

بررسی اثر میانقاب مهندسی در رفتار لرزه‌ی سازه‌ی فولادی و مقایسه‌ی آن با اثر دیوار برشی، میانقاب بتنی و دیوار جداشده

مجید محمدی* (استادیار)

مجید شوندی (کارشناس ارشد)

پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۳۹۴ (ص. ۵۳-۳۷)
دوری ۲ - ۳۱، شماره ۴/۲، ص. ۵۳-۳۷

به تازگی میانقابی پیشنهاد و آزمایش شده است که فیوز لغزشی اصطکاکی در ارتفاع میانی دیوار دارد. نتایج آزمایشگاهی و عددی نشان داده است که این میانقاب‌ها مقاومت جانبی و شکل‌پذیری بالایی مشابه دیگر المان‌های سازه‌ی دارند و از این رو میانقاب مهندسی نام‌گذاری شده‌اند. در این نوشتار، تأثیر این میانقاب‌ها در بهبود رفتار لرزه‌ی سازه‌های فولادی بررسی و در ادامه، عملکردشان نسبت به سازه‌های با دیوار برشی، یا با میانقاب بتنی ساده و همچنین سازه با میانقاب جداشده از قاب مقایسه شده است. ساختمان‌های فولادی با تعداد طبقات ۱، ۳، ۵ و ۷ سیستم قاب خمشی، براساس آیین‌نامه‌ی ایران طراحی شده‌اند. به منظور مقایسه رفتار لرزه‌ی ساختمان‌های مورد مطالعه، یک قاب از هر یک انتخاب و مورد تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی قرار گرفته است. برای مدل‌سازی قاب‌های دو بُعدی و انجام تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی از برنامه‌ی IDARC 2D Version 7.0 استفاده شده است. براساس نتایج به دست آمده، میانقاب‌های مهندسی با فیوز برشی لغزان، تأثیر بسیار مطلوبی در بهبود رفتار لرزه‌ی سازه‌های فولادی نسبت به دیوار برشی و سایر موارد مطرح شده دارند.

واژگان کلیدی: میانقاب مهندسی، دیوار برشی، زلزله، سختی، مقاومت، شکل‌پذیری.

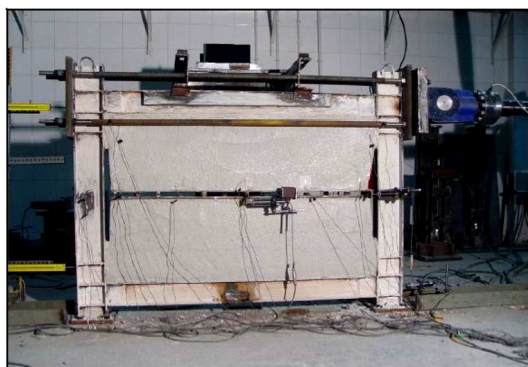
m.mohammadigh@iiees.ac.ir
m.shavandi@iiees.ac.ir

۱. مقدمه

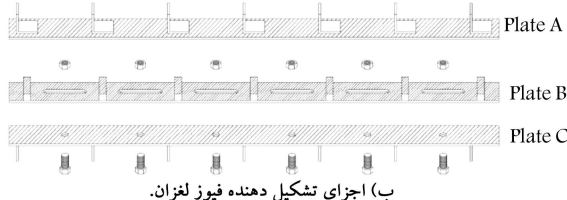
افزایش توجه به تأثیر پانل‌های با میانقاب در پاسخ غیرخطی سازه‌های با قاب فولادی و بتنی مسلح در ۵ دهه‌ی گذشته مشاهده شده است.^[۱] میانقاب‌ها تأثیر بسزایی در آنالیز سازه‌ها دارند و منجر به افزایش سختی و ظرفیت جانبی سازه‌های قابی می‌شوند.^[۲] رفتار قاب‌های با میانقاب متأثر از اندرکنش میانقاب با قاب پیرامونی آن است.^[۳] لزوم تقویت میانقاب‌های ساخته‌شده از مصالح بتنی در راستای افزایش مقاومت جانبی ساختمان‌ها در برابر زلزله، برای سالیان متمادی مورد توجه پژوهشگران بوده است. برای دست‌یافتن به میانقاب‌هایی با مقاومت و شکل‌پذیری مطلوب، روش‌های مختلفی مورد بررسی قرار گرفته است. برخی از این روش‌ها عبارت‌اند از: استفاده از برش‌گیرها در سطح مشترک بین قاب و میانقاب،^[۴] استفاده از روکش بتنی،^[۵] استفاده از فزو سیمنت،^[۶] تسلیح افقی میانقاب،^[۷] استفاده از تیر بتنی مسلح در نیمه‌ی ارتفاع میانقاب،^[۸] استفاده از فیبرهای پلیمری تقویت‌شده (FRP)،^[۹] و تزیق الیاف مسلح شکل‌پذیر مرکب با خواص سیمانی.^[۱۰] در ادامه، برخی از پژوهشگران تلاش کرده‌اند تا با حذف مودهای نامطلوب شکست میانقاب و افزایش

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۲/۸/۲۰، اصلاحیه ۱۳۹۲/۱۲/۱۲، پذیرش ۱۳۹۲/۱۲/۲۷



الف) نمای کلی میانقاب مهندسی (دارای فیوز لغزشی)؛



شکل ۱. جزئیات قاب فولادی و فیوز برشی و محل قرارگیری فیوز برشی در نمونه‌ها. [۱۶]

روی همدیگر (اصطکاک دینامیکی) باید به گونه‌ایی باشد که لغزش قبل از رسیدن میانقاب به حالت خرابی اتفاق بیفتد، بنابراین تا رسیدن به حد خرابی باید نیروی برشی زیادی از این طریق منتقل شود. [۱۶] یکی از ساده‌ترین راه‌های دستیابی به این مقدار نیروی برشی، افزایش نیروی فشاری بین دو صفحه است. دو صفحه‌ی فیوز، که در راستای طولی دیوار می‌توانند نسبت به هم حرکت کنند، توسط تعدادی پیچ به هم متصل شده‌اند که با تغییر نیروی فشاری این پیچ‌ها و در نتیجه افزایش نیروی فشاری وارد به صفحات فیوز، و یا با استفاده از تاندون‌هایی که به صورت قائم دور دیوار را فرا گرفته‌اند، می‌توان نیروی آستانه‌ی لغزش فیوز را تنظیم کرد. [۱۶] وجود یک لایه‌ی لغزان معمولی در ارتفاع میانی دیوار، باعث کاهش مقاومت برون صفحه‌ی آن می‌شود. بنابراین لایه‌ی لغزان به گونه‌یی طراحی شده است که فقط در جهت طولی دیوار امکان حرکت دارد و در جهت خارج از صفحه، کاملاً صلب عمل می‌کند. [۱۶] همچنین این تذکر لازم است که هنوز در مورد مقاومت برون صفحه‌ی انواع میانقاب در زلزله‌های مختلف، تردیدهای جدی وجود دارد؛ ولی در پژوهش مذکور نشان داده شده است که مقاومت عرضی میانقاب مهندسی به اندازه‌یی است که حتی در زلزله‌های شدید و پس از ایجاد آسیب‌های زیاد در آن، امکان خروج دیوار از داخل صفحه وجود ندارد، [۱۶] که این خود یکی از مزیت‌های اصلی میانقاب مهندسی نسبت به سایر میانقاب‌هاست. به رغم این موضوع و وجود کاستی‌های فراوان در مقاومت عرضی میانقاب‌های معمولی، در این پژوهش فرض شده است که تمامی دیوارهای مورد مطالعه، به گونه‌یی مناسب در جهت عرضی پایدار شده‌اند.

در پژوهش ذکر شده سه عدد میانقاب با فیوز برشی لغزان ساخته شده‌اند، که تنظیم فیوز در ۲ عدد از آنها با تغییر نیروی فشاری پیچ‌ها و در نمونه‌ی سوم با کابل‌های پیش‌تنیده‌یی بوده است که به طور قائم دور میانقاب قرار گرفته‌اند. این نمونه‌ها، نمونه‌های ۱، ۲ و ۳ نام‌گذاری شده‌اند. نمونه‌ی آزمایشگاهی قاب جدا شده از میانقاب (نمونه‌ی ۴)، همان قاب پیرامونی میانقاب‌های مهندسی مورد آزمایش در پژوهش مذکور است که بدون حضور میانقاب‌ها تحت بارگذاری چرخه‌یی قرار گرفته است. [۱۶]

برخی از آن‌ها نیز تأثیر استفاده از روکش یا جلیقه‌ی بتنی را در افزایش مقاومت و شکل‌پذیری میانقاب‌های ساخته شده از مصالح بتنی بررسی کرده‌اند. [۱۴] برای جلوگیری از تخریب مصالح میانقاب و در راستای دستیابی به شکل‌پذیری‌های بالا، نوع جدیدی از میانقاب‌ها استفاده شده است، [۱۵] که می‌توان آنها را تا حد زیادی مهندسی دانست. در این میانقاب به منظور تنظیم خواص سازه‌یی، وسیله‌یی به نام فیوز برشی لغزان در دیوار به کار رفته است. در واقع ایده‌ی کلی به کار گرفته شده در ساخت، طراحی و آزمایش چنین سازه‌یی از مفهوم فیوز در مدارهای الکتریکی و یا شیر اطمینان در مخازن تحت فشار ناشی می‌شود. در این میانقاب مهندسی به محض رسیدن بار جانبی به یک حد مشخص، فیوز برشی به صورت اصطکاک‌ی شروع به لغزش می‌کند و با محدود کردن تنش‌های موجود در میانقاب از تخریب آن جلوگیری می‌شود. به طور کلی مزایای استفاده از این میانقاب‌ها در سازه شامل این موارد است: [۱۶]

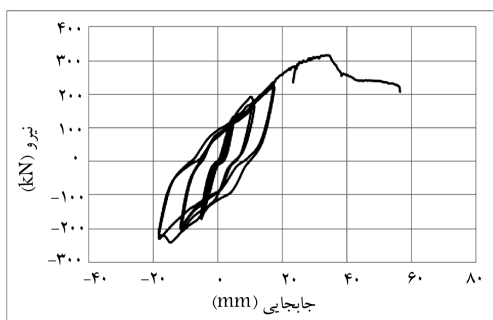
۱. بهبود شکل‌پذیری، افزایش مقاومت و میزان جذب انرژی سیستم.
۲. این نوع میانقاب‌ها قابلیت طراحی برای یک مقاومت خاص را دارند و می‌توان نیروی آستانه‌ی لغزش آنها را با توجه به مقاومت طلب سازه، ضوابط آیین‌نامه‌یی یا سایر پارامترهای پیش‌بینی نشده تعیین کرد.
۳. با توجه به آزمایش‌های انجام شده، مقاومت برون صفحه‌ی این میانقاب‌ها بسیار بیشتر از میانقاب‌های معمولی است.

امروزه با ظهور سیستم‌های جدید در باربری جانبی، مقایسه‌ی این سیستم‌ها با سیستم‌های کاربردی در طراحی و اجرای سازه‌های فولادی و بتنی مطرح می‌شود. در همین راستا، سازه‌های فولادی دارای میانقاب مهندسی به همراه فیوز برشی لغزان با سازه‌های فولادی دارای دیوار برشی، میانقاب بتنی ساده و میانقاب جدا شده از قاب مقایسه شده‌اند، تا تأثیر این سیستم باربر جانبی نو در بهبود رفتار و عملکرد لرزه‌یی سازه‌های فولادی مورد بررسی قرار گیرد.

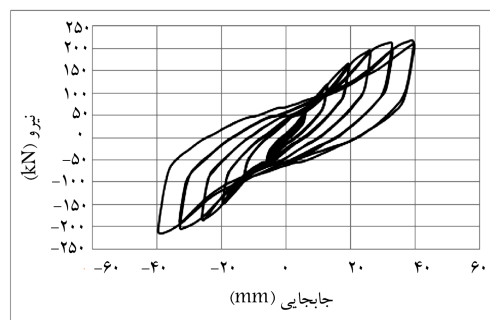
۲. نمونه‌های آزمایشگاهی

۲.۱. میانقاب‌های مهندسی دارای فیوز برشی لغزان و نمونه‌ی قاب جدا شده از میانقاب

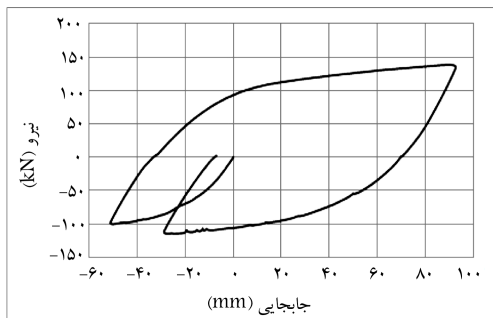
مدل اولیه‌ی میانقاب مهندسی که در پژوهشی در سال ۲۰۰۸ مورد بررسی و آزمایش قرار گرفته است، به همراه فیوز برشی موجود در آن در شکل ۱ مشاهده می‌شود. [۱۶] مطابق شکل مذکور، این نوع فیوز از ۳ ورق فولادی و ۶ عدد پیچ تشکیل شده و در ارتفاع میانی میانقاب قرار گرفته است. برش‌گیرها به دو صفحه‌ی اول و سوم (Plate A & C) وصل شده و صفحه‌ی دوم (Plate B) دارای سوراخ‌های لوبیایی است. برش‌گیرها موجب انتقال برش از میانقاب به تیر و از میانقاب به فیوز می‌شوند. صفحه‌ی C نیز سوراخ‌های معمولی دارد. صفحات A و B نسبت به هم هیچ حرکتی ندارند و عملاً توسط مقاطع قوطی شکل به هم متصل شده‌اند، ولی صفحات B و C می‌توانند در راستای طولی دیوار نسبت به هم حرکت کنند. این تذکر لازم است که در صورت عدم به کارگیری صفحه‌ی A، حرکت پیچ‌ها در داخل بتن باعث خرده شدن و در نهایت، تخریب دیوار در ناحیه‌ی متصل به فیوز می‌شود. [۱۶] فیوز برشی لغزان، دو صفحه‌ی فلزی دارد که روی همدیگر قرار گرفته‌اند و از اصطکاک موجود بین آنها، جهت کنترل رفتار سازه استفاده شده است. از آنجا که میزان نیروی لازم برای حرکت دو صفحه بر



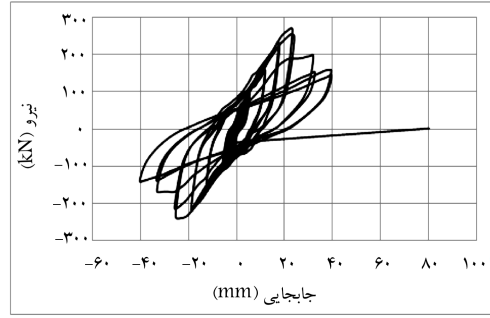
شکل ۲. ب) منحنی رفتاری نمونه ۴۳



شکل ۲. الف) منحنی رفتاری نمونه ۱

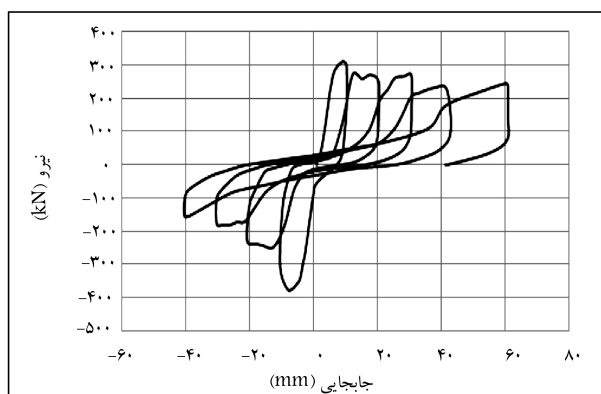


شکل ۲. ت) منحنی رفتاری نمونه ۴



شکل ۲. ب) منحنی رفتاری نمونه ۲

شکل ۲. منحنی رفتاری قاب‌های با میانقاب مهندسی و قاب جداشده از میانقاب در نمونه‌های ۱ الی ۴ [۱۶]



شکل ۳. منحنی رفتاری نمونه ۵ [۴]

با سازه‌های فولادی دارای میانقاب بتنی مسلح، میانقاب جداشده از قاب و دیوار برشی، ۲ سازه فولادی با سیستم قاب خمشی خالی (سازه ۱) و قاب خمشی دارای دیوار برشی (سازه ۲) با فرض قاب خمشی ویژه براساس استاندارد ۲۸۵۰ ایران، [۱۸] و در ۴ حالت ۱، ۳، ۵ و ۷ مطابق آیین‌نامه فولاد ایران، [۱۹] و آیین‌نامه ACI، [۲۰] طراحی شده است. نمای سه‌بعدی ۲ سازه مورد بررسی در شکل ۴ ارائه شده است. مطابق شکل مذکور، سازه‌ها ۳ دهانه در هر طرف دارند. در ساختمان‌های مورد بررسی فرض شده است که فقط دهانه میانی در راستای محور X دیوار دارد و دو دهانه مجاور آن بدون دیوار هستند، بنابراین توزیع میانقاب‌ها یا دیوارهای برشی نسبت به پلان سازه متقارن هستند. فاصله دهانه‌ها در راستای محور X برابر ۴٫۵ متر و در راستای محور Y برابر ۵ متر و ارتفاع کلیه طبقات برابر ۳ متر است. به منظور سهولت در انجام محاسبات و مقایسه نتایج، همه تحلیل‌ها به صورت دو بعدی انجام شده است. بنابراین ادامه مطالعات و تحلیل‌های تاریخی زمانی بر روی یکی از

در واقع نتایج حاصل از آزمایش این قاب همانند حالتی است که قاب با میانقاب باشد، با این تفاوت که قاب و میانقاب از یکدیگر جدا هستند و هیچ‌گونه اندرکنشی بین قاب و میانقاب ایجاد نمی‌شود، لذا نمونه مذکور، IIF^۲ نام‌گذاری شده است. در شکل ۲، منحنی رفتاری ۴ نمونه مطرح‌شده در این بخش ارائه شده است. منحنی رفتاری نمونه‌های ارائه‌شده، منحنی رفتاری میانقاب به همراه قاب پیرامونی آن است.

۲.۲. نمونه آزمایشگاهی میانقاب بتنی مسلح

در پژوهش دیگری در سال ۲۰۰۷، مطالعات آزمایشگاهی و عددی روی تعدادی نمونه میانقاب با قاب پیرامونی در دو مقیاس کوچک (با اتصالات مفصلی) و متوسط (با اتصالات صلب) تحت بارگذاری چرخه‌ای انجام شده است. [۱۷] از بین این نمونه‌ها، مدل رفتاری نمونه میانقاب بتنی مسلح (RC) به ضخامت ۱۰ سانتی‌متر و با آرماتورهای افقی و قائم با قطر ۸ میلی‌متر به فاصله ۲۰ سانتی‌متر و با مقیاس دو سوم برای ادامه مطالعات و مقایسه با نتایج حاصل از تحلیل‌های صورت‌گرفته بر روی میانقاب‌های مهندسی انتخاب شده است (نمونه ۵). در شکل ۳، مدل رفتاری میانقاب حاصل از تحلیل‌های آزمایشگاهی به همراه قاب پیرامونی‌اش ارائه شده است.

این تذکر لازم است که در همه نمونه‌ها به جزء نمونه ۵ هیچ نگرانی در مورد حرکت عرضی دیوار وجود ندارد، ولی در نمونه ۵ ممکن است حرکت عرضی وجود داشته باشد. با وجود این، برای مقایسه اثر زلزله‌ی عرضی روی نمونه ۵ صرف‌نظر شده است.

۳. جزئیات مدل‌سازی

برای مقایسه رفتاری و عملکرد لرزه‌ی سازه‌های فولادی دارای میانقاب‌های مهندسی

و همچنین ضخامت دیوار برشی در طبقات مختلف با سازه‌های دارای نمونه‌های آزمایشگاهی (سازه‌ی ۱) متفاوت است. در این حالت از آنجایی که هر دو نوع سازه (سازه‌های ۱ و ۲) مطابق آیین‌نامه طراحی شده‌اند و مقاطع بهینه هستند، مقایسه‌ی آنها تحت زلزله‌های وارده صورت گرفته است، که مقایسه‌ی اصولی‌تری خواهد بود.

۴. تأثیر تغییر مقطع قاب‌های پیرامونی در مقاومت نهایی میانقاب

در ساختمان‌های دارای قاب خمشی معمولاً ستون‌ها و تیرهای طبقات پایینی از طبقات فوقانی قوی‌تر هستند، و این در حالی است که مطالعات آزمایشگاهی بر روی یک قاب خاص انجام شود. منحنی هیستریزس نمونه‌های آزمایشگاهی استفاده شده در این نوشتار نیز خروجی یک قاب خاص است. بنابراین لازم است قبل از انجام تحلیل‌های عددی و استفاده از منحنی‌های هیستریزس به دست آمده از آزمایش‌ها، تأثیر تغییر مقطع قاب‌های پیرامونی در مقاومت نهایی میانقاب بررسی شود. البته این تذکر لازم است که تغییر مقطع در نتایج حاصل در این پژوهش تأثیری ندارد. زیرا در صورت وجود خطا، مقدار افزایش یا کاهش مقاومت نسبت به نمونه‌ی حاصل از نتایج آزمایشگاهی در دهانه‌های متناظر تقریباً یکسان است.

برای به دست آوردن رابطه‌ی مقاومت نهایی میانقاب از میان روابط موجود از رابطه‌ی مینستون^۳ که در [۲۱]، FIMA۲۷۳، و [۲۲]، FIMA۳۰۶، به کار رفته و تاکنون توسط تعداد زیادی از پژوهشگران مورد استفاده قرار گرفته است و نتایج آن هماهنگی خوبی با نتایج تجربی دارد، [۱۶] استفاده شده است. رابطه‌ی مینستون به صورت رابطه‌ی ۱ است:

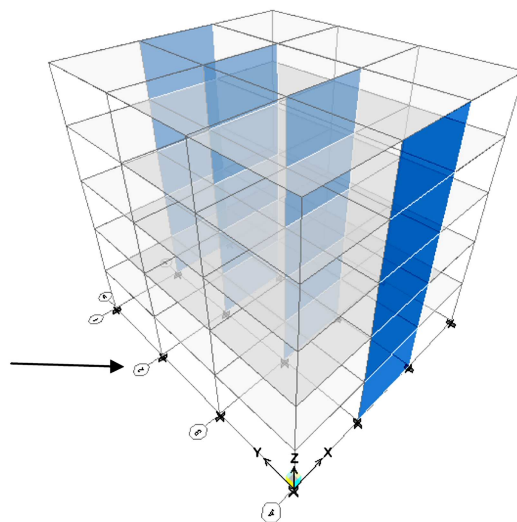
$$F_u = a \times t_{inf} \times F_{me} \times \cos \theta \quad (1)$$

که در آن، a عرض دستک معادل، t_{inf} ضخامت دیوار، F_{me} مقاومت فشاری مصالح دیوار، و θ زاویه‌ی قطر دیوار با افق است.

همچنین فرض بر این است که خصوصیات مصالح به کار رفته در سازه‌های طراحی شده مطابق نمونه‌های آزمایشگاهی است. با طراحی قاب‌های ۱، ۳، ۵ و ۷ طبقه، پروفیل ستون و تیرهای قاب اطراف میانقاب‌ها مشخص شده است. با توجه به محاسبات صورت گرفته در بیشترین حالت ممکن، اختلاف ۲۷٫۹۲٪ در اثر تفاوت قاب پیرامونی میانقاب (مربوط به قاب پیرامونی میانقاب بتنی مسلح در طبقه‌ی اول سازه‌ی ۷ طبقه) با نمونه‌ی اصلی وجود دارد. به طور کلی مقاومت نهایی میانقاب‌ها در سازه‌های دارای نمونه‌های ۱ تا ۴ بین ۸٫۵۸٪ تا ۲۰٫۷۸٪ درصد و در سازه‌های دارای نمونه‌ی ۵ بین ۰٫۵۱٪ تا ۲۷٫۹۲٪ درصد با نمونه‌ی اصلی اختلاف دارد. در همه‌ی نمونه‌ها، ارتفاع و طول قاب پیرامونی میانقاب همانند نمونه‌ی اصلی و ضخامت میانقاب نیز در کلیه‌ی حالات ۲۰ سانتی‌متر است. با توجه به موارد مطرح شده، از این اختلاف در ادامه‌ی روند کار و انجام تحلیل‌های عددی صرف نظر شده است.

۵. بررسی اثر مقیاس در خروجی‌های به دست آمده از نمونه‌های آزمایشگاهی

از آنجایی که مدل‌سازی قاب‌ها در مقیاس واقعی انجام می‌گیرد، خروجی‌های حاصل از مطالعات آزمایشگاهی (نمودار نیرو - تغییر مکان قاب پیرامونی به همراه میانقاب) باید



شکل ۴. نمای سه بعدی ساختمان‌های مورد بررسی.

قاب‌ها (قاب ۲، شکل ۴) انجام شده است تا خصوصیات لرزه‌ی آن‌ها مشخص شود.

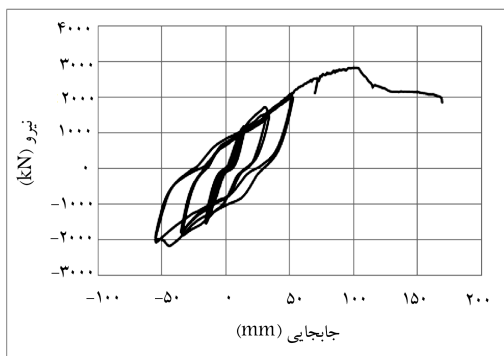
۱.۳. قاب خالی به همراه نمونه‌های آزمایشگاهی (نمونه‌های ۱-۵)
در طراحی سازه‌های دارای نمونه‌های آزمایشگاهی، مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران، [۱۸] اثر وجود میانقاب در طراحی سازه‌ها فقط در محاسبه‌ی زمان تناوب اصلی ساختمان منظور و وزن آنها به صورت خطی بر روی تیر زیرین قاب پیرامونی میانقاب منظور شده است. ضخامت دیوارها برابر ۲۰ سانتی‌متر است.

۲.۳. قاب خمشی خالی به همراه دیوار برشی ۲۰ سانتی‌متری (W۲۰)

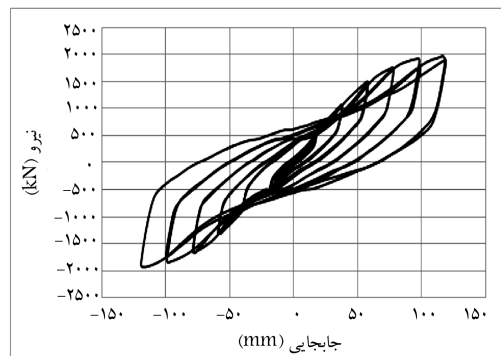
در این سازه‌ها، ضخامت کلیه‌ی دیوارهای برشی همانند سازه‌های دارای نمونه‌های آزمایشگاهی، ۲۰ سانتی‌متر منظور شده است. همچنین مقاطع تیر و ستون همان مقاطع سازه‌های دارای نمونه‌های آزمایشگاهی است. به همین دلیل برای قاب‌های دارای این نوع دیوار برشی نام W۲۰ انتخاب شده است. در واقع فقط محل قرارگیری میانقاب مهندسی با دیوار برشی ۲۰ سانتی‌متری با آرما تورک‌مینه جایگزین شده است. این تذکر لازم است که مقاطع تیر و ستون‌ها در سازه‌های دارای میانقاب مهندسی براساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران به صورت بهینه طراحی شده است، در حالی که در این حالت فقط دیوار برشی جایگزین میانقاب شده و لذا مقاطع تیر و ستون بسیار قوی‌تر از حالت بهینه است. با ایجاد تفاوت در پارامتر دیوار برشی و میانقاب، تأثیرات آنها در رفتار سازه‌ها تحت زلزله‌های وارده بررسی شده است. به نوعی هدف آن بوده است که در این حالت، تأثیر جایگزین شدن میانقاب با دیوار برشی با ضخامتی برابر در یک سازه‌ی کاملاً مشابه از لحاظ‌های دیگر بررسی شود.

۳.۳. قاب خمشی به همراه دیوار برشی طراحی شده (Wdesign)

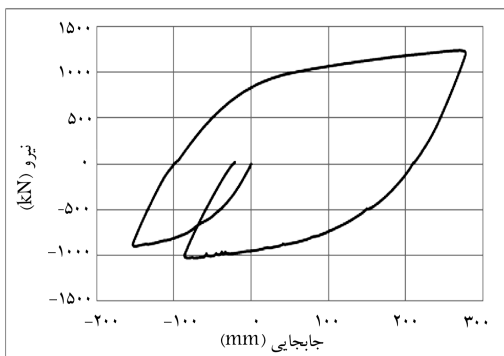
این سازه‌ها براساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران، [۱۸] و دیوار برشی نیز مطابق آیین‌نامه‌ی ACI، [۲۰] طراحی شده است (سازه‌ی ۲). به همین دلیل برای قاب‌های دارای این نوع دیوار برشی نام Wdesign انتخاب شده است. در این سازه‌ها مقاطع تیر و ستون



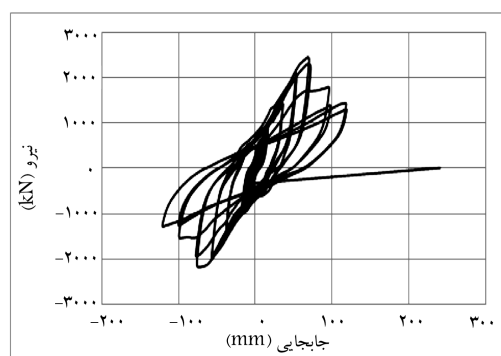
پ) نمودار هیستریزس نمونه ۳ در مقیاس واقعی؛



الف) نمودار هیستریزس نمونه ۱ در مقیاس واقعی؛

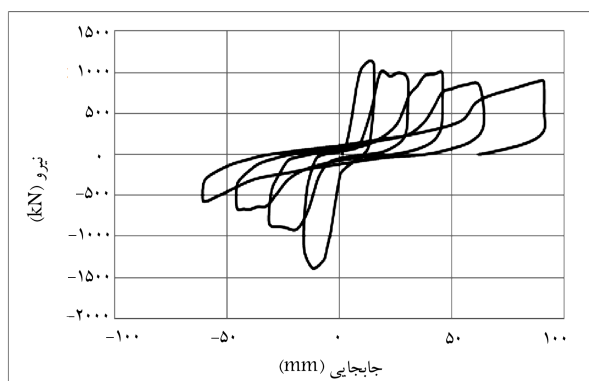


ت) نمودار هیستریزس نمونه ۴ در مقیاس واقعی.



ب) نمودار هیستریزس نمونه ۲ در مقیاس واقعی؛

شکل ۵. نمودارهای هیستریزس نمونه‌های ۱ الی ۴ در مقیاس واقعی.



شکل ۶. نمودار هیستریزس نمونه‌ی ۵ در مقیاس واقعی.

۶. مقایسه‌ی پوش رفتار نمونه‌های آزمایشگاهی

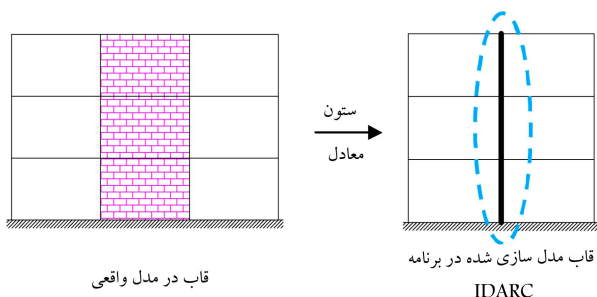
پوش نمودارهای به‌دست‌آمده برای نمونه‌های آزمایشگاهی در ابعاد واقعی و یکسان در شکل ۷ نشان داده شده است. مطابق شکل مذکور، سختی اولیه به ترتیب در نمونه‌های ۵، ۳، ۱، ۲ و ۴ مقادیر بزرگ‌تری هستند، هر چند مقاومت نمونه‌های دارای میانقاب مهندسی بیشتر است. از میان این ۵ نمونه، نمونه‌ی ۴ پس از آن، نمونه‌های دارای میانقاب مهندسی (۱ تا ۳) بیشترین شکل‌پذیری و در انتها نمونه‌ی ۵، کمترین شکل‌پذیری را دارد.

نمودارهای شکل ۷ را می‌توان به‌عنوان نماینده‌ی پوش رفتار سازه‌های شامل این میانقاب‌ها دانست. از آنجایی که در سازه‌های مورد بررسی به قاب‌های شامل میانقاب به تعداد یکسان تیر و ستون با مشخصات مشابه اضافه می‌شود، در نتیجه

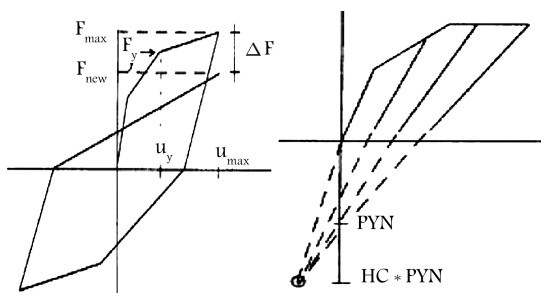
از حالت مقیاس‌شده خارج شوند. بنابراین در این بخش به تأثیر پارامترهای مختلف در تغییر مقادیر خروجی در اثر مقیاس‌کردن پرداخته می‌شود.

در مطالعات آزمایشگاهی از مقیاس ۰/۳۳ برای مدل‌سازی قاب‌ها استفاده شده است.^[۱۶] این مدل آزمایشگاهی از یکی از قاب‌های طبقه‌ی همکف یک سازه‌ی ۴ طبقه استخراج و سپس در مقیاس ۰/۳۳ مدل آزمایشگاهی آن ساخته شده است. مقادیر مدول کشسانی مصالح در مطالعات تحلیلی و آزمایشگاهی یکسان فرض شده است، بنابراین، این پارامتر در اثر مقیاس‌کردن تغییری نمی‌کند. ابعاد نمونه و تغییرمکان مطابق ضریب مقیاس و مقاومت مطابق با توان ۲ ضریب مقیاس تغییر می‌کند.^[۱۳] در نتیجه با توجه به ضریب مقیاس ۰/۳۳، ابعاد و تغییرمکان در نمونه‌ی واقعی نسبت به نمونه‌ی آزمایشگاهی، ۳ برابر و مقاومت ۹ برابر می‌شود. بنابراین نمودار هیستریزس نمونه‌های ۱ الی ۴ در مقیاس واقعی به‌صورت شکل ۵ هستند.

ضخامت نمونه‌ی ۵ در مدل واقعی ۱۵ سانتی‌متر است،^[۱۷] در حالی که در میانقاب‌های مهندسی ۲۰ سانتی‌متر است. برای مقایسه‌ی بهتر تفاوت‌های رفتاری این نوع میانقاب‌ها، ضخامت نمونه‌ی ۵ نیز به ۲۰ سانتی‌متر افزایش داده شده است. همچنین ستون‌های پیرامونی نمونه‌ی ۵ نیز همانند میانقاب‌های مهندسی ۴۰۰ IPE (در مقیاس واقعی) در نظر گرفته شده است. در همین راستا برای مقیاس‌کردن خروجی نیرو - تغییرمکان این میانقاب در بخش مقاومت، نیرو در مقاومت نهایی به‌دست‌آمده از رابطه‌ی مینستون (رابطه‌ی ۱) در مقیاس واقعی نسبت به مقاومت نهایی به‌دست‌آمده از رابطه‌ی مینستون در مقیاس ۰/۶۶ ضرب شده است. براساس محاسبات انجام‌شده مقدار این ضریب ۳/۶۷ به‌دست آمده است. بنابراین نمودار هیستریزس قاب به طول ۴/۵ متر، ارتفاع ۳ متر و ضخامت میانقاب بتنی ۲۰ سانتی‌متر به‌صورت شکل ۶ است.

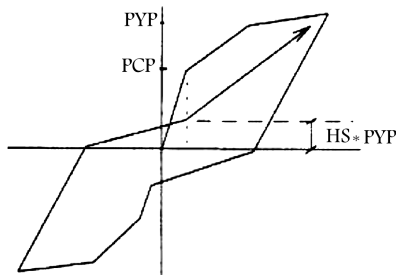


شکل ۸. نحوه‌ی مدل‌سازی قاب در برنامه‌ی IDARC.



مدل کاهش مقاومت

مدل کاهش سختی



مدل لغزش یا رفتار باریک شدگی

شکل ۹. نحوه‌ی ارائه‌ی مدل‌های کاهش سختی، کاهش مقاومت و رفتار باریک‌شدگی در مدل هیسترتیک پارک [۲۵].

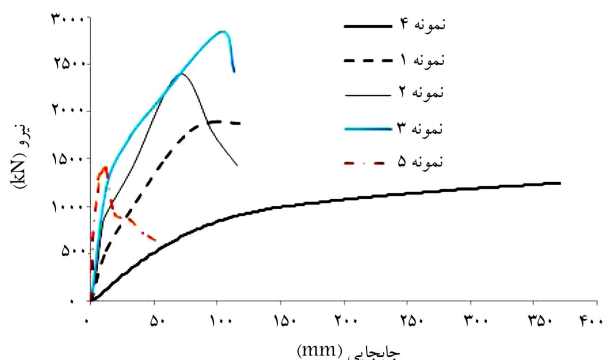
الف) مدل ۳ پارامتری پارک

مدل هیسترتیک پارک برای اولین بار در سال ۱۹۸۷ مطرح شده است. این مدل شامل: کاهش سختی، کاهش مقاومت، پاسخ نامتقارن، بدون لغزش^۶، و پوش یکنواخت^۳ خطی است (شکل ۹). مدل آثار رفتار هیسترتیک، یک المان را از یک مرحله‌ی خطی به دیگری به طور وابسته با تاریخچه‌ی تغییرشکل‌ها تغییر می‌دهد. بنابراین، مدل مذکور شامل تعداد زیادی از خطوط است، که به هر مرحله‌ی خطی، شاخه گفته می‌شود. [۲۷]

ب) مدل ۲ خطی

این مدل به عنوان یک گزینه برای مدل‌کردن المان‌های سازه‌ی مختلف استفاده می‌شود. شکل ۱۰، شاخه‌های مدل هیسترتیک و یک نمونه منحنی‌های هیسترتیک را نشان می‌دهد. [۲۷]

پارامترهای لازم برای معرفی رفتار مدل هیسترتیزس چند خطی به این صورت تعریف می‌شود: [۲۶] HC: پارامتر کاهش سختی (۲۰۰- بدون کاهش)؛ HBD:



شکل ۷. نمودار پوش رفتار نمونه‌های به ابعاد واقعی.

رفتار پوش آنها همانند شکل ۷ است؛ فقط با این تفاوت که گویی اثر تیر و ستون‌های پیرامون قاب شامل میانقاب به همی آنها اضافه شده است. با توجه به توضیحات ارائه شده، لزومی به انجام تحلیل رانشی^۴ برای سازه‌های مورد بررسی نیست.

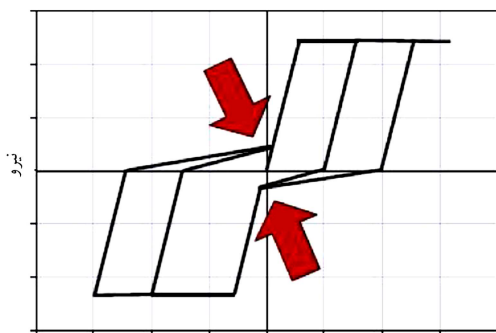
۷. چگونگی در نظر گرفتن نتایج آزمایشگاهی نمونه‌ها در

مدل‌های عددی

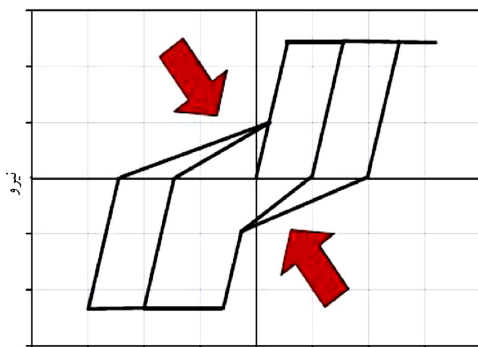
برای مدل‌سازی قاب‌های دوبعدی و همچنین انجام تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی از برنامه‌ی IDARC 2D Version 7.0^[۲۴] استفاده شده است. این برنامه قابلیت مدل‌کردن رفتار هیسترتیزس نمونه‌های حاصل از مطالعات آزمایشگاهی، مدل‌سازی دیوار برشی و همچنین انجام تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی را دارد. خروجی‌های آزمایشگاهی میانقاب‌های مورد بررسی شامل رفتار میانقاب به همراه قاب پیرامونی آن است و در مورد نمونه‌ی ۴، خروجی حاصل منحنی رفتاری قاب است. بنابراین از یک المان واحد برای مدل‌کردن قاب مرکب استفاده شده است، به طوری که قاب مرکب (میانقاب به همراه قاب پیرامونی) با المان ستون معادل شده است. به طور نمونه این معادل‌سازی در شکل ۸ برای سازه‌ی ۳ طبقه ارائه شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، توزیع دیوارها در پلان سازه متقارن است. نحوه و جزئیات مدل‌سازی قاب دارای میانقاب با تیر و ستون فولادی و همچنین چگونگی اعمال مشخصات هیسترتیزس المان‌ها به طور کامل در پژوهشی در سال ۲۰۱۰^[۲۵] ارائه شده است.

۸. بررسی چگونگی مدل‌سازی رفتار هیسترتیزس

مدل‌سازی رفتار هیسترتیزس المان‌های سازه‌ی، یکی از جنبه‌های اساسی در تحلیل غیرخطی است. برنامه‌ی IDARC شامل انواع مختلف منحنی‌های چرخشی بدین صورت است: مدل‌های: ۳ پارامتری پارک، ۳ خطی فولادی، ۲ خطی، مدل کلونین، مکسول و هموار شده^۵. ستون‌ها، تیرها، دیوارهای برشی و فنزهای چرخشی می‌توانند با استفاده از مدل‌های: ۳ پارامتری پارک، ۳ خطی فولادی، یا ۲ خطی مدل شوند. میانقاب‌ها نیز می‌توانند با استفاده از مدل هیسترتیک هموار شده مدل شوند. [۲۶] در این نوشتار از مدل ۳ پارامتری پارک برای مدل‌کردن رفتار هیسترتیزس قاب مرکب و همچنین مدل ۲ خطی برای مدل‌کردن تیر و ستون فولادی استفاده شده است.



جابجایی
الف) رفتار باریک شدگی شدید؛



جابجایی
ب) رفتار باریک شدگی متوسط.

شکل ۱۱. نمونه‌یی از مدل‌های هیستریزیس. [۲۶]

جدول ۱. مقادیر پارامترهای مدل‌سازی رفتار هیستریزیس المان‌های مورد بررسی.

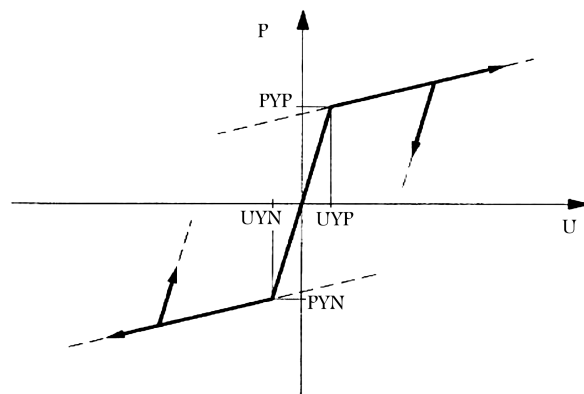
نوع المان	HC	HBD	HBE	HS	IBILINEAR
نمونه‌ی ۱	۲۰۰	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۶	۰
نمونه‌ی ۲	۲۰۰	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۸	۰
نمونه‌ی ۳	۲۰۰	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۹	۰
نمونه‌ی ۴	۲۰۰	۰/۰۱	۰/۰۱	۱/۰	۰
نمونه‌ی ۵	۲۰۰	۰/۳	۰/۱۵	۰/۱	۰
تیر و ستون فولادی	۲۰۰	۰/۰۱	۰/۰۱	۱/۰	۱

۹. بررسی صحت محاسبات برنامه‌ی IDARC

۹.۱. بررسی صحت برنامه‌ی IDARC در حالت خطی

برای بررسی صحت برنامه‌ی IDARC در حالت خطی، یک ستون بتنی به ارتفاع ۲ متر تحت بار سینوسی $2 \sin \pi t$ در برنامه‌های IDARC و ETABS تحلیل و با یکدیگر مقایسه شده‌اند.

براساس نتایج حاصل، نمودارهای شتاب - زمان و تغییرمکان - زمان حاصل از تحلیل‌ها کاملاً با یکدیگر هم‌پوشانی دارد و لذا صحت برنامه‌ی IDARC در حالت خطی مورد تأیید است. این تذکر لازم است که تحلیل خطی نرم‌افزار ETABS قبلاً توسط افراد دیگر کنترل و تأیید شده است. ضمن اینکه مقایسه‌ی پاسخ به‌دست‌آمده با پاسخ تحلیل دقیق با استفاده از فرمول‌های موجود در دینامیک سازه نیز مؤید صحت محاسبات است.

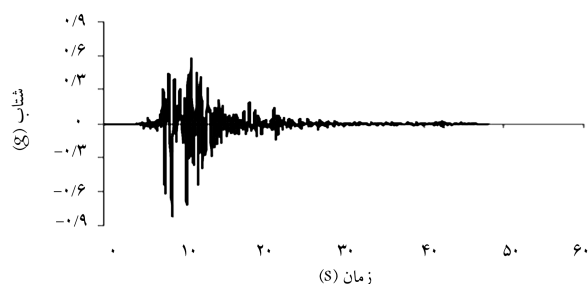


شکل ۱۰. مدل هیستریزیک ۲ خطی. [۲۵]

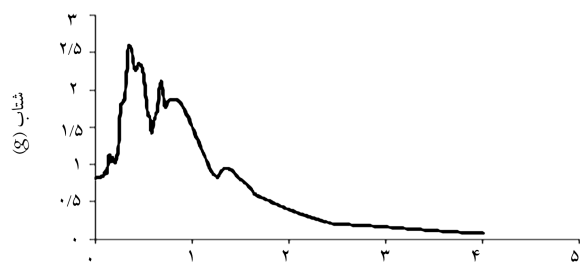
پارامتر زوال مقاومت مبتنی بر شکل‌پذیری (۱/۰ - بدون کاهش)؛ HBE: پارامتر زوال مقاومت مبتنی بر انرژی هیستریزیس (۱/۰ - بدون کاهش)؛ HS: پارامتر لغزش (۱- بدون کاهش)؛ IBILINEAR: صفر؛ برای مدل ۳ خطی، ۱. برای مدل ۲ خطی، ۲. برای مدل متمایل به رأس، ۳. برای مدل ارتجاعی - تناوبی غیرخطی.

با بررسی میانقاب‌های مهندسی مشخص شده است که فقط پارامتر مربوط به باریک‌شدگی (HS) در ۳ قاب دارای میانقاب مهندسی متفاوت است و هر ۳ دارای رفتار هیستریزیک بدون کاهش سختی و مقاومت هستند. مطابق آیین‌نامه‌ی FEMA-P440A [۲۸] رفتار باریک‌شدگی از طریق کاهش‌های زیاد سختی در طول بارگذاری مجدد بعد از باربرداری مشخص می‌شود (شکل ۱۱). رفتار باریک‌شدگی به‌خصوص در اعضاء بتنی مسلح، چوبی، انواع مشخصی از اعضاء بتنی و برخی اتصالات در سازه‌های فولادی رایج است. در بتن مسلح، باریک‌شدگی به‌طور نمونه توسط باز شدن ترک‌ها وقتی که جابجایی در یک جهت اعمال شده است، رخ می‌دهد. اندکی جبران سختی وقتی که ترک‌ها بسته می‌شوند، در زمانی که جابجایی در جهت مخالف اعمال می‌شود، اتفاق می‌افتد. در سازه‌های چوبی، باریک‌شدگی اصولاً توسط باز و بسته شدن درزها در اعضاء قاب‌بندی به علت بیرون‌زدن میخ‌ها رخ می‌دهد. باریک‌شدگی همچنین به علت باز و بسته شدن ترک‌های موجی در مصالح بتنی مسلح، باز و بسته شدن درز بین میانقاب مصالح بتنی و قاب سازه‌ی پیرامونی، و باز و بسته شدن درزها بین ورق‌ها در اتصالات با ورق انتهایی فولادی رخ می‌دهد. میزان باریک‌شدگی به مشخصات و خصوصیات سازه (خصوصیات مصالح، هندسه، میزان شکل‌پذیری و اتصالات...)، و به‌علاوه تاریخچه‌ی بارگذاری (شدت در هر چرخه، تعداد چرخه‌ها و توالی چرخه‌های بارگذاری...) بستگی دارد.

در جدول ۱، مقادیر این پارامترها برای المان‌های به‌کاررفته مشخص شده است.

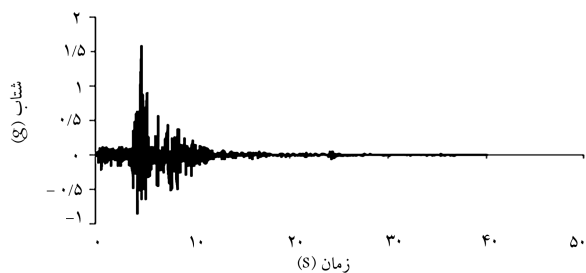


شکل ۱۲. شتاب‌نگاشت زلزله کوبه

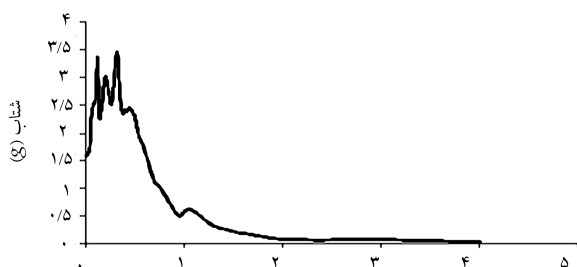


طیف زلزله کوبه

شکل ۱۲. شتاب‌نگاشت و طیف زلزله‌ی کوبه.



شتاب‌نگاشت زلزله نورتریج



طیف زلزله نورتریج

شکل ۱۳. شتاب‌نگاشت و طیف زلزله‌ی نورتریج.

۱۰. مقایسه‌ی نتایج تحلیل سازه‌ها

در برنامه‌ی IDARC از شاخص خسارت پارک و انگ^۷ استفاده شده است. شاخص خسارت اصلی پارک و انگ برای یک المان سازه‌ی به صورت رابطه‌ی ۴ تعریف می‌شود:^[۲۶]

$$DI_{P\&A} = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u P_y} \int dE_h \quad (4)$$

که در آن، δ_m بیشترین تغییرشکل تجربه‌شده، δ_u تغییرشکل نهایی المان، P_y مقاومت جاری شدن المان، $\int dE_h$ انرژی هیسترتیک جذب‌شده توسط المان در

۲.۹. بررسی صحت برنامه‌ی IDARC در حالت غیرخطی

در بخش نهم پژوهشی در سال ۲۰۰۹، [۲۶] مثال‌هایی برای بررسی صحت برنامه‌ی IDARC ارائه شده است. همچنین در پژوهش دیگری در سال (۲۰۱۰)، [۲۹] بخشی از آن به بررسی صحت محاسبات تاریخی‌ی زمانی غیرخطی برنامه‌ی IDARC، در حالتی که رفتار هیسترتیزس نمونه (آزمایشگاهی) به برنامه معرفی می‌شود، پرداخته است که حاکی از صحت محاسبات است.

همان‌طور که در قبل اشاره شده است، المان‌های میانقاب به همراه قاب پیرامونی با یک المان ستون در برنامه‌ی IDARC معادل شده است. از آنجایی که خروجی‌های حاصل از مطالعات آزمایشگاهی منحنی رفتاری میانقاب‌ها به همراه قاب پیرامونی در حالت نیرو - تغییرمکان است، و در برنامه‌ی IDARC برای معرفی المان ستون نیاز به منحنی رفتاری در حالت لنگر - انحناء است، نیاز است تا این تبدیل از نیرو به لنگر و تغییرمکان به انحناء صورت گیرد. در همین راستا برای تبدیل نیرو به لنگر از رابطه‌ی ۲ استفاده شده است:

$$M = P \times L \quad (2)$$

که در آن، M لنگر، P نیرو و L ارتفاع قاب (ستون معادل) است، و برای تبدیل تغییرمکان به انحناء از رابطه‌ی ۳ استفاده شده است:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\Delta}{L \times L_P} \quad (3)$$

که در آن، L ارتفاع قاب (ستون معادل) و L_P مطابق بند ۲-۲-۱-۵-۶ دستورالعمل بهسازی لرزه‌ی (نشریه‌ی ۳۶۰)، [۳۰] برابر نصف طول دیوار در پلان و یا ارتفاع طبقه‌ی همکف (هر کدام که کمتر باشد) فرض می‌شود. با توجه به اینکه مقدار نصف طول دیوار برابر ۲/۲۵ متر و نصف ارتفاع طبقه برابر ۱/۵ متر است، لذا مقدار L_P برابر ۱/۵ متر لحاظ شده است.

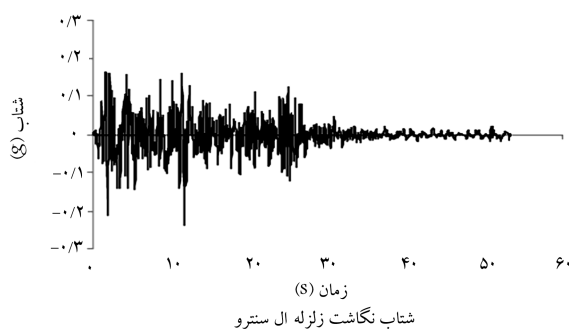
برای اطمینان از نحوه‌ی مدل‌سازی و بررسی صحت آن در حالت غیرخطی، المان ستون معادل در هر ۵ حالت آزمایشگاهی به صورت جداگانه در برنامه‌ی IDARC مدل و تحت زلزله‌ی کوبه مورد بررسی قرار گرفته است. سپس خروجی‌های حاصل (بیشینه‌ی نیرو و تغییرمکان) با نمودار پوش حاصل از مطالعات آزمایشگاهی در مقیاس واقعی (شکل ۷)، مقایسه و انطباق مطلوبی مشاهده شده است.

۳.۹. مشخصات زلزله‌های انتخابی برای تحلیل دینامیکی غیرخطی

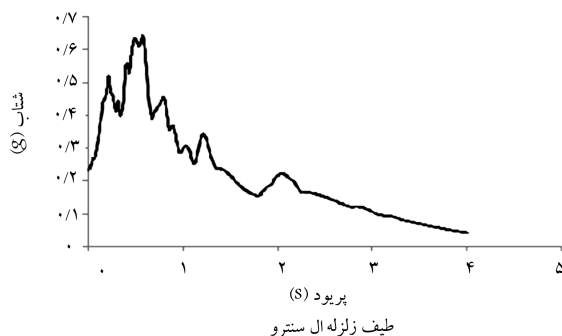
برای تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی از ۵ زلزله با مشخصاتی مطابق جدول ۲ استفاده شده است. در شکل‌های ۱۲ الی ۱۶، شتاب‌نگاشت‌های این ۵ زلزله نشان داده شده است.

جدول ۲. مشخصات رکورد زلزله‌های انتخابی.

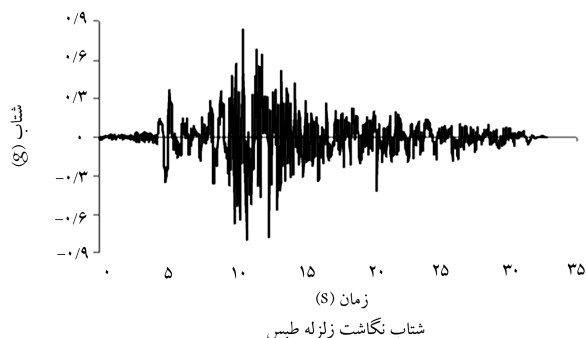
زلزله	گام زمانی (ثانیه)	مدت زمان (ثانیه)	بیشینه‌ی شتاب افقی (g)
کوبه	۰/۰۲	۴۷/۹۸	۰/۸۲
نورتریج	۰/۰۲	۳۹/۹۸	۱/۵۸
طیس	۰/۰۲	۳۲/۸۲	۰/۸۳
منجیل	۰/۰۲	۵۳/۵۰	۰/۵۴
السترو	۰/۰۲	۵۳/۴۲	۰/۲۴



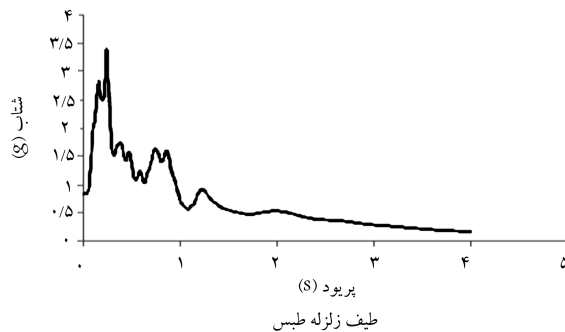
شتاب نگاشت زلزله ال سنترو



شکل ۱۶. شتاب نگاشت و طیف زلزله‌ی ال سنترو.



شتاب نگاشت زلزله طبس



شکل ۱۴. شتاب نگاشت و طیف زلزله‌ی طبس.

۳. خرابی کلی سازه.

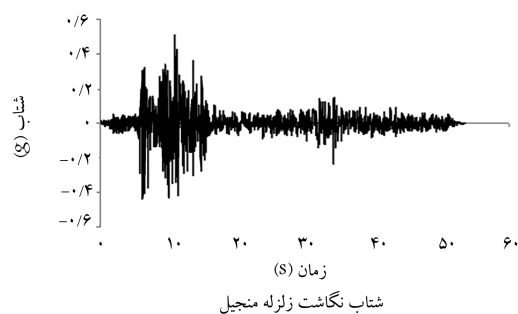
شاخص‌های خرابی طبقه و کلی با استفاده از ضرایب وزنی می‌تواند بر انرژی هیسترتیک تلف شده، به‌ویژه در عناصر و سطوح طبقه، محاسبه می‌شوند.^[۲۶] ارتباط بین شاخص خرابی کلی و خرابی ایجاد شده در سازه بدین صورت است که:

-- شاخص خرابی صفر: نشانگر سلامت؛

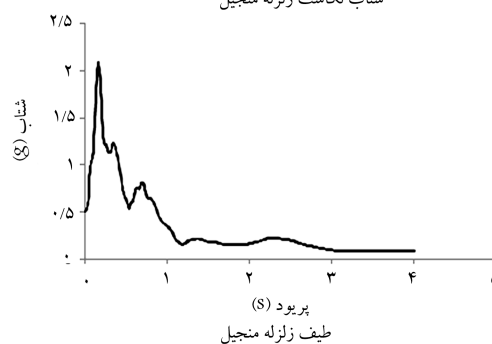
-- شاخص خرابی تا ۰/۲: نشانگر خرابی اندک با قابلیت تعمیر پذیری آسان؛

-- شاخص خرابی ۰/۲ تا ۰/۵: نشانگر خرابی جزئی با امکان تعمیر؛

-- شاخص خرابی بزرگ‌تر از ۰/۵: نشانگر خرابی شدید و پس از آن حاکی از خرابی کامل سازه است.^[۲۶]



شتاب نگاشت زلزله منجیل



شکل ۱۵. شتاب نگاشت و طیف زلزله‌ی منجیل.


در جدول‌های ۳ الی ۶، خروجی‌های حاصل از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی سازه‌های ۱، ۳، ۵ و ۷ طبقه برای ۷ حالت مورد نظر ارائه شده‌اند. در میانقاب‌های مهندسی برخلاف ۴ حالت دیگر، انرژی تلف شده لزوماً نشانگر میزان خرابی ایجاد شده در سیستم نیست و می‌تواند در اثر لغزش فیوز، که حرکتی غیرمخرب است، ایجاد شود. بنابراین، شاخص خرابی کلی ساختمان، که به نوعی نشانگر انرژی تلف شده در سیستم است، نمی‌تواند ملاک خوبی برای مقایسه‌ی ساختمان‌ها با یکدیگر باشد. همچنین با توجه به معادل‌سازی قاب مرکب با ستون، امکان مشاهده‌ی خرابی در میانقاب و همچنین تیر و ستون قاب پیرامونی آن نیز میسر نیست، بنابراین مجموع شاخص خرابی ستون‌های غیرمتصل به میانقاب‌های مورد مطالعه ملاک مقایسه قرار گرفته است. در مدل‌سازی قاب سازه‌های W۲۰ و Wdesign از آنجایی که دیوار برشی نیز مدل شده است، لذا می‌توان میزان خرابی را در آن مشاهده کرد. همچنین برخلاف میانقاب مهندسی، که شاخص خرابی پارامتر مناسبی برای مشاهده‌ی میزان خرابی در سیستم نیست، شاخص خرابی، پارامتر مناسبی برای مشاهده‌ی خرابی در دیوار برشی است. بنابراین در جدول‌های مذکور در ستون W۲۰ و در ردیف CCDI عدد دیگری نیز آورده شده است، که نشان دهنده‌ی مجموع شاخص خرابی دیوار برشی

طول تاریخچه‌ی پاسخ، و β پارامتر ثابت مدل است. مقدار ۰/۱ برای پارامتر β در زوال مقاومت اسمی پیشنهاد شده است. مدل خرابی پارک و انگ، خرابی را به علت بیشینه‌ی سیر غیرکشسان، همچنین تاریخچه‌ی تغییر شکل‌ها گزارش می‌دهد. هر دو مؤلفه‌ی خرابی به‌طور خطی ترکیب شده‌اند. با استفاده از این مدل خرابی ۳ شاخص خرابی قابل محاسبه است:^[۲۶]

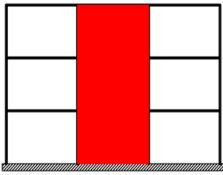
۱. شاخص خرابی المان (ستون، تیر یا المان‌های دیوار برشی)؛

۲. شاخص خرابی طبقه: مؤلفه‌های افقی و قائم و خرابی کلی طبقه؛

جدول ۳. نتایج به دست آمده از تحلیل تاریخی زمانی برای سازه‌های ۱ طبقه.

Wdesign	W۲°	شکل سازه‌ی قاب ← زلزله ↓					← طرح کلی آرایش میانقاب‌ها و دیوارهای برشی	
		نمونه‌ی ۵	نمونه‌ی ۳	نمونه‌ی ۲	نمونه‌ی ۱	نمونه‌ی ۴		
								
۰٫۰۴۲۲	۰٫۰۳۳	۰٫۰۹۴۸	۰٫۱۳۷	۰٫۱۸۲	۰٫۱۹۵	۰٫۳۶۲	Period (T)	
۰٫۸۳	۰٫۸۳	۰٫۸۹	۱٫۰۹۳	۱٫۰۹۱	۱٫۰۴	۲٫۵۷	Sa	
۳۸۶٫۵	۳۸۵٫۳	۴۰۶٫۵	۵۰۴٫۶	۵۰۰٫۱	۴۵۸٫۷	۶۸۸٫۳	V _{max}	
۰٫۳۷	۰٫۲۲	۱٫۹	۵٫۰	۸٫۸	۹٫۲	۶۱٫۶	D _{max}	
۰٫۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰٫۱۴	CCDI	کوبه (p _{ga} = ۰٫۸۲ g)
۰٫۰۰۴	۰	۰	۰	۰	۰	۰٫۰۶۷	TDI	
۰٫۰۱	۰٫۰۱	۰٫۰۶	۰٫۱۷	۰٫۲۹	۰٫۳۱	۲٫۰۵	D _{max} /H(%)	
۰٫۸۲۳	۰٫۸۲۰	۰٫۸۶۵	۱٫۰۷۴	۱٫۰۶۴	۰٫۹۷۶	۱٫۴۶۵	V/W	
۱٫۷۸	۱٫۶۷	۲٫۵۹	۲٫۴۳	۲٫۸۲	۲٫۹۶	۲٫۴۵	Sa	
۷۹۵٫۷	۷۵۲٫۳	۱۱۳۷٫۴	۱۱۵۱٫۳	۱۲۵۵٫۶	۱۱۷۶٫۰	۷۴۱٫۰	V _{max}	
۱٫۴	۰٫۹۶	۵٫۴	۱۱٫۵	۲۳٫۲	۳۰٫۲	۶۷٫۲	D _{max}	
۰٫۰۱	۰	۰	۰	۰٫۰۶	۰٫۰۸	۰٫۱۴	CCDI	نورتریج (p _{ga} = ۱٫۵۸ g)
۰٫۰۰۸	۰٫۰۰۹	۰	۰	۰٫۱۷۴	۰٫۲۵۸	۰٫۰۶۶	TDI	
۰٫۰۵	۰٫۰۳	۰٫۱۸	۰٫۳۸	۰٫۷۸	۱٫۰۱	۲٫۲۴	D _t /H(%)	
۱٫۶۹	۱٫۶۰	۲٫۴۲	۲٫۴۵	۲٫۶۷	۲٫۵۰	۱٫۵۸	V/W	
۰٫۸۶	۰٫۸۵	۱٫۸۳	۲٫۴۹	۲٫۵۵	۲٫۵۱	۱٫۷۱	Sa	
۳۹۳٫۷	۳۸۵٫۶	۷۸۷٫۰	۱۱۹۱٫۸	۱۱۵۳٫۱	۹۱۶٫۴	۶۱۷٫۶	V _{max}	
۰٫۳۸	۰٫۲۲	۳٫۷	۱۱٫۹	۲۰٫۸	۲۲٫۹	۵۳٫۳	D _{max}	
۰٫۰	۰	۰	۰	۰	۰٫۰۸	۰٫۱۲	CCDI	طیس (p _{ga} = ۰٫۸۲ g)
۰٫۰۰۴	۰	۰	۰	۰٫۱۹۸	۰٫۲۱۹	۰٫۰۵۸	TDI	
۰٫۰۱	۰٫۰۱	۰٫۱۲	۰٫۴۰	۰٫۷۰	۰٫۷۶	۱٫۷۸	D _t /H(%)	
۰٫۸۴	۰٫۸۲	۱٫۶۷	۲٫۵۴	۲٫۴۵	۱٫۹۵	۱٫۳۱	V/W	
۰٫۶۳	۰٫۵۶۹	۱٫۱۱	۱٫۷۶۶	۱٫۹۶	۱٫۷۷۱	۱٫۲۱	Sa	
۲۹۴٫۹	۲۸۶٫۵	۵۸۸٫۸	۸۶۹٫۹	۹۵۳٫۲	۷۵۴٫۴	۴۷۹٫۸	V _{max}	
۰٫۲۸	۰٫۱۶	۲٫۸	۸٫۶۷	۱۶٫۷	۱۵٫۷	۳۸٫۱	D _{max}	
۰٫۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰٫۱	CCDI	منجیل (p _{ga} = ۰٫۵۴ g)
۰	۰	۰	۰	۰	۰٫۱۷۶	۰٫۰۵۲	TDI	
۰٫۰۱	۰٫۰۱	۰٫۰۹	۰٫۲۹	۰٫۵۶	۰٫۵۲	۱٫۲۷	D _t /H(%)	
۰٫۶۲۸	۰٫۶۱۰	۱٫۲۵	۱٫۸۵	۲٫۰۳	۱٫۶۱	۱٫۰۲	V/W	
۰٫۲۵۵	۰٫۲۴۸	۰٫۲۹۹	۰٫۳۸۶	۰٫۴۵۴	۰٫۴۶۸	۰٫۴۱۶	Sa	
۱۳۰٫۴	۱۱۴٫۷	۱۳۸٫۳	۱۸۴٫۱	۲۲۰٫۹	۲۲۳٫۳	۱۹۵٫۶	V _{max}	
۰٫۱۲	۰٫۰۷	۰٫۶۵۷	۱٫۸۳	۳٫۸۷	۴٫۴۷	۱۳٫۵۴	D _{max}	
۰٫۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	CCDI	ال سنترو (p _{ga} = ۰٫۲۴ g)
۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	TDI	
۰٫۰۰۴	۰٫۰۰۲	۰٫۰۲	۰٫۰۶	۰٫۱۳	۰٫۱۵	۰٫۴۵	D _t /H(%)	
۰٫۲۷۸	۰٫۲۴۴	۰٫۲۹۴	۰٫۳۹۲	۰٫۴۷۰	۰٫۴۷۵	۰٫۴۱۶	V/W	

جدول ۴. نتایج به دست آمده از تحلیل تاریخی زمانی برای سازه های ۳ طبقه.

Wdesign	W20	نمونه ۵	نمونه ۳	نمونه ۲	نمونه ۱	نمونه ۴	شکل سازه ای قاب ← زلزله ↓
							طرح کلی آرایش میان قاب ها و دیوارهای برشی ←
۰٫۱۶۱	۰٫۱۵۷	۰٫۵۱۹	۰٫۶۸۹	۰٫۸۲۶	۰٫۸۵۸	۱٫۱۳۳	Period (T)
۱٫۰۴۶	۱٫۰۵۶	۱٫۹۴۶	۲٫۰۴۳	۱٫۸۶۸	۱٫۸۵۵	۱٫۱۰۱	Sa
	۱۴۱۰٫۹		۱۰۸۳٫۷	۸۳۸٫۳	۶۲۰٫۹	۵۶۶٫۷	Vmax
	۱٫۸۶		۶۰٫۹۴	۶۳٫۴	۵۱٫۷۳	۴۲٫۴۲	D1max
	۸٫۹۲		۳۰۶٫۴	۳۴۱٫۳	۲۸۹٫۸	۲۲۶٫۶	Dmax
	۰		۰٫۴۱۸	۰٫۶۲۶	۰٫۵۳۴	۰٫۴۴۴	CCDI
Collapsed	۰٫۰۱	Collapsed	۰٫۱۹۵	۰٫۱۷۶	۰٫۱۷۳	۰٫۰۷۶	TDI
۰٫۰۰	۰٫۱۰	۰٫۰۰	۳٫۴۰	۳٫۷۹	۳٫۲۲	۲٫۵۲	Dt/H(%)
۰٫۰۰۰	۰٫۹۳۱	۰٫۰۰۰	۰٫۷۱۵	۰٫۵۵۳	۰٫۴۱۰	۰٫۳۷۴	V/W
۲٫۴۵۹	۲٫۴۱۶	۲٫۱۲۶	۱٫۱۶۰	۰٫۸۱۲	۰٫۷۱۶	۰٫۵۳۵	Sa
	۲۳۲۴٫۷		۹۵۵٫۹	۸۲۴٫۳	۷۶۵٫۱	۵۷۲٫۵	Vmax
	۵٫۴۷		۳۱٫۳۸	۲۴٫۲۴	۲۲٫۸۱	۳۰٫۴۱	D1max
	۲۹٫۴۵		۱۶۲٫۵۷	۱۴۶٫۴۳	۱۴۷٫۱۲	۱۶۸٫۴۸	Dmax
	۰		۰٫۲۰۶	۰٫۱۳۲	۰٫۰۸	۰٫۲۴۲	CCDI
Collapsed	۰٫۰۵	Collapsed	۰٫۱۴۲	۰٫۰۸۳	۰٫۱۰۲	۰٫۰۶	TDI
۰٫۰۰	۰٫۳۳	۰٫۰۰	۱٫۸۱	۱٫۶۳	۱٫۶۳	۱٫۸۷	Dt/H(%)
۰٫۰۰۰	۱٫۵۳۴	۰٫۰۰۰	۰٫۶۳۱	۰٫۵۴۴	۰٫۵۰۵	۰٫۳۷۸	V/W
۲٫۸۰۸	۲٫۷۸۱	۱٫۱۶۲	۱٫۳۳۰	۱٫۴۵۷	۱٫۵۹۰	۰٫۶۴۳	Sa
	۱۸۲۲٫۰		۹۹۳٫۸	۱۰۲۹٫۲	۱۰۴۲٫۳	۴۱۷٫۱	Vmax
	۳٫۲۷		۴۳٫۲۳	۳۸٫۲۲	۴۳٫۱۴	۵۶٫۳۵	D1max
	۲۴٫۱۷		۲۰۹٫۵۶	۱۹۰٫۷	۱۹۹٫۹۹	۳۲۱٫۶۱	Dmax
	۰		۰٫۳۳۴	۰٫۳۴۴	۰٫۲۸۲	۰٫۴۶۸	CCDI
Collapsed	۰٫۰۵۳	Collapsed	۰٫۱۴۳	۰٫۱۲۴	۰٫۱۶۲	۰٫۰۸۳	TDI
۰٫۰۰	۰٫۲۷	۰٫۰۰	۲٫۳۳	۲٫۱۲	۲٫۲۲	۳٫۵۷	Dt/H(%)
۰٫۰۰۰	۱٫۲۰۳	۰٫۰۰۰	۰٫۶۵۶	۰٫۶۷۹	۰٫۶۸۸	۰٫۲۷۵	V/W
۲٫۰۷۹	۲٫۰۴۳	۰٫۵۹۲	۰٫۸۰۸	۰٫۶۲۳	۰٫۵۶۱	۰٫۱۸۸	Sa
	۱۶۴۴٫۶	۶۹۸٫۵	۸۸۱٫۳	۸۱۵٫۱	۷۴۶٫۰	۳۹۹٫۳	Vmax
	۲٫۶۳	۸٫۳۷	۲۰٫۶۹	۲۲٫۳۷	۱۹٫۸۹	۱۸٫۵۸	D1max
	۱۴٫۲۶	۵۴٫۸۳	۱۱۹٫۰۱	۱۲۳٫۵۱	۱۱۰٫۸۳	۸۲٫۶۸	Dmax
	۰	۰	۰٫۰۹۲	۰٫۰۷۶	۰٫۰۷۲	۰	CCDI
Collapsed	۰٫۰۳۳	۰٫۴۹۳	۰٫۰۷۵	۰٫۰۶	۰٫۰۸۵	۰٫۰۳۴	TDI
۰٫۰۰	۰٫۱۶	۰٫۶۱	۱٫۳۲	۱٫۳۷	۱٫۲۳	۰٫۹۲	Dt/H(%)
۰٫۰۰۰	۱٫۰۸۶	۰٫۴۶۱	۰٫۵۸۲	۰٫۵۳۸	۰٫۴۹۲	۰٫۲۶۴	V/W
۰٫۴۴۰	۰٫۴۳۰	۰٫۶۲۳	۰٫۳۹۹	۰٫۴۲۳	۰٫۳۵۹	۰٫۲۵۸	Sa
	۴۷۸٫۸	۶۰۳٫۵	۵۳۶٫۵	۴۱۹٫۳	۳۶۳٫۷	۲۸۹٫۳	Vmax
	۰٫۹۸	۰٫۷۶	۱٫۱۳	۱٫۴۹	۱٫۴۸	۲۳٫۲	D1max
	۳٫۷۲	۳٫۶۹	۵۵٫۲	۶۵٫۲	۸۹٫۳	۱۱۰٫۸	Dmax
	۰٫۰۰۴	۰	۰	۰	۰	۰	CCDI
۰٫۰۲۴	۰	۰٫۵۵۶	۰٫۰۳۳	۰٫۰۴۱	۰٫۰۴	۰٫۰۴	TDI
۰٫۰۴	۰٫۰۴	۰٫۶۱	۰٫۷۳	۰٫۹۹	۰٫۹۹	۱٫۲۳	Dt/H(%)
۰٫۳۱۶	۰٫۳۹۸	۰٫۴۶۲	۰٫۳۵۴	۰٫۲۷۷	۰٫۲۴۰	۰٫۱۹۱	V/W

کوبه (pga = ۰٫۸۲ g)

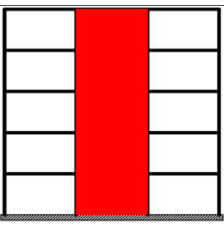
نورتریج (pga = ۱٫۵۸ g)

طیس (pga = ۰٫۸۳ g)

منجیل (pga = ۰٫۵۴ g)

ال سنترو (pga = ۰٫۲۴ g)

جدول ۵. نتایج به دست آمده از تحلیل تاریخی زمانی برای سازه‌های ۵ طبقه.

Wdesign	W ₂₀	نمونه‌ی ۵	نمونه‌ی ۳	نمونه‌ی ۲	نمونه‌ی ۱	نمونه‌ی ۴	شکل سازه‌ی قاب زلزله ←
							طرح کلی آرایش میانقاب‌ها و دیوارهای برشی ←
۰٫۳۰۵	۰٫۳۳۲	۱٫۰۲۱	۱٫۱۹۶	۱٫۳۰۳	۱٫۳۲۵	۱٫۵۰۰	Period (T)
۱٫۹۵	۲٫۴۲۳	۱٫۴۴۱	۰٫۹۱۵	۰٫۹۲۱	۰٫۹۴۳	۰٫۸۰۰	Sa
	۲۹۵۰٫۶		۱۱۱۳٫۸	۱۰۶۰٫۶	۱۰۱۱٫۱	۶۱۴٫۱	V _{max}
	۴۸٫۲۴		۲۳٫۵۳	۲۵٫۶۷	۲۴٫۳۴	۳۲٫۸	D ₁ max
	۱۰۳٫۷		۲۹۸٫۹	۲۶۲٫۶	۲۷۰٫۹	۳۹۸٫۷	D _{max}
	۰٫۲۴		۰٫۱۲۴	۰٫۲۸۴	۰٫۲۷۴	۰٫۴۳	CCDI
Collapsed	۰٫۱۵۵	Collapsed	۰٫۰۷۸	۰٫۰۷۸	۰٫۰۸۹	۰٫۰۸۷	TDI
۰٫۰۰	۰٫۶۹	۰٫۰۰	۱٫۹۹	۱٫۷۵	۱٫۸۱	۲٫۶۶	D _t /H (%)
۰٫۰۰۰	۱٫۱۵۲	۰٫۰۰۰	۰٫۴۳۵	۰٫۴۱۴	۰٫۳۹۵	۰٫۲۴۰	V/W
۳٫۳۳۱	۳٫۱۲	۰٫۶۰۱	۰٫۴۴۴	۰٫۳۱۵	۰٫۲۹۸	۰٫۲۱۵	Sa
	۲۵۲۰٫۸		۱۲۹۰٫۵	۹۹۹٫۱	۹۱۱٫۲	۵۵۷٫۵	V _{max}
	۲۵٫۸۱		۱۴٫۸۵	۱۶٫۸۴	۱۹٫۳۷	۲۳٫۰۸	D ₁ max
	۹۴٫۳۱		۱۸۰٫۸۴	۱۴۵٫۵۳	۱۳۸٫۶۴	۱۲۹٫۴۵	D _{max}
	۰٫۱		۰	۰٫۰۷۲	۰٫۱۸	۰٫۲۷	CCDI
Collapsed	۰٫۱۰۱	Collapsed	۰٫۰۵	۰٫۰۴۹	۰٫۰۶۷	۰٫۰۴۸	TDI
۰٫۰۰	۰٫۶۳	۰٫۰۰	۱٫۲۱	۰٫۹۷	۰٫۹۲	۰٫۸۶	D _t /H (%)
۰٫۰۰۰	۰٫۹۸۴	۰٫۰۰۰	۰٫۵۰۴	۰٫۳۹۰	۰٫۳۵۶	۰٫۲۱۸	V/W
۱٫۵۵۵	۱٫۵۸۹	۰٫۶۵۲	۰٫۸۷۴	۰٫۷۷۲	۰٫۷۳۲	۰٫۵۴۹	Sa
	۲۵۱۸٫۱		۸۸۴٫۳	۹۱۶٫۳	۸۵۰٫۶	۶۱۰٫۵	V _{max}
	۱۱٫۷		۲۸٫۰۶	۲۳٫۱۶	۲۸٫۰۳	۳۷٫۱۲	D ₁ max
	۶۷٫۳		۳۴۹٫۱	۳۵۸٫۳	۳۶۴٫۷	۳۹۱٫۰	D _{max}
	۰		۰٫۱۷۸	۰٫۲۷۸	۰٫۱۵۲	۰٫۵۱۴	CCDI
Collapsed	۰٫۰۵۵	Collapsed	۰٫۰۹۲	۰٫۰۸۲	۰٫۰۷۸	۰٫۰۷۸	TDI
۰٫۰۰	۰٫۴۵	۰٫۰۰	۲٫۳۳	۲٫۳۹	۲٫۴۳	۲٫۶۱	D _t /H (%)
۰٫۰۰۰	۰٫۹۸۳	۰٫۰۰۰	۰٫۳۴۵	۰٫۳۵۸	۰٫۳۳۲	۰٫۲۳۸	V/W
۱٫۱۴۳	۱٫۱۹۷	۰٫۳۳۴	۰٫۱۶۲	۰٫۲۱۳	۰٫۲۱۳	۰٫۱۸۸	Sa
	۹۳۸	۹۵۵٫۴	۷۲۴٫۰	۶۶۲٫۳	۶۴۶٫۵	۴۲۰٫۹	V _{max}
	۸٫۹۳	۹٫۰۱	۹٫۲۸	۱۳٫۳۹	۱۳٫۳۵	۱۷٫۷۳	D ₁ max
	۴۶٫۲۲	۱۲۶٫۲	۹۲٫۷۷	۱۱۶٫۰۳	۱۱۷٫۸۳	۱۴۴٫۷۳	D _{max}
	۰٫۰۳	۰	۰	۰	۰	۰	CCDI
	۰٫۰۸۴	۰٫۱۸۷	۰٫۰۳۸	۰٫۰۳۷	۰٫۰۳۸	۰٫۰۴۱	TDI
	۰٫۳۱	۰٫۸۴	۰٫۶۲	۰٫۷۷	۰٫۷۹	۰٫۹۶	D _t /H (%)
	۰٫۳۶۶	۰٫۳۷۳	۰٫۲۸۳	۰٫۲۵۹	۰٫۲۵۲	۰٫۱۶۴	V/W
۰٫۴۲۱	۰٫۴۱۷	۰٫۳۰۴	۰٫۳۳۲	۰٫۲۷۲	۰٫۲۵۵	۰٫۲۱۸	Sa
	۷۳۳٫۳	۵۹۹٫۷	۵۴۱٫۴	۴۵۶٫۷	۴۷۷٫۶	۳۸۰٫۲	V _{max}
	۱٫۵۳	۷٫۹۶	۱۰٫۳۹	۱۲٫۹	۱۴٫۲۴	۱۹٫۸۶	D ₁ max
	۲۲٫۱۷	۱۱۶٫۰۵	۱۵۴٫۲۳	۱۵۴٫۴۷	۱۶۱٫۴۴	۱۷۳٫۵۲	D _{max}
۰٫۰۰۱۶	۰	۰	۰	۰	۰	۰٫۰۹۶	CCDI
	۰٫۰۴۹	۰٫۰۳۹	۰٫۰۴۳	۰٫۰۴۱	۰٫۰۴۱	۰٫۰۲۷	TDI
	۰٫۱۵	۰٫۷۷	۱٫۰۳	۱٫۰۳	۱٫۰۸	۱٫۱۶	D _t /H (%)
	۰٫۲۸۶	۰٫۳۰۳	۰٫۲۳۴	۰٫۲۱۱	۰٫۱۷۸	۰٫۱۴۸	V/W

کوبه (pga = ۰٫۸۲ g)

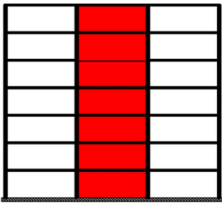
نورتریج (pga = ۱٫۵۸ g)

طیس (pga = ۰٫۸۳ g)

منجیل (pga = ۰٫۵۴ g)

ال سنترو (pga = ۰٫۲۴ g)

جدول ۶. نتایج به دست آمده از تحلیل تاریخی زمانی برای سازه‌های ۷ طبقه.

Wdesign	W20	نمونه‌ی ۵	نمونه‌ی ۳	نمونه‌ی ۲	نمونه‌ی ۱	نمونه‌ی ۴	شکل سازه‌ی قاب ← زلزله ↓
							طرح کلی آرایش میانقاب‌ها و دیوارهای برشی ←
۰٫۵۱۵	۰٫۵۱۵	۱٫۴۸۷	۱٫۶۳۷	۱٫۷۲۴	۱٫۷۴۱	۱٫۸۹۴	Period (T)
۱٫۹۹۳	۱٫۹۹۳	۰٫۸۱۵	۰٫۶۲۰	۰٫۵۵۵	۰٫۵۴۶	۰٫۴۵۶	Sa
			۱۲۷۴٫۸	۹۰۱٫۳	۸۸۷٫۳	۶۸۵٫۷	V _{max}
			۱۹٫۰	۱۷٫۶	۱۹٫۸	۳۲٫۵	D ₁ max
			۳۱۶٫۸	۳۱۷٫۶	۳۲۱٫۱	۳۸۱٫۷	D _{max}
			۰٫۳۲۴	۰٫۳۵	۰٫۳۶	۰٫۴۶۸	CCDI
Collapsed	Collapsed	Collapsed	۰٫۰۷۷	۰٫۰۷۵	۰٫۰۸۱	۰٫۰۷۴	TDI
۰٫۰۰	۰٫۰۰	۰٫۰۰	۱٫۵۱	۱٫۵۱	۱٫۵۳	۱٫۸۲	D _t /H(%)
۰٫۰۰۰	۰٫۰۰۰	۰٫۰۰۰	۰٫۳۵۳	۰٫۲۵۰	۰٫۲۴۶	۰٫۱۹۰	V/W
۲٫۱۵۹	۲٫۱۵۹	۰٫۲۲۱	۰٫۱۷۲	۰٫۱۴۸	۰٫۱۴۲	۰٫۰۹۶	Sa
۱۹۵۴٫۲	۲۴۶۴٫۳	۱۱۱۶٫۸	۱۳۳۲٫۰	۹۵۰٫۰	۸۲۹٫۲	۴۸۸٫۸	V _{max}
۲۳٫۷	۱۵٫۴	۴۱٫۶	۱۴٫۲	۱۶٫۴	۱۵٫۸	۱۴٫۶	D ₁ max
۱۵۸٫۱	۱۵۳٫۲	۱۳۴٫۴	۱۲۱٫۶	۱۳۶٫۷	۱۲۹٫۲	۱۰۱٫۷	D _{max}
۰٫۰۲۰٫۰۷۹	۰٫۰۶	۰٫۲۶۶	۰٫۰	۰٫۲۴	۰٫۱۵۴	۰٫۱۶۲	CCDI
۰٫۱۴۳	۰٫۰۸۹	۰٫۲۲۳	۰٫۰۴۹	۰٫۰۴۷	۰٫۰۵۵	۰٫۰۴۶	TDI
۰٫۷۵	۰٫۷۳	۰٫۶۴	۰٫۵۸	۰٫۶۵	۰٫۶۲	۰٫۴۸	D _t /H(%)
۰٫۵۴۲	۰٫۶۸۳	۰٫۳۱۰	۰٫۳۶۹	۰٫۲۶۳	۰٫۲۳۰	۰٫۱۳۶	V/W
۱٫۱۹۸	۱٫۱۹۸	۰٫۵۵۶	۰٫۴۹۶	۰٫۴۸۰	۰٫۴۸۱	۰٫۵۲۳	Sa
	۳۷۹۵٫۹		۱۱۵۳٫۶	۹۵۵٫۲	۸۵۷٫۹	۷۲۳٫۵	V _{max}
	۲۱٫۹		۲۱٫۱	۲۱٫۵	۲۴٫۳	۴۵٫۱	D ₁ max
	۱۷۳٫۳		۴۱۸٫۲	۴۳۲٫۰	۴۴۷٫۹	۶۳۷٫۳	D _{max}
	۰٫۱۶		۰٫۱۴۲	۰٫۲۳۲	۰٫۱۴	۰٫۶۵۲	CCDI
Collapsed	۰٫۱۱	Collapsed	۰٫۰۸	۰٫۰۸۱	۰٫۰۸۳	۰٫۰۸۶	TDI
۰٫۰۰	۰٫۸۳	۰٫۰۰	۱٫۹۹	۲٫۰۶	۲٫۱۳	۳٫۰۴	D _t /H(%)
۰٫۰۰۰	۱٫۰۵۳	۰٫۰۰۰	۰٫۳۲۰	۰٫۲۶۵	۰٫۲۳۸	۰٫۲۰۱	V/W
۰٫۶۰۲	۰٫۶۰۲	۰٫۱۹۰	۰٫۱۷۱	۰٫۱۵۷	۰٫۱۵۶	۰٫۱۶۱	Sa
۱۴۴۰٫۰	۱۵۶۳٫۹	۹۴۷٫۸	۶۴۱٫۵	۵۷۷٫۸	۵۸۳٫۹	۵۱۰٫۷	V _{max}
۲۰٫۱	۲٫۶	۹٫۰	۸٫۷	۱۰٫۵	۱۱٫۶	۲۰٫۴	D ₁ max
۸۴٫۳	۶۳٫۰	۱۵۵٫۸	۱۶۲٫۱	۱۶۲٫۱	۱۶۳٫۱	۲۳۱٫۴	D _{max}
۰٫۰۲۰٫۰۵۶	۰	۰	۰	۰	۰	۰٫۱۱۸	CCDI
۰٫۱۲۶	۰٫۰۴	۰٫۱۳۱	۰٫۰۳۷	۰٫۰۳۷	۰٫۰۳۷	۰٫۰۵۵	TDI
۰٫۴۰	۰٫۳۰	۰٫۷۴	۰٫۷۷	۰٫۷۷	۰٫۷۸	۱٫۱۰	D _t /H(%)
۰٫۳۹۹	۰٫۴۳۴	۰٫۲۶۳	۰٫۱۷۸	۰٫۱۶۰	۰٫۱۶۲	۰٫۱۴۲	V/W
۰٫۶۲۵	۰٫۶۲۵	۰٫۲۲۲	۰٫۱۷۹	۰٫۱۶۲	۰٫۱۶۰	۰٫۱۸۲	Sa
۱۱۷۰٫۰	۱۱۷۰٫۰	۶۰۵٫۱	۴۹۶٫۴	۴۹۰٫۲	۴۲۲٫۹	۴۳۳٫۶	V _{max}
۲٫۷	۲٫۷	۷٫۳	۸٫۹	۱۱٫۵	۱۰٫۶	۱۶٫۹	D ₁ max
۶۰٫۵	۶۰٫۵	۱۸۳٫۰	۱۸۰٫۷	۱۷۴٫۹	۱۷۲٫۴	۲۱۱٫۵	D _{max}
۰٫۰۰۰۸	۰	۰	۰	۰	۰	۰	CCDI
۰٫۰۲۲	۰٫۰۲۲	۰٫۰۳۱	۰٫۰۲۹	۰٫۰۳۲	۰٫۰۳۵	۰٫۰۴۷	TDI
۰٫۲۹	۰٫۲۹	۰٫۸۷	۰٫۸۶	۰٫۸۳	۰٫۸۲	۱٫۰۱	D _t /H(%)
۰٫۳۲۴	۰٫۳۲۴	۰٫۱۶۸	۰٫۱۳۸	۰٫۱۳۶	۰٫۱۱۷	۰٫۱۲۰	V/W

کوبه (p_{ga} = ۰٫۸۲ g)

نورتریج (p_{ga} = ۱٫۵۸ g)

طیس (p_{ga} = ۰٫۸۳ g)

منجیل (p_{ga} = ۰٫۵۴ g)

السترو (p_{ga} = ۰٫۲۴ g)

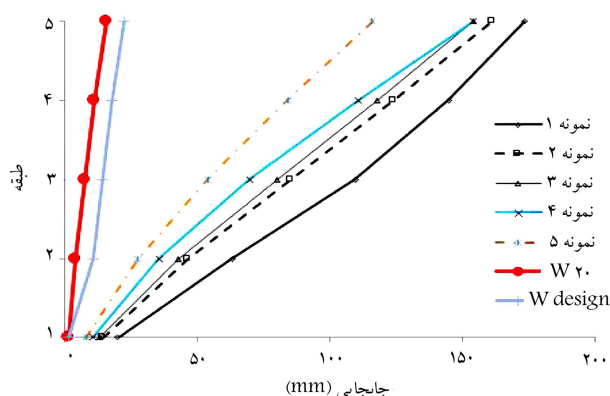
کیفیت اجرا، افزایش می‌یابد).

- با توجه به دو مورد ذکر شده در سازه‌های دارای میانقاب مهندسی نسبت به دیوار برشی، کاهش هزینه خواهیم داشت.
- در میانقاب‌های مهندسی لزومی به رعایت پیوستگی در ارتفاع همانند سیستم‌های باربر جانبی متداول (دیوار برشی، مهاربند و...) نیست، بنابراین محدودیت‌های بسیار کمتری در معماری سازه ایجاد می‌شود.

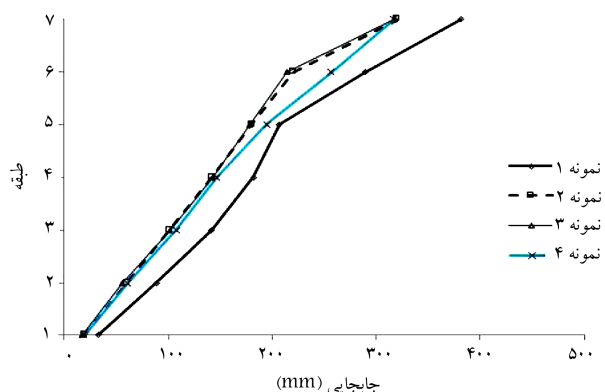
۱۱. نتیجه‌گیری

در این پژوهش رفتار لرزه‌ی قاب‌های فولادی دارای سیستم قاب خمشی و تعداد طبقات ۱، ۳، ۵ و ۷ که دارای میانقاب مهندسی در یکی از ۳ دهانه‌ی خود هستند، مورد مطالعه قرار گرفته است. سپس رفتار این قاب‌ها با قاب‌های مشابه دارای دیوار برشی، یا دارای میانقاب بتنی ساده و همچنین سازه با میانقاب جداشده از قاب مقایسه شده است. برای این منظور، از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی و چند رکورد زلزله‌ی شدید استفاده شده است. براساس تحلیل‌های ذکر شده، این نتایج به دست آمده است:

- با توجه به اینکه سازه‌های دارای دیوار برشی، زمان تناوب بسیار کوچک‌تری نسبت به دیگر سازه‌ها دارند و در بیشتر زلزله‌ها، بیشینه‌ی شتاب در زمان تناوب‌های پایین رخ می‌دهد، سازه‌های دارای دیوار برشی در معرض نیروهای بسیار بیشتری نیز نسبت به سازه‌های دارای میانقاب مهندسی قرار می‌گیرند.
- در سازه‌های دارای دیوار برشی، دیوارها قسمت اعظم تخریب سازه را در بر می‌گیرند و آسیب‌های وارده به دیگر اعضاء سازه، بسیار ناچیز است.
- در میان سازه‌ها، سازه‌ی W20، بهترین عملکرد را دارد. فقط سازه‌ی ۷ طبقه در زلزله‌ی کوبه با توجه به زمان تناوب، در قسمت پیک شتاب زلزله می‌افتد و در نتیجه تخریب رخ می‌دهد. به رغم این موضوع، سازه‌ی مزبور از لحاظ مهندسی قابل قبول نیست، زیرا که مقاطع موجود در آن بسیار قوی‌تر از حالت بهینه‌ی طراحی براساس آیین‌نامه است.
- از آنجایی که پس از تخریب دیوار در سازه‌های دارای دیوار برشی، دیگر اعضاء (تیرها و ستون‌ها) توان باربری نیروهای وارده را نخواهند داشت، در بیشتر زلزله‌های مفروض سازه‌های Wdesign دارای ۳، ۵ و ۷ طبقه دچار تخریب می‌شوند.
- مطابق نتایج حاصل، وجود دیوار برشی موجب افزایش بسیار زیاد زمان تناوب و متعاقب آن افزایش نیروهای وارد به سازه خواهد شد. در صورت وقوع زلزله‌ی با شدت زیاد و ورود سازه به مراحل غیرخطی و تخریب دیوار دیگر اعضاء نظیر تیرها و ستون‌ها قادر به تحمل نیروهای وارده نخواهند بود و در سازه‌ها (Wdesign) فروریزش رخ می‌دهد. در مقابل براساس نتایج حاصل، سازه‌های دارای میانقاب مهندسی عملکرد بسیار مطلوبی در برابر زلزله‌های وارده دارند. وجود میانقاب‌های مهندسی باعث افزایش مقاومت جانبی و سختی به طور معقول (سازه‌های شکل‌پذیر) می‌شود.



شکل ۱۷. بیشینه‌ی جابجایی طبقات در سازه‌ی ۵ طبقه تحت زلزله‌ی ال سنترو.



شکل ۱۸. درجایشینه‌ی جابجایی طبقات در سازه‌ی ۷ طبقه تحت زلزله‌ی کوبه.

در طبقات قاب است. همچنین در جدول‌های مذکور، S_a شتاب طیفی V_{max}^A ، بیشینه‌ی برش طبقه، D_{1max} بیشینه‌ی جابجایی طبقه‌ی اول، D_{max} بیشینه‌ی جابجایی مام، CCDI شاخص خرابی تجمعی ستون^۹، TDI شاخص خرابی کل^{۱۰}، H ارتفاع سازه، و W وزن کل سازه است.

در شکل‌های ۱۷ و ۱۸، بیشینه‌ی جابجایی طبقات برای دو حالت ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، بیشترین جابجایی در سازه‌ی دارای نمونه‌ی ۴ و کمترین جابجایی در سازه‌ی دارای W20 رخ داده است. مطابق شکل ۱۸، سازه‌های ۷ طبقه دارای نمونه‌ی ۵، Wdesign و W20 تحت زلزله‌ی کوبه تخریب می‌شوند. از دیگر مزایای سازه‌های دارای میانقاب مهندسی نسبت به دیوار برشی می‌توان به این موارد اشاره کرد:

- همان‌طور که می‌دانیم سازه‌های دارای دیوار برشی در قسمت فونداسیون نیاز به تمهیدات خاصی دارند. در صورتی که وجود میانقاب مهندسی، تأثیری در افزایش تمهیدات در فونداسیون سازه نخواهد داشت.
- سهولت اجرا و نصب در محل سازه (احتمال بروز خطا توسط کارگران، کاهش و

پانوشته‌ها

1. fiber reinforced polymer/plastic

2. isolated infill frame
3. Mainstone
4. push over

5. smooth
6. slip-lock
7. Park et al (1987)
8. spectral acceleration
9. cumulative column damage index
10. total damage index

منابع (References)

1. Personeni, S., Di Pilato, M., Palermo, A. and Pampanin, S. "Numerical investigations on the seismic response of masonry infilled steel frames", *14th World Conference on Earthquake Engineering (14WCEE)*, Beijing, China (12-17 October 2008).
2. Korkmaz, K.A., Demir, F., Tekeli, H. and Karahan, A.E. "Effects of infilled masonry walls on nonlinear structural behavior of precast concrete structures in Turkey", *14th World Conference on Earthquake Engineering (14WCEE)*, Beijing, China (12-17 October 2008).
3. Ko, H., Park, Y.-K. and Lee, D.-G. "Evaluation of seismic behavior for low-rise RC moment resisting frame with masonry infill walls", *14th World Conference on Earthquake Engineering (14WCEE)*, Beijing, China (12-17 October 2008).
4. Saari, W.K., Hajjar, J.F., Schultz, A.E. and Shield, C.K. "Behavior of shear studs in steel frames with reinforced concrete infill walls", *Journal of Constructional Steel Research*, **60**(10), pp. 1453-1480 (2004).
5. Mallick, D.V. and Garge, R.P. "Effect of openings on the lateral stiffness of infilled frames", *Proc. Instn. Civ. Engrs.*, **49**(2), pp. 193-209 (June 1971).
6. Zarnic, R., Tomazevic, M. and Veljevichovsky, T. "Experimental study of methods for repair and strengthening of masonry infilled reinforced concrete frames", *Proc. 8th Europe Conf. on Earthquake Eng.*, Lisbon, **5**(11.1), pp. 41-48 (1986).
7. El-Gawady, M., Lestuzzi, P. and Badoux, M. "A review of conventional seismic retrofitting techniques for URM", *13th International Brick and Block Masonry Conference*, At Amsterdam, Holland (4-7 July 2004).
8. Bertero, V.V. and Brokken, S.T. "Infills in seismic resistant building", *Proc. ASCE*, **109**(6), pp. 1137-1361 (June 1983).
9. Elouali, T. "Effect of infill masonry panels on the seismic response of frame building", *14th World Conference on Earthquake Engineering (14WCEE)*, Beijing, China (2008).
10. Kyriakides, M.A. and Billington, S.L. "Seismic retrofit of masonry-infilled non-ductile reinforced concrete frames using sprayable ductile fiber-reinforced cementitious composites", *14th World Conference on Earthquake Engineering (14WCEE)*, Beijing, China (2008).
11. Aref, A.J. and Jung, W.Y. "Energy dissipating polymer matrix composite-infill wall system for seismic retrofitting", *Journal of Structural Engineering*, **129**(4), pp. 440-448 (2003).
12. Sahota, M.K. and Riddington J.R. "Experimental investigation into using lead to reduce vertical load transfer in infilled frames", *Engineering Structures*, **23**(1), pp. 94-101 (2001).
13. Crisafulli, F.J., Carr, A.J. and Park, R. "Capacity design of infilled frame structures", *12th World Conference on Earthquake Engineering* (2000).
14. Moghadam, H.A. "Lateral load behavior of masonry infilled steel frames with repair and retrofit", *Journal of Structural Engineering*, **130**(1), pp. 55-63 (2004).
15. Mohammadi, M. and Mohammadi Ghazimahalleh, R. "A new infilled steel frame with engineering properties", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, **165**(1), pp.15-25 (2012).
16. Mohammadi, M. and Akrami, V. "Engineered infilled frames, behavior & adjusting methods", Project Code: 373, Activity Code: 7352, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (2008).
17. Mohammadi Ghazimahalleh, M. "Stiffness and damping of infilled steel frames", *Institution of Civil Engineers*, **160**(2), pp. 105-118 (2007).
18. Iranian Standard-2800, *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*, Building and Housing Research Center, BHRC-PN S 253, 3rd Edition (2005).
19. Iranian Steel Code, *Design and Construction of Steel Structures*, Ministry of Housing and Urban Development, Office of National Building Regulations (2008).
20. Building Code Requirement for Structural Concrete (ACI-318-02) and Commentary (ACI 318 R-02), Reported by ACI Committee 318.
21. Applied Technology Council (ATC-33 project), *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA 273, California (1997).
22. Applied Technology Council (ATC-43 Project), *Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings*, FEMA 306, California (1998).
23. Harris, H.G. and Sabnis, G., *Structural Modeling and Experimental Techniques*, Second Edition, CRC Press (1999).
24. IDARC 2D Version 7.0., New York: Reinhorn A.M. (2008).
25. Shavandi, M. "Analytical studies on the influences of ductile infills having adjustable frictional fuses on the behavior of steel frames", MSc. Thesis, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (2010).

26. Reinhorn, A.M., Roh, H., Sivaselvan, M., Kunnath, S.K., Valles, R.E., Madan, A., Li, C., Lobo, R. and Park, Y.J., *IDARC 2D Version 7.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Structures*, Technical Report MCEER-09-0006, Buffalo, N.Y. (2009).
27. Valles, R.E., Reinhorn, A.M., Kunnath, S.K., Li, C. and Madan, A. "IDARC 2D version 4.0: Inelastic damage analysis of buildings", Technical Report NCEER-96-0010, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y. (1996).
28. Applied Technology Council, *Effects of Strength and Stiffness Degradation on Seismic Response*, FEMA P440A, California (2009).
29. Karimi, K. "Evaluation of masonry infills effects in seismic behavior of steel building during bam earthquake - case study", M.Sc Thesis, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (2010).
30. *Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, No. 360*, Management and Planning Organization, Office of Deputy for Technical Affairs, Technical Criteria Codification & Earthquake Risk Reduction Affairs Bureau, Tehran, Iran (2007).