاسبه شد. طبق این محاسبات مقدار برش پایه سیستم فاقد میراگر برابر است با:

$$C_s = \min \left[\frac{S_{DS} \times I}{R} \text{ و } \frac{S_{D1} \times I}{T \times R} \right] = \min \left[\frac{1.00 \times 1.00}{5/5} \text{ و } \frac{0.6 \times 1.00}{1.08 \times 5/5} \right]$$

$$C_s = \min [0.181 \text{ و } 0.101] = 0.101$$

۷-۵-۲ آنالیز، طراحی و گزارش مقاطع سازه نمونه فاقد ابزار استهلاکی

در این مرحله پس از آنالیز اولیه‌ی سازه‌ی فاقد میراگر، مقاطع قاب پایه طراحی و پیشنهاد می‌شود. البته مقاطع سازه نمونه، به دلیل تشابه بارگذاری مشابه مقاطع فصل دوم گزارش شده - است. مقاطع پیشنهادی برای قاب شماره یک سازه در شکل ۷-۹۳ مشاهده می‌شود.



شکل ۹۳-۷ مقاطع پیشنهادی قاب شماره یک سازه‌ی پایه نصب میراگر هیسترتیک.

۷-۵-۲ طراحی میراگرهای تسلیمی TADAS

۷-۵-۲-۱ محاسبه‌ی ابعاد صفحات میراگرهای TADAS

در اولین بخش از این گام، باید مقاومت مصالح سازنده صفحات تسلیمی مشخص شود. معمولاً مشخصات این صفحات بر حسب مشخصات ورق‌های موجود در بازار تعیین می‌شود. در این کتاب، نوع فولاد مصرفی در فصل دوم تعیین شده است. بر این اساس، مقاومت تسلیم فولاد

مصرفی در میراگر تسلیمی سازه نمونه، برابر با $F_y = 3500$ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع در نظر گرفته شده است.

اساس طراحی المان‌های TADAS بر پدیده خستگی استوار است. بنابراین در نخستین گام، تعداد سیکل‌هایی که در سطوح مختلف زلزله، سبب از میان رفتن پایداری المان تسلیمی می‌شود، محاسبه می‌شود. سپس، بیشینه کرنش متناظر با تعداد سیکل‌های خرابی تعیین می‌شود. رابطه‌ی تجربی زیر کرنش بیشینه المان‌های TADAS را پیش از لحظه خرابی نشان می‌دهد. این رابطه مبنای طراحی المان‌های تسلیمی TADAS تلقی می‌شود [۵۶]:

$$\varepsilon_{max} = 0.08 N_f^{-0.3}$$

طبق مراحل بیان‌شده در بخش ۲-۳-۴-۷، در اولین گام طراحی سازه نمونه باید سطح زلزله طراحی با توجه به مشخصات ساختگاه سازه مشخص شود. در این بخش، فرض می‌کنیم سازه نمونه برای زلزله سطح طراحی (دوره بازگشت ۴۷۵ ساله، DBE) ساخته می‌شود. در این سطح از زلزله پس از تکرار حدود ۱۰۰ سیکل، پدیده خستگی و خرابی میراگر رخ می‌دهد [۵۶]. از این‌رو بیشینه کرنش ایجادشده در این المان، به‌صورت زیر تعیین می‌شود:

$$\varepsilon_{max} = 0.08 \times 100^{-0.3} = 0.02$$

بر اساس نمودارهای الاستو-پلاستیکی که رفتار المان‌های تسلیمی فولادی را معادل‌سازی می‌کنند (به ابتدای فصل و نمودارهای ارائه‌شده رجوع شود)، نسبت شکل‌پذیری میراگرهای TADAS با استفاده از رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود:

$$\mu = \frac{D_{max}}{D_y}$$

طبق تعریف مفهوم شکل‌پذیری، مقدار این کمیت با تقسیم بیشینه تغییر مکان ایجادشده بر تغییر مکان تسلیم المان محاسبه می‌شود. این مقدار، $2/3$ مقدار حاصل از تقسیم کرنش بیشینه به کرنش تسلیم است. ضریب $2/3$ به دلیلی شکل مثلثی قسمت الاستیک نمودار ایجاد شده است.

با مشخص بودن تنش تسلیم ورقه‌های فلزی، کرنش مصالح از رابطه هوگ بدست می‌آید:

$$\sigma_y = F_y = E \times \varepsilon_y \rightarrow \varepsilon_y = \frac{F_y}{E} = \frac{3500}{210000} = 0.0166$$

بنابراین، مقدار شکل‌پذیری برابر است با:

$$\mu_d = D_{max}/D_y = \frac{2}{3} \times (\varepsilon_{max}/\varepsilon_y) = 0.66 \times (0.02 \div 0.0166) = 1.032$$

بر اساس آیین نامه NEHRP، برای محاسبه‌ی جابجایی ماکزیمم (D_{max}) ایجادشده در المان TADAS، از بیشینه تغییر مکان نسبی طبقات (دریفت) استفاده می‌شود. محدودیت تغییر مکان نسبی طبقات در این آیین نامه به صورت زیر بیان شده است:

$$Drift_{max} = \frac{R}{C_d} \times (0.02 \times \text{ارتفاع طبقه})$$

مقادیر پارامترهای مورد نیاز نیز با توجه به مشخصات سازه و جداول فصل دوم تعیین می‌شود. روش محاسبه‌ی این مقادیر در بخش ۲-۴-۱ بیان شده است. مقدار پارامترهای مورد نیاز برای سازه نمونه نیز در جدول ۲-۱۰ نمایش داده شده است در سازه نمونه داریم:

$$R = 5/5 \quad \Omega_0 = 2/8 \quad C_d = 4/5$$

بنابراین:

$$Drift_{max} = \frac{5/5}{4/5} \times (0.02 \times 3650) = 89/22 \text{ میلی متر}$$

لذا، مقدار حداکثر جابجایی المان TADAS با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود [۵۶]:

$$D_{max} = \frac{\varepsilon_{max} h^2}{t} = \frac{0.02 \times h^2}{t}$$

$$89/22 = \frac{0.02 \times h^2}{t}$$

$$4461 = \frac{h^2}{t}$$

بدین ترتیب با توجه به الزامات آیین نامه‌ای و حداکثر جابجایی المان TADAS، محدودیت هندسی زیر برای انتخاب ابعاد المان‌های تسلیمی مشخص می‌شود:

$$4461 < \frac{h^2}{t} \text{ میلی متر}$$

برای انتخاب ضخامت و ارتفاع المان‌های سازنده‌ی میراگر TADAS، باید علاوه بر کنترل محدودیت هندسی، وضعیت ورق‌های متعارف موجود در بازار نیز مدنظر قرار گیرد. اگر فرض کنیم که ورق‌های با ضخامت ۲/۵ سانتی متر (۲۵ میلی متر) در دسترس باشد، ارتفاع ورق‌ها به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$t = 25 \text{ mm}$$

$$h > 33/95 \text{ mm} \rightarrow h = 340 \text{ mm}$$

پس از تعیین ارتفاع و ضخامت ورق‌های تسلیمی، باید عرض آن‌ها مشخص شود. معمولاً عرض المان‌های TADAS، کمتر از ارتفاع آن‌ها انتخاب می‌شود. البته معمولاً به دلیل اتصال صفحات تسلیمی به تیر طبقه فوقانی، عرض صفحات کمتر از عرض تیر اختیار می‌شود. اعضای سازه‌ی نمونه فاقد میراگر، در شکل ۷-۹۳ گزارش شد. در سازه نمونه، عرض تمامی تیرها ۳۰ سانتی‌متر پیشنهاد شده است. بنابراین بهتر است عرض ورق‌های تسلیمی کمتر از دو مقدار عرض تیر (۳۰ سانتی‌متر) و ارتفاع ورق (۳۴ سانتی‌متر) در نظر گرفته شود. با انتخاب عرض ۲۵ سانتی‌متر، ضوابط اجرایی بالا تأمین خواهد شد. بنابراین، مشخصات المان‌های تسلیمی تمامی طبقات سازه نمونه، به صورت جدول ۷-۴ گزارش می‌شود.

جدول ۷-۴ ابعاد المان‌های تسلیمی میراگرهای TADAS

عرض	ارتفاع	ضخامت
۲۵۰ میلی‌متر	۳۴۰ میلی‌متر	۲۵ میلی‌متر

۷-۲-۲ محاسبه‌ی برش تسلیم و سختی هر المان

در گام قبل، مشخصات المان‌های تسلیمی صفحه‌ای تعیین شد. در این گام برش تسلیم و سختی هر المان محاسبه می‌شود. روابط لازم برای محاسبه‌ی این مقادیر، در بخش ۷-۲-۴-۵ بیان شد. بر مبنای این روابط، سختی و نیروی برشی صفحات مثلثی شکل میراگرهای سازه نمونه، به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$V_d = \frac{F_y b t^2}{4h} = \frac{3500 \times 25 \times 2/5^2}{4 \times 34} = 4021 \text{ کیلوگرم}$$

$$k_d = \frac{E b t^3}{6h^3} = \frac{2100000 \times 25 \times 2/5^3}{6 \times 34^3} = 3478 \text{ متر سانتی متر}$$

در حالتی که طراحی میراگرهای غیر مثلثی ADAS بجای میراگرهای تسلیمی TADAS مدنظر باشد، کافی است تا از بین روابط موجود در بخش ۷-۲-۴-۵، رابطه‌ی مربوط به هر مدل انتخاب‌شده و محاسبات این بخش با توجه به آن روابط تکرار شود.

۷-۲-۳ محاسبه‌ی تعداد ورق‌های لازم برای میراگرهای موجود در هر طبقه

در این گام، تعداد مستهلک‌کننده‌های هر طبقه برای مدل‌سازی اولیه سازه‌ی مجهز به میراگرهای تسلیمی تعیین می‌شود. برای تعیین تعداد مستهلک‌کننده‌ها، ابتدا مقدار برش موجود در هر طبقه از سازه محاسبه‌شده و سپس تعداد المان‌های تسلیمی لازم در هر طبقه

تعیین می شود. البته، سیستم استهلاکی باید درصدی از برش پایه وارده به سازه را در حالت الاستیک تحمل کند. بنابراین ابتدا مقدار برش حد تسلیم سازه پایه ی بدون میراگر (V_y) محاسبه شده و سپس تعداد ورق ها تعیین می شود. اگر تعداد ورق ها به نحوی تعیین شود که سیستم در برابر درصدی مشخص از برش پایه بدون میراگر (V_y) به تسلیم نرسند، مقاومت الاستیک مورد نیاز در سیستم استهلاکی ایجاد خواهد شد.

در طراحی اولیه المان های تسلیمی، فرض می شود میراگر قادر است V_y 0.25 را در حالت الاستیک تحمل کند. البته این فرض در انتهای محاسبات کنترل شده و تعداد ورق های اختصاصی بر اساس روش آنالیزی دقیقی مثل پوش-آور کنترل خواهد شد [۵۶]. برای محاسبه ی مقدار V_y ، از محاسبات بخش ۷-۵-۱ استفاده شده است. پیش از تعیین مقدار برش حد تسلیم سازه (V_y)، باید مقدار جرم لرزه ای آن محاسبه شود. این جرم بر اساس روش آیین نامه های لرزه ای تعیین می شود. مقدار جرم لرزه ای سازه نمونه در بخش ۲-۴ برابر ۲۵۲۲ تن گزارش شده است. بنابراین:

$$C_{s1} = 0.101$$

$$v_1 = C_{s1} \times \overline{W}_1$$

$$V_y = v \times \Omega_0 \times \frac{C_d}{R} = C_{s1} \times \overline{W}_1 \times \Omega_0 \times \frac{C_d}{R} = 0.101 \times 2/8 \times \frac{4/5}{5/5} \times \overline{W}_1 = 0.231 \overline{W}_1$$

$$V_y = 0.231 \times \overline{W}_t = 0.231 \times 2522 \text{ ton} = 582/582 \text{ تن}$$

$$F = 0.25 V_y = 0.25 \times 0.231 \times \overline{W}_t = 0.0577 \times 2522 \text{ ton} = 145/64 \text{ تن}$$

برای محاسبه سهم نیروی برشی هر طبقه، از روش توزیع مثلثی برش پایه در ارتفاع استفاده شده است. این روش با رابطه زیر شناخته می شود:

$$F_i = F \times \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i}$$

با توجه به وزن لرزه ای مشابه طبقات اول تا پنجم سازه، مخرج کسر بالا به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\begin{aligned} \sum W_i h_i &= 443/4 \times (4/57 + 8/22 + 11/87 + 15/52 + 19/17) + 304/5 \times (22/82) = \\ &= \frac{59}{35} \times \frac{443}{45} + \frac{22}{82} \times \frac{304}{47} = 26318 + 6948 = 33266 \text{ تن در متر} \end{aligned}$$

اکنون با استفاده از روش توزیع مثلثی برش پایه، نیروی لغزشی (حد پلاستیک) میراگرهای تسلیمی به طبقات سازه اختصاص می‌یابد. بدین ترتیب نیروی وارده به میراگرهای هر طبقه مشخص می‌شود. با دانستن نیروی وارده و مقاومت تسلیمی هر میراگر، تعداد ورق‌های لازم برای ساخت آن‌ها تعیین می‌شود. با توجه به وجود ۴ میراگر در هر طبقه از سازه نمونه، مقدار نیروی محاسبه شده بر ۴ تقسیم می‌شود. جدول ۷-۵ تعداد ورق‌های لازم را در هر طبقه از سازه نمونه نشان می‌دهد.

جدول ۷-۵ تعداد المان‌های تسلیمی در میراگرهای هر طبقه از سازه نمونه.

طبقه	$h(m)$	$w(ton)$	$\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$	$F(ton)$	$V(ton)$	$Vd(ton)$	n	n in frame	n
اول	۴/۵۷	۴۴۳/۴۵	۰/۰۶۰۹	۸/۸۶۹	۱۴۵/۵۶	۴/۰۲۱	۳۷	۱۹	۱۰
دوم	۸/۲۲	۴۴۳/۴۵	۰/۱۰۹۵	۵/۹۴	۱۳۶/۷۱	۴/۰۲۱	۳۴	۱۷	۹
سوم	۱۱/۸۷	۴۴۳/۴۵	۰/۱۵۸۲	۲۳/۰۴	۱۲۰/۷۷	۴/۰۲۱	۳۱	۱۶	۸
چهارم	۱۵/۵۲	۴۴۳/۴۵	۰/۲۰۶۸	۳۰/۱۱	۹۷/۷۳	۴/۰۲۱	۲۵	۱۳	۷
پنجم	۱۹/۱۷	۴۴۳/۴۵	۰/۲۵۵۵	۳۷/۲۱	۶۷/۶۲	۴/۰۲۱	۱۷	۹	۵
ششم	۲۲/۸۲	۳۰۴/۴۷	۰/۲۰۸۸	۳۰/۴۱	۳۰/۴۱	۴/۰۲۱	۸	۴	۲

پس از مشخص شدن تعداد ورق‌های بکار رفته در هر میراگر، باید مجدداً سختی و برش مقاوم هر طبقه محاسبه شود. سختی هر طبقه، با ضرب سختی ورق‌های تسلیمی در تعداد نهایی آن‌ها محاسبه می‌شود. نیرو و سختی میراگرهای موجود در طبقات سازه نمونه در جدول ۷-۶ گزارش شده است.

جدول ۷-۶ سختی و نیروی موجود در میراگرهای TADAS در طبقات مختلف سازه نمونه.

طبقه	طبقه ۱	طبقه ۲	طبقه ۳	طبقه ۴	طبقه ۵	طبقه ۶
$V_d(kg)$	۴۰۲۱۰	۳۶۱۸۹	۳۲۱۶۸	۲۸۱۴۷	۲۰۱۰۵	۸۰۴۲
$k_d(kg/cm)$	۳۴۷۸۰	۳۱۳۰۲	۲۷۸۲۴	۲۴۳۴۶	۱۷۳۹۰	۶۹۵۶

۷-۵-۳ طراحی مهاربندهای حاوی اعضای تسلیمی

یکی از گام‌های اثرگذار بر روند طراحی میراگرهای تسلیمی، طراحی مهاربندهای حاوی میراگر است. در این گام نوع و ابعاد مهاربندها برای مدل‌سازی اولیه تعیین می‌شود. معمولاً این مشخصات به نحوی تعیین می‌شود که مهاربندهای حاوی میراگر سختی نسبتاً زیادی داشته باشند. چراکه مهاربندها نباید قبل از میراگرها به تسلیم رسیده و یا کماتش کنند. با وجود سختی بالای مهاربند نسبت به میراگر و سری بودن نحوه اتصال آن‌ها (به دلیل حالت خاص

قرارگیری این اعضا)، مهاربند همانند یک جسم صلب با سختی زیاد عمل می کند. در نتیجه، با کمی تقریب می توان سختی مجموعه مهاربند-میراگر را برابر سختی میراگر تنها در نظر گرفت. بنابراین، تعیین مشخصات هندسی مهاربندها صرفاً به رفتار میراگر متصل به آن بستگی دارد.

۷-۳-۵-۱ محاسبه نیروی موجود در هر مهاربند

اگر برای اتصال هر میراگر تسلیمی به سازه از مهاربند شون استفاده شود، به ازای هر میراگر تسلیمی دو عضو مهاربندی مقاوم وجود خواهد داشت. در سازه نمونه، مهاربندهای شون میراگرهای تسلیمی را به قاب پیرامونی متصل کرده اند. لذا در هر طبقه از سازه، در مجموع ۸ عضو مقاوم مهاربندی وجود دارد. رابطه ی نیروی مقاوم این اعضا، با نوشتن معادلات تعادل استاتیکی تعیین می شود. نیروی مقاوم هر یک از المان های مهاربند شون به صورت زیر است:

$$\sum_{i=1}^4 p_i \cos \alpha_i$$

در رابطه ی بالا، زاویه ی α بیانگر راستای قرارگیری المان مقاوم نسبت به افق است. این مقدار برای طبقات سازه برابر است با:

$$\alpha_1 = \tan^{-1} \left(\frac{4/27}{2} \right) = 64/9 \text{ درجه}$$

$$\alpha_{7-6} = \tan^{-1} \left(\frac{3/65}{2} \right) = 61/27 \text{ درجه}$$

در جدول ۷-۵ نیروی برشی طبقات سازه نمونه مشخص شد. با توجه به مقادیر این جدول و روابط بالا، نیروی وارده به هر المان مقاوم (عضو مهاربندی) در جدول ۷-۷ گزارش شده است.

جدول ۷-۷ محاسبه ی میزان نیروی طراحی اعضای مهاربندی.

طبقه	α_i	$\cos \alpha_i$	V(ton)	$p_i \cos \alpha_i = v/8$	$p_i(\text{ton})$
۱	۶۴/۹	۰/۴۲۴۲	۱۴۵/۵۶	۱۸/۱۹	۴۲/۸۸
۲	۶۱/۲۷	۰/۴۸۰۶	۱۳۶/۷۱	۱۷/۰۸	۳۵/۵۳
۳	۶۱/۲۷	۰/۴۸۰۶	۱۲۰/۷۷	۱۵/۰۹	۳۱/۳۹
۴	۶۱/۲۷	۰/۴۸۰۶	۹۷/۷۳	۱۲/۲۱	۲۵/۴۰
۵	۶۱/۲۷	۰/۴۸۰۶	۶۷/۶۲	۸/۴۵	۱۷/۵۸
۶	۶۱/۲۷	۰/۴۸۰۶	۳۰/۴۱	۳/۸۰	۷/۹۰

۷-۵-۳ طراحی مهاربندها بر اساس مقاومت در برابر نیروی کمانشی

یکی از تفاوت‌های اساسی بین سیستم مهاربند معمولی و سیستم ترکیبی مهاربند-میراگر، ایجاد پدیده کمانش در مهاربندهاست. در طراحی مهاربندهای معمولی، معمولاً تنها مقاومت یکی از دو مهاربند متقابل در نظر گرفته شده و از مقاومت عضو تحت فشار چشم‌پوشی می‌شود. در این حالت، مقاومت کششی یکی از اعضای مهاربندی به عنوان مقاومت سیستم تلقی می‌شود. اما در سیستم ترکیبی مهاربند-میراگر، اجازه‌ی کمانش به اعضای مهاربندی داده نمی‌شود. بلکه این اعضا باید تا زمان تسلیم‌شدگی کامل میراگرها مقاومت فشاری و کششی توأمان نشان دهند. بنابراین در این حالت ضمن در نظرگیری مقاومت هر دو عضو متقابل، طراحی برای مقاومت در برابر نیروی فشاری انجام می‌شود.

بر اساس آیین‌نامه‌های طراحی اعضای فولادی، مقاومت اعضای فشاری در معرض کمانش، بر اساس رابطه اویلر تعیین می‌شوند. این اعضا پس از طراحی برای نیروی کمانشی، برای سایر حالات اعمال نیرو کنترل می‌شوند. رابطه‌ی اویلر به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$p_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{kl^2}$$

در این رابطه، k ضریب مهار جانبی المان تحت فشار است. این ضریب برای اعضای مهارشده برابر یک منظور می‌شود. طول المان مهاربند در طبقات مختلف سازه نمونه به صورت زیر است:

$$l_1 = \sqrt{2^2 + 4/57^2} = 5 \text{ m}$$

$$l_{2-6} = \sqrt{2^2 + 3/65^2} = 4/16 \text{ m}$$

با توجه به روابط بالا و نیروی برشی وارده به هر عضو، اعضای مهاربندی طراحی می‌شوند. مقاطع اختصاصی به مهاربندهای طبقات سازه نمونه در جدول ۷-۸ گزارش شده‌اند.

در روش‌های طراحی ایده‌آل سعی می‌شود تا حد امکان تنوع مقاطع اختصاصی به سازه کاهش یابد. بنابراین با نزدیک بودن مقدار ممان اینرسی موردنیاز، مقاطع یکسانی به مهاربندهای طبقات اختصاص می‌یابد.

جدول ۸-۷ تعیین مقاطع مهاربندهای حاوی میراگرهای تسلیمی سازه نمونه.

طبقه	$p_i(\text{ton})$	$\frac{\pi^2 E}{l^2}$	I_{min} cm ^۴	Try section	I(section) cm ^۴
۱	۴۲/۸۸	۹۹/۱۳	۴۳۲/۵۶	2UNP140×20	۴۵۶/۵
۲	۳۵/۵۳	۱۵۵/۴۱	۲۲۸/۶۲	2UNP100×20	۲۳۲
۳	۳۱/۳۹	۱۵۵/۴۱	۲۰۱/۹۸		
۴	۲۵/۴۰	۱۵۵/۴۱	۱۶۳/۴۳	2UNP80×20	۱۷۰/۵
۵	۱۷/۵۸	۱۵۵/۴۱	۱۱۳/۱۲	2UNP80×10	۱۲۲/۱
۶	۷/۹۰	۱۵۵/۴۱	۵۰/۸۳		

بر اساس این محاسبات، به سازه‌ی نمونه ۶ طبقه، ۴ مقطع دابل ناودانی متمایز اختصاص یافته است. البته، این اعضای پیشنهادی باید قابلیت تحمل سایر نیروهای وارده از سمت سازه را داشته باشند. در بخش‌های بعدی کنترل‌های لازم بر روی این اعضا صورت گرفته و در صورت کفایت، این مقاطع به‌عنوان مهاربندهای سازه معرفی خواهند شد.

۷-۵-۳-۳ کنترل عدم جاری شدن مهاربندها پیش از تسلیم میراگر

مهاربندهای حاوی میراگرهای تسلیمی، به‌صورت توأمان در کشش و فشار (یکی کشش و دیگری فشار) عمل می‌کنند. اما همان‌گونه که بیان شد، نباید هیچ‌یک از اعضای مهاربندی پیش از میراگرهای تسلیمی جاری شود. بنابراین، باید وضعیت تسلیم‌شدگی مهاربندهای کششی تا لحظه تسلیم میراگرهای صفحه‌ای کنترل شود. بنابراین:

$$p_i \leq \phi A_{bi} \sigma_{yi} = 0.9 \times 3500 \times A_{bi} = 3150 \times A_{bi} = 3/15 \times A_{bi} \text{ (تن)}$$

جدول ۹-۷ بررسی کفایت مقاطع مهاربندهای حاوی میراگر تحت نیروی کششی.

طبقه	طبقه ۱	طبقه ۲	طبقه ۳	طبقه ۴	طبقه ۵	طبقه ۶
$p_i(\text{ton})$	۴۲/۸۸	۳۵/۵۳	۳۱/۳۹	۲۵/۴۰	۱۷/۵۸	۷/۹۰
$\phi A_{bi} \sigma_{yi}$	۱۳۶/۸۳	۸۴/۷۶	۸۴/۷۶	۶۹/۴۲	۶۹/۴۲	۶۹/۴۲
بررسی کفایت	مناسب	مناسب	مناسب	مناسب	مناسب	مناسب

۷-۵-۴ مدل‌سازی سازه‌ی نمونه با میراگر تسلیمی TADAS در نرم‌افزار SAP

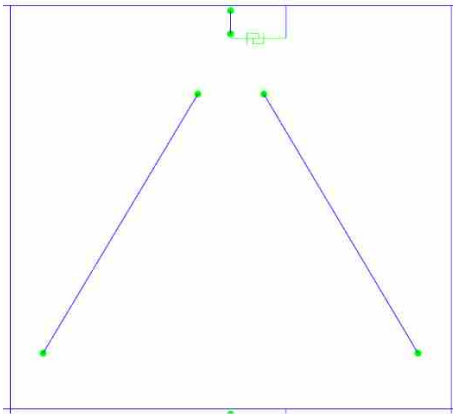
تا این مرحله، مقاطع مناسب برای قاب، مهاربند و میراگرهای تسلیمی پیشنهاد شدند. در این گام کافی است تا تمامی جزئیات محاسبه‌شده در نرم‌افزار مدل‌سازی شوند. پس از مدل‌سازی اجزای سازه، باید همگرایی نتایج آنالیز کنترل شود.

ابزار مدل‌سازی المان میراگر هیسترتیک صفحه‌ای در نرم‌افزار SAP، مشابه میراگر اصطکاکی پال است. برای مدل‌سازی این میراگر از المان لینک با خصوصیات پلاستیک ون (wen) استفاده می‌شود. همان‌طور که پیش‌ازین بیان شد، این المان یکی از بهترین ابزارهای مدل‌سازی رفتار هیسترتیک است. این المان در بخش ۶-۵-۱ به تفصیل تشریح شده است.

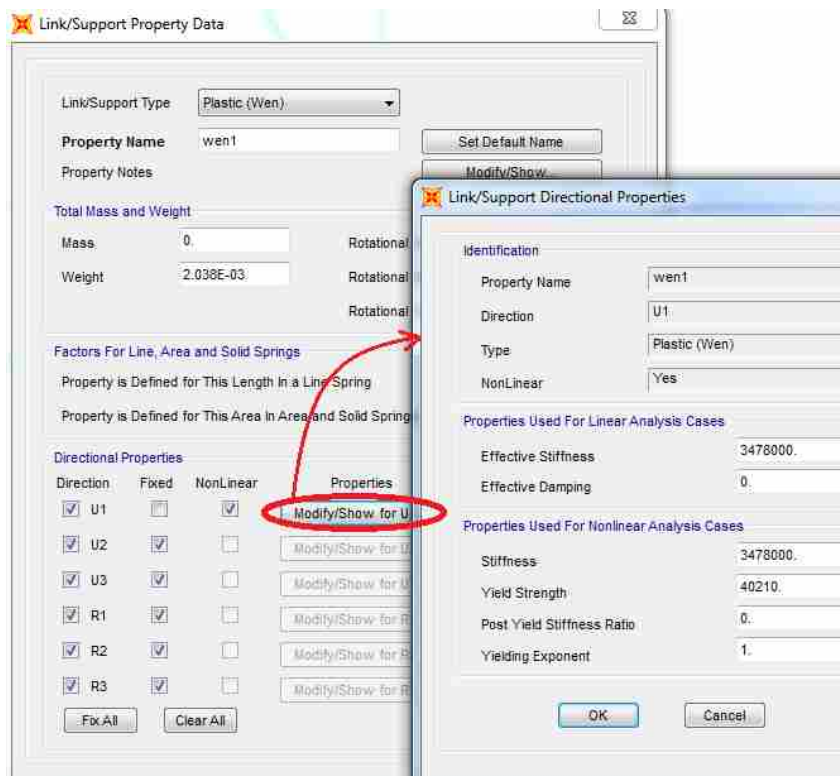
برای ترسیم المان‌های مهاربند و میراگر در قاب پایه، مشابه فصول قبل عمل می‌شود. برای این منظور ابتدا نقاط کمکی ترسیم می‌شوند. برای ترسیم اولین نقطه، حداقل به اندازه‌ی ارتفاع میراگر تسلیمی از میانه‌ی تیر فوقانی قاب به سمت پایین حرکت می‌کنیم. برای ترسیم نقطه‌ی دوم نیز به اندازه‌ی موردنیاز در جهت افقی نسبت به نقطه‌ی اول حرکت می‌کنیم. برای مثال در سازه‌ی نمونه فاصله‌ی قائم نقاط تا تیر فوقانی ۳۴ سانتی‌متر و فاصله‌ی افقی نقاط از یکدیگر ۵۰ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است.

اکنون باید در بین نقاط ترسیم‌شده، المان‌های موردنیاز ترسیم شوند. برای این منظور، اگر مهاربند موردنظر به‌صورت شورن هشتی باشد، بین نقطه‌ی اول و دو انتهای تحتانی دهانه‌ی قاب، المان‌های مهاربندی ترسیم می‌شوند. این کار با دستور Draw Frame/Cable انجام می‌شود. پس از انتخاب این گزینه، باید مقاطع طراحی‌شده با حالت مفصلی ترسیم شوند. پس از ترسیم اعضای مهاربندی سازه، المان میراگر ترسیم می‌شود. این المان بین نقطه‌ی اول و دوم ترسیم می‌شود. برای ترسیم این المان از دستور Draw 2 Joint Link استفاده می‌شود. پس از ترسیم المان‌های اصلی، باید نقاط اول و دوم به قاب سازه‌ای متصل شوند. مشخصات المان متصل‌کننده باید به نحوی باشد که در حین اعمال بار جانبی تسلیم نشود. این المان نقشی در مقاومت و استهلاک انرژی نداشته و تنها به‌عنوان متصل‌کننده میراگر در نرم‌افزار تعریف می‌شود. بنابراین پیشنهاد می‌شود برای اتصال این نقاط به قاب از عضو با سختی بالا استفاده شود. روش اتصال این دو المان به قاب تأثیر چشم‌گیری بر رفتار میراگر دارد. اگر هر دو المان به‌صورت گیردار مدل شوند، به دلیل جذب تمام نیروی جانبی توسط آن‌ها، میراگر به کار نخواهد افتاد. از طرف دیگر، در صورتی که هر دو عضو به‌صورت مفصلی مدل شوند، به دلیل ناپایداری سیستم استهلاکی بازهم میراگر به جریان تحمل نیرو وارد نمی‌شود. در نتیجه برای وجود آزادی عمل در سیستم مهاربند-میراگر مجبوریم تا اتصال نقطه‌ی یک به قاب فوقانی را به‌صورت مفصلی انجام دهیم. همچنین برای پایدار ماندن میراگر و استهلاک انرژی مجبوریم تا

مدل سازی اتصال المان دوم را به صورت کاملاً گیردار انجام دهیم. شکل ۹۴-۷ نحوه ی اختصاص مفاصل و ترسیم المان های دهانه ای از قاب سازی نمونه را نشان می دهد.



شکل ۹۴-۷ نحوه ی اختصاص مفاصل و ترسیم المان های سیستم مهاربند میراگر تسلیمی.



شکل ۹۵-۷ نحوه ی اختصاص مشخصات میراگرهای طبقه ی اول.

مشخصات میراگرهای سازه نمونه در جدول ۶-۷ بیان شد. در این قسمت باید این مشخصات به المان‌های لینک ترسیم شده در سازه اختصاص یابد. برای این منظور پس از انتخاب میراگرهای مورد نظر، با دستور Assign → Link/Support Properties مشخصات مربوط به میراگرهای آن طبقه به لینک‌های انتخابی اختصاص می‌یابد. شکل ۷-۹۵ نحوه‌ی اختصاص مشخصات میراگرهای طبقه‌ی اول را نشان می‌دهد (واحد نرم‌افزار بر روی $kg.m.c$ تنظیم شده است). پس از ترسیم و مدل‌سازی المان‌های موجود در تمامی طبقات، باید آنالیز سازه‌ی کامل صورت پذیرد. این آنالیز ممکن است مقاطع گزارش شده در گام‌های قبل را تغییر دهد.

۷-۵-۵ بررسی رخ داد همگرایی در میزان شکل‌پذیری

در این قسمت، با استفاده از روابط فصل سوم کتاب، وضعیت همگرایی شکل‌پذیری سازه کنترل می‌شود. برای کنترل شکل‌پذیری هر سازه‌ای، باید گام‌های متوالی زیر پیموده شود. در این بخش، روابط هر گام بیان شده است. سپس این روابط برای سازه‌ی نمونه تحلیل و بررسی شده‌اند.

۷-۵-۵-۱ آنالیز سازه حاوی میراگر و مهاربند و برداشت نتایج مودال سازه

در گام‌های پیش با بیان روش مدل‌سازی تمام اعضای سازه‌ای در نرم‌افزار، مدل‌سازی سازه کامل شد. در این بخش سازه‌ی کامل (سازه حاوی میراگر) تحت آنالیز مودال قرار گرفته و پاسخ‌های مودی آن برای کنترل کردن رفتار سازه برداشت می‌شود.

از آنجایی که تنها در جهت X سازه نمونه میراگر هیسترتیک قرار گرفته است، همگرایی شکل‌پذیری تنها در این جهت بررسی می‌شود. با انجام آنالیز مودال در سازه نمونه، پاسخ‌های مودال مورد نیاز برداشت می‌شوند. مقدار فرکانس و پریود مود اصلی سازه در جهات X و Y در شکل ۷-۹۶ گزارش شده است. جابجایی مودال طبقات نیز در جهت X و Y به صورت شکل ۷-۹۷ می‌باشد.

	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec
►	MODAL	Mode	1	1.290275	0.77502835...
	MODAL	Mode	2	1.046183	0.95585528...
	MODAL	Mode	3	0.984901	1.01533086...

شکل ۷-۹۶ پریود و فرکانس مودهای اصلی سازه‌ی نمونه.

	Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	StepNum Unitless	U1 m	U2 m
▶	110	MODAL	LinModal	Mode	1	1.519E-09	0.014848
	139	MODAL	LinModal	Mode	1	4.549E-09	0.037156
	158	MODAL	LinModal	Mode	1	9.199E-09	0.060488
	172	MODAL	LinModal	Mode	1	1.619E-08	0.084146
	173	MODAL	LinModal	Mode	1	1.371E-08	0.103234
	174	MODAL	LinModal	Mode	1	1.815E-09	0.114658
	110	MODAL	LinModal	Mode	2	2.304E-09	-0.001036
	139	MODAL	LinModal	Mode	2	5.664E-09	-0.001688
	158	MODAL	LinModal	Mode	2	9.234E-09	-0.0027
	172	MODAL	LinModal	Mode	2	1.303E-08	-0.003243
	173	MODAL	LinModal	Mode	2	1.58E-08	-0.004434
	174	MODAL	LinModal	Mode	2	1.813E-08	-0.005209
	110	MODAL	LinModal	Mode	3	-0.016331	4.851E-09
	139	MODAL	LinModal	Mode	3	-0.038885	1.131E-08
	158	MODAL	LinModal	Mode	3	-0.061485	1.622E-08
	172	MODAL	LinModal	Mode	3	-0.084115	1.911E-08
	173	MODAL	LinModal	Mode	3	-0.102703	1.873E-08
	174	MODAL	LinModal	Mode	3	-0.11479	1.517E-08

شکل ۹۷-۷ نتایج جابجایی مودال در سازه‌ی نمونه.

آنالیز مودال نرم افزار SAP به صورت سه بعدی انجام می شود. بنابراین مطابق شکل ۹۷-۷، نتایج آنالیز مودال در سه راستا گزارش خواهد شد. بر اساس شکل ۹۷-۷، نرم افزار تحلیل مودال گام اول را در جهت y انجام داده است. بنابراین، مقدار تغییر مکان جهت x در این حالت بسیار ناچیز است. در گام دوم، نرم افزار حالتی پیچشی را در نظر گرفته است. و نهایتاً، سومین گام، مود اصلی سازه در جهت x را نشان می دهد. اگر به شکل ۹۷-۷ دقت شود، جابجایی مودی مورد نظر با ترسیم خطوطی مشخص، مجزا شده است. این مسئله در مورد دوره‌ی تناوب و فرکانس سازه نیز صادق است. تحلیل مودال گام سوم حالت سه بعدی، پریود اصلی سازه در جهت x را نمایش می دهد.

برای محاسبه‌ی مودهای سازه، کافی است تا در هر راستا جابجایی‌های محاسبه شده بر جابجایی بام تقسیم شود. مود پایه‌ی سازه در جهت y ، به صورت زیر است:

$$\{\varphi_{1c}\}^T = [1/0; 0/90; 0/734; 0/523; 0/324; 0/129]$$

مود پایه این جهت تقریباً به شکل خطی تغییر کرده است. از آنجایی که در جهت y سازه هیچ گونه میراگری وجود ندارد، بروز این رفتار از سازه طبیعی است. البته نتایج مربوط به مودهای این راستا در محاسبات وارد نشده و صرفاً برای کنترل صحت رفتار بیان شده است.

۷-۵-۲ محاسبات مربوط به مود پایه‌ی سازه در جهت قرارگیری میراگر

همان‌طور که بیان شد، تنها در جهت X سازه‌ی نمونه از میراگرهای هیسترتیک استفاده شده است. شکل ۷-۹۷، جابجایی نقاط واقع در طبقات اول تا ششم سازه نمونه را نشان می‌دهد. با توجه به توضیحات بخش قبل، مود پایه‌ی سازه در جهت X برابر است با:

$$\{\varphi_{1c}\}^T = [1/0; 0/1894; 0/732; 0/535; 0/338; 0/142]$$

پریود اصلی سازه در جهت X، در شکل ۷-۹۶ نشان داده شده است. بنابراین:

$$T_{1c} = 0/984 s$$

اکنون با توجه به مشخصات مود پایه و روابط بیان شده در بخش ۳-۱-۶-۲ (ب) و (ج)، جرم مؤثر مودی و ضریب مشارکت مودی محاسبه می‌شوند.

$$\begin{aligned} \overline{w_1} &= \frac{(\sum_{i=1}^n w_i \varphi_{i1})^2}{\sum_{i=1}^n w_i \varphi_{i1}^2} \\ &= \frac{\left\{ 443/45 \times (0/142 + 0/338 + 0/535 + 0/732 + 0/1894) + 30.4 \times (1) \right\}^2}{443/45 \times (0/142^2 + 0/338^2 + 0/535^2 + 0/732^2 + 0/1894^2) + 30.4 \times (1)} \end{aligned}$$

$$\overline{w_1} = \frac{(443/45 \times 2/641 + 30.4/47)^2}{443/45 \times 1/755 + 30.4/47} = \frac{1948258/1896}{1082/96} = 1800 \text{ تن}$$

$$\Gamma_1 = \frac{\overline{w_1}}{\sum_{i=1}^n w_i \varphi_{i1}^2} = \frac{1800}{1395/8} = 1/289$$

۷-۵-۳ محاسبه ضریب اصلاح حلقه‌های هیسترتیک

در بخش ۳-۱-۸-۲ (ب)، فلسفه‌ی وجود ضرایب اصلاح حلقه‌های هیسترتیک بیان شده و روابطی برای محاسبه‌ی آن ارائه گردیده است. با توجه به این روابط داریم:

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0/6}{1} = 0/6$$

$$q_H = 0/67 \times \frac{T_S}{T_1} = 0/67 \times \frac{0/6}{0/984} = 0/4085$$

بر اساس ضوابط آیین‌نامه، مقدار q_H نباید بیشتر از ۱/۰۰ در نظر گرفته شود و لزومی به در نظرگیری مقادیر کمتر از ۰/۵ نیست. بنابراین این مقدار برابر ۰/۵ در نظر گرفته می‌شود.

۷-۵-۴ محاسبه‌ی شکل پذیری سازه بر مبنای شکل پذیری حداکثر

حداکثر مقدار تقاضای شکل پذیری مؤثر بر اساس روابط بیان شده در بخش ۳-۱-۴ تعیین می‌شود. این ضریب برای تعیین ضریب اختصاصی حلقه‌ی هیسترتیک، استهلاک هیسترتیک، و سایر پارامترها مرتبط کاربرد دارد.

$$\mu_{max} = \frac{1}{2} \left(\left(\frac{R}{\Omega_0 I} \right)^2 + 1 \right) \quad T_{1D} \leq T_S$$

$$\mu_{max} = \frac{R}{\Omega_0 I} \quad T_1 \geq T_S$$

با توجه به بزرگ‌تر بودن مقدار $T_1 = 0.984$ نسبت به $T_S = 0.6$ ، حداکثر مقدار تقاضای شکل پذیری مؤثر با استفاده از رابطه‌ی دوم محاسبه می‌شود. بنابراین:

$$\mu_{max} = \frac{R}{\Omega_0 I} = \frac{5/5}{2/8 \times 1/0.0} = 1/946$$

بدین ترتیب حداکثر میزان شکل پذیری مجاز سازه نمونه مشخص شد. اکنون مقدار شکل پذیری اولیه‌ای برای سازه فرض می‌شود. طبیعتاً این مقدار باید کوچک‌تر از حداکثر مقدار مجاز آن باشد. پس از فرض مقدار اولیه، با انجام محاسباتی ساده، پاسخی برای شکل پذیری سازه بدست می‌آید. اگر مقدار این شکل پذیری با شکل پذیری فرض شده اختلاف کمی داشته باشد، توقف روند محاسبات اعلام می‌شود.

به علت این که ممکن است فرآیند همگرایی شامل گام‌های طولانی شود، پیشنهاد می‌شود برای انجام مراحل ذیل، از برنامه‌نویسی‌های کامپیوتری و یا نرم‌افزارهای مثل EXCEL استفاده شود. برای محاسبه‌ی شکل پذیری سازه‌ی نمونه دو مرحله از مراحل همگرایی به صورت کامل تشریح می‌شود. سپس نتایج همگرایی کامل با نرم‌افزار EXCEL گزارش می‌شود. در محاسبات شکل پذیری سازه نمونه، مقدار شکل پذیری اولیه برابر $1/5$ فرض شده است.

$$\mu_D = 1/5 < 1/946 \quad ok$$

۷-۵-۵ محاسبه‌ی پریود مود اول با توجه به شکل پذیری طراحی (گام اول)

با توجه به رابطه‌ی بیان شده در بخش ۳-۱-۷ (ه)، مقدار پریود مؤثر مود اول برابر است با:

$$T_{1D} = T_1 \sqrt{\mu_D} = 0.984 \times \sqrt{1/5} = 1/20.5 \text{ ثانیه}$$

۷-۵-۵-۶ محاسبه‌ی میرایی مؤثر سازه (گام اول)

مطابق آنچه در بخش ۳-۱-۸-۲ (الف) بیان شد، مقدار میرایی ذاتی سازه β_I ، به نوع مصالح سازنده، آرایش هندسی مصالح و رفتار مؤلفه‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای بستگی دارد که رفتار این مؤلفه‌ها، تحت بارگذاری دینامیکی در جابجایی حدتسلیم و یا پیش از تسلیم‌شدگی بررسی می‌شود. همان‌گونه که در بخش‌های پیش بیان کردیم، در سازه نمونه با اسکلت بتنی، مقدار میرایی ذاتی برابر ۵ درصد در نظر گرفته شده است. بنابراین، مقدار میرایی هیسترتیک با استفاده از رابطه‌ی بخش ۳-۱-۸-۲ (ب) محاسبه می‌شود:

$$\beta_{HD} = q_H \left(0.64 - \beta_I \right) \left(1 - \frac{1}{\mu_D} \right) = 0.5 \times (0.64 - 0.5) \left(1 - \frac{1}{1.5} \right) = 0.0983$$

مقدار میرایی مؤثر نیز با استفاده از رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود:

$$\beta_{1D} = \beta_I + \beta_{HD} = 0.5 + 0.0983 = 0.5983 = 59.83\%$$

۷-۵-۵-۷ تعیین ضریب استهلاک با استفاده از میرایی مؤثر (گام اول)

پس از محاسبه‌ی مقدار میرایی مؤثر، مقدار ضریب استهلاک سازه با مراجعه به جدول ۲-۱۶ واقع در بخش ۳-۱-۸-۱ محاسبه می‌شود. در سازه‌ی نمونه ضریب استهلاک با استفاده از مقدار میرایی مؤثر گام پیش محاسبه شده است. البته به دلیل عدم وجود مقدار ۵۹.۸۳٪ در جدول، ضریب استهلاک با درون‌یابی خطی محاسبه شده است.

$$\left. \begin{array}{l} 10\% \rightarrow 1/2 \\ 20\% \rightarrow 1/5 \end{array} \right\} 59.83\% \rightarrow 1/3.45$$

۷-۵-۵-۸ محاسبه‌ی برش پایه‌ی سازه حاوی میراگر (گام اول)

ضریب پاسخ لرزه‌ای مود پایه C_{S1} با توجه به روابط بیان شده در بخش ۳-۱-۷-۲ محاسبه می‌شود. این روابط برای سازه حاوی میراگر به شرح زیر هستند:

$$\bullet \quad T_{1D} < T_s \quad \text{برای}$$

$$C_{S1} = \left(\frac{R}{C_d} \right) \frac{S_{DS}}{\Omega_0 B_{1D}}$$

$$\bullet \quad T_{1D} \geq T_s \quad \text{برای}$$

$$C_{S1} = \left(\frac{R}{C_d} \right) \frac{S_{D1}}{T_{1D} (\Omega_0 B_{1D})}$$

با توجه به مقادیر $T_{1D} = 1/20.5$ ، $T_1 = 0.984$ و $T_s = 0.6$ ، مقدار ضریب پاسخ لرزه‌ای مود پایه (برش پایه) با استفاده از رابطه‌ی دوم محاسبه می‌شود:

$$(T_{1D} \geq T_s) \quad C_{s1} = \left(\frac{R}{cd}\right) \frac{S_{D1}}{T_{1D} \Omega_0 B_{1D}} = \left(\frac{5/5}{4/5}\right) \frac{0.6}{1/20.5 \times 2/8 \times 1/345} = 0.1615$$

در نتیجه، مقدار برش پایه‌ی مود اول، برابر است با:

$$V_1 = C_{s1} \times \overline{w_1} = 0.1615 \times 1800 = 290.7 \text{ تن}$$

۹-۵-۵-۷ جابجایی مرکز سختی بام در زلزله سطح طراحی (گام اول)

برای محاسبه‌ی مقدار جابجایی بام در زلزله‌ی سطح طراحی از رابطه‌ی بخش ۳-۶-۱-۳ (ب) استفاده می‌شود. با توجه به میزان پریود مؤثر مود اول و محدوده‌ی قرارگیری آن مقدار D_{1D} با استفاده از روابط زیر تعیین می‌شود:

$$D_{1D} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \Gamma_1 \frac{S_{DS} T_{1D}}{B_{1D}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \Gamma_1 \frac{S_{DS} T_1}{B_{1E}} \quad , T_{1D} < T_s$$

$$D_{1D} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \Gamma_1 \frac{S_{D1} T_{1D}}{B_{1D}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \Gamma_1 \frac{S_{D1} T_1}{B_{1E}} \quad , T_{1D} \geq T_s$$

در سازه‌ی نمونه، مقدار $T_{1D} = 1/20.5$ بزرگ‌تر از $T_s = 0.6$ است. بنابراین جابجایی مرکز سختی بام با استفاده از رابطه‌ی دوم محاسبه می‌شود:

$$D_{1D} = \left(\frac{9/81}{4 \times 3/14}\right) \times 1/289 \times \frac{0.6 \times 1/20.5}{1/345} \geq \left(\frac{9/81}{4 \times 3/14}\right) \times 1/289 \times \frac{0.6 \times 0.984}{1/0.}$$

$$D_{1D} = (0.2487) \times 0.6928 \geq (0.2487) \times 0.761 \quad D_{1D} = 0.1723 \geq 0.1892$$

$$D_{1D} = 0.1892$$

۷-۵-۱۰ محاسبه‌ی مقدار جابجایی مرکز سختی بام سازه در نقطه‌ی تسلیم (گام اول)
مقدار جابجایی مرکز سختی بام سازه در نقطه‌ی تسلیم با استفاده از رابطه‌ی بخش ۳-۸-۱-۳ تعیین می‌شود. بنابراین، جابجایی مرکز سختی بام سازه نمونه در نقطه‌ی تسلیم برابر است با:

$$D_Y = \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \left(\frac{\Omega_0 C_d}{R} \right) \Gamma_1 C_{s1} T_1^2$$

$$D_Y = \left(\frac{9/81}{4 \times 3/14} \right) \left(\frac{2/8 \times 4/5}{5/5} \right) \times 1/289 \times 0/1615 \times 0/984^2 = 0/1148$$

۷-۵-۱۱ محاسبه‌ی شکل‌پذیری پاسخ و تعیین درصد اختلاف با مقدار فرضی اولیه
مقدار شکل‌پذیری سازه بر اساس رابطه بخش ۳-۸-۱-۳، به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$\mu_D = \frac{D_{1D}}{D_Y} \geq 1/00 \rightarrow \mu_D = \frac{D_{1D}}{D_Y} = \frac{0/1892}{0/1148} = 1/65$$

با توجه به اختلاف ۱۰ درصدی پاسخ، مراحل گام اول بر اساس مقدار جدید تکرار می‌شود.

۷-۵-۱۲ محاسبات تعیین شکل‌پذیری در گام دوم

با توجه به وجود اختلاف ۱۰ درصدی بین شکل‌پذیری فرض شده و پاسخ شکل‌پذیری در گام اول، مراحل ۷-۵-۵ تا ۷-۵-۱۰ با فرض مقدار جدید شکل‌پذیری تکرار می‌شوند. به عنوان فرض اولیه گام دوم، بهتر است از پاسخ شکل‌پذیری گام اول سازه استفاده شود. در این گام از توضیح مجدد روابط صرف نظر شده است. برای مشاهده توضیحات به گام اول مراجعه شود.

$$\mu_D = 1/65 < 1/946$$

$$T_{1D} = T_1 \sqrt{\mu_D} = 0/984 \times \sqrt{1/65} = 1/263 \text{ ثانیه}$$

$$\beta_{HD} = q_H (0/64 - \beta_I) \left(1 - \frac{1}{\mu_D} \right) = 0/5 \times (0/64 - 0/05) \left(1 - \frac{1}{1/65} \right) = 0/1162$$

$$\beta_{1D} = \beta_I + \beta_{HD} = 0/05 + 0/1162 = 0/1662 = 16/62\%$$

$$\left. \begin{array}{l} 10\% \rightarrow 1/2 \\ 20\% \rightarrow 1/5 \end{array} \right\} 16/62\% \rightarrow 1/399 \cong 1/4$$

$$(T_{1D} \geq T_s) \quad C_{s1} = \left(\frac{R}{cd} \right) \frac{S_{D1}}{T_{1D} \Omega_0 B_{1D}} = \left(\frac{5/5}{4/5} \right) \frac{0/6}{1/263 \times 2/8 \times 1/4} = 0/1481$$

$$V_1 = C_{s1} \times \overline{W_1} = 0.1481 \times 1800 = 266.6 \text{ تن}$$

$$D_{1D} = \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{S_{D1} T_{1D}}{B_{1D}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{S_{D1} T_1}{B_{1E}}, T_{1D} \geq T_s$$

$$D_{1D} = \left(\frac{9.81}{4 \times 3.14^2} \right) \times 1/289 \times \frac{0.6 \times 1/263}{1/4} \geq \left(\frac{9.81}{4 \times 3.14^2} \right) \times 1/289 \times \frac{0.6 \times 0.984}{1/0.0}$$

$$D_{1D} = (0.2487) \times 0.6977 \geq (0.2487) \times 0.761 D_{1D} = 0.1735 \geq 0.1892$$

$$D_{1D} = 0.1892$$

$$D_Y = \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \left(\frac{\Omega_0 C_d}{R} \right) \Gamma_1 C_{s1} T_1^2$$

$$D_Y = \left(\frac{9.81}{4 \times 3.14^2} \right) \left(\frac{2/8 \times 4/5}{5/5} \right) \times 1/289 \times 0.1481 \times 0.984^2 = 0.1053$$

$$\mu_D = \frac{D_{1D}}{D_Y} \geq 1/0.0 \rightarrow \mu_D = \frac{D_{1D}}{D_Y} = \frac{0.1892}{0.1053} = 1/79$$

باز هم اختلافی در حدود ۹٪ بین مقدار فرض شده و مقدار پاسخ مشاهده می شود. معمولاً برای رسیدن به همگرایی کافی، باید گام های متعددی پیموده شود. بر این اساس، نرم افزارهایی مثل EXCEL کمک شایان توجهی می کنند. معمولاً همگرایی مطلوب با تکرار محاسبات تا کمتر از بیست مرحله ایجاد می شود. انتخاب فرض اولیه در گام اول و نزدیکی آن به پاسخ شکل پذیری نقش مهمی در تعداد گام های لازم ایفا می کند. نتایج مربوط به محاسبات همگرایی شکل پذیری سازه ی نمونه با استفاده از نرم افزار EXCEL در شکل ۷-۹۸ مشاهده می شود. همان گونه که این تصویر نشان می دهد، با شانزده مرتبه تکرار محاسبات مقدار شکل پذیری به ۲/۴۸ رسیده است. همان گونه که ستون آخر نشان می دهد، در صد اختلاف همگرایی در این گام، به کمتر از ۰/۲۵ درصد کاهش یافته است. این عدد نشانگر دقت بسیار بالای محاسبات است.

اگر پس از پایان مراحل همگرایی، مقدار پاسخ شکل پذیری سازه بزرگ تر از حداکثر شکل پذیری مجاز مطابق بخش ۷-۵-۴ شود، بیانگر آن است که در سیستم فعلی امکان قرار گیری میراگر هیسترتیک صفحه ای وجود نداشته و باید شکل پذیری سیستم پایه افزایش یابد.

mo(d)	T1(d)	beta(HD)	beta(1D)	B(1D)	D(1D)		D1d	C(s1)	D(y)	moo(D)	converg perc.
1.5	1.205149	0.098333	0.148333	1.345	0.172359	0.1892	0.1892	0.161574	0.114849	1.647382	9.82545345
1.647382	1.262968	0.115928	0.165928	1.397784	0.173807	0.1892	0.1892	0.148355	0.105453	1.79417	8.91037592
1.79417	1.318035	0.130579	0.180579	1.441736	0.175856	0.1892	0.1892	0.137823	0.097966	1.931273	7.64161868
1.931273	1.367467	0.142251	0.192251	1.476753	0.178125	0.1892	0.1892	0.129691	0.092186	2.052372	6.27041407
2.052372	1.409688	0.151264	0.201264	1.503792	0.180323	0.1892	0.1892	0.123545	0.087817	2.154478	4.97501946
2.154478	1.444329	0.158076	0.208076	1.524228	0.182277	0.1892	0.1892	0.118965	0.084562	2.237419	3.84967688
2.237419	1.471867	0.163152	0.213152	1.539455	0.183915	0.1892	0.1892	0.115585	0.082159	2.302857	2.9247209
2.302857	1.493236	0.166898	0.216898	1.550695	0.185232	0.1892	0.1892	0.113105	0.080396	2.353348	2.19254083
2.353348	1.509518	0.169647	0.219647	1.558894	0.186262	0.1892	0.1892	0.111293	0.079108	2.391657	1.62783831
2.391657	1.521754	0.171655	0.221655	1.564964	0.187049	0.1892	0.1892	0.109973	0.07817	2.42036	1.20015613
2.42036	1.530859	0.173117	0.223117	1.569352	0.187642	0.1892	0.1892	0.109013	0.077488	2.441668	0.88037812
2.441668	1.537583	0.174181	0.224181	1.572543	0.188084	0.1892	0.1892	0.108316	0.076993	2.457379	0.64344943
2.457379	1.542521	0.174953	0.224953	1.57486	0.18841	0.1892	0.1892	0.107811	0.076633	2.468906	0.46904331
2.468906	1.546135	0.175514	0.225514	1.576542	0.18865	0.1892	0.1892	0.107444	0.076373	2.477331	0.34125767
2.477331	1.548771	0.17592	0.22592	1.577761	0.188826	0.1892	0.1892	0.107178	0.076184	2.483473	0.24794325

شکل ۹۸-۷ / انجام روند همگرایی شکل‌پذیری در سازه‌ی نمونه برای دستیابی به دقت مورد نیاز.

در سازه نمونه، مقدار پاسخ شکل‌پذیری سازه پس از همگرایی ۲/۴۸ است. این مقدار بزرگ‌تر از حداکثر شکل‌پذیری مجاز سازه است (۲/۴۸ < ۱/۹۶۴). بنابراین امکان قرارگیری میراگر هیسترتیک صفحه‌ای در این سازه‌ی بتنی وجود ندارد و باید بر اساس رابطه بخش ۷-۵-۵-۴ شکل‌پذیری سازه افزایش یابد. این مسئله سبب تغییر مقاطع و تکرار محاسبات می‌شود.

در محاسبات سازه‌ی نمونه این کتاب فرض شده که پاسخ شکل‌پذیری سازه کمتر از حداکثر شکل‌پذیری مجاز بوده و بر مبنای آن محاسبات ادامه می‌یابد. قاعدتاً بدون اصلاح شکل‌پذیری سیستم تمام محاسبات آتی نادرست خواهد بود. خوانندگان عزیز، در صورتی که با این مشکل مواجه شدند، حتماً باید پس از افزایش شکل‌پذیری سیستم، تمام محاسبات را از اولین بخش دقیقاً مشابه روند بیان شده تکرار نمایند. در آخرین قسمت فصل، علت عدم پاسخ-گویی سیستم سازه‌ی نمونه برای نصب میراگر هیسترتیک مفصلاً تشریح شده است.

۷-۵-۵-۱۳ در نظرگیری پاسخ مودهای باقیمانده

با توجه به روابط بیان‌شده در بخش ۳-۱-۷-۲ (ز)، شکل مودهای باقیمانده، φ_{iR} ، ضریب مشارکت مودی، Γ_R ، نیروی ثقلی مؤثر، $\bar{W}_R$ ، و پریود مؤثر، T_R ، سازه‌ی نمونه با استفاده از روابط زیر تعیین می‌گردد:

$$\bar{W}_R = W - \bar{W}_1 = ۷۲۲ \text{ تن} - ۱۸۰۰ \text{ تن} = ۲۵۲۲$$

$$\Gamma_R = ۱ - \Gamma_1 = ۱ - ۱/۲۸۹ = -۰/۲۸۹$$

$$T_R = ۰/۴ \times T_1 = ۰/۴ \times ۰/۹۸۴ = ۰/۳۹۳۶$$

$$\varphi_{iR} = \frac{۱ - \Gamma_1 \varphi_{i1}}{۱ - \Gamma_1} = \frac{۱ - ۱/۲۸۹ \varphi_{i1}}{-۰/۲۸۹}$$

$$\Phi_{iR} = \begin{pmatrix} 1 \\ 0.5272 \\ -0.1953 \\ -1.074 \\ -1.952 \\ -2.826 \end{pmatrix}$$

۷-۵-۱۴ جابجایی بام و برش پایه طراحی ناشی از مودهای باقیمانده

مقدار جابجایی حالت طراحی بام برای مودهای باقیمانده، با توجه به رابطه‌ی معرفی شده در بخش ۳-۷-۱-۳ (ب)، محاسبه می‌شود:

$$D_{RD} = \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_R \frac{S_{D1} T_R}{B_R} \leq \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_R \frac{S_{DS} T_R}{B_R}$$

$$D_{RD} = \left(\frac{9/81}{4 \times 3/14} \right) \times |-289| \times \frac{16 \times 3936}{100} \leq \left(\frac{9/81}{4 \times 3/14} \right) \times |-289| \times \frac{1 \times 3936}{100}$$

$$D_{RD} = (0.2487) \times 0.068 \leq (0.2487) \times 0.0447$$

$$D_{RD} = 0.0169 \leq 0.0111$$

$$D_{RD} = 0.0111$$

با توجه به رابطه‌ی بخش ۳-۷-۱-۳ (ج)، مقدار ضریب برش پایه ناشی از مودهای باقیمانده برابر است با:

$$C_{SR} = \left(\frac{R}{Cd} \right) \frac{S_{DS}}{\Omega_0 B_R} = \left(\frac{5/5}{4/5} \right) \frac{100}{2/8 \times 100} = 0.4365$$

در آخر، برش پایه ناشی از مودهای باقیمانده به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$V_R = C_{SR} \times \overline{W_R} = 0.4365 \times 722 = 315/1 \text{ تن}$$

۷-۵-۱۵ محاسبه‌ی برش پایه‌ی لرزه‌ای

بر مبنای رابطه‌ی بیان‌شده در بخش ۳-۱-۷-۲ (الف)، مقدار برش پایه‌ی لرزه‌ای سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی سازه (V)، در هر راستا با ترکیب مؤلفه‌های مودال، V_1 و V_R ، به‌صورت زیر تعیین می‌شود:

$$V = \sqrt{V_1^2 + V_R^2} \geq V_{min}$$

مقدار برش پایه لرزه‌ای سازه‌ی نمونه با توجه به مقادیر محاسبه‌شده در گام‌های قبل به‌صورت زیر تعیین‌شده است. البته باید توجه داشت که مقدار برش پایه‌ی مود اول، باید پس از همگرایی محاسبه شود. مقدار برش پایه‌ی سازه‌ی نمونه بر اساس مقدار ضریب برش پایه گام شانزدهم تعیین‌شده است.

$$V_1 = C_{s1} \times \overline{W}_1 = 0.1071 \times 1800 = 192/8 \text{ تن}$$

$$V = \sqrt{V_1^2 + V_R^2} = \sqrt{315/1^2 + 192/8^2} = 369/39 \text{ تن}$$

مقدار برش پایه‌ی جدید سیستم کامل حاوی میراگر، باید بجای برش پایه‌ی سیستم بدون میراگر جایگزین شود. نیرویی که باید در جهت X به سازه‌ی حاوی میراگر اعمال شود، از ترکیب جذر مجموع مربعات نیروهای مود اول و مودهای باقیمانده تشکیل می‌شود.

۷-۵-۱۶ توزیع نیروی جانبی طراحی سازه

توزیع نیروی جانبی وارده به سازه با توجه به روابط بیان‌شده در بخش ۳-۱-۷-۲ (ط)، انجام می‌شود. مقدار برش پایه‌ی لرزه‌ای سازه‌ی نمونه در گام پیش محاسبه شد. این نیرو به‌صورت زیر در سازه توزیع می‌شود:

$$F_{i1} = w_i \phi_{i1} \frac{\Gamma_1}{W_1} V_1 = w_i \phi_{i1} \times \frac{1/289}{1800} \times 192/8 = 0.138 w_i \phi_{i1}$$

$$F_{iR} = w_i \phi_{iR} \frac{\Gamma_R}{W_R} V_R = w_i \phi_{iR} \times \frac{-0.289}{722} \times 315/1 = 0.126 w_i \phi_{iR}$$

$$F_t = \sqrt{F_{i1}^2 + F_{iR}^2}$$

مقدار نیروی نهایی وارده به طبقات مختلف سازه نمونه، در جدول ۷-۱۰ نشان داده‌شده است. ستون‌های این جدول بر اساس روابط بالا تکمیل‌شده است.

جدول ۷-۱۰ توزیع نیروی طراحی سازه‌ی دارای میراگر هیسترتیک (برحسب تن).

طبقه	جرم لرزه‌ای (تن)	مود پایه	مودهای باقیمانده	نیروی مود اول	نیروی مودهای باقیمانده	نیروی نهایی وارد به هر طبقه
۱	۴۴۳/۴۵	۰/۱۴۲	-۲/۸۲۶	۸/۶۸	-۱۵۸/۰۲	۱۵۸/۲۶
۲	۴۴۳/۴۵	۰/۳۳۸	-۱/۹۵۲	۲۰/۶۸	-۱۰۹/۱۵	۱۱۱/۰۹
۳	۴۴۳/۴۵	۰/۵۳۵	-۱/۰۷۴	۳۲/۷۳	-۹۷/۲۹	۱۰۲/۶۵
۴	۴۴۳/۴۵	۰/۷۳۲	-۰/۱۹۵	۴۴/۷۹	۱۰/۹۰	۴۶/۱۰
۵	۴۴۳/۴۵	۰/۸۹۴	۰/۵۲۷۲	۵۴/۷۰	۲۹/۴۸	۶۲/۱۴
۶	۳۰۴/۴۷	۱	۱	۴۲/۰۱	۳۸/۳۹	۵۶/۹۱

بنابراین لازم است تا مقاطع مدل شده‌ی سازه، با نیروی جانبی بالا طراحی شوند. لذا، در راستای X سازه نمونه نیروی جانبی جدیدی به صورت شکل ۷-۹۹ اعمال می شود. بدیهی است در صورتی که در هر دو راستای اصلی سازه‌ی مورد نظر میراگر وجود داشته باشد، باید برای هر دو راستا، تمامی محاسبات انجام شده و نیروی جانبی اعمال شده اصلاح شود.

User Seismic Loads on Diaphragms

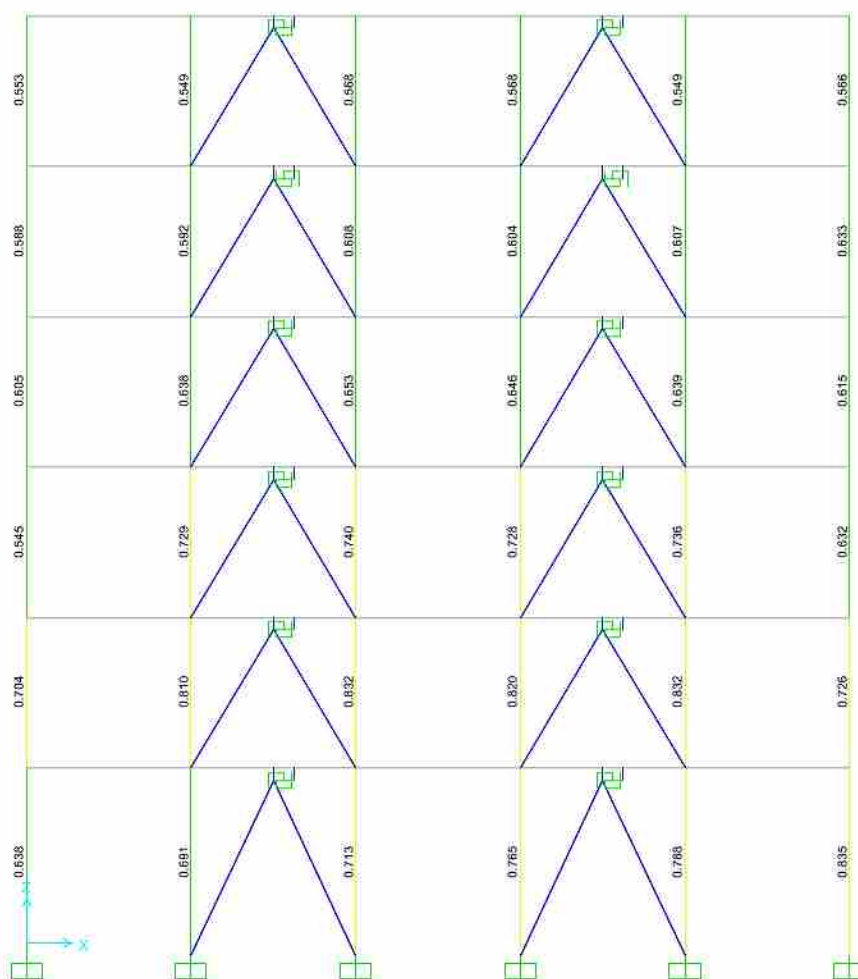
Diaphragm	Diaphragm Z	FX	FY	MZ
DIAPH6_22/52	22.52	56.91	0.	0.
DIAPH5_18/87	18.87	62.14	0.	0.
DIAPH4_15/22	15.22	46.1	0.	0.
DIAPH3_11/57	11.57	102.65	0.	0.
DIAPH2_7/92	7.92	111.09	0.	0.
DIAPH1_4/27	4.27	158.26	0.	0.

شکل ۷-۹۹ تعریف نیروی زلزله جهت X برای سازه‌ی نمونه حاوی میراگر هیسترتیک.

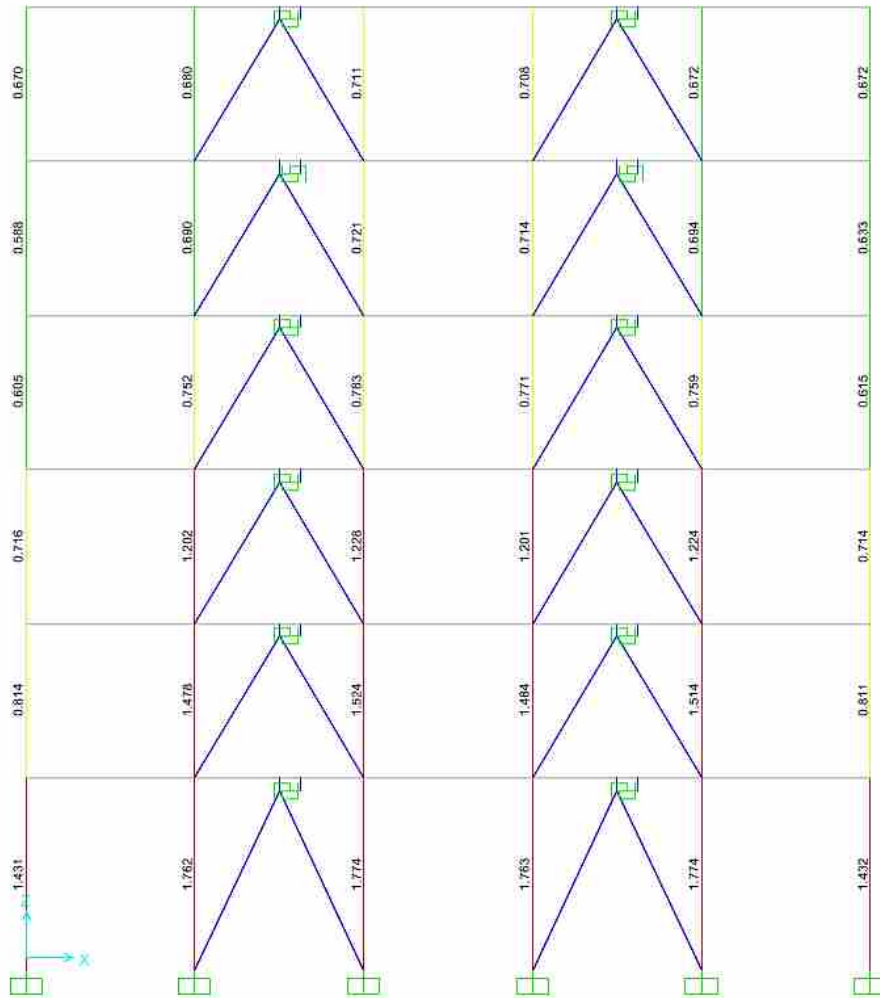
نیروی جانبی اصلاح شده باید به صورت غیرخطی تعریف شده و به سازه اعمال شود. چراکه در صورت خطی بودن نیرو، میراگرهای هیسترتیک بکار نخواهند افتاد. نحوه‌ی غیرخطی کردن نیرو در نرم افزار SAP در شکل ۶-۷۶ (فصل قبل) توضیح داده شده است. خطی بودن نیرو، برش پایه سازه را به طرز چشم گیری افزایش داده و احتمال عدم کفایت مقاطع افزایش می یابد.

شکل ۷-۱۰۰ نسبت تنش مقاطع قاب شماره یک سازه را پیش از افزایش نیروی زلزله نشان می دهد. شکل ۷-۱۰۱ مقدار تنش موجود در مقاطع قاب شماره یک را پس از اعمال نیروی افزایش یافته خطی نشان می دهد. همان گونه که مشاهده می شود، در این حالت اکثر مقاطع کفایت لازم را ندارند. نهایتاً شکل ۷-۱۰۲، نسبت تنش سازه را در اثر اعمال نیروی جانبی غیرخطی اصلاح شده (نیروهای جدول ۷-۱۰) نشان می دهد. مقاطع نمایش داده شده در این شکل، به عنوان مقاطع نهایی سازه گزارش می شوند.

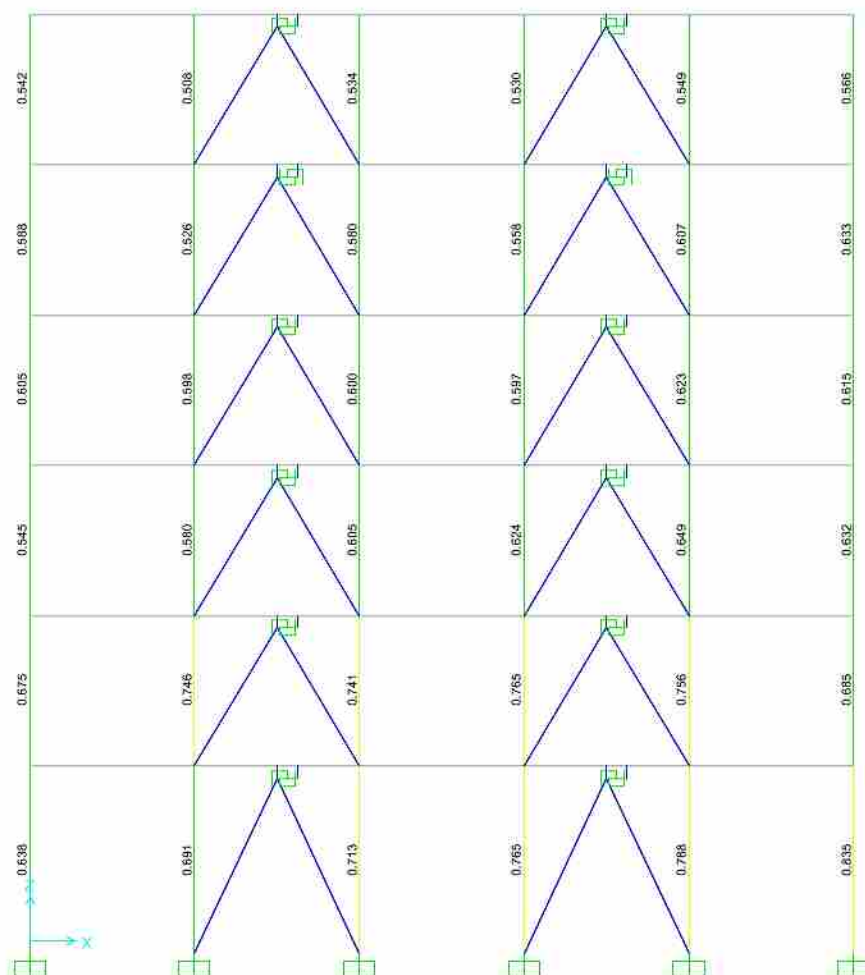
البته همان‌گونه که اشاره شد، به دلیل عدم شکل‌پذیری کافی قاب طراحی شده سازه‌ی نمونه، باید مجدداً مقاطعی برای این سازه اختصاص یافته و محاسبات تکرار شوند. برای کاهش حجم محاسبات، در اینجا تنها روند طراحی بیان شده و شکل‌پذیری سازه اولیه کافی فرض شده است.



شکل ۷-۱۰۰ نسبت تنش موجود در مقاطع قاب شماره یک سازه پیش از افزایش نیروی زلزله.



شکل ۷-۱۰ تنش موجود در مقاطع قاب شماره یک پس از اعمال نیروی افزایش یافته خطی.

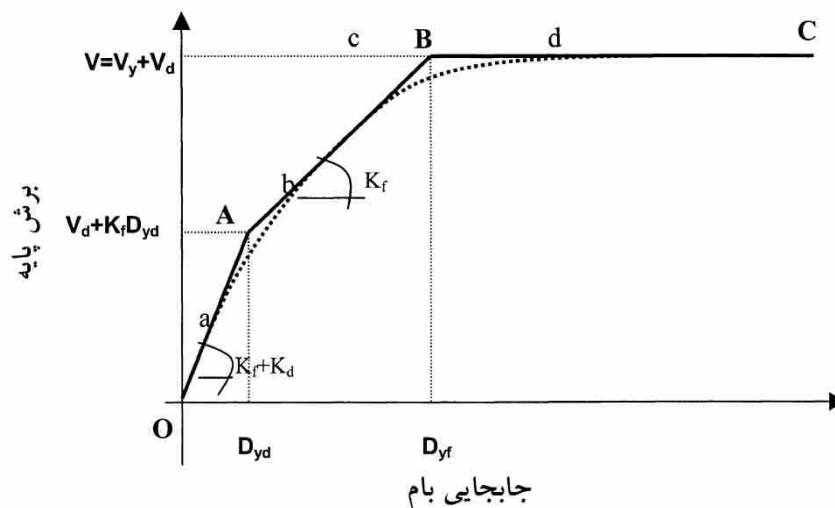


شکل ۱۰۲-۷ نسبت تنش سازه پس از اعمال نیروی جانبی غیرخطی مطابق جدول ۱۰۲-۷.

مطابق شکل ۱۰۲-۷، در سازه نمونه نسبت تنش گزارش شده در تمامی مقاطع کمتر از مقدار یک است. اگر سیستم سازه حاوی میراگر نتواند در برابر نیروی جانبی اصلاح‌شده مقاومت کند، باید به گام اول بازگشته و مجدداً پروسه طراحی با مقاطعی قوی‌تر تکرار شود.

۷-۵-۶ کنترل شکل پذیری سیستم پایه برای تسلیم المان های هیسترتیک

در گام های اولیه ی طراحی سازه ی حاوی میراگر تسلیمی، تعداد ورق های میراگر TADAS بر اساس درصدی از مقدار نیروی برشی حد تسلیم حدس زده شد. اما در این بخش باید با استفاده از تحلیل پوش آور تعداد ورق های فرض شده کنترل شود. برای ترسیم و استفاده از نمودارهای پوش آور، از روش منبع [۵۶] استفاده می شود. بر اساس نتایج این منبع علمی، محاسبات سیستم سازه های حاوی میراگر تسلیمی با استفاده از نمودار سه خطی پوش آور شکل ۷-۱۰۳ انجام می شود.



شکل ۷-۱۰۳ نمودار سه خطه پوش آور [۵۶].

بر اساس این نمودار، نیروی حد تسلیم میراگرهای سازه محاسبه می شود. در نمودار شکل ۷-۱۰۳، دو نقطه A و B مشخص شده است. این نقاط به ترتیب حد تسلیم المان میراگر و حد تسلیم قاب حاوی میراگر را نشان می دهند. گام های زیر روند محاسبه ی نیروی تسلیم میراگر را نشان می دهند.

أ) گام اول: تعیین طول و عرض نقطه ی A (مشخص روی نمودار)

برای تعیین مختصات نقطه ی A، باید طول و عرض این نقطه مشخص شود. همان گونه که از شکل پیداست، مختصات طول و عرض این نقطه به صورت $(D_{yd}, V_d + K_f D_{yd})$ بیان شده است. منبع [۵۶]، روابط زیر را برای محاسبه ی مختصات این نقطه بیان کرده است:

$$D_{yd} = \max_j \left(\frac{\Delta_{yj}}{\phi_{rj}} \right)$$

$$V_d + K_f D_{yd} = \left(\frac{4\pi^2}{gT_{1c}^2} \right) \times \left(\frac{D_{yd}}{F_1} \right) \times \bar{W}_1$$

در رابطه‌ی اول، مقدار Δ_{yj} جابجایی تسلیم هر یک از المان‌های میراگر تسلیمی را نشان می‌دهد. φ_{rj} نیز بیانگر مقدار دریافت مودال سازه است. در رابطه‌ی دوم، T_{1c} پریود پایه‌ی سیستم ترکیبی قاب-میراگر، F_1 ضریب مشارکت مود اصلی سیستم ترکیبی و $\bar{W}_1$ جرم مودال مود پایه سیستم ترکیبی است [۵۶].

در سازه‌ی نمونه، مقدار تمامی پارامترهای رابطه‌ی مذکور مشخص شده است. البته باید در نظر داشت که اگر در گام آخر، برای ایجاد مقاومت در برابر نیروی جانبی مجبور به تعویض مقاطع شویم، پارامترهای بیان شده در بخش ۷-۵-۲ تغییر خواهند کرد. مقدار رابطه بالا برای سازه‌ی نمونه برابر است با:

$$\{\varphi_{1c}\}^T = [1/0; 0/894; 0/732; 0/535; 0/338; 0/142]$$

$$\{\varphi_{r1c}\}^T = [0/106; 0/162; 0/197; 0/197; 0/196; 0/142]$$

$$F_1 = 1/289$$

$$\bar{W}_1 = 1800 \text{ تن}$$

$$T_{1c} = 0/984$$

همان‌گونه که بیان شد، مقدار Δ_{yj} بر اساس مشخصات المان‌های تسلیمی تعیین می‌شود. بنابراین مشخصات المان‌های تسلیمی پیشنهادی بر اساس جدول ۷-۴، به‌صورت زیر است:

$$h = 34 \text{ cm} \quad b = 25 \text{ cm} \quad t = 2/5 \text{ cm}$$

بنابراین:

$$\Delta_{yi} = \frac{3}{2} \left(\frac{F_y}{E} \times \frac{h^2}{t} \right) = \frac{3}{2} \times \left(\frac{3500}{2100000} \times \frac{34^2}{2/5} \right) = 1/156 \text{ سانتی متر}$$

مطابق رابطه‌ی اول، حداکثر مقدار D_{yd} در کمترین جابجایی نسبی مود پایه رخ می‌دهد. بنابراین:

$$D_{yd} = \max_j \left(\frac{\Delta_{yj}}{\varphi_{rj}} \right)$$

$$D_{yd} = \frac{\Delta_{yj}}{\varphi_{rj}} = \frac{1/156}{0/106} = 10/9 \text{ سانتی متر}$$

عرض نقطه‌ی A نیز، توسط رابطه‌ی دوم به‌صورت ذیل تعیین می‌شود:

$$V_d + K_f D_{yd} = \left(\frac{4\pi^2}{g T_{1c}^2} \right) \times \left(\frac{D_{yd}}{F_1} \right) \times \bar{W}_1$$

$$V_d + K_f D_{yd} = \left(\frac{4\pi^2}{9/81 \times 0/984^2} \right) \times \left(\frac{0/109}{1/289} \right) \times 1800 = 632 \text{ تن}$$

ب) گام دوم: تعیین طول و عرض نقطه‌ی B (مشخص روی نمودار)

نقطه A وضعیت میراگر را نشان می‌دهد. نقطه B نیز وضعیت سیستم تلفیقی قاب-میراگر را بیان می‌کند.

محاسبه‌ی عرض نقطه‌ی B با توجه به برش پایه‌ی کلی محاسبه‌شده در بخش ۷-۵-۱۵ انجام می‌شود. رابطه‌ی زیر مقدار برش وارده به سیستم ترکیبی را نشان می‌دهد.

$$V_y + V_d = 369/39 \times \Omega_0 \times \frac{C_D}{R} = 369/39 \times 2/8 \times \frac{4/5}{7} = 665 \text{ تن}$$

اما طول نقطه‌ی B، بیانگر جابجایی تسلیم قاب به‌تنهایی است. بنابراین با توجه به رابطه‌ی بیان‌شده در بخش ۳-۱-۸-۳، مقدار D_{yf} محاسبه می‌شود:

$$D_{yf} = \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \left(\frac{\Omega_0 C_d}{R} \right) F_1 C_{S1} T_1^2$$

$$D_{yf} = \frac{9/81}{4 \times \pi^2} \times \frac{2/8 \times 4/5}{5/5} \times 1/289 \times 0/107 \times 0/984^2 = 0/0760 \text{ متر}$$

$$D_{yf} = 7/6 \text{ سانتی متر}$$

همان‌گونه که نتایج روابط بالا نشان می‌دهد، به دلیل شکل‌پذیری پایین سیستم بتنی سازه نمونه، تسلیم‌شدگی قاب در جابجایی ۷/۶ سانتی‌متر رخ می‌دهد. این در صورتی است که المان‌های میراکننده تا جابجایی ۱۰/۹ سانتی‌متر تسلیم نمی‌شوند. بنابراین:

برای طراحی سازه‌ی حاوی میراگر تسلیمی، مطابق نمودار شکل ۷-۱۰۳ باید مقدار جابجایی لازم برای تسلیم میراگرهای هیسترتیک کمتر از جابجایی لازم برای تسلیم کل سیستم محاسبه شود. در حالتی که مشابه سازه‌ی نمونه پاسخ شکل‌پذیری فراتر از حداکثر شکل‌پذیری مجاز باشد، سیستم قاب قادر نیست تا شکل‌پذیری کافی المان‌های میراگر تسلیمی را تأمین کند.

بنابراین معمولاً ضعف شکل‌پذیری قاب، یکی از موانع عملکرد صحیح میراگرهای تسلیمی قلمداد می‌شود. البته علاوه بر این مسئله، طراحی نامناسب ابزار تسلیمی نیز، ممکن است سبب عدم تسلیم‌شدگی میراگرها پیش از قاب شود. انتخاب المان‌های تسلیمی لاغر می‌تواند حتی پس از اطمینان از شکل‌پذیری کافی قاب، سبب بروز مشکلات تسلیمی شود. در این حالت باید سعی شود تا از حداقل مقدار نسبت ارتفاع به ضخامت در المان‌های تسلیمی استفاده گردد. طبق محاسبات بخش ۷-۵-۲-۱، در سازه‌ی نمونه محدودیت سختی به‌صورت زیر است:

$$\frac{h^2}{t} < 4461 \text{ میلی متر}$$

در صورت استفاده از حداکثر سختی مجاز المان‌های تسلیمی، بازهم جابجایی تسلیمی المان میراگر برابر ۱۰/۵۲ سانتی‌متر شده و به ۷/۶ سانتی‌متر نخواهد رسید.

بنابراین برای طراحی سازه نمونه با میراگرهای تسلیمی، افزایش سطح شکل‌پذیری سازه پایه برای نصب میراگر الزامی است.

افزایش سطح شکل‌پذیری حین طراحی سازه‌های جدید امکان‌پذیر است. اما اگر هدف از به‌کارگیری ابزار تسلیمی، بهسازی سازه‌ای موجود باشد، در چنین حالتی اجازه استفاده از المان‌های تسلیمی صفحه‌ای وجود نخواهد داشت و باید نوع میراگر انتخابی تغییر کند.

فصل ۸

بررسی، کنترل و مقایسه سازه نمونه

حاوی انواع میراگر غیر فعال

در جهت ارزیابی عملکرد و رفتار میراگرها، در آخرین فصل کتاب سعی شده تا سازه‌ی نمونه طراحی شده حاوی انواع میراگر غیرفعال در فصول قبلی، در حالات مختلف با یکدیگر مورد مقایسه و بررسی قرار گیرند. سازه‌ی نمونه مورد بررسی، سازه‌ای بتنی ۶ طبقه بوده که در هر فصل از کتاب به میراگری خاص مجهز شده و برای آن طراحی شده بود. در این فصل از کتاب پاسخ‌های اساسی سازه در هر حالت کنترل شده و سپس با یکدیگر مقایسه می‌شوند. این مقایسه، تأثیر قرارگیری هر نوع میراگر بر رفتار سازه را مشخص می‌سازد. بنابراین برای طراحی سازه‌ای جدید به سادگی می‌توان با توجه به نیاز طراحی، نوع ابزار کنترلی را انتخاب کرد. بر این اساس، به مطالعه کنندگان محترم توصیه می‌شود پیش از تعیین نوع میراگر غیرفعال، با مطالعه‌ی این فصل اثرات و نتایج قرارگیری میراگر موردنظر را بر سازه خود بررسی کرده و با توجه به شرایط موجود، نوع میراگر را تعیین کنند.

معمولاً پس از طراحی سازه‌های ساختمانی، برخی از پاسخ‌های سازه طراحی شده جهت بهره‌برداری مناسب از آن مورد بررسی قرار می‌گیرند. این پاسخ‌ها که به پاسخ‌های اساسی سازه معروفاند، نتایج طراحی سازه را تحت تأثیر قرار داده و آن‌ها را نهایی می‌کنند. بنابراین امروزه در تمامی آیین‌نامه‌های ساختمانی سطح دنیا، کنترل پاسخ‌های اساسی سازه جزو جدایی‌ناپذیر بخش طراحی قلمداد می‌شود. در این فصل، برخی از این پاسخ‌ها مانند کنترل نسبت تنش موجود در اعضا و کنترل جابجایی نسبی طبقات سازه مورد بررسی قرار گرفته و سپس رفتار هر تیپ سازه تحت شتاب‌نگاشتی خاص بررسی می‌شود. در آخر نیز با بررسی رفتار سازه نمونه تحت زلزله‌ای واقعی، تأثیر هر میراگر در کاهش میزان آسیب‌های وارده به سازه مشخص می‌شود. افزون بر این، با تخصیص این شتاب‌نگاشت به سازه، مقدار انرژی جذب شده توسط میراگرهای آن در طول زلزله تعیین شده و توانایی و کارآمدی هر نوع میراگر در استهلاک انرژی مشخص می‌شود.

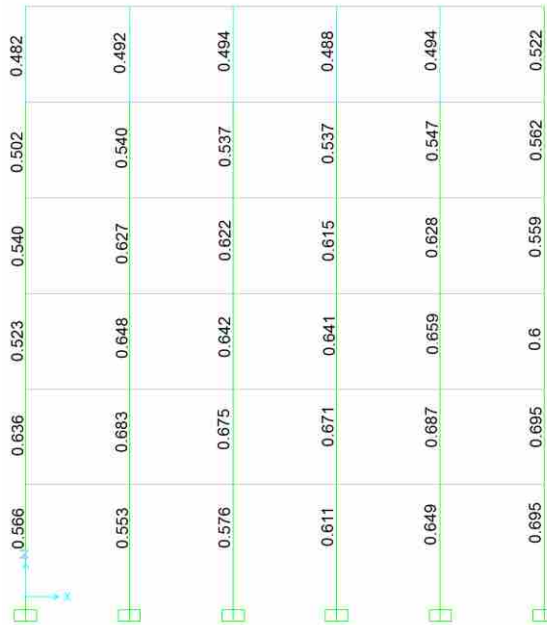
۸-۱ کنترل برخی از پاسخ‌های اساسی سازه

۸-۱-۱ کنترل نسبت تنش اعضای سازه‌ای

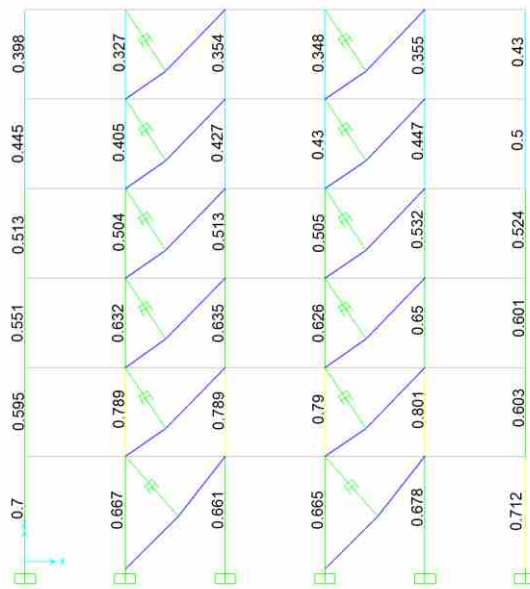
یکی از پاسخ‌های اساسی سازه که معمولاً این پاسخ مبنای بسیاری از روش‌های طراحی قرار می‌گیرد، بررسی میزان تنش موجود در اعضای سازه‌ای است. عموماً بررسی میزان تنش موجود در اعضای سازه‌ای، برای کنترل رفتار آن‌ها (مانند رفتار خطی و غیرخطی) بکار می‌رود. به علاوه، نرم‌افزارهای طراحی سازه نظیر Sap نیز، برای انتخاب و گزینش اعضا، نسبت تنش موجود در آن‌ها را کنترل می‌کنند. نسبت تنشی که در نرم‌افزارها و آیین‌نامه‌های مختلف در نظر گرفته شده و کنترل می‌شود، از تقسیم تنش موردنیاز بر تنش طراحی (تنش طراحی بر اساس روابط تجربی موجود در آیین‌نامه برای اعضای تحت نیروهای مختلف محاسبه می‌شود) حاصل می‌شود. معمولاً آیین‌نامه‌ها، حداکثر نسبت تنش مجاز برای طراحی اعضای مختلف را یک در نظر می‌گیرند. برای مثال بر اساس رابطه زیر که برگرفته از مبحث دهم مقررات ملی ساختمانی ایران (ویرایش ۹۲) است، حداکثر مقدار تجمعی نسبت تنش موجود در عضو تحت خمش و نیروی محوری فشاری، نباید از یک تجاوز کند:

$$\frac{P_u}{P_c} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \text{برای} \quad \frac{P_u}{P_c} < 0.2$$

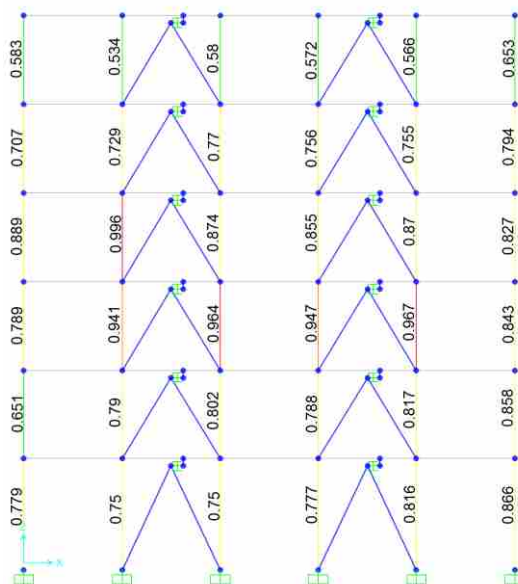
پیش‌ازاین در انتهای هر فصل، مقاطع طراحی‌شده‌ی قاب ۱ سازه نمونه نمایش داده شد. در این بخش نیز، میزان تنش موجود در این قاب به‌عنوان نمونه‌ای از کل سازه نمایش داده می‌شود. لازم به ذکر است که این تنش، تنش طراحی اعضا بوده و از آنجایی که نیروی بکار رفته برای طراحی هر مدل از سازه متفاوت است، نمی‌توان با این تنش رفتار سازه‌ها را مقایسه نمود. برای مقایسه تنش موجود و میزان آسیب وارده به اعضای سازه باید نیروی ورودی به سازه یکسان منظور شود. بر این اساس، در بخش‌های بعدی با تخصیص شتابنگاشت زلزله‌ای ثابت، رفتار تمامی سازه‌ها بررسی و مقایسه خواهد شد. تنش طراحی اعضای قاب شماره یک سازه نمونه به‌صورت زیر است:



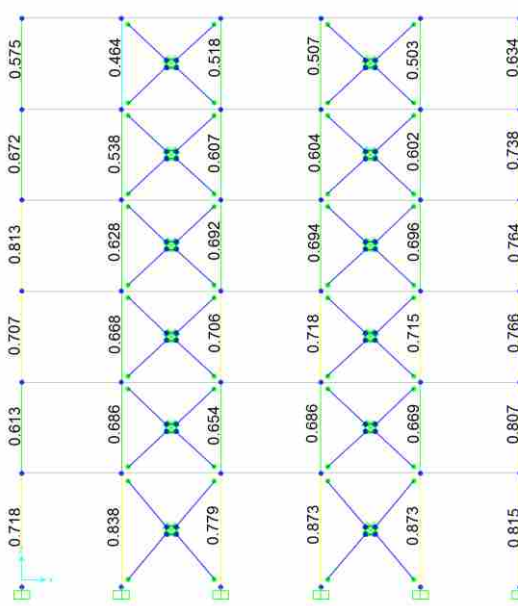
شکل ۸-۱ نسبت تنش ستون‌های قاب شماره یک سازه فاقد میراگر.



شکل ۸-۲ نسبت تنش ستون‌های قاب شماره یک سازه حاوی میراگر ویسکوز.



شکل ۳-۸ نسبت تنش ستون‌های قاب شماره یک سازه حاوی میراگر ویسکوالاستیک.



شکل ۴-۸ نسبت تنش ستون‌های قاب شماره یک سازه حاوی میراگر اصطکاکی پال.



شکل ۸-۵ نسبت تنش ستون‌های قاب شماره یک سازه حاوی میراگر هیسترتیک.

۸-۱-۲ کنترل جابجایی نسبی طبقات (دریفت) سازه

۸-۱-۲-۱ جابجایی نسبی درون طبقه‌ای چیست؟

جابجایی نسبی درون طبقه‌ای^۱ به‌عنوان یکی از مفیدترین کمیت‌های پاسخ مهندسی شناخته‌شده و بیانگر کیفیت عملکرد سازه‌ای به‌خصوص برای سازه‌های بلندمرتبه است. باین‌حال، اکثر محققین و مهندسين در طراحی‌های خود، اهمیت چندانی برای جابجایی نسبی درون طبقه‌ای قائل نشده و تنها ممکن است جابجایی نسبی طبقه‌ای مجاز را کنترل کنند. همچنین، نرم‌افزارهای معدودی آسیب‌های ناشی از جابجایی نسبی درون طبقه‌ای را در شیوه‌های آنالیزی خود در نظر می‌گیرند. بنابراین، ممکن است استفاده از جابجایی نسبی درون طبقه‌ای به‌عنوان استاندارد واحد برای قضاوت رفتار سازه‌ای امری غیرمنطقی تلقی شود. چنانکه در برخی از حالات این مسئله سبب بروز نتایج غیرقابل قبولی شده و نتایج نسبتاً محافظ کارانه‌ای پدید می‌آورد

تاکنون تحقیقات زیادی برای یافتن روشی مناسب جهت محاسبه‌ی حدود منطقی جابجایی نسبی طبقات صورت گرفته و برای سازه‌های مختلف محدوده‌های متفاوتی ارائه‌شده

1 Inter Story Drift

است. در این روش‌ها محاسبه‌ی محدوده‌ی مجاز جابجایی نسبی طبقات سازه بر اساس تغییرشکل‌های خمشی-برشی یا خمشی غالب (به‌عنوان مثال سازه‌های دارای دیوار برشی و یا قاب خمشی-دیوار برشی) صورت پذیرفته است [۵۷].

آیین‌نامه‌های امروزی، معمولاً جابجایی نسبی درون طبقه‌ای سازه‌های ساختمانی را به‌صورت فاصله‌ی انتقالی نسبی بین دو سقف پشت سر هم تعریف می‌کنند. این مسئله شامل سه قسمت ذیل می‌شود [۵۷]:

- جابجایی نسبی برشی درون طبقه‌ای القاشده توسط اعضای قائم؛
 - جابجایی خمشی نسبی درون طبقه‌ای که به‌وسیله‌ی اعضای قائم درون طبقات اصلی^۱ (Δu_b) القا می‌شود؛
 - جابجایی خمشی نسبی درون طبقه‌ای که توسط اعضای قائم درون طبقات مجزا شده^۲ ($\Delta u'_b$) القا می‌شود.
- بنابراین، جابجایی نسبی درون طبقه‌ای سازه‌ای i طبقه با کمک رابطه زیر تعیین می‌شود [۵۷]:
- $$\Delta u_i = (\Delta u_{si} + \Delta u_{bi}) + \Delta u'_{si}$$
- که در این رابطه، i تعداد طبقات سازه است. البته قابل توجه است که در این مطالعات چرخش-های ناشی از پیچش در نظر گرفته نشده است [۵۷].

بر اساس این تحقیقات، جابجایی نسبی درون طبقه‌ای به دو بخش جابجایی نسبی آسیب‌رسان و بدون آسیب تقسیم می‌شود. جابجایی نسبی درون طبقه‌ای آسیب‌رسان به جابجایی اطلاق می‌شود که می‌تواند به‌صورت مستقیم آسیب‌هایی به طبقات اصلی سازه وارد نماید. این پارامتر به‌وسیله‌ی تغییرشکل اعضای قائم طبقات اصلی القا می‌شود. بنابراین با توجه به روابط قبل خواهیم داشت [۵۷]:

$$\Delta \tilde{u}_i = \Delta u_{si} + \Delta u_{bi}$$

جابجایی نسبی درون طبقه‌ای بدون آسیب، به دلیل تغییرشکل‌های خمشی اعضای قائم درون طبقات مجزا شده و یا چرخش سقف طبقات مجزا شده ایجاد می‌شود. باید در نظر داشت که برای محاسبه جابجایی نسبی درون طبقه‌ای بدون آسیب، فرض می‌شود که طبقات اصلی هیچ جابجایی نسبی داخلی نداشته بلکه در این حالت تغییرشکل جسم صلب رخ می‌دهد. بنابراین جابجایی نسبی درون طبقه‌ای i امین طبقه برابر با $\Delta u'_b$ می‌شود. در نتیجه، رابطه‌ی بین جابجایی نسبی درون طبقه‌ای آسیب‌رسان و بدون آسیب به صورت زیر قابل بیان است [۵۷].

$$\Delta \tilde{u}_i = \Delta u_i - \Delta u'_b$$

1 Calculated
2 Inferior

برای سازه‌های با تغییرشکل برشی (مثل قاب‌های خمشی)، جابجایی ناشی از چرخش سقف‌ها بسیار کوچک‌تر از جابجایی انتقالی است. بنابراین معمولاً جابجایی نسبی درون طبقه‌ای آسیب-رسان ناچیز بوده و در آنالیزهای مهندسی نوین در نظر گرفته نمی‌شود. البته با افزایش ارتفاع، ممکن است تأثیرات چرخش سقف‌ها افزایش یافته و قابل چشم‌پوشی نباشد که این مسئله نیاز به تحقیقات بیشتری در مطالعات آتی دارد. البته، چرخش سقف‌های مجزا شده سازه، جابجایی جسم صلب زیادی برای سیستم‌های دیوارهای برشی و قاب-دیوار برشی القا می‌کند که این مسئله به دلیل خمش درون صفحه‌ای دیوار رخ می‌دهد [۵۷].

۸-۲-۱-۲ روش‌های محاسبه‌ی جابجایی نسبی درون طبقه‌ای آسیب‌رسان^۱

در این بخش ۴ روش متداول برای محاسبه‌ی جابجایی نسبی درون طبقه‌ای آسیب‌رسان معرفی شده است. در ذیل، این روش‌ها تشریح شده و مزایا و معایب آن‌ها به‌عنوان کاستی هر روش مقایسه شده است.

ا) روش سکانتی^۲

یکی از نخستین مقررات رسمی بیان‌شده برای محاسبه‌ی جابجایی نسبی درون طبقه‌ای آسیب‌رسان سازه‌های ساختمانی، مقررات الحاقی ایالتی گوانگدونگ^۳ بوده است. در این آیین-نامه، جابجایی نسبی درون طبقه‌ای آسیب‌رسان به‌صورت ذیل محاسبه می‌شود [۵۷]:

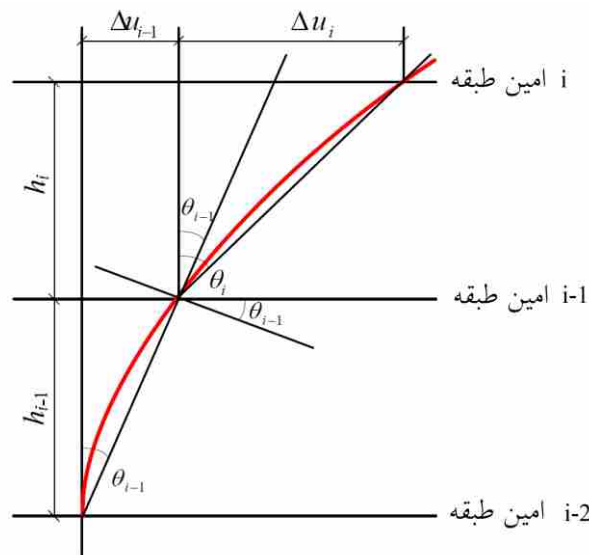
$$\Delta \tilde{u}_i = u_i - u_{i-1} - \theta_{i-1} h_i = \Delta u_i - \theta_{i-1} h_i$$

که در این رابطه، $\Delta \tilde{u}_i$ به جابجایی نسبی درون طبقه‌ای آسیب‌رسان i امین طبقه، u_i و u_{i-1} به ترتیب جابجایی افقی i امین و $i-1$ امین طبقه، θ_{i-1} به زاویه‌ی جابجایی افقی $i-1$ امین طبقه و h_i به ارتفاع i امین طبقه اشاره دارد. این شیوه اساساً نشان‌دهنده‌ی این ایده است که جابجایی نسبی درون طبقه‌ای بدون آسیب توسط چرخش طبقات مجزا (چرخش جسم صلب) القاشده و باید از تغییرشکل کلی کسر گردد. این پدیده در شکل ۸-۶ قابل‌مشاهده است. در این روش، فرض می‌شود که زاویه‌ی چرخش سقف‌های مجزا برابر با زاویه سکانتی تغییرشکلی افقی $i-1$ امین طبقه است. البته در واقعیت ممکن است برابر نباشند. به همین علت این روش به روش سکانتی معروف شده است. به عنوان ارزیابی نهایی باید اذعان داشت که، این روش با خطاهایی همراه بوده و مقادیر نسبتاً بزرگی برای جابجایی نسبی درون طبقه‌ای آسیب‌رسان در حالت تنوری ایجاد می‌کند. این معایب باید در مطالعات آتی مورد ارزیابی قرار گیرند [۵۷].

1 Harmful Inter-Story Drift

2 Secant Method

3 Guangdong



شکل ۸-۶ قواعد روش سکانتی [۵۷].

ب) روش سکانتی اصلاح شده^۱

بر مبنای قوانین روش سکانتی، دنگ^۲ در سال ۲۰۰۸ با استفاده از روش بازگشتی، حالت ساده‌ای برای محاسبه‌ی جابجایی نسبی درون طبقه‌ای آسیب‌رسان به صورت رابطه‌ی ذیل ارائه شد [۵۷]:

$$\Delta \tilde{u}_i = \Delta u_i - \Delta u_{i-1}$$

در حقیقت این رابطه به صورت مستقیم با برابر فرض نمودن مقدار h_i و h_{i-1} در رابطه‌ی مربوط به روش سکانتی حاصل می‌شود. با این فرض می‌توان معادله بالا را با استفاده از نتایج مطالعات ژو^۳ نیز به دست آورد. بر این مبنا، زاویه‌ی جابجایی نسبی درون طبقه‌ای آسیب‌رسان به صورت ذیل تعریف می‌شود [۵۷]:

$$\bar{\theta}_i = \theta_i - \theta_{i-1} = \frac{u_i - u_{i-1}}{h_i} - \frac{u_{i-1} - u_{i-2}}{h_{i-1}} = \frac{\Delta u_i}{h_i} - \frac{\Delta u_{i-1}}{h_{i-1}}$$

این روش، روش مرسوم و ساده‌ای برای محاسبه‌ی جابجایی آسیب‌رسان ایجاد می‌کند. از آنجایی که این روش در حقیقت معادل اولین روش تشریح شده (روش سکانتی) است، دارای قواعد و فرضیات یکسانی بوده و خطاهای مشابهی ایجاد می‌کند [۵۷].

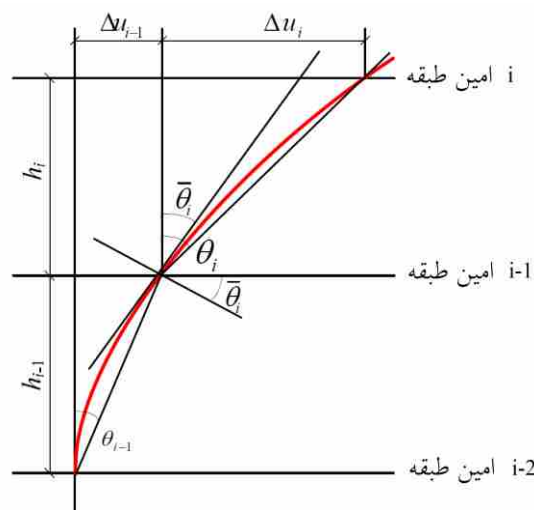
1 Improved Secant Method

2 Deng

3 Xu

ج) روش تانژانتی^۱

محققین برای کاهش میزان خطای موجود در روش‌های پیشین روش تانژانتی را پیشنهاد دادند. همان‌گونه که از نام آن پیداست، این روش با جایگزینی $\bar{\theta}_i$ بجای θ_{i-1} در رابطه‌ی روش سکانتی حاصل می‌شود [۵۷].



شکل ۷-۸ قواعد روش تانژانتی [۵۷].

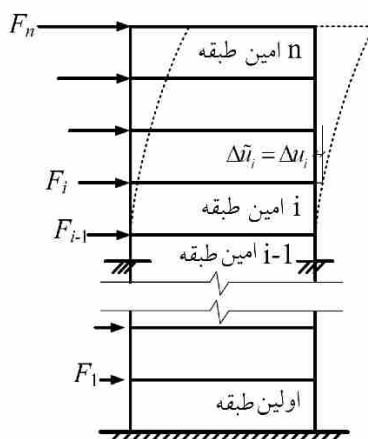
بر مبنای شکل ۷-۸، پارامتر $\bar{\theta}_i$ برابر با مقدار میانگین زاویه تانژانتی انتهای پایین کلیه‌ی اعضای قائم تمامی طبقات تعریف می‌شود. اگرچه زاویه‌ی تانژانتی نشان‌دهنده‌ی مقدار میانگین تغییرشکل اعضای سازه‌ای قائم است، اما مقایسه‌ی زوایا نشان می‌دهد که روش زاویه تانژانتی نسبت به روش زاویه سکانتی تطابق بیشتری با چرخش واقعی طبقات نشان می‌دهد. تجربیات مهندسین نشان می‌دهد که اغلب اوقات جابجایی نسبی درون طبقه‌ای توسط تغییرشکل اعضای بحرانی غالب می‌شود. باین‌وجود برای یافتن رابطه‌ی بین جابجایی نسبی درون طبقه‌ای کلی و تغییرشکل محلی اعضا به مطالعات بیشتری نیاز است [۵۷].

د) روش محدودسازی طبقات^۲

در این روش محاسبه‌ی $\Delta \tilde{u}_i$ با ثابت فرض نمودن طبقه‌ی i-1 ام صورت می‌پذیرد. ثابت کردن هر طبقه به معنای محدودسازی تمام درجات آزادی انتقالی و چرخشی بخش انتهایی پایین

1 Tangent Method
2 Fixing Floor Method

کلیه‌ی اعضای قائم، و اعمال نیروی استاتیکی مشابه در طبقات بالاتر از $i-1$ امین طبقه در حالت بدون محدودسازی است. نحوه استفاده از روش محدودسازی طبقات در شکل ۸-۸ قابل مشاهده است [۵۷].



شکل ۸-۸ قواعد روش محدودسازی طبقات [۵۷].

همان‌گونه که شکل ۸-۸ نشان می‌دهد، در این روش θ_{i-1} برابر صفر فرض می‌گردد. این مسئله بدان معناست که در این طبقه، امکان چرخش طبقات مجزا و ایجاد جابجایی نسبی آسیب‌رسان وجود ندارد. بنابراین کل تغییرشکل محاسبه‌شده به‌صورت آسیب‌رسان در نظر گرفته می‌شود. بر این اساس به‌سادگی می‌توان گفت [۵۷]:

$$\Delta \tilde{u}_i = \Delta u_i$$

این روش راهکاری مستقیم برای محاسبه‌ی جابجایی نسبی درون طبقه‌ای آسیب‌رسان قلمداد می‌شود. با این حال در این روش کاستی‌هایی نیز وجود دارد. در بخش زیر برخی از کاستی‌های این روش بیان شده است [۵۷]:

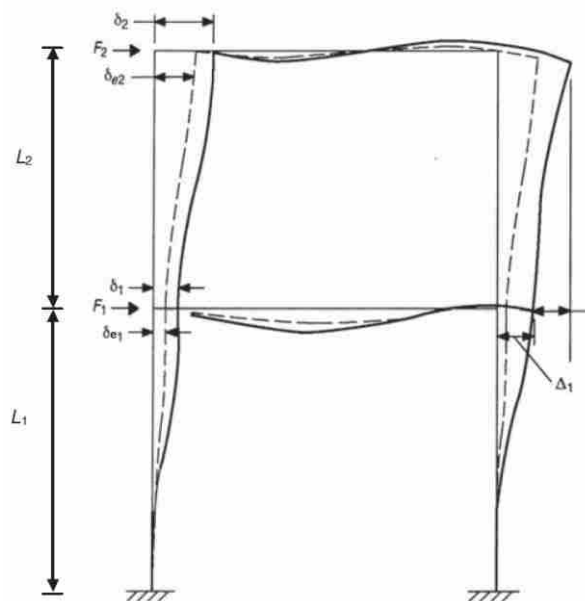
- استفاده از این روش مستلزم صرف زمان بسیار زیادی برای محاسبه‌ی جابجایی آسیب‌رسان در هر طبقه است، چراکه احتیاج به ساخت n مدل از سازه و ثابت نمودن طبقات مشابه در هر مدل است. این مسئله باعث می‌شود تا فرآیند محاسباتی مذکور در آنالیزهای عملی بسیار پیچیده به نظر رسد؛
- با ثابت فرض نمودن یک طبقه، شرایط مرزی تغییر کرده و متفاوت با مدل اصلی خواهد شد که این مسئله سبب بروز خطای محاسباتی می‌گردد؛

- این روش صرفاً برای حالت آنالیز استاتیکی مناسب است. چراکه در آنالیزهای دینامیکی، پیش‌بینی نیروی دینامیکی اعمال‌شده بر هر طبقه که بر اثر وقوع زلزله تصادفی ایجاد می‌شود، امری غیرممکن است.
- در این کتاب، جابجایی نسبی طبقات با استفاده از نتایج نرم‌افزار SAP محاسبه شده است. برای محاسبه‌ی جابجایی نسبی طبقات، جابجایی هر یک از طبقات در راستای مورد نظر بر اثر اعمال نیروی جانبی متناسب با آن راستا از نرم‌افزار برداشت شده است. سپس مطابق روش چهارم با ثابت فرض نمودن طبقه ۱-۱ ام، جابجایی نسبی طبقه i ام محاسبه شده است.

۸-۲-۳ جابجایی نسبی درون طبقه‌ای از دیدگاه آیین‌نامه ASCE7

(أ) نحوه تعیین جابجایی نسبی درون طبقه‌ای از دیدگاه ASCE7

بر اساس نگرش این آیین‌نامه جابجایی نسبی درون طبقه‌ای طراحی (Δ)، به‌صورت تفاوت بین تغییرشکل‌ها در مرکز جرم هر طبقه و در قسمت بالا و پایین آن در نظر گرفته می‌شود. شکل ۸-۹ این پدیده را به‌خوبی نشان می‌دهد [۳۱].



شکل ۸-۹ روش تعیین جابجایی نسبی درون طبقه‌ای [۳۱].

برای حالتی که مراکز جرم به‌صورت عمودی هم‌تراز نباشند، تغییرشکل بخش پایینی طبقات با استفاده از بالآمدگی عمودی مراکز جرم بخش بالایی طبقات قابل محاسبه است. در سازه‌های با

رده‌های لرزه‌ای C، D، E و یا F که دارای نامنظمی افقی باشند، جابجایی نسبی طراحی طبقات به صورت بیشترین تفاوت تغییرشکل قائم نقاط هم‌تراز در بالا و پایین طبقات در امتداد هر گوشه از سازه در نظر گرفته می‌شود. میزان تغییرشکلی که در تراز x (δx)، برای محاسبه جابجایی نسبی درون طبقه‌ای بکار می‌رود، با استفاده از معادله ذیل تعیین می‌شود [۳۱]:

$$\delta_x = \frac{C_d \times \delta_{xe}}{I_e}$$

که در این رابطه C_d ضریب بزرگنمایی جابجایی، I_e ضریب اهمیت و δ_{xe} تغییرشکل در مکان مورد انتظار بوده که با استفاده از تحلیل الاستیک تعیین می‌شود (این مقدار را می‌توان از نتایج نرم‌افزار برداشت کرد).

ب) محدودیت جابجایی نسبی درون طبقه‌ای

روش تعیین میزان جابجایی نسبی درون طبقه‌ای در بخش قبل بیان شد. میزان این جابجایی نباید از حداکثر مقدار مجاز جابجایی نسبی درون طبقه‌ای (Δa) تجاوز نماید. آیین‌نامه حداکثر مقدار جابجایی نسبی درون طبقه‌ای را به صورت جدول ۸-۱ تعیین کرده است [۳۱].

جدول ۸-۱ حداکثر مقدار مجاز جابجایی نسبی درون طبقه‌ای (Δa) [۳۱].

نوع سازه	رسته‌ی خطرپذیری		
	اول یا دوم	سوم	چهارم
سیستم‌های متعارف سازه‌ای، سازه‌های آجری با دیوار برشی و تعداد طبقات ۴ و یا کمتر با دیوارهای داخلی، سقف و دیوار خارجی که این اعضا برای مقاومت در برابر جابجایی نسبی طراحی شده‌اند	$0.025 h_{sx}$	$0.02 h_{sx}$	$0.015 h_{sx}$
سازه‌های آجری با دیوار برشی طره‌ای	$0.01 h_{sx}$	$0.01 h_{sx}$	$0.01 h_{sx}$
سایر سازه‌های آجری با دیوار برشی	$0.007 h_{sx}$	$0.007 h_{sx}$	$0.007 h_{sx}$
سایر سازه‌ها به جز موارد مذکور	$0.02 h_{sx}$	$0.015 h_{sx}$	$0.01 h_{sx}$

ج) تاثیر جابجایی نسبی درون طبقه‌ای بر دیوارها و قاب‌ها

محدودسازی جابجایی نسبی (تغییرشکل جانبی) یکی از نگرانی‌هایی است که برای بررسی قابلیت سرویس‌دهی سازه در درجه اول با بررسی اثرات باد کنترل می‌شود. بر اساس تصمیمات کمیته تخصصی ASCE در بخش کنترل جابجایی نسبی طبقات ساختمان‌های فلزی (۱۹۸۸) و تحقیقات گریفیس^۱ (۱۹۹۳)، میزان محدودیت جابجایی نسبی متداولی که در طراحی ساختمان‌ها اعمال می‌شود، در حدود $1/600$ تا $1/400$ ارتفاع ساختمان یا طبقات در نظر

1 Griffis

گرفته می‌شود. این محدودیت معمولاً برای حداقل نمودن آسیب به نازک‌کاری‌ها، دیوارهای غیرسازه‌ای و پارتیشن‌ها کافی است. البته ممکن است برای نازک‌کاری‌های شکننده محدودیت جابجایی نسبی کوچک‌تری مناسب باشد [۳۱].

وست و فیشر^۱ در سال ۲۰۰۳ دستورالعمل‌هایی با محدودیت جابجایی نسبی بالاتری ارائه کردند. این دستورالعمل‌ها به خوبی برای ساختمان‌های با ارتفاع کم که حاوی انواع متفاوت پوشش‌های نازک‌کاری باشند، قابل استفاده‌اند. به‌علاوه این دستورالعمل‌ها برای کنترل ساختمان‌های حاوی جرثقیل نیز مناسب هستند. برخی از شواهد حاکی از آن است که با افزایش میزان محدودیت جابجایی نسبی مطلق طبقه‌ای به بیش از حدود ۱۰ میلی‌متر ممکن است به پارتیشن‌های غیرسازه‌ای، نازک‌کاری‌ها و پوشش‌های شیشه‌ای آسیب برسد. مگر اینکه جزئیاتی خاص برای تطابق و هماهنگی این اعضا با حرکات سازه اتخاذ شده باشد. مؤلفه‌های بسیاری وجود دارند که قادرند تا تغییر شکل‌های نسبتاً بزرگ را پذیرا باشند [۳۱].

یکی از نکات مهمی که اصولاً باید برای کنترل میزان تغییر شکل سازه در نظر گرفته شود، آن است که برای دستیابی به نتایج دقیق، باید سازه به همراه تمام اعضای غیرسازه‌ای به‌صورت کامل در نظر گرفته شود. البته در صورتی که اطلاعات موجود تأثیر بخش‌های غیرسازه‌ای شامل دیوارها و پارتیشن‌ها بر رفتار سازه را اثبات کند، آیین‌نامه اجازه می‌دهد تا اثرات سختی این بخش‌ها نیز در آنالیز کنترل جابجایی نسبی در نظر گرفته شود [۳۱].

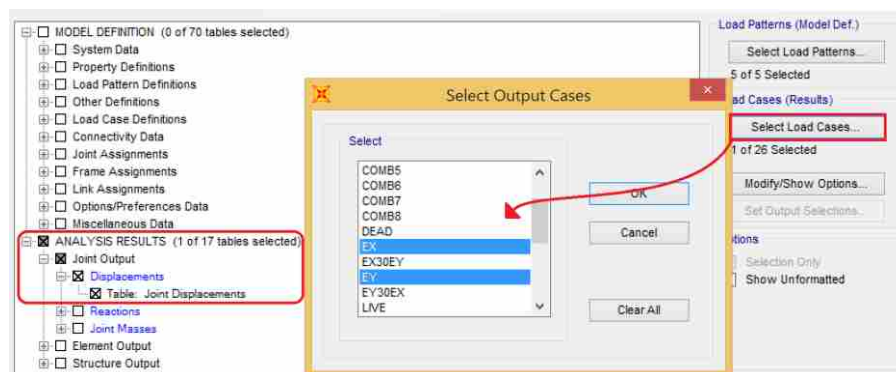
برای حالتی که بارگذاری به‌صورت سیکلی اتفاق افتد، این احتمال باید منظور شود که افزایش تغییر شکل‌های باقیمانده ممکن است سبب فروریزش ناگهانی سازه شود [۳۱].

۸-۲-۴ روش تعیین جابجایی نسبی با استفاده از نتایج نرم‌افزار SAP

برای تعیین و کنترل جابجایی نسبی سازه می‌توان از نتایج تحلیلی نرم‌افزارهایی مانند SAP استفاده کرد. برای این منظور کافی است تا سازه‌ی طراحی‌شده در گام‌های پیش را مجدداً آنالیز نموده و سپس از روی نتایج آنالیز جابجایی نسبی رخ داده را با حداکثر مقدار مجاز آن مقایسه کنیم. در همین راستا در بخش مشاهده نتایج آنالیز نرم‌افزار SAP، پس از انتخاب نقاط مرکز جرم هر طبقه، نیروی جانبی طراحی سازه را فعال نموده و سپس میزان جابجایی نقاط بررسی می‌شود. شکل ۸-۱۰ طریقه دستیابی به جابجایی نسبی هر طبقه را نشان می‌دهد.

بدین ترتیب، نرم‌افزار در جدولی جابجایی نقاط انتخابی را در راستای نیروهای برگزیده نشان می‌دهد. به‌عنوان مثال، شکل ۸-۱۱ جابجایی مراکز جرم سازه نمونه در حالت

بدون میراگر را در راستای X نشان می‌دهد. با استفاده از جابجایی این نقاط به‌سادگی می‌توان جابجایی نسبی طبقات سازه را محاسبه کرد. این مقدار در بخش‌های بعد محاسبه شده است.



شکل ۸-۱۰: طبقه دست‌یابی به جابجایی نسبی درون طبقه‌ای در نرم‌افزار SAP

Joint Text	OutputCase	CaseType	U1 cm	U2 cm	U3 cm	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
145	EX	LinStatic	6.75125	-0.107746	0.002595	8.27E-06	0.000581	-0.000597
148	EX	LinStatic	6.059447	-0.09557	0.00257	2.8E-05	0.001675	-0.000535
153	EX	LinStatic	4.925012	-0.076006	0.002663	3.7E-05	0.002355	-0.000435
156	EX	LinStatic	3.533211	-0.055967	0.002227	4E-05	0.002622	-0.000312
162	EX	LinStatic	2.179785	-0.034617	0.001681	4.7E-05	0.003131	-0.000192
165	EX	LinStatic	0.877761	-0.015103	0.000965	4.1E-05	0.002563	-7.6E-05

شکل ۸-۱۱: جابجایی مراکز جرم سازه نمونه در حالت بدون میراگر در راستای X

۸-۲-۱-۵ تعیین، کنترل و مقایسه جابجایی نسبی طبقات سازه نمونه حاوی انواع میراگر

أ) تعیین و کنترل جابجایی نسبی طبقات

در این بخش، جابجایی نسبی طبقات سازه نمونه در حالات مختلف تعیین شده و سپس کنترل می‌گردد. پس‌از آن با مقایسه جابجایی نسبی طبقات در حالات مختلف، تأثیر هر میراگر در کاهش این پاسخ اساسی مشخص می‌شود.

یکی از عوامل مؤثر بر میزان جابجایی نسبی طبقات سازه، ضریب رفتار و ضریب شکل‌پذیری سازه است. همان‌گونه که در رابطه‌ی بخش ۸-۲-۱-۳ بیان شد، برای تبدیل جابجایی نسبی بر گرفته از تحلیل‌های نرم‌افزار به مقدار واقعی، باید ضریب شکل‌پذیری در مقدار بدست آمده از تحلیل‌های استاتیکی ضرب گردد.

سیستم سازه‌ای سازه نمونه، سیستم قاب خمشی بتنی متوسطی بوده که در هر فصل به میراگری خاص مجهز شده است. آیین‌نامه ASCE7 ضرایب $R=5$ و $C_d=4/5$ را به این سیستم اختصاص داده است. همچنین همان‌گونه که در فصل سوم بیان شد (بخش ۳-۲-۲)،

سیستم سازه‌ای باید پس از افزوده شدن میراگرها در حالت خطی باقی بماند. بنابراین ضرایب R و Cd پس از قرارگیری میراگرها به عدد یک کاهش می‌یابند.

بر اساس مطالبی که تاکنون بیان شد، میزان جابجایی نسبی تحلیلی و واقعی سازه نمونه در حالات مختلف در جداول زیر گنجانده شده است. لازم به ذکر است، از آنجایی که میراگرهای سازه تنها در جهت X قرار گرفته‌اند، جابجایی نسبی سازه نمونه تنها در این راستا بررسی و کنترل شده است. حداکثر میزان جابجایی نسبی مجاز نیز، بر اساس جزئیات جدول ۱-۸ و جدول ۱۹-۲ تعیین شده است. بر اساس این جداول، برای سازه نمونه که سازه‌ای گیردار بوده و در منطقه‌ای با خطرپذیری ۳ قرار دارد، حداکثر مقدار جابجایی نسبی مجاز ۲ در صد است.

جدول ۸-۲ تعیین و کنترل جابجایی نسبی سازه نمونه در حالت بدون میراگر.

کنترل > ۲٪	مقدار جابجایی نسبی واقعی	جابجایی طبقه ارتفاع طبقه	جابجایی هر طبقه	ارتفاع طبقات	جابجایی (سانتی‌متر)	طبقه
قابل قبول	۰/۰۰۸۵ = ۰/۰۸۵٪	۰/۰۰۱۸	۰/۰۶۹۱	۳۶۵	۶/۷۵۱	۶
قابل قبول	۰/۰۱۳۹ = ۱/۳۹٪	۰/۰۰۳۱	۱/۱۳۴	۳۶۵	۶/۰۵۹	۵
قابل قبول	۰/۰۱۷۱ = ۱/۷۱٪	۰/۰۰۳۸	۱/۳۹۱	۳۶۵	۴/۹۲۵	۴
قابل قبول	۰/۰۱۶۶ = ۱/۶۶٪	۰/۰۰۳۷	۱/۳۵۳	۳۶۵	۳/۵۳۳	۳
قابل قبول	۰/۰۱۶۰ = ۱/۶٪	۰/۰۰۳۵	۱/۳۰۲	۳۶۵	۲/۱۷۹	۲
قابل قبول	۰/۰۰۸۶ = ۰/۸۶٪	۰/۰۰۱۹	۰/۸۷۷	۴۵۷	۰/۸۷۷	۱

جدول ۸-۳ تعیین و کنترل جابجایی نسبی سازه نمونه با وجود میراگر ویسکوز.

کنترل > ۲٪	مقدار جابجایی نسبی واقعی	جابجایی طبقه ارتفاع طبقه	جابجایی هر طبقه	ارتفاع طبقات	جابجایی (سانتی‌متر)	طبقه
قابل قبول	۰/۰۳۵٪	۰/۰۰۰۳۵	۰/۱۲۸	۳۶۵	۲/۹۳۹	۶
قابل قبول	۰/۰۷۵٪	۰/۰۰۰۷۵	۰/۲۷۶	۳۶۵	۲/۸۱۱	۵
قابل قبول	۰/۱۲۹٪	۰/۰۰۱۲۹	۰/۴۷۳	۳۶۵	۲/۵۳۵	۴
قابل قبول	۰/۱۷۰٪	۰/۰۰۱۷۰	۰/۶۲۰	۳۶۵	۲/۰۶۱	۳
قابل قبول	۰/۲۰۵٪	۰/۰۰۲۰۵	۰/۷۴۸	۳۶۵	۱/۴۴۰	۲
قابل قبول	۰/۱۵۱٪	۰/۰۰۱۵۱	۰/۶۹۲	۴۵۷	۰/۶۹۲	۱

جدول ۸-۴ تعیین و کنترل جابجایی نسبی سازه نمونه با وجود میراگر ویسکوالاستیک.

کنترل > ۲٪	مقدار جابجایی نسبی واقعی	جابجایی طبقه ارتفاع طبقه	جابجایی هر طبقه	ارتفاع طبقات	جابجایی (سانتی‌متر)	طبقه
قابل قبول	۰/۱۲۹٪	۰/۰۰۱۲۹	۰/۴۷۳	۳۶۵	۴/۴۳۸	۶
قابل قبول	۰/۱۷۶٪	۰/۰۰۱۷۶	۰/۶۴۵	۳۶۵	۳/۹۶۵	۵
قابل قبول	۰/۲۴۱٪	۰/۰۰۲۴۱	۰/۸۸۱	۳۶۵	۳/۳۱۹	۴
قابل قبول	۰/۲۴۲٪	۰/۰۰۲۴۲	۰/۸۸۶	۳۶۵	۲/۴۳۷	۳
قابل قبول	۰/۲۴۰٪	۰/۰۰۲۴۰	۰/۸۷۷	۳۶۵	۱/۵۵۱	۲
قابل قبول	۰/۱۴۷٪	۰/۰۰۱۴۷	۰/۶۷۴	۴۵۷	۰/۶۷۴	۱

جدول ۸-۵ تعیین و کنترل جابجایی نسبی سازه نمونه با وجود میراگر اصطکاکی پال.

کنترل > ۲٪	مقدار جابجایی نسبی واقعی	جابجایی طبقه ارتفاع طبقه	جابجایی هر طبقه	ارتفاع طبقات	جابجایی (سانتی‌متر)	طبقه
قابل قبول	۰/۰۷۱٪	۰/۰۰۰۷۱	۰/۲۶۲	۳۶۵	۲/۰۲۰۹	۶
قابل قبول	۰/۰۸٪	۰/۰۰۰۸	۰/۳۱۷	۳۶۵	۱/۷۵۸	۵
قابل قبول	۰/۱۰۱٪	۰/۰۰۱۰۱	۰/۳۷۰	۳۶۵	۱/۴۴۱	۴
قابل قبول	۰/۱۰٪	۰/۰۰۱۰۰	۰/۳۶۷	۳۶۵	۱/۰۷۰	۳
قابل قبول	۰/۰۹۷٪	۰/۰۰۰۹۷	۰/۳۵۷	۳۶۵	۰/۷۰۲	۲
قابل قبول	۰/۰۷۵٪	۰/۰۰۰۷۵	۰/۳۴۵	۴۵۷	۰/۳۴۵	۱

جدول ۸-۶ تعیین و کنترل جابجایی نسبی سازه نمونه با وجود میراگر تسلیمی.

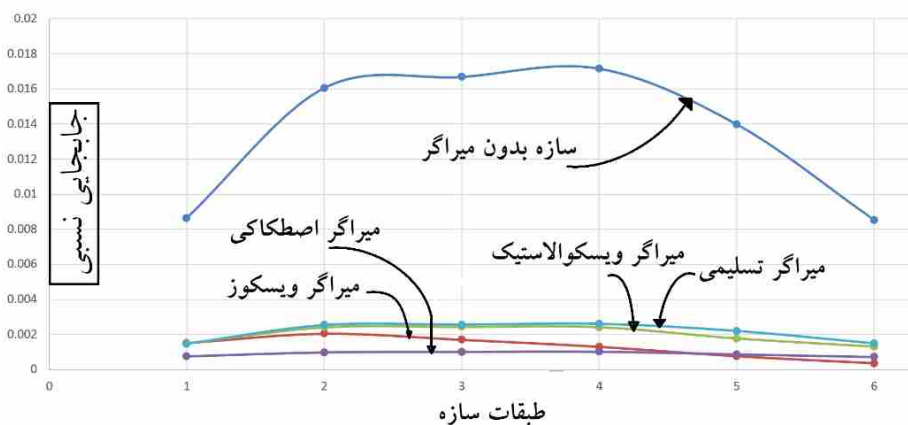
کنترل > ۲٪	مقدار جابجایی نسبی واقعی	جابجایی طبقه ارتفاع طبقه	جابجایی هر طبقه	ارتفاع طبقات	جابجایی (سانتی‌متر)	طبقه
قابل قبول	۰/۱۴۸٪	۰/۰۰۱۴۸	۰/۵۴۳	۳۶۵	۴/۸۶۲	۶
قابل قبول	۰/۲۱۹٪	۰/۰۰۲۱۹	۰/۸۰۲	۳۶۵	۴/۲۸۲	۵
قابل قبول	۰/۲۶۰٪	۰/۰۰۲۶۰	۰/۹۵۰	۳۶۵	۳/۴۸۰	۴
قابل قبول	۰/۲۵۵٪	۰/۰۰۲۵۵	۰/۹۳۳	۳۶۵	۲/۵۲۹	۳
قابل قبول	۰/۲۵۳٪	۰/۰۰۲۵۳	۰/۹۲۵	۳۶۵	۱/۵۹۵	۲
قابل قبول	۰/۱۴۶٪	۰/۰۰۱۴۶	۰/۶۷۰	۴۵۷	۰/۶۷۰	۱

نتایج تمامی جداول حاکی از آن است که جابجایی نسبی سازه نمونه هیچ‌گاه از حداکثر مقدار مجاز آن تجاوز ننموده است.

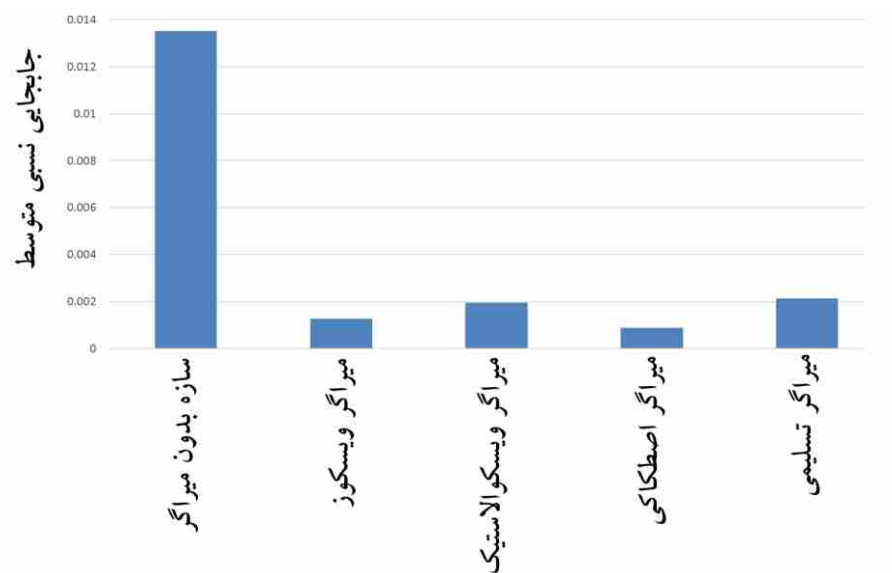
ب) مقایسه جابجایی نسبی سازه نمونه در حالات مختلف

پس از آن که در گام پیش میزان جابجایی نسبی طبقات سازه با استفاده از نرم افزار SAP برداشت و محاسبه شد، در این گام مقادیر جابجایی طبقات سازه نمونه در حالات مختلف مقایسه شده است. برای این منظور مطابق شکل ۸-۱۲ میزان جابجایی نسبی طبقات سازه در حالات مختلف ترسیم شده است. با دقت به جزئیات این شکل مشاهده می شود که با افزوده شدن سیستم استهلاکی، مقدار جابجایی نسبی طبقات سازه به شدت کاهش یافته است. این اختلاف (حدود ۱۰ برابر) در تصویر به وضوح دیده می شود. در بین سیستم های استهلاکی بکار رفته، سیستم اصطکاکی کمترین و سیستم تسلیمی بیشترین میزان جابجایی را به خود اختصاص داده اند.

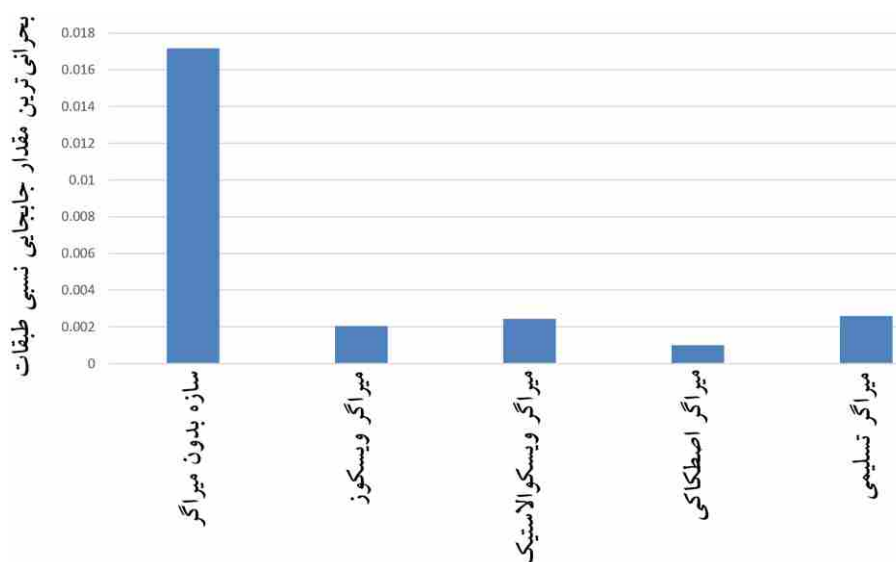
شکل ۸-۱۳ متوسط جابجایی نسبی طبقات سازه نمونه را نشان می دهد. این جابجایی از تقسیم جابجایی کل سازه بر تعداد طبقات آن بدست آمده و دید مناسبی از رفتار هر میراگر در سازه به ارمغان می آورد. شکل ۸-۱۴ نیز بیشترین مقدار جابجایی نسبی هر تیپ سازه را به عنوان بحرانی ترین حالت ممکن نشان داده و مقایسه می کند.



شکل ۸-۱۲ میزان جابجایی نسبی طبقات سازه نمونه در حالات مختلف.



شکل ۱۳-۸ متوسط جابجایی نسبی طبقات سازه نمونه.



شکل ۱۴-۸ بیشترین مقدار جابجایی نسبی سازه نمونه به‌عنوان بهرانی‌ترین حالت ممکن.

۸-۲ بررسی تاثیر میراگرهای غیرفعال در بهینه‌سازی اقتصادی و عملکردی سیستم سازه‌ی نمونه

در این بخش برآنیم تا با در نظرگیری تمام جنبه‌های موجود از جمله افزایش صرفه‌ی اقتصادی و کنترل بهبود رفتار سازه‌ای، تأثیر قرارگیری هر میراگر بر رفتار سازه نمونه را بررسی کنیم. در اینجا منظور از صرفه‌ی اقتصادی بررسی کاهش میزان تقریبی بتن و میلگرد بکار رفته در مقاطع سازه‌ای است. بهبود رفتار سازه‌ای نیز مطابق بررسی‌های صورت گرفته در بخش قبل تعیین می‌شود.

بر اساس نتایج این بررسی‌ها تا حدودی می‌توان دریافت که کدام مدل میراگر برای سازه نمونه عملکرد بهتری داشته و با توجه به شرایط پروژه استفاده از کدام یک مناسب‌تر است. البته باید در نظر داشت که قیمت میراگرها و امکان تهیه و دسترسی به آن‌ها نیز جزء عوامل بسیار اثرگذار بر قیمت تمام‌شده‌ی پروژه است. به‌علاوه، تهیه و نصب برخی از انواع میراگرها ممکن است زمان اتمام پروژه را دستخوش تغییر قرار دهد.

۸-۲-۱ تأثیر میراگرها در بهینه‌سازی اقتصادی طرح (کاهش مصالح مصرفی)

در بخش‌های پیشین، تأثیر قرارگیری میراگرها در بهبود رفتار سیستم‌های سازه‌ای اندکی مورد بحث قرار گرفت. بکار روی این سیستم‌های استهلاکی علاوه بر بهبود رفتار سازه‌ای، با کاهش سهم برش پایه‌ی ورودی به سازه، نیروی مورد نیاز برای طراحی لرزه‌ای را کاهش می‌دهد. کاهش برش پایه نیز سبب کاهش ابعاد مقاطع سازه‌ای می‌شود. به دنبال آن، کاهش ابعاد مقاطع سازه‌ای نیز سبب شده تا وزن لرزه‌ای سازه کاهش یافته و نیروی ورودی زلزله کاهش یابد. در نتیجه نه تنها میزان سهم سازه از برش پایه کاهش می‌یابد، بلکه مقدار نیروی لرزه‌ای نیز کاهش خواهد یافت. این مسئله سبب می‌شود تا سازه‌ای سبک‌تر و اقتصادی‌تر طراحی شود.

در این بخش سعی شده تا با محاسبه‌ی تقریبی حجم مقاطع سازه‌ای نمونه در حالات مختلف، میزان کاهش وزن مصالح مصرفی تعیین شود. البته همان گونه که بیان شد، در برخی از حالات با توجه به نیاز طراحی، میزان برش پایه نسبت به حالت بدون میراگر تغییری نداشته است. در این موارد تنها رفتار سازه تغییر کرده و قرارگیری میراگرها تفاوت چندانی در ابعاد مقاطع ایجاد نکرده است. جدول ۸-۷ کاهش ابعاد مقاطع سازه نمونه را در حالات مختلف در مقایسه با حالت عدم وجود هیچ گونه میراگری نشان داده است.

جدول ۷-۸ کاهش ابعاد مقاطع سازه نمونه در مقایسه با حالت عدم وجود میراگر.

نوع سازه	میزان کاهش تقریبی مصالح مصرفی اسکلت سازه نمونه	
	کاهش میزان آرماتور مصرفی	کاهش میزان بتن مصرفی
مجهز به میراگر ویسکوز	تغییرات ناچیز است	تغییرات ناچیز است
مجهز به میراگر ویسکوالاستیک	۵/۹٪ کاهش	۲۴/۷۶٪ کاهش
مجهز به میراگر اصطکاکی	حدود ۱٪ کاهش	۱۷/۵۱٪ کاهش
مجهز به میراگر تسلیمی	بدون تغییر	بدون تغییر

همان‌گونه که جدول بالا نشان می‌دهد، بیشترین کاهش ابعاد مقاطع و به دنبال آن کاهش حجم مصالح مصرفی مربوط به حالت قرارگیری میراگر ویسکوالاستیک است. همچنین، میزان این کاهش در حالت قرارگیری میراگر تسلیمی و ویسکوز ناچیز و قابل چشم‌پوشی است.

۸-۲-۲ تاثیر میراگرها در بهبود رفتار و کاهش پاسخ‌های نامطلوب سازه‌ای

معمولاً در سیستم‌های متعارف مقاوم در برابر نیروی جانبی، بخش عظیمی از نیروی زلزله با تسلیم موضعی اعضای اصلی سازه‌ای (مانند تیرها و مهاربندها) مستهلک می‌گردد. یکی از مهم‌ترین مزایای میراگرها، تحول رفتار لرزه‌ای اعضای سازه‌ای از حالت غیرخطی به حالت خطی است. بدین ترتیب با قرارگیری میراگرها در سازه، وظیفه‌ی اصلی اتلاف انرژی بر عهده میراگرها قرار گرفته و سایر اعضای سازه‌ای در محدوده الاستیک باقی مانده و ضریب رفتار متناظر با آن‌ها کاهش می‌یابد. معمولاً آیین‌نامه توصیه می‌کند ضریب رفتار برای سازه‌ی حاوی میراگر یک در نظر گرفته شود. در این حالت تمامی اعضا در طول رخداد زلزله به‌صورت خطی باقی خواهند ماند.

خطی باقی ماندن اعضا در طول رخداد زلزله‌های نسبتاً قوی سبب می‌شود تا بخش عمده‌ای از شرایط سطح عملکردی "استفاده بی‌وقفه" فراهم شود. این مسئله سبب شده تا نه‌تنها بکار روی این اعضا در بسیاری از سازه‌های مهم قابل توجیه باشد، بلکه در گاهی مواقع ضروری نیز خواهد بود. از طرف دیگر، همان‌طور که در بخش‌های قبل مشاهده شد، قرارگیری ابزار استهلاکی بخش عمده‌ای از پاسخ‌های نامطلوب سازه‌ای را کاهش می‌دهد. یکی از کلیدی‌ترین پاسخ‌های نامطلوب سازه‌ای که امروزه عامل بحرانی اکثر طراحی‌های شکل‌پذیر قلمداد می‌شود، جابجایی نسبی طبقات است. در جدول ۸-۸ میزان کاهش جابجایی نسبی طبقات سازه نمونه، در حالات مختلف در مقایسه با سازه بدون میراگر بررسی و مقایسه شده است. نتایج این جدول میزان تغییرات یکی از شاخص‌های کمی بهبود رفتاری سیستم سازه نمونه را پس از قرارگیری میراگرهای غیرفعال نشان می‌دهد.

جدول ۸-۸ کاهش جابجایی نسبی طبقات سازه نمونه در مقایسه با حالت عدم وجود میراگر.

نوع سازه	میزان کاهش جابجایی نسبی سازه
مجهز به میراگر ویسکوز	۹۰/۵۳٪ کاهش
مجهز به میراگر ویسکوالاستیک	۸۵/۴۵٪ کاهش
مجهز به میراگر اصطکاکی	۹۳/۴٪ کاهش
مجهز به میراگر تسلیمی	۸۴/۱۴٪ کاهش

۸-۲-۳ انتخاب و تعیین نوع میراگر غیرفعال با نگاهی به ویژگی‌های سازه‌ای،

شرایط اقتصادی و سایر عوامل عمومی موثر

یکی از مهم‌ترین تصمیماتی که باید در نخستین گام‌های طراحی سازه‌های حاوی سیستم غیرفعال توسط مهندسین طراح گرفته شود، انتخاب ایده‌آل‌ترین ابزار کنترل‌کننده با توجه به شرایط موجود است. این تصمیم باید با توجه به انتظارات سیستم کارفرمایی، شرایط اقتصادی پروژه، تقاضای سازه‌ای و سایر عوامل مؤثر مانند زمان اتمام پروژه، توانایی تهیه ابزار و ... اتخاذ شود. این عوامل متأثر از مولفه‌های متعددی مانند مشخصات رفتاری سازه مورد مطالعه (مانند ارتفاع، ابعاد، نوع سیستم سازه‌ای و ...) هستند.

بر این مبنای مشخصات سازه نقش بسزایی در انتخاب میراگر ایده‌آل ایفا می‌کند. البته باید در نظر داشت که قیمت تمام‌شده میراگرها و نحوه‌ی تهیه‌ی آنها نیز تأثیر بسیار مهمی در روند پروژه‌های اجرایی دارد. برای نمونه ممکن است به دلیل کاربرد تسلیحاتی میراگرهای ویسکوز، امروزه استفاده‌ی عمومی از آنها به‌سادگی مقدور نباشد، درحالی‌که میراگرهای تسلیمی صفحه‌ای به‌سادگی می‌توانند در کارگاهی مجهز ساخته و به محل ساخت سازه انتقال یابند.

لذا باید اذعان داشت که انتخاب نوع میراگر، به‌عنوان یکی از مهم‌ترین گام‌های طراحی سازه‌های ساختمانی قلمداد شده و مهندسین طراح باید با هماهنگی کامل سیستم مشاوره و کارفرمایی اقدام به تعیین نوع ابزار کنترلی کنند. چراکه سرنوشت سیستم سازه‌ای پروژه، وابستگی شدیدی به نوع ابزار کنترلی آن دارد.

۸-۳ استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی برای کنترل رفتار سازه

۸-۳-۱ طراحی و کنترل سازه‌های ساختمانی با شتاب‌نگاشت زلزله

امروزه کنترل و طراحی سازه‌ها با استفاده از شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ای گسترش جهانی یافته است. دلیل این توسعه و همه‌گیری افزایش دسترسی به شتاب‌نگاشت‌ها با افزایش و گستردگی ابزار مورد نیاز و افزایش علاقه‌مندی مهندسين زلزله و جامعه‌ی آموزشی به انجام آنالیزهای تاریخچه زمانی خطی و غیرخطی در تحلیل و طراحی‌های لرزه‌ای است [۵۸].

در روش‌های طراحی بر پایه‌ی عملکردی، برای طراحی سازه‌های ساختمانی با ارتفاع و مشخصات فراتر از محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای، معمولاً مجبوریم از آنالیزهای دینامیکی خطی و غیرخطی استفاده کنیم. در نرم‌افزارهای بهسازی لرزه‌ای نیز برای تعیین بهینه‌ترین حالت مرمت و بهسازی اعضا، آنالیزهای تاریخچه زمانی غیرخطی مرتباً تکرار می‌شوند. برای تحلیل ساختمان‌های خاص مانند ساختمان‌های جداسازی شده، بیمارستان‌ها و ... نیز استفاده از آنالیزهای تاریخچه زمانی غیرخطی اجتناب‌ناپذیر است [۵۸].

نقشه‌های لرزه‌ای که توسط سازمان نقشه‌برداری و زمین‌شناسی آمریکا^۱ (USGS) برای ساخت طیف طراحی استفاده شده‌اند، متناظر با حداکثر زلزله محتمل^۲ (MCE) و زلزله سطح طراحی^۳ (DBE) هستند. زلزله احتمالاتی سطح MCE (حداکثر زلزله محتمل)، زلزله‌ای است که احتمال وقوع آن و یا زلزله‌های بزرگ‌تر از آن در ۵۰ سال عمر مفید ساختمان ۲٪ است (دوره بازگشت این زلزله ۲۴۷۵ سال است). درحالی‌که زلزله‌ی سطح طراحی (DBE)، زلزله‌ای است که احتمال وقوع آن و یا زلزله‌های بزرگ‌تر از آن در ۵۰ سال عمر مفید ساختمان ۱۰٪ باشد (دوره بازگشت این زلزله ۴۷۵ سال است). نقشه‌های سازمان نقشه‌برداری آمریکا با بررسی و تحلیل خطر تعداد زیادی از نقاط شاخص پوشش‌دهنده‌ی کل سطح آمریکا تهیه شده‌اند. این نقشه‌ها با در نظرگیری هم‌زمان طیف‌های خطرپذیری احتمالاتی و تعیینی تهیه شده‌اند. آیین‌نامه با استفاده از این نقشه‌ها، طیف‌هایی را به ترتیب در ۰/۲ و ۱ ثانیه ترسیم کرده است [۵۸].

همان‌گونه که بیان شد، مقادیر طیف‌های آیین‌نامه‌ای، از روی نقشه‌های لرزه‌ای در ۰/۲ ثانیه و ۱ ثانیه ترسیم شده‌اند. این مقادیر طیفی، نشان‌دهنده‌ی منحنی‌های طیف پاسخ در سایتی معمولی با خاکی سفت و محکم (خاک رده‌ی B) هستند. بنابراین طیف‌های آیین‌نامه‌ای باید برای مکان موردنظر با استفاده از ضرایب اصلاح خاک تعدیل شوند (ضرایب مربوط به مکان

1 United State Geological Survey (USGS)

2 Maximum Considered Earthquake (MCE)

3 Design Basis Earthquake (DBE)

احداث ساختمان F_a و F_v). طیف بدست آمده، طیف حداکثر زلزله محتمل را نشان خواهد داد. طیف زلزله سطح طراحی (DBE)، که اساس طراحی اکثر ساختمان‌ها قلمداد می‌شود، با ضرب مقدار 0.67 در طیف حداکثر زلزله محتمل (MCE) ایجاد می‌شود. نیروی طراحی محاسبه شده باید مجدداً توسط ضرایبی مانند ضرایب اهمیت (I) و اصلاح پاسخ (R) تعدیل شود [۵۸].

۸-۳-۲ تعیین و معرفی رکورد زلزله به عنوان نیروی کنترلی سازه

پیش‌ازاین در فصل سوم کتاب، ضوابط آیین‌نامه‌ای مربوط به حداقل تعداد شتاب‌نگاشت‌های لازم برای طراحی به روش تاریخیچه زمانی بیان شد. آیین‌نامه در این رابطه چنین بیان می‌کند: "اگر حداقل ۷ زلزله برای طراحی سازه موردنظر مورد آنالیز قرار گیرد، میانگین نتایج بدست آمده از آنالیز برای طراحی سازه بکار می‌رود. اما اگر تعداد شتاب‌نگاشت‌ها کمتر از ۷ عدد باشد، برای طراحی سازه، باید حداکثر مقداری که از شتاب‌نگاشت‌ها برداشت می‌شود، مبنا قرار گیرد. ضمناً تعداد شتاب‌نگاشت‌ها نباید از سه عدد کمتر باشد". برای طراحی به روش تاریخیچه زمانی باید این ملزومات موردتوجه قرار گیرند. اما در این بخش صرفاً در نظر داریم تا رفتار سازه نمونه را تحت یک شتاب‌نگاشت خاص بررسی و کنترل نماییم.

در این بخش سعی شده تا عملکرد سازه نمونه در شرایط مختلف (وجود انواع کنترل-گرها)، با استفاده از شتاب‌نگاشتی خاص بررسی شود. این بررسی نشان خواهد داد که اگر چنین زلزله‌ای در موقعیت مکانی سازه نمونه رخ دهد، چه تغییری در عملکرد سازه ایجاد خواهد شد. بنابراین، نتایج این بررسی بسیار مفید و جالب‌توجه خواهد بود. به‌علاوه، نرم-افزارهایی مانند SAP این امکان را فراهم می‌کنند که بتوان عملکرد تک-تک میراگرها را در طول رخداد زلزله بررسی کرده و میزان انرژی جذب‌شده توسط هر یک را اندازه‌گیری کرد.

۸-۳-۱ انتخاب و معرفی شتاب‌نگاشت زلزله به نرم‌افزار SAP

در اولین گام، برای بررسی رفتار لرزه‌ای سازه باید شتاب‌نگاشتی خاص انتخاب‌شده و به نرم‌افزار معرفی گردد. برای این منظور از شتاب‌نگاشت زلزله امپریال ولی^۱ که در ایستگاه ال‌سنترو^۲ و در سال ۱۹۴۰ میلادی ثبت‌شده استفاده شده است. با اختصاص این شتاب‌نگاشت، رفتار سازه نمونه نشان خواهد داد که اگر سازه در زمان و مکان این زلزله قرار داشت چه مقدار آسیب متحمل می‌شد و تأثیر قرارگیری میراگرها در کاهش آسیب وارده به سازه تا چه میزان بوده است.

1 Imperial Valley
2 El Centro

پیش از معرفی شتاب‌نگاشت زلزله امپرال ولی (ال سنترو) به نرم‌افزار، ابتدا باید این شتاب‌نگاشت از یکی از مراکز علمی معتبری که شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ای را ارائه می‌کند، تهیه شود. در این کتاب برای تهیه شتاب‌نگاشت از مرکز علمی تحقیقاتی مهندسی زلزله اقیانوس آرام^۱ (PEER)، استفاده شده است. شکل ۸-۱۵ و شکل ۸-۱۶ نحوه دریافت این شتاب‌نگاشت را از وبگاه این مرکز علمی نشان می‌دهد.

شکل ۸-۱۵ نحوه دریافت شتاب‌نگاشت زلزله ال سنترو از وبگاه مرکز علمی مهندسی زلزله اقیانوس آرام (PEER).

	Result ID	Spectral Ordinate	Record Seq. #	MSE	Scale Factor	Tp(s)	D5-75(s)	D5-95(s)	Arias Intensity (m/s)	Event	Year	Station
	1	SRSS	4	-	1.0	-	7.6	15.8	0.0	Imperial Valley-01	1938	El Centro Array #9
	2	SRSS	6	-	1.0	-	17.7	24.2	1.6	Imperial Valley-02	1940	El Centro Array #9
	3	SRSS	10	-	1.0	-	15.2	27.6	0.0	Imperial Valley-03	1951	El Centro Array #9
	4	SRSS	18	-	1.0	-	12.2	14.3	0.0	Imperial Valley-04	1953	El Centro Array #9
	5	SRSS	21	-	1.0	-	8.4	20.0	0.0	Imperial Valley-05	1955	El Centro Array #9
	6	SRSS	171	-	1.0	3.423	2.3	8.2	1.1	Imperial Valley-06	1979	El Centro - Meloland Geot. Array
	7	SRSS	172	-	1.0	-	7.0	19.5	0.3	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #1
	8	SRSS	173	-	1.0	4.515	5.3	12.8	0.7	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #10
	9	SRSS	174	-	1.0	-	4.6	9.0	2.0	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #11
	10	SRSS	175	-	1.0	-	9.7	19.6	0.4	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #12

Download Options

Download Search Results (metadata+spectra) **Download Time Series Records (metadata+spectra+traces)**

شکل ۸-۱۶ نحوه دریافت شتاب‌نگاشت زلزله ال سنترو از وبگاه مرکز علمی مهندسی زلزله اقیانوس آرام (PEER).

1 The Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)

پس از تهیه شتابنگاشت موردنظر، با توجه به کاربرد مورد انتظار، یکی از فایل‌های موجود در بسته دریافتی انتخاب می‌شود. هر مجموعه دریافت شده شامل نه فایل ثبت‌شده‌ی جداگانه است که برای هر ایستگاه شامل جابجایی، سرعت و شتاب زلزله در سه راستای متعامد می‌شود. معمولاً در کنار رکوردهای مربوط به راستای قائم زلزله، کلمات UP، V و یا DWN و در کنار راستاهای افقی زوایای ثبت رکورد نگاشته می‌شود. تشخیص نوع رکورد نیز می‌تواند از پسوند فایل موردنظر صورت پذیرد. معمولاً فایل‌های شتابنگاشت دارای پسوند AT2 هستند.

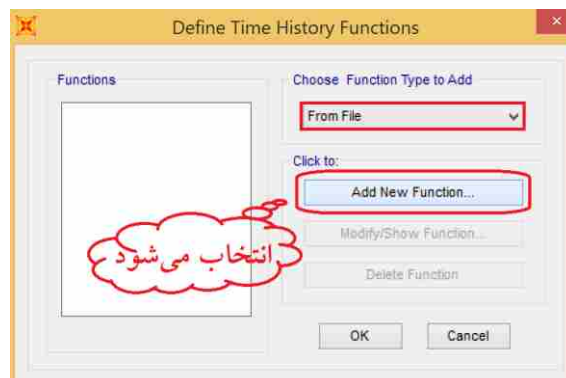
برای اختصاص شتابنگاشتی با راستای افقی به نرم‌افزار، بر اساس نکات بیان‌شده‌ی بالا از میان فایل‌های دریافتی، فایل متنی موردنظر انتخاب می‌شود. با گشودن این فایل، سایر مشخصات آن در سطور اولیه آن قابل مشاهده است. شکل ۸-۱۷ مشخصات شتابنگاشت اختصاص‌یافته به نرم‌افزار را نشان می‌دهد.

```
PEER NGA STRONG MOTION DATABASE RECORD
Imperial Valley-02, 5/19/1940, El Centro Array #9, 180
ACCELERATION TIME SERIES IN UNITS OF G
NPTS= 5372, DT= .0100 SEC,
.9984852E-03 .9991426E-03 .9997266E-03 .1000268E-02 .1000757E-02
.1001207E-02 .1001612E-02 .1001966E-02 .1002269E-02 .1002537E-02
.1002757E-02 .1002925E-02 .1003053E-02 .1003140E-02 .1003195E-02
.1003243E-02 .1003288E-02 .1003316E-02 .1003334E-02 .1003311E-02
```

شکل ۸-۱۷ مشخصات شتابنگاشت اختصاص‌یافته به نرم‌افزار.

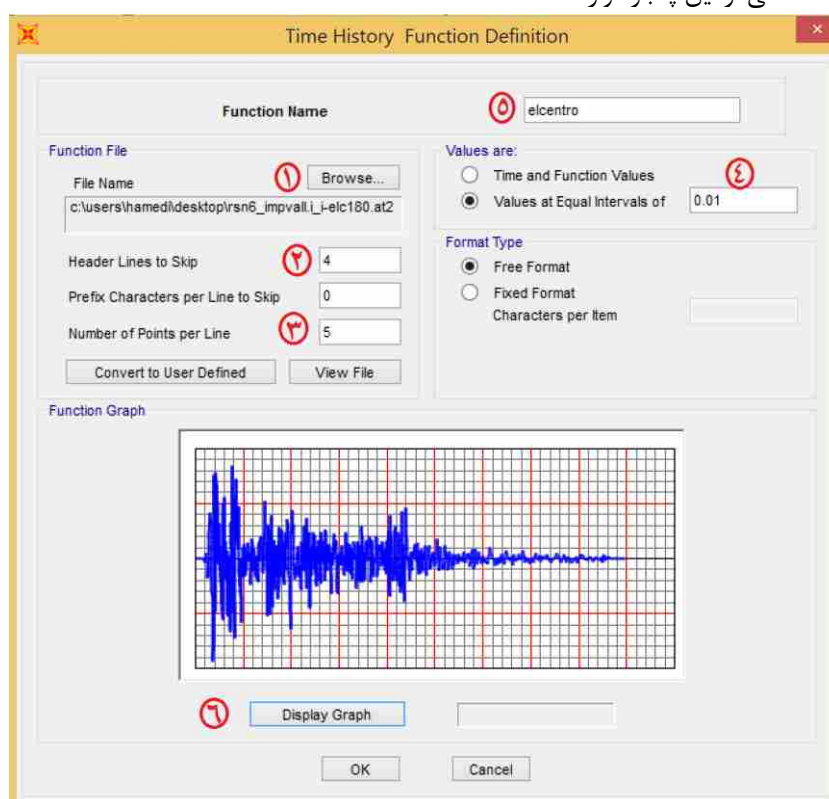
پس از انتخاب شتابنگاشت‌های موردنظر، با توجه به نیاز می‌توان شتابنگاشت‌ها را مقیاس کرده و یا از شتابنگاشت‌های مقیاس نشده به صورت مستقیم استفاده کرد. روش مقیاس کردن شتابنگاشت‌ها با توجه به آیین‌نامه‌های لرزه‌ای، متفاوت است. در فصل سوم کتاب اندکی در این رابطه بحث شده است.

در این کتاب، رکورد انتخاب‌شده بدون هیچ تغییری به نرم‌افزار معرفی شده است. البته در گام‌های بعدی با ضرب ضرایبی خاص، توان و احتمال وقوع زلزله در سازه اصلاح خواهد شد. اگر به جزئیات شکل ۸-۱۷ دقت شود، مشاهده می‌گردد که این شتابنگاشت مربوط به زلزله‌ی امپریال ولی (ایستگاه ال سنتر) بوده که در سال ۱۹۴۰ رخ داده است. بازه‌ی زمانی ثبت شتابنگاشت نیز، ۰/۰۱ ثانیه بوده است. بر مبنای این اطلاعات، شتابنگاشت مذکور به نرم‌افزار اختصاص می‌یابد. شکل ۸-۱۸ نحوه فراخوانی تابع تعریف شتابنگاشت تاریخچه زمانی را نشان می‌دهد. همان گونه که تصویر نشان می‌دهد، شتابنگاشت از روی فایلی مجزا قرائت شده و به نرم‌افزار معرفی می‌شود.



شکل ۸-۱۸ نحوه فراخوانی تابع تعریف شتاب‌نگاشت تاریخیچه زمانی.

شکل ۸-۱۹ نشان‌دهنده‌ی نحوه معرفی شتاب‌نگاشت در نرم‌افزار SAP است. همان‌گونه که در تصویر مشاهده می‌شود، اطلاعات شتاب‌نگاشت زلزله ال سنتر (جزئیات شکل ۸-۱۷) در بخش-های مشخصی از این پنجره وارد شده است.



شکل ۸-۱۹ نحوه معرفی شتاب‌نگاشت زلزله امپریال ولی (ایستگاه ال سنتر) در نرم‌افزار SAP.

اگر به تصویر بالا دقت شود، مشاهده می‌شود که برای معرفی شتاب‌نگاشت زلزله امپریال‌ولی (ال‌سنتر) به نرم‌افزار، در ۶ قسمت از پنجره گشوده شده تغییراتی اعمال شده است. این تغییرات بر اساس شماره‌گذاری این تصویر، به صورت ذیل انجام شده است.

- با انتخاب قسمت ۱، به محل ذخیره رکورد زلزله رفته و آن را فراخوانی می‌کنیم.
- در فضای خالی بخش ۲ تعداد خطوطی که جزئیات شتاب‌نگاشت در آن‌ها ثبت شده و احتیاجی به قرائت آن‌ها نیست، تعیین می‌شود.
- در بخش ۳ نیز، تعداد ستون‌های موجود در هر سطر از رکورد تعیین می‌شود.
- در قسمت ۴ بازه زمانی ثبت رکورد نگاشته می‌شود. این بازه با توجه به مقدار قرائت‌شده از سطور اولیه شتاب‌نگاشت تعیین می‌شود.
- در قسمت ۵، نام موردنظر برای شتاب‌نگاشت به نرم‌افزار تخصیص داده می‌شود.
- در آخر نیز با فشردن قسمت ۶ رکورد معرفی‌شده در نرم‌افزار ترسیم می‌شود.

۸-۳-۲- معرفی نیروی زلزله در آنالیز تاریخیچه زمانی

پس‌ازاین که نرم‌افزار رکورد ورودی زلزله را دریافت کرد، برای آنالیز سازه تحت این شتاب‌نگاشت، باید نیروهای غیرخطی تاریخیچه زمانی تعریف شوند. همان‌گونه که پیش‌تر بیان شد، در این گام می‌توان برای نیروهای ورودی سطوح احتمالاتی متفاوتی تعریف کرد. در این بخش شتاب‌نگاشت زلزله امپریال‌ولی (ال‌سنتر) با توان و احتمال وقوع MCE و DBE به نرم‌افزار معرفی شده است. بر اساس شکل ۸-۲۰ و شماره‌گذاری‌های صورت گرفته در این تصویر، گام‌های زیر برای تعریف نیروی تاریخیچه زمانی غیرخطی پیموده شده است:

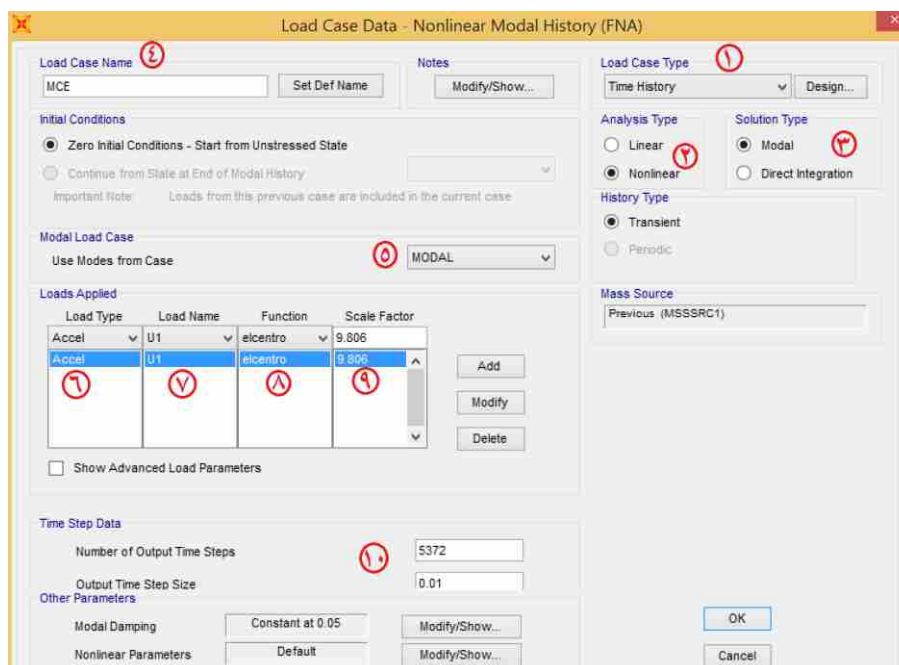
- در بخش شماره (۱)، نوع نیروی وارده، به صورت تاریخیچه زمانی تعریف می‌شود؛
- در بخش شماره (۲) تصویر نیز نوع آنالیز به صورت غیرخطی تعریف شده است؛
- در این قسمت برای حل معادلات سازه، از روش تحلیل مودال استفاده شده است؛
- در این بخش نام موردنظر برای نیروی زلزله ورودی تعریف می‌شود. در این تصویر، نام نیروی زلزله با توجه به سطح انرژی آن، MCE تعریف شده است؛
- همان‌گونه که تصویر نشان می‌دهد، شرایط اولیه سازه صفر منظور شده و مودهای آنالیز مودال بکار گرفته شده است.
- در این قسمت نوع نیروی انتخابی شتاب‌نگاشت تعیین شده است. برای تغییر نوع نیرو به شتاب‌نگاشت، گزینه Accel انتخاب شده است.

- به دلیل افقی بودن شتاب‌نگاشت انتخابی، راستای ورود نیرو افقی تعیین شده است.
- رکورد معرفی شده (زلزله امپریال ولی) نیز در این بخش اختصاص یافته است.
- ضریب مقیاس: ضریب مقیاس با توجه به سطح زلزله ورودی تعیین می‌شود. همان‌گونه که در بخش ۸-۳-۱ بیان کردیم، نیروی نهایی بدست آمده را می‌توان با ضریب I/R تعدیل نمود. از طرفی شتاب‌نگاشت وارده به نرم‌افزار باید در شتاب ثقل ($g = 9/806$) ضرب گردد. مقدار ضریب رفتار و اهمیت سازه‌های حاوی میراگر به تفصیل در فصل سوم کتاب تشریح شد. بنابراین ضرایب مقیاس در سطوح MCE و DBE به صورت ذیل محاسبه می‌شود:

$$MCE: \text{Scale Factor} = \frac{g \times I}{R} = \frac{9/806}{1} = 9/806$$

$$DBE: \text{Scale Factor} = 0/67 \times MCE = 0/67 \times 9/806 = 6/537$$

- در این بخش اطلاعات مربوط به رکورد زلزله وارد می‌شود. همان‌گونه که بیان شد، زلزله‌ی مورد بررسی دارای ۵۳۷۲ گام و بازه زمانی ۰/۰۱ می‌باشد.

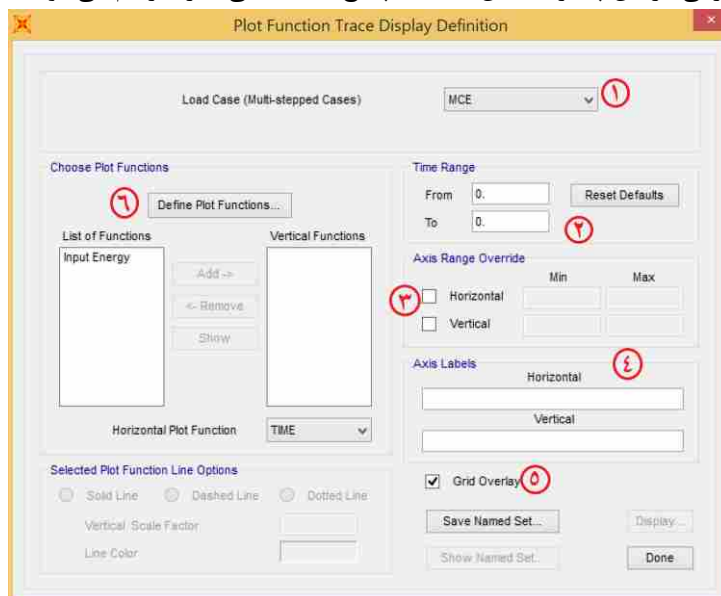


شکل ۸-۲۰ نحوه معرفی شتاب‌نگاشت زلزله امپریال ولی (ایستگاه ال سنترو) در نرم‌افزار SAP

۸-۴ بررسی عملکرد سازه نمونه تحت شتابنگاشت زلزله امپریال ولی

پس از آن که در گام پیش، در تمامی حالات سازه نمونه نیروی تاریخچه زمانی زلزله امپریال ولی تعریف و تخصیص داده شد، در این بخش سازه تحت این نیرو مجدداً آنالیز شده و رفتار آن بررسی خواهد شد (تنها کافی است تا نیروی تاریخچه زمانی و مودال آنالیز شوند). برای بررسی رفتار سازه تحت این شتابنگاشت، برخی از پاسخهای اساسی آن مانند جابجایی مرکز جرم بام، میزان برش پایه سازه، نسبت انرژی مستهلک شده به انرژی ورودی به سازه و نمودار هیستریک یکی از میراگرها کنترل و مقایسه می شود. با مقایسه این پاسخهای اساسی، تأثیر وجود میراگرها در سازه کاملاً مشخص خواهد شد.

برای مشاهده نتایج آنالیز تاریخچه زمانی، گزینه Show Plot Functions از تب Display انتخاب می شود. با انتخاب این گزینه، پنجره ای مشابه شکل ۸-۲۱ گشوده می شود. با اعمال تغییراتی در این پنجره، امکان مشاهده پاسخهای اساسی سازه فراهم می شود.



شکل ۸-۲۱ پنجره نمایش منحنی تغییرات سازه حین تاریخچه زمانی اعمال شتابنگاشت.

این پنجره در نرم افزار SAP، برای ترسیم پاسخهای اساسی سازه حین اعمال شتابنگاشت تعبیه شده است. بنابراین با اعمال تغییراتی در آن، نمودارهای مورد نیاز ایجاد خواهند شد. شکل ۸-۲۱ بخشهای مختلف شماره گذاری شده ی پنجره مذکور را نشان می دهد. در بخش ذیل توضیحاتی در مورد هر قسمت از پنجره ارائه شده است:

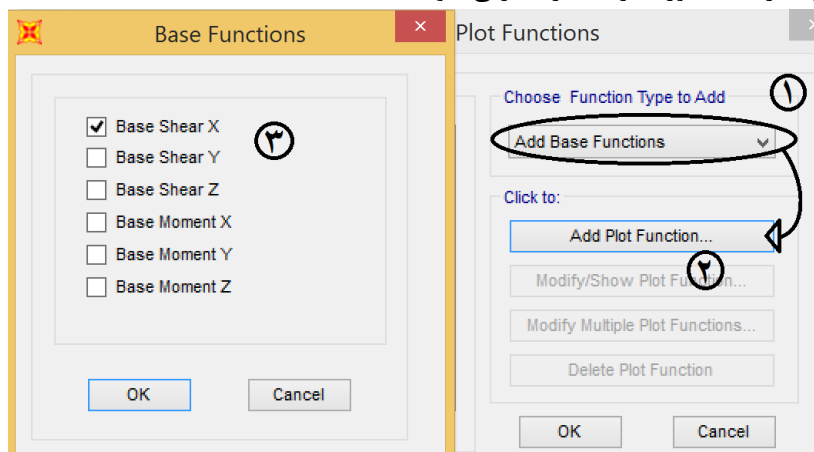
- در قسمت شماره ۱ نیروی تاریخچه زمانی غیرخطی موردنظر انتخاب می‌شود. این نیرو پیش‌تر در بخش ۸-۳-۲ تعریف شده است.
- در قسمت ۲، محدوده زمانی موردبررسی نمودار تعیین می‌شود.
- بخش سوم نیز محدوده محورهای افقی و عمودی نمودار تعیین می‌شوند.
- در قسمت ۴ برچسب اختصاصی به هر محور مختصات نگارش می‌شود.
- با علامت‌گذاری شدن بخش ۵، زمینه نمودار به صورت شبکه‌ای ترسیم خواهد شد.
- نهایتاً بخش ششم تصویر، مهم‌ترین قسمت پنجره را نمایش می‌دهد. با انتخاب این قسمت پارامترهای قابل ترسیم بر محورهای افقی و عمودی تعیین خواهند شد.

۸-۴-۱ بررسی رفتار و عملکرد سازه نمونه در زلزله سطح DBE

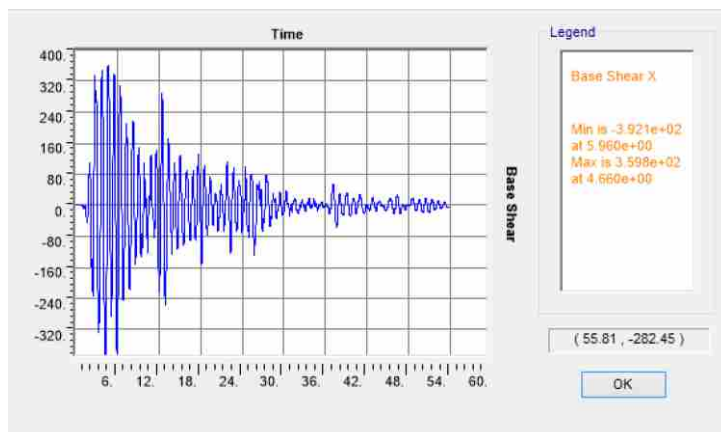
در این بخش برخی از پاسخ‌های سازه نمونه، در سطح طراحی زلزله امپریال‌ولی موردبررسی و مقایسه قرار می‌گیرد. تغییرات برش پایه، اولین پارامتری است که مورد بررسی قرار گرفته است.

۸-۴-۱-۱ بررسی تغییرات برش پایه سازه حین اعمال شتاب‌نگاشت

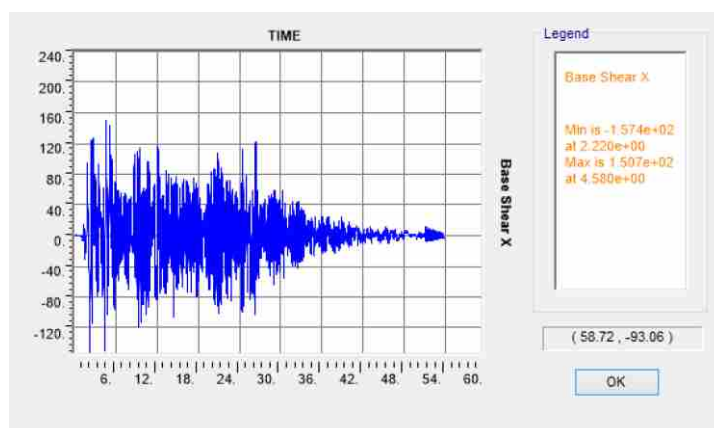
اولین پاسخ بررسی شده تحت زلزله امپریال‌ولی، مقدار برش پایه ایجادشده در سازه بر اثر رخداد زلزله است. معمولاً در علم مهندسی زلزله، برش پایه به صورت نیروی معادل زلزله بوده و با توجه به مشخصات هندسی سازه تعریف می‌شود. بر اساس آیین‌نامه‌های لرزه‌ای، سازه طراحی شده باید برای مقاومت در برابر این نیرو طراحی شود. برای مشاهده تغییرات برش پایه در نرم افزار SAP، باید پس از انتخاب بخش ۶ در پنجره شکل ۸-۲۱، مطابق گام‌های شکل ۸-۲۲، برش پایه راستای موردنظر به سازه معرفی شود.



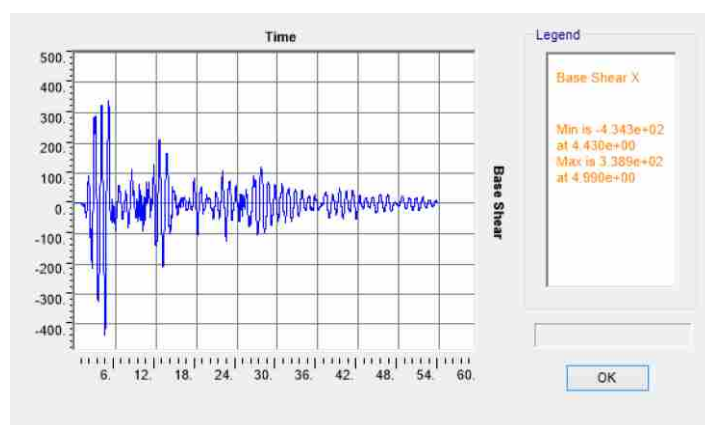
شکل ۸-۲۲ نحوه معرفی برش پایه جهت X به عنوان پارامتر موردبررسی.



شکل ۸-۲۵ برش پایه سازه نمونه حاوی میراگر ویسکوالاستیک حین رخداد زلزله امپریال ولی.



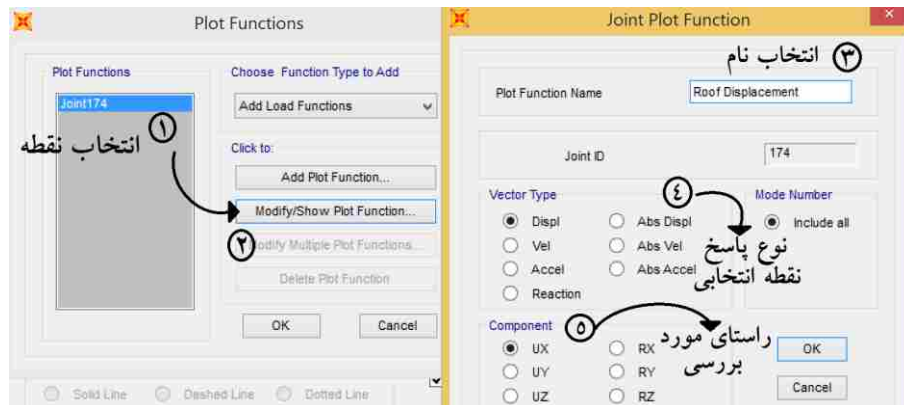
شکل ۸-۲۶ برش پایه سازه نمونه حاوی میراگر اصطکاکی حین رخداد زلزله امپریال ولی.



شکل ۸-۲۷ برش پایه سازه نمونه حاوی میراگر تسلیمی حین رخداد زلزله امپریال ولی.

همان گونه که پیش تر بیان شد، عوامل متفاوتی مانند هندسه‌ی سازه، وزن سازه و نوع روش آنالیزی بر میزان برش پایه سازه اثرگذار هستند. اگر به اشکال بالا دقت شود، مشاهده می‌شود که با قرارگیری میراگرها در سازه نمونه میزان برش پایه آن در تمامی حالات به جز حالت ویسکوالاستیک کاهش یافته است. دلیل رفتار متفاوت سازه در حالت ویسکوالاستیک، تغییر چشم گیر مقاطع سازه و به دنبال آن تغییر در سختی و دوره تناوب آن است. البته لازم به ذکر است که برش پایه سازه، به عنوان ورودی سیستم سازه‌ای قلمداد شده و انتظار نمی‌رود پس از قرارگیری میراگرها تغییراتی زیادی در آن به وجود آید. سایر پارامترهای بررسی شده در بخش ذیل پاسخ‌های اساسی سازه بوده و انتظار تغییرات قابل توجهی از آن‌ها به عنوان خروجی‌های سازه‌ای وجود دارد.

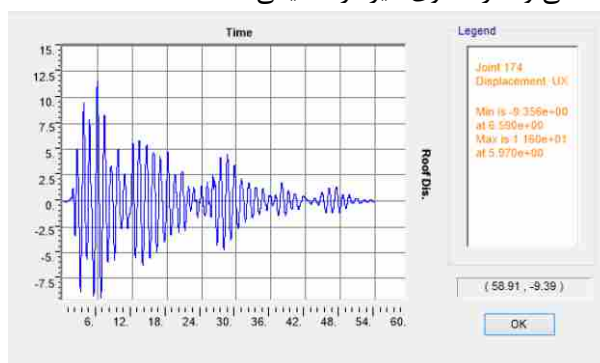
۸-۴-۱-۲ بررسی تغییرات جابجایی مرکز جرم بام سازه نمونه حین اعمال شتاب‌نگاشت تغییرات جابجایی مرکز جرم بام سازه نمونه، پاسخ دیگری است که تحت زلزله امپریال ولی بررسی شده است. با بررسی تغییرات نقطه‌ای مشخص از سازه تحت نیرویی مشترک، بهبود عملکردی سیستم سازه‌ای پس از قرارگیری میراگرها به خوبی نشان داده خواهد شد. برای مشاهده تغییرات جابجایی مرکز جرم بام در نرم افزار SAP باید پس از انتخاب نقطه مورد نظر از روی مدل تهیه شده، به پنجره شکل ۸-۲۱ مراجعه نمود. پس از آن باید با انتخاب قسمت ۶ پنجره شکل ۸-۲۱، مطابق گام‌های شکل ۸-۲۸، رفتار مورد انتظار از نقطه مذکور انتخاب شود.



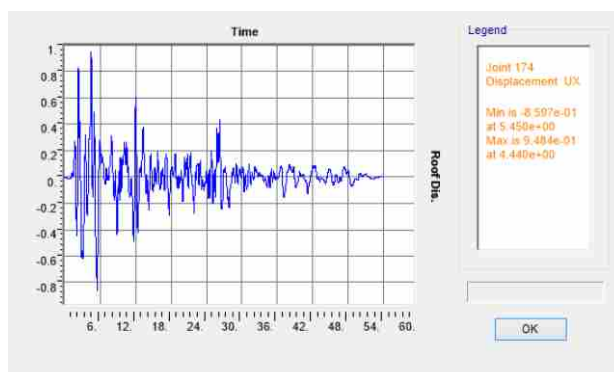
شکل ۸-۲۸ نحوه انتخاب مشخصات نقطه مرکز جرم بام برای مشاهده جابجایی ناشی از آن در طول زلزله.

با اصلاح و انتخاب مشخصات و رفتار نقطه‌ای انتخابی مطابق تصویر بالا، تغییرات جابجایی مرکز جرم بام در طول اعمال شتاب‌نگاشت نمایش داده خواهد شد. شکل ۸-۲۹، شکل ۸-۳۰، شکل ۸-۳۱، شکل ۸-۳۲ و شکل ۸-۳۳ تغییرات مرکز جرم سازه نمونه را حین رخداد زلزله امپریال-

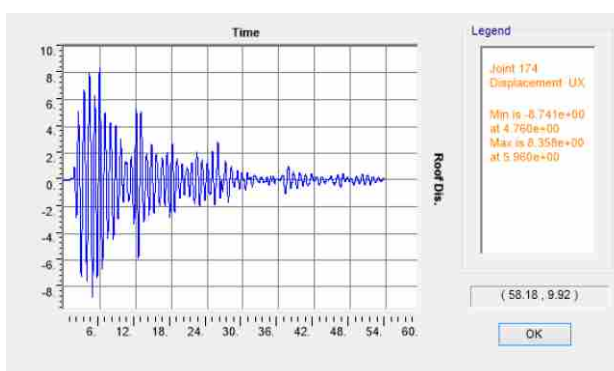
ولی در حالات مختلف نشان می‌دهند. این اشکال به ترتیب نشانگر جابجایی مرکز جرم بام در حالات سازه بدون میراگر، سازه حاوی میراگر ویسکوز، سازه حاوی میراگر ویسکوالاستیک، سازه حاوی میراگر اصطکاکی و سازه حاوی میراگر تسلیمی هستند.



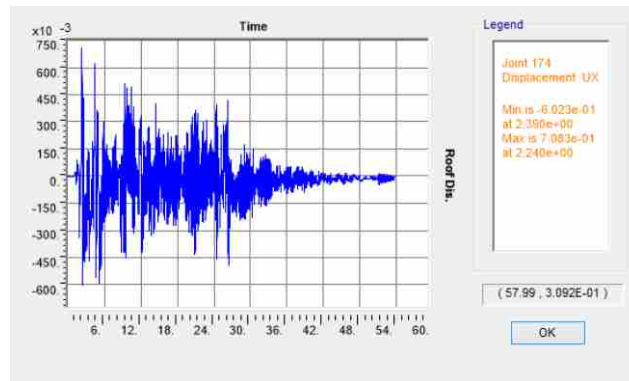
شکل ۲۹-۸ جابجایی مرکز جرم بام سازه نمونه در حالت بدون میراگر حین رخداد زلزله امپریال ولی.



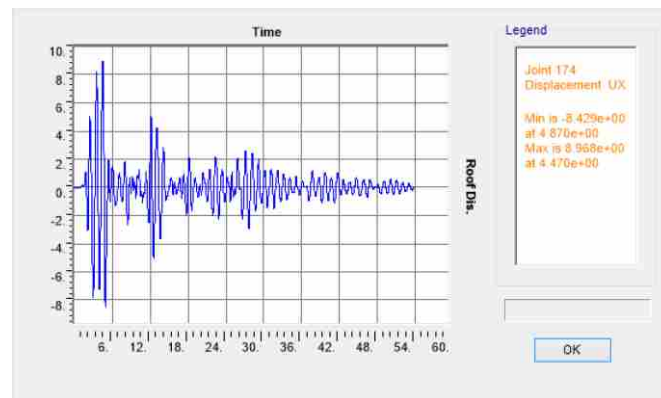
شکل ۳۰-۸ جابجایی مرکز جرم بام سازه نمونه حاوی میراگر ویسکوز حین رخداد زلزله امپریال ولی.



شکل ۳۱-۸ جابجایی مرکز جرم بام سازه نمونه حاوی میراگر ویسکوالاستیک حین رخداد زلزله امپریال ولی.



شکل ۸-۳۲ جابجایی مرکز جرم بام سازه نمونه حاوی میراگر اصطکاکی حین رخداد زلزله امپریال ولی.

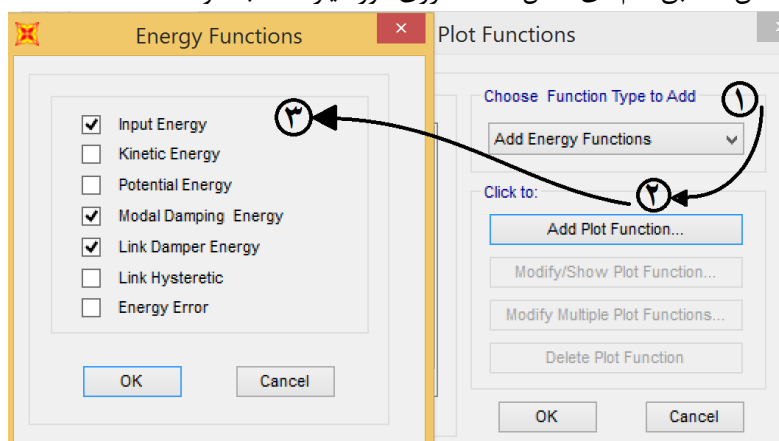


شکل ۸-۳۳ جابجایی مرکز جرم بام سازه نمونه حاوی میراگر تسلیمی حین رخداد زلزله امپریال ولی.

تصاویر بالا حاکی از کاهش جابجایی سازه، پس از افزوده شدن میراگرها هستند. به نحوی که حداکثر جابجایی بام از میزان حدود ۱۲ سانتی متر در حالت بدون میراگر، به مقادیر کمتر از یک سانتی متر در سازه‌های حاوی میراگر ویسکوز و میراگر اصطکاکی، کاهش یافته است. میزان کاهش جابجایی در این سازه‌ها چشم‌گیر است. اما کاهش جابجایی در سازه‌های حاوی میراگرهای ویسکوالاستیک و تسلیمی تنها حدود ۲۵ درصد است.

در سازه‌ی حاوی میراگر ویسکوالاستیک با کاهش شدید ابعاد مقاطع سازه‌ای، سختی جانبی سازه کاهش قابل توجهی داشته است. باین‌حال، افزوده شدن میراگرها سبب کاهش جابجایی کلی سازه شده است. در سازه حاوی میراگر تسلیمی نیز، جاری شدن صفحات فلزی، مستلزم ایجاد جابجایی کافی در دو سر میراگر و به دنبال آن در کل سازه است (ضمناً طبق نکات بخش ۷-۵-۶ سازه نمونه حاوی میراگر تسلیمی دارای ضعف شکل‌پذیری است).

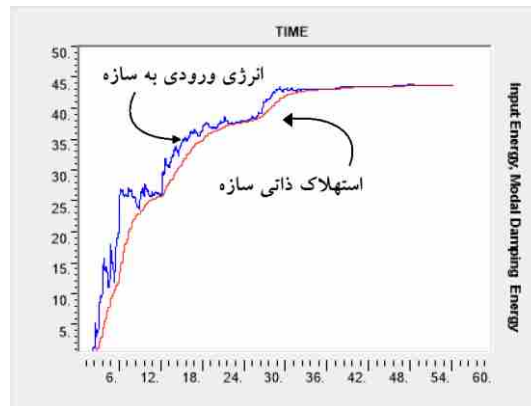
۸-۴-۱-۳ بررسی انرژی ورودی به سازه و انرژی مستهلک‌شده حین اعمال شتاب‌نگاشت در این بخش میزان انرژی وارده به سازه و نحوه‌ی استهلاک آن، بر اثر وقوع زلزله امپریال‌ولی بررسی شده است. انرژی زلزله تنها کمیتی است که تمام خواص زلزله را به‌طور هم‌زمان نشان می‌دهد. بنابراین بهترین روش برای شناخت زلزله، بررسی نمودار انرژی وارده توسط آن به سازه است. از طرف دیگر، میزان انرژی مستهلک‌شده توسط هر میراگر نیز بهترین ابزار برای بررسی کارآمدی آن‌ها قلمداد می‌شود. بنابراین نمودارهایی برای بررسی میزان انرژی وارده به سازه و انرژی مستهلک‌شده توسط آن ترسیم‌شده است. برای مشاهده انرژی ورودی و مستهلک‌شده حین رخداد زلزله در نرم‌افزار SAP، باید پس از مراجعه به پنجره شکل ۸-۲۱، با انتخاب قسمت ۶ آن، مطابق گام‌های شکل ۸-۳۴ انرژی موردنیاز انتخاب شود.



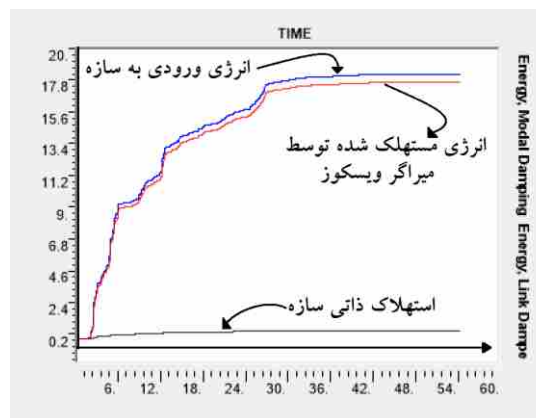
شکل ۸-۳۴ نحوه تعیین انرژی وارده و انرژی مستهلک‌شده در طول رخداد زلزله.

همان‌گونه که از تصویر بالا پیداست از میان انرژی‌های موجود، انرژی ورودی، انرژی مستهلک‌شده توسط مقاطع سازه‌ای (استهلاک ذاتی سازه) و انرژی مستهلک‌شده توسط میراگرها انتخاب‌شده است. تغییرات انرژی پتانسیل و جنبشی بر اثر رخداد زلزله قابل‌ملاحظه و حائز اهمیت نیست. بنابراین، از بیان آن‌ها صرف‌نظر شده است. برای مشاهده انرژی میراگرهای وابسته به سرعت (ویسکوز و ویسکوالاستیک) از گزینه Link Damper Energy و برای مشاهده انرژی مستهلک‌شده توسط میراگرهای وابسته به جابجایی (اصطکاکی و تسلیمی) از گزینه Link Hysteretic استفاده می‌شود.

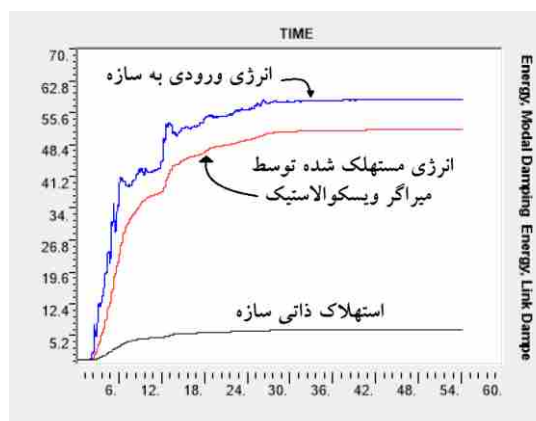
بدین ترتیب شکل ۸-۳۵، شکل ۸-۳۶، شکل ۸-۳۷، شکل ۸-۳۸ و شکل ۸-۳۹ تغییرات انرژی سازه نمونه را در حالات مختلف حین اعمال شتاب‌نگاشت زلزله امپریال‌ولی نشان می‌دهند.



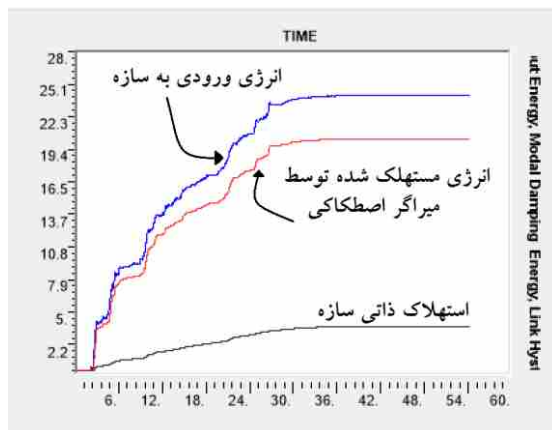
شکل ۸-۳۵ روند استهلاک انرژی سازه نمونه در حالت بدون میراگر حین رخداد زلزله امپریال ولی.



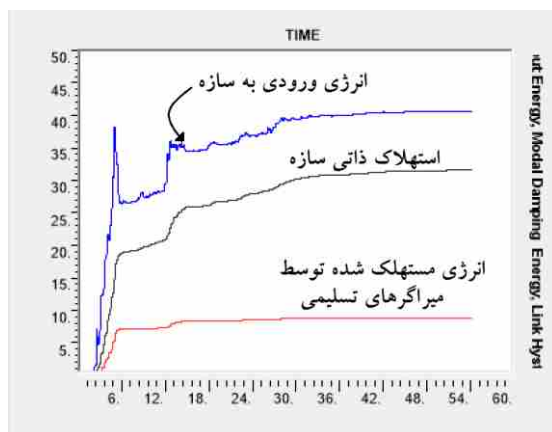
شکل ۸-۳۶ روند استهلاک انرژی سازه نمونه حاوی میراگر ویسکوز حین رخداد زلزله امپریال ولی.



شکل ۸-۳۷ روند استهلاک انرژی سازه نمونه حاوی میراگر ویسکوالاستیک حین رخداد زلزله امپریال ولی.



شکل ۳۸-۸ روند استهلاک انرژی سازه نمونه حاوی میراگر اصطکاکی حین رخداد زلزله امپریال ولی.



شکل ۳۹-۸ روند استهلاک انرژی سازه نمونه حاوی میراگر تسلیمی حین رخداد زلزله امپریال ولی.

اگر به تصاویر بالا دقت شود، مشاهده می‌شود در تمامی حالات به جز حالت میراگر تسلیمی بخش قابل توجهی از انرژی ورودی توسط میراگرهای سازه مستهلک شده است. شکل ۸-۳۵ نیز نشان‌دهنده این واقعیت است که در سازه‌های فاقد میراگر، عمده‌ی انرژی ورودی به سازه از طریق رفتار غیرخطی اعضای سازه‌ای مستهلک می‌گردد.

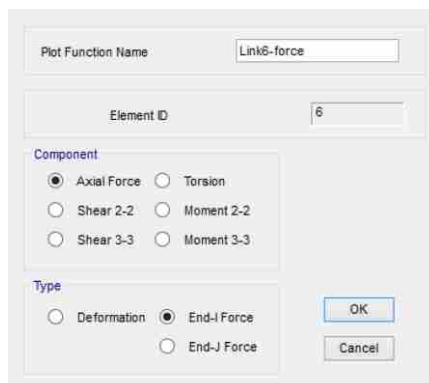
دلیل عملکرد ضعیف میراگر تسلیمی سازه‌ی نمونه بتنی، به تفصیل در بخش ۷-۵-۶ بررسی و بیان شده است. در این حالت سازه نمونه قادر نیست تا شکل‌پذیری لازم را برای رفتار مناسب میراگر تأمین کند.

۴-۱-۴-۸ بررسی عملکرد میراگرهای بکار رفته در سازه نمونه با بررسی نمودار نیرو-جابجایی تحت زلزله امپریال ولی

در این بخش، رفتار میراگرهای بکار رفته در سازه نمونه با استفاده از نمودارهای نیرو-جابجایی آن‌ها بررسی شده است. بررسی رفتار یکی از میراگرهای سازه نمونه صحت مدل‌سازی و رفتار تمامی آن‌ها را نشان می‌دهد. برای بررسی رفتار یکی از میراگرهای موجود در سازه کافی است تا آن میراگر انتخاب شده و به محل پنجره شکل ۸-۲۱ مراجعه شود. سپس با انتخاب گزینه Define Plot Functions و پیمایش گام‌های شکل ۸-۴۰ جزئیات آن اصلاح شود. شکل ۸-۴۰ نحوه نمایش جابجایی دو سر میراگر را نشان می‌دهد. برای مشاهده نیروی محوری میراگر نیز باید مجدداً میراگر قبل انتخاب شده و این بار پس از انتخاب گزینه Define Plot Functions، مطابق شکل ۸-۴۱ عمل شود. این تصویر نحوه مشاهده تغییرات نیروی محوری میراگر انتخابی را نشان می‌دهد.

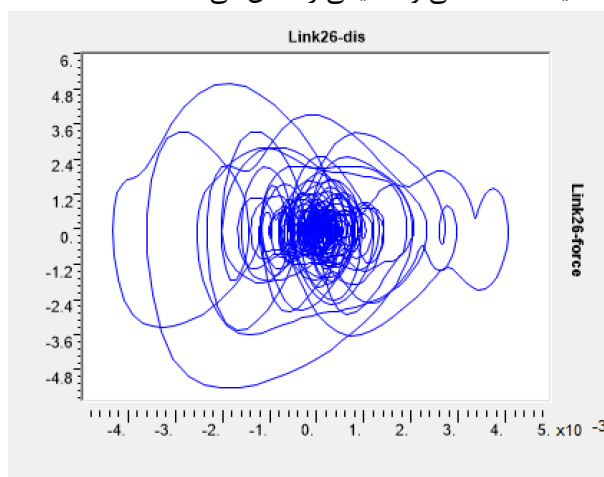


شکل ۸-۴۰ نحوه نمایش جابجایی دو سر میراگر.

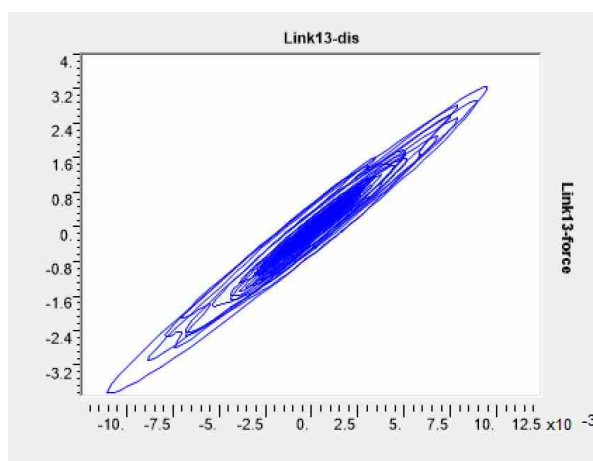


شکل ۸-۴۱ نحوه مشاهده تغییرات نیروی محوری میراگر.

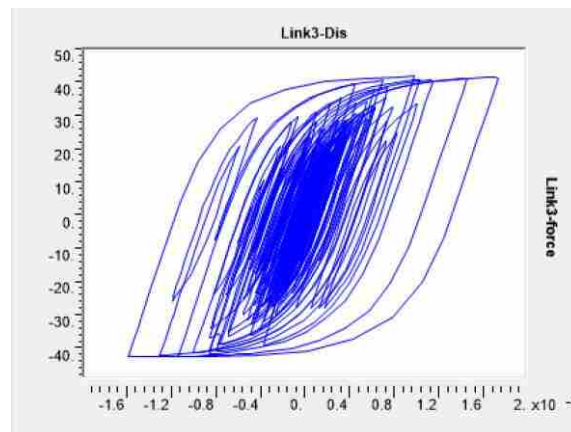
پس از آن‌که پارامترهای موردنیاز بر اساس توضیحات بالا ایجاد شدند، کافی است تا در پنجره‌ی اصلی (شکل ۸-۲۱) تغییرات نیروی میراگر در برابر جابجایی آن انتخاب شود. شکل ۸-۴۲، شکل ۸-۴۳، شکل ۸-۴۴ و شکل ۸-۴۵ به ترتیب نمودارهای نیرو-جابجایی میراگرهای ویسکوز، ویسکوالاستیک، اصطکاکی و تسلیمی را نشان می‌دهند.



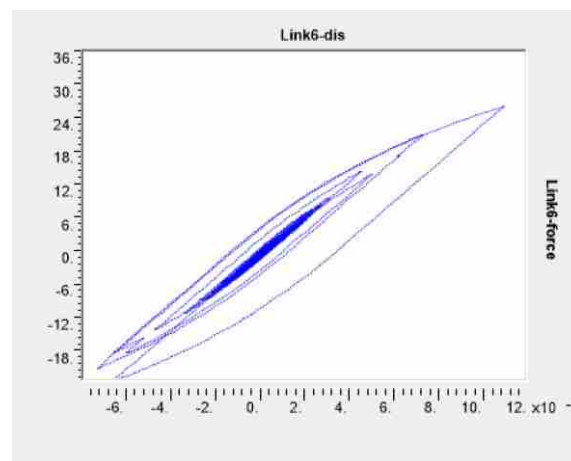
شکل ۸-۴۲ نمودار نیرو-جابجایی یکی از میراگرهای ویسکوز سازه نمونه.



شکل ۸-۴۳ نمودار نیرو-جابجایی یکی از میراگرهای ویسکوالاستیک سازه نمونه.



شکل ۸-۴۴ نمودار نیرو-جابجایی یکی از میراگرهای اصطکاکی سازه نمونه.



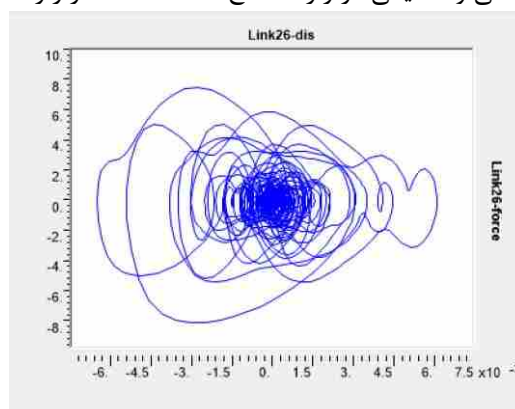
شکل ۸-۴۵ نمودار نیرو-جابجایی یکی از میراگرهای تسلیمی سازه نمونه.

شکل ۸-۴۲ و شکل ۸-۴۳، رفتار میراگرهای ویسکوز و ویسکوالاستیک بکار رفته درون سازه نمونه را نشان می‌دهد. اگر به بخش ۵-۲-۱ و شکل ۵-۱۵ مراجعه شود، مشاهده خواهد شد که این رفتار دقیقاً مشابه رفتاری است که میراگرها بر اساس آن طراحی و مدل‌سازی شده‌اند. بر اساس شکل ۸-۴۴، میراگرهای اصطکاکی درون سازه نمونه، رفتار کاملاً منطقی نشان داده‌اند. البته سطح نیروی وارده به این میراگرها در حدی نیست که حلقه‌های نیرو-جابجایی به‌صورت کامل ایجاد شوند. با افزایش سطح نیروی زلزله، حلقه‌ها به سمت مستطیلی شدن متمایل خواهند شد. اما اگر به شکل ۸-۴۵ مربوط به میراگرهای تسلیمی دقت شود، مشاهده

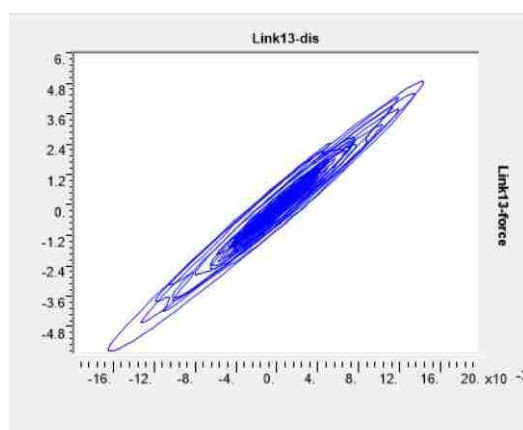
می‌شود که به دلیل ضعف سازه نمونه (بر اساس محاسبات بخش ۷-۵-۶) و عدم شکل‌پذیری کافی آن، میراگرها قادر نیستند تا حلقه‌های کامل نیرو-جابجایی تولید کنند و روند استهلاک انرژی ناقص باقی‌مانده است. این ضعف عملکردی در شکل ۸-۳۹ نیز، نشان داده شده است.

۸-۴-۲ بررسی رفتار و عملکرد سازه نمونه در زلزله سطح MCE

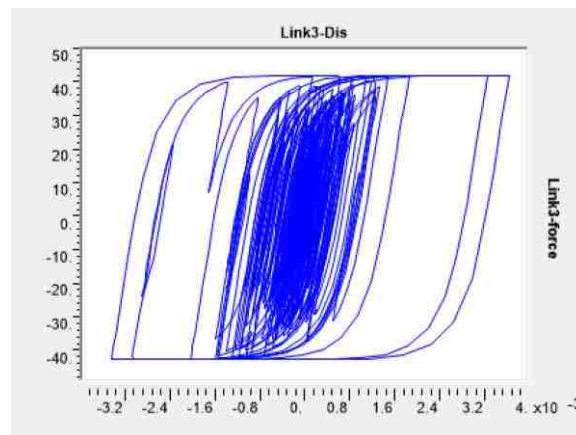
در سازه‌های معمولی با افزایش سطح انرژی زلزله، رفتار اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای متفاوت شده و ممکن است رفتار برخی از اعضا از حالت خطی به غیرخطی تغییر کند. اما معمولاً با افزایش سطح انرژی زلزله، رفتار سازه‌های حاوی میراگر تغییر چندانی نمی‌کند. در این بخش تنها رفتار هیسترتیک میراگرها در سطح انرژی افزایشی بررسی شده است. شکل ۸-۴۶، شکل ۸-۴۷، شکل ۸-۴۸ و شکل ۸-۴۹ به ترتیب نمودارهای نیرو-جابجایی میراگرهای ویسکوز، ویسکوالاستیک، اصطکاکی و تسلیمی در زلزله سطح MCE (حداکثر زلزله محتمل) هستند.



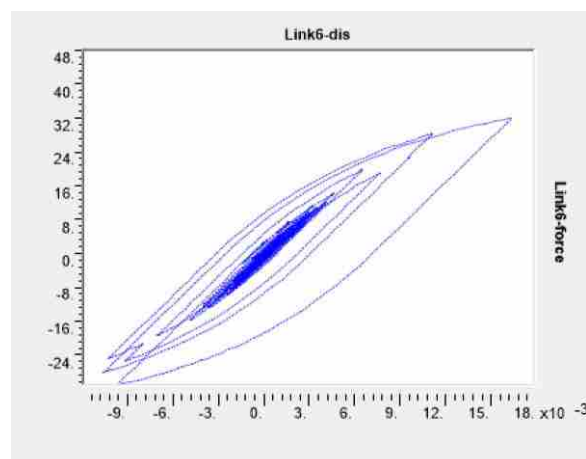
شکل ۸-۴۶ نمودار نیرو-جابجایی یکی از میراگرهای ویسکوز سازه نمونه در زلزله سطح MCE.



شکل ۸-۴۷ نمودار نیرو-جابجایی یکی از میراگرهای ویسکوالاستیک سازه نمونه در زلزله سطح MCE.



شکل ۸-۴۸ نمودار نیرو-جابجایی یکی از میراگرهای اصطکاکی سازه نمونه در زلزله سطح MCE



شکل ۸-۴۹ نمودار نیرو-جابجایی یکی از میراگرهای تسلیمی سازه نمونه در زلزله سطح MCE

همان‌طور که پیش‌تر بیان شد و شکل ۸-۴۸ نشان می‌دهد، با افزایش سطح نیروی زلزله حلقه‌های نیرو-جابجایی میراگر اصطکاکی به حالت مستطیلی متمایل شده‌اند. رفتار سایر میراگرها تفاوت چندانی نداشته و تنها مساحت محدود شده به آن‌ها افزایش یافته است.

منابع و مراجع

- [1] J. Connor, "Introduction to structural motion control," 2003.
- [2] M. Constantinou, A. Whittaker, and Y. Kalpakidis, "Performance of seismic isolation hardware under service and seismic loading," 2007.
- [3] N. FEMA, "Recommended Provisions: Instructional and Training Materials," *FEMA 451B*, Washington, DC, USA, 2006.
- [4] M. Pradono and H. Iemura, "Earthquake Engineering Handbook," *crcnetbase.com*.
- [5] *Passive and Active Structural Vibration Control in Civil Engineering*. Springer, 2014.
- [6] N. R. Fisco and H. Adeli, "Smart structures: Part II — Hybrid control systems and control strategies," *Sci. Iran.*, vol. 18, no. 3, pp. 285–295, Jun. 2011.
- [7] B. Council, "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures (FEMA 450): Provisions," 2004.
- [8] U. Code, "UBC97," ... *Des. provisions. Int. Conf. Build.* ..., 1997.
- [9] F. Cheng, H. Jiang, and K. Lou, *Smart structures: innovative systems for seismic response control*. 2008.
- [10] B. Council, "NEHRP recommended seismic provisions for new buildings and other structures (FEMA P-750)," *Washington, DC Fed. Emerg. Manag.* ..., 2009.
- [11] T. Soong and G. Dargush, "Passive energy dissipation systems in structural engineering," 1997.
- [12] M. Constantinou, T. Soong, and G. Dargush, *Passive energy dissipation systems for structural design and retrofit*. 1998.
- [13] D. P. Taylor, "www.taylordevices.com," 2016. .
- [14] T. Taghikhani, "Structural Control," 2016.
- [15] A. Whittaker, "Seismic energy dissipation systems for buildings," ... *to Performance-Based* ..., 2004.
- [16] R. Zhang, H. He, D. Weng, H. Zhou, and S. Ding, "Theoretical analysis and experimental research on toggle-brace-damper system considering different installation modes," *Sci. Iran.*, 2012.
- [17] STC, "www.tekki.co.jp/english/products/dampers," 2016. .
- [18] K. Chang, Y. Lin, and M. Lai, "Seismic Analysis And Design of Structures with Viscoelastic Dampers," *J. Earthq. Technol.*, 1998.
- [19] Y. Lin and K. Chang, "Study on damping reduction factor for buildings under earthquake ground motions," *J. Struct. Eng.*, 2003.
- [20] C. Cháidez, "Contribution to the assessment of the efficiency of friction dissipators for seismic protection of buildings," 2003.
- [21] G. Lomiento, N. Bonessio, and G. Benzoni, "Friction model for

- sliding bearings under seismic excitation,” *J. Earthq. ...*, 2013.
- [22] B. Hakimi, A. Rahnavard, and T. Honarbakhsh, “Seismic design of Structures using friction damper bracings,” *Proc. 13th World ...*, 2004.
 - [23] A. Pall and R. Pall, “Friction-Dampers for Seismic Control of Buildings—A Canadian Experience,” *Elev. World Conf. Earthq. ...*, 1996.
 - [24] Mo. Tehranizadeh, “Design and Construction of a Friction Damper Applying Brake Lining Pads,” Amirkabir University of Technology.
 - [25] I. Mualla, “Parameters influencing the behavior of a new friction damper device,” *SPIE’s 7th Annu. Int. ...*, 2000.
 - [26] A. Shirkhani, N. Shabakhty, and S. Mousavi, “An investigation into the influence of friction damper device on the performance of steel moment frames,” *researchgate.net*.
 - [27] J. Ricles, R. Sause, and T. Karavasilis, “Performance-Based Seismic Design of Building Systems with Passive Dampers,” Lehigh University.
 - [28] S. Lee, J. Park, and B. Moon, “Design of a bracing-friction damper system for seismic retrofitting,” *Smart Struct. ...*, 2008.
 - [29] A. Bhaskararao and R. Jangid, “Seismic analysis of structures connected with friction dampers,” *Eng. Struct.*, 2006.
 - [30] A. Filiatrault and S. Cherry, “Seismic design spectra for friction-damped structures,” *J. Struct. Eng.*, 1990.
 - [31] Asce/Sei, *Minimum design loads for buildings and other structures*. 2010.
 - [32] A. Charalampakis and V. Koumoussis, “Identification of Bouc–Wen hysteretic systems by a hybrid evolutionary algorithm,” *J. Sound Vib.*, 2008.
 - [33] “SAP2000, Link-PLASTIC WEN LINK.” Software Verification, p. example 6-008.
 - [34] R. Skinner, J. Kelly, and A. Heine, “Hysteretic dampers for earthquake-resistant structures,” *Earthq. Eng.*, 1974.
 - [35] S. Keten, “A performance based approach for seismic design with hysteretic dampers,” 2006.
 - [36] C. Fleming, “A design methodology for hysteretic dampers in buildings under extreme earthquakes,” 2004.
 - [37] R. Kersting, L. Fahnestock, and W. López, “Seismic Design of Steel Buckling-Restrained Braced Frames,” *nehrop.gov*.
 - [38] StarSeismic, “A Seismic System to Save Lives and Property,” 2016.
 - [39] C. C. Kuo, S. H. Jenn, and J. W. Shiang, “Applications of Seismic Isolation and Energy Dissipation Systems to Buildings in Taiwan,” Tokyo, Japan.
 - [40] M. Mirtaheri, A. Gheidi, A. Zandi, and P. Alanjari, “Experimental

optimization studies on steel core lengths in buckling restrained braces,” *Constr. Steel ...*, 2011.

- [41] J. OVIEDO-AMEZQUITA, “SEISMIC PERFORMANCE OF STORY-DRIFT-CONTROLLED REINFORCED CONCRETE FRAMES WITH HYSTERETIC DAMPERS,” *eng.hokudai.ac.jp*.
- [42] H. Yamaguchi and A. El-Abd, “Effect of earthquake energy input characteristics on hysteretic damper efficiency,” *Earthq. Eng. Struct.*, 2003.
- [43] K. Suzuki, A. Watanabe, and E. Sacki, “Development of U-shaped steel damper for seismic isolation system,” *Nippon steel Tech. Rep.*, 2005.
- [44] W. Robinson and L. Greenbank, “An extrusion energy absorber suitable for the protection of structures during an earthquake,” *Earthq. Eng.*, 1976.
- [45] C. Soydan, A. Gullu, O. Hepbostancı, and E. Yuksel, “Design of a Special Lead Extrusion Damper,” *World Conf.*, 2012.
- [46] G. Rodgers, “Next generation structural technologies: implementing high force-to-volume energy absorbers,” 2009.
- [47] D. J. Dowrick, W. J. Cousins, W. H. Robinson, and J. Babor, “Recent developments in seismic isolation in New Zealand,” *Earthq. Eng. Tenth world Conf.*, 1992.
- [48] S. Alehashem and A. Keyhani, “Behavior and performance of structures equipped with ADAS & TADAS dampers (a comparison with conventional structures),” *14th world*, 2008.
- [49] S. Rais, O. Ounis, and R. Chebili, “STUDY AND MODELLING OF DYNAMIC BEHAVIOUR OF STRUCTURES WITH ENERGY DISSIPATION DEVICES TYPE ADAS,” *tdmd.org.tr*.
- [50] H. Li and G. Li, “Earthquake-resistant design of RC frame with ‘dual functions’ metallic dampers,” *ASME 2007 Press. Vessel.*, 2007.
- [51] G. Li and H. Li, “EXPERIMENTAL STUDY AND APPLICATION IN STEEL STRUCTURE OF ‘DUAL FUNCTIONS’ METALLIC DAMPER,” *Adv. STEEL Constr.*, 2013.
- [52] H. Li, G. Li, and S. Wang, “STUDY AND APPLICATION OF METALLIC YIELDING ENERGY DISSIPATION DEVICES IN BUILDINGS,” 2014.
- [53] M. Bayat and G. Abdollahzade, “Analysis of the steel braced frames equipped with ADAS devices under the far field records,” *Lat. Am. J. Solids*, 2011.
- [54] G. Dargush and T. Soong, “Behavior of metallic plate dampers in seismic passive energy dissipation systems,” *Earthq. Spectra*, 1995.
- [55] C. Perry, E. Fierro, and H. Sedarat, “Seismic upgrade in San Francisco using energy dissipation devices,” *Earthquake*, 1993.
- [56] O. M. Ramirez *et al.*, “Development and evaluation of simplified

procedures for analysis and design of buildings with passive energy dissipation systems-Revision 01,” 2001.

- [57] J. Cai, G. Bu, C. Yang, Q. Chen, and Z. Zuo, “Calculation Methods for Inter-Story Drifts of Building Structures,” *Adv. Struct. Eng.*, vol. 17, no. 5, pp. 735–746, May 2014.
- [58] M. Hachem and N. Mathias, “An international comparison of ground motion selection criteria for seismic design,” *Jt. IABSE-fib*, 2010.

واژه نامه انگلیسی به فارسی

Absolute	مطلق
Acceleration	شتاب
Accelerogram	شتابنگاشت
Action	کنش
Active control	کنترل فعال
Adhesive	چسبندگی
Algorithm	الگوریتم
Alloy	آلیاژ
Ambient	محیط
Amplification	تشدید
Amplitude	دامنه
Analysis	تحلیل
Analyze	تحلیل و تجزیه کردن
Anchor	لنگر، لنگر انداختن
Application	کاربرد، عملی
Architectural	معماری
Attenuation relationship	روابط کاهندگی
Bar	میله، میلگرد
Base shear	برش پایه
Beam	تیر
Bearing	تکیه‌گاه
Bearing plate	صفحه زیر سری
Bearing stress	تنش لهیدگی
Belleville washer	واشر بلویل
Belt	تسمه
Blow	ضربه

Bolt	پیچ
Brace	بادبند، مهاربند
Breakaway	جدایش، کندگی
Break lining pad	پدهای لنت ترمز
Brittle	ترد، شکننده
Buckling	کمانش
Buckling restrained braced	مهاربند کمانش تاب
Capacity	ظرفیت، گنجایش
Casing	پوشش، حفاظ
Cast iron	چدن
Code	آیین نامه
Chevron	شورن (هفتی و هشتی)
Collapse	فروریزش
Compression	فشار، تراکم
Configuration	آرایش
Constraining	گیرداری
Copper	مس
Co planner	هم صفحه
Core	هسته
Couple	زوج
Cover	پوشش
Crack	ترک
Cross section	سطح مقطع
Curve	منحنی
Damage	آسیب
Damping	استهلاک
Damping system	سیستم استهلاکی
Decay	پوسیدگی
Deflection	تغییر شکل

Deformation	تغییر شکل محوری
Delay	تاخیر
Design	طراحی
Diagonal	قطر
Dissipation	استهلاک
Drift	جابجایی نسبی
Dry	خشک
Dual function	دو منظوره
Dual frame system	سیستم دو گانه
Ductile	انعطاف پذیر
Ductility	شکل پذیری
Durability	دوام
Earthquake	زلزله
Earthquake-resistant system	سیستم مقاوم لرزه‌ای
Elastomeric Bearing	جداگر الاستومری
Enviromental	محیطی
Experimental	آزمایشگاهی، تجربی
Explode	انفجار
External forces	نیروی خارجی
Facilities	تجهیزات
Factor of safety	ضریب اطمینان
Failure	شکست
Far feild	حوضه دور
Fatigue	خستگی
Fault	گسل
Finite element	اجزای محدود
Flange	بال
Flexible	انعطاف پذیر
Flexure	خمش

Fracture	شکست
Friction	اصطکاک
Friction damper	میراگر اصطکاکی
Friction pendulum isolator	جداگر لرزه‌ای پاندولی اصطکاکی
Gasket	واشر
Geometric	هندسی
Hardened washer	واشر سخت کننده
Hazard	خطر
Hinge	مفصل
Hybrid control	کنترل ترکیبی
Hysteretic	هیسترتیک
Hysteretic device	میراگر تسلیمی
Inelastic	غیرارتجاعی
Inert	خنثی
Inertial	اینرسی
Interaction	اندراکنش
Immediate occupancy	استفاده بی وقفه
Irregular	نامنظم
Isolation	جداگر لرزه‌ای
Joint	مفصل، اتصال
Lag	تاخیر
Lead rubber bearing	جداگر سربی-لاستیکی (هسته سربی)
Life safety	ایمنی جانی
Linear	خطی
Link	اتصال
Loss modulus	مدول از دست رفتگی

Metallic	فلزی
Metallic damper	میراگر فلزی (تسلیمی)
Mild steel	فولاد نرم
Modal	مودی
Modification	اصلاح، تغییر
Moment resisting construction	سیستم قاب خمشی
Near field	حوضه نزدیک
Non linear	غیرخطی
Numerical	عددی
Over turning	واژگونی
Passive control	کنترل غیرفعال
Performance	عملکرد، کارایی
Period	پریود، دوره تناوب
Pier	شمع، ستون
Plastic	خمیری
Pressure	فشار
Probably	احتمالا
Protection	حفاظت
Pushover Curve	منحنی پوش
Reinforcement	مسلح کردن، آماطور
Retrofitting	بهسازی، مرمت
Rigid	صلب
Rotation	چرخش، دوران
Rubber	لاستیک
Safety factor	ضریب اطمینان

Sag	شکم دادگی، خیز
Sand	ماسه
Sandblast	ماسه پاشی
Scissor-jack	جک-قیچی
Section	مقطع
Semi-active control	کنترل نیمه فعال
Semi-rigid	نیمه صلب
Serviceability	قابلیت بهره برداری
Shaft	میله، محور
Shape	شکل
Shear	برش
Simulation	شبیه سازی
Single-degree-of freedom system	سیستم یکدرجه آزادی
Slip	لغزش
Smart Structure	سازه هوشمند
Spectra	طیف
Spring	فنر
Stiffness	سختی
Storage modulus	مدول نهفتگی
Strain	کرنش
Strength	مقاومت
Stress	تنش
Structure	سازه
Stud	گلمیخ
System properties	مشخصات سیستم
Theorem	تئوری، نظریه
Thermal	حرارتی
Time history analysis	آنالیز تاریخچه زمانی
Toggle	مفصل بند
True contact surface	سطح تماس واقعی

Tube	غلاف، لوله
Ultimate load	بار نهایی
Verification	اعتبارسنجی
Vertical load	بار قائم
Vibration absorber	جاذب ارتعاشی
Viscous damper	میراگر ویسکوز
Yeilding	تسلیم
Yeilde point	حد تسلیم

واژه نامه فارسی به انگلیسی

Configuration	آرایش
Experimental	آزمایشگاهی، تجربی
Damage	آسیب
Alloy	آلیاژ
Time history analysis	آنالیز تاریخچه زمانی
Code	آیین نامه
Link	اتصال
Finite element	اجزای محدود
Probably	احتمالا
Immediate occupancy	استفاده بی وقفه
Damping	استهلاک
Dissipation	استهلاک
Friction	اصطکاک
Modification	اصلاح، تغییر
Verification	اعتبارسنجی
Interaction	اندرکنش
Ductile	انعطاف پذیر
Flexible	انعطاف پذیر
Explode	انفجار
Life safety	ایمنی جانی
Inertial	اینرسی
Brace	بادبند، مهاربند
Vertical load	بار قائم
Ultimate load	بار نهایی
Flange	بال
Shear	برش

Base shear	برش پایه
Retrofitting	بهسازی، مرمت
Break lining pad	پدهای لنت ترمز
Period	پریود، دوره تناوب
Decay	پوسیدگی
Cover	پوشش
Casing	پوشش، حفاظ
Bolt	پیچ
Delay	تاخیر
Lag	تاخیر
Facilities	تجهیزات
Analysis	تحلیل
Analyze	تحلیل و تجزیه کردن
Brittle	ترد، شکننده
Crack	ترک
Yeilding	تسلیم
Belt	تسمه
Amplification	تشدید
Deflection	تغییر شکل
Deformation	تغییر شکل محوری
Bearing	تکیه گاه
Stress	تنش
Bearing stress	تنش لهیدگی
Beam	تیر
Theorem	تئوری، نظریه
Drift	جابجایی نسبی
Vibration absorber	جاذب ارتعاشی
Elastomeric Bearing	جداگر الاستومری

Lead rubber bearing	جداگر سربی-لاستیکی (هسته سربی)
Isolation	جداگر لرزه‌ای
Friction pendulum isolator	جداگر لرزه‌ای پاندولی اصطکاکی
Breakaway	جدایش، کندگی
Scissor-jack	جک-قیچی
Cast iron	چدن
Rotation	چرخش، دوران
Adhesive	چسبندگی
Yield point	حد تسلیم
Thermal	حرارتی
Protection	حفاظت
Far field	حوضه دور
Near field	حوضه نزدیک
Fatigue	خستگی
Dry	خشک
Hazard	خطر
Linear	خطی
Flexure	خمش
Plastic	خمیری
Inert	خنثی
Amplitude	دامنه
Dual function	دو منظوره
Durability	دوام
Attenuation relationship	روابط کاهندگی
Earthquake	زلزله

Couple	زوج
Structure	سازه
Smart Structure	سازه هوشمند
Stiffness	سختی
True contact surface	سطح تماس واقعی
Cross section	سطح مقطع
Damping system	سیستم استهلاکی
Dual frame system	سیستم دو گانه
Moment resisting construction	سیستم قاب خمشی
Earthquake-resistant system	سیستم مقاوم لرزه‌ای
Single-degree-of freedom system	سیستم یکدرجه آزادی
Simulation	شبیه‌سازی
Acceleration	شتاب
Accelerogram	شتابنگاشت
Failure	شکست
Fracture	شکست
Shape	شکل
Ductility	شکل‌پذیری
Sag	شکم دادگی، خیز
Pier	شمع، ستون
Chevron	شورن (هفتی و هشتی)
Bearing plate	صفحه زیر سری
Rigid	صلب
Blow	ضربه
Factor of safety	ضریب اطمینان
Safety factor	ضریب اطمینان

Design	طراحی
Spectra	طیف
Capacity	ظرفیت، گنجایش
Numerical	عددی
Performance	عملکرد، کارایی
Tube	غلاف، لوله
Inelastic	غیرارتجاعی
Non linear	غیرخطی
Collapse	فروریزش
Pressure	فشار
Compression	فشار، تراکم
Metallic	فلزی
Spring	فنر
Mild steel	فولاد نرم
Serviceability	قابلیت بهره‌برداری
Diagonal	قطر
Application	کاربرد، عملی
Strain	کرنش
Buckling	کمانش
Hybrid control	کنترل ترکیبی
Passive control	کنترل غیرفعال
Active control	کنترل فعال
Semi-active control	کنترل نیمه فعال
Action	کنش

Fault	گسل
Stud	گلمیخ
Constraining	گیرداری
Rubber	لاستیک
Slip	لغزش
Anchor	لنگر، لنگر انداختن
Sand	ماسه
Sandblast	ماسه پاشی
Ambient	محیط
Enviromental	محیطی
Loss modulus	مدول از دست رفتگی
Storage modulus	مدول نهفتگی
Copper	مس
Reinforcement	مسلح کردن، آماتور
System properties	مشخصات سیستم
Absolute	مطلق
Architectural	معماری
Hinge	مفصل
Joint	مفصل، اتصال
Toggle	مفصل بند
Strength	مقاومت
Section	مقطع
Curve	منحنی
Pushover Curve	منحنی پوش
Modal	مودی
Buckling restrained braced	مهاربند کمانش تاب
Friction damper	میراگر اصطکاکی
Hysteretic device	میراگر تسلیمی

Metallic damper	میراگر فلزی (تسلیمی)
Viscous damper	میراگر ویسکوز
Shaft	میله، محور
Bar	میله، میلگرد
Irregular	نامنظم
External forces	نیروی خارجی
Semi-rigid	نیمه صلب
Over turning	واژگونی
Gasket	واشر
Belleville washer	واشر بلویل
Hardened washer	واشر سخت کننده
Core	هسته
Co planner	هم صفحه
Geometric	هندسی
Hysteretic	هیسترتیک