

مقایسه‌ی عملکرد لرزه‌یی و اقتصاد طرح دیوار برشی فولادی با سیستم‌های باربر جانبی متداول در ساختمان‌های فولادی

سجاد پونکی (کارشناس ارشد)

جعفر کیوانی* (دانشیار)

علی معصومی (دانشیار)

دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۳۹۵ (۶۳-۵۳-۲ شماره ۳، ص. ۶۳-۵۳)

از جمله سیستم‌های متداول در ساختمان‌های فولادی، قاب‌های با مهاربندی ضربدری، قاب‌های با مهاربندی واگرا، قاب‌های خمشی متوسط، و قاب‌های با دیوار برشی فولادی هستند. دو پارامتر مهم برای انتخاب یک سیستم باربر جانبی مناسب، عملکرد لرزه‌یی و اقتصاد طرح است. در این پژوهش، قاب‌های دوبعدی ۳ دهانه‌ی ۴، ۸ و ۱۲ طبقه، که دهانه‌های وسط آنها مهاربندی شده یا دیوار برشی قرار گرفته است، با استفاده از روش استاتیکی معادل استاندارد ۲۸۰° ایران بارگذاری و سپس طراحی شده‌اند. عملکرد لرزه‌یی قاب‌ها با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی مورد مطالعه قرار گرفته است. با توجه به نتایج تحلیل‌ها، قاب‌های با دیوار برشی فولادی بهترین عملکرد لرزه‌یی (سختی، شکل‌پذیری، جذب انرژی و ضریب رفتار) و قاب‌های با مهاربند ضربدری، نامناسب‌ترین عملکرد لرزه‌یی را دارند. با توجه به محاسبات اقتصادی، قاب‌های با مهاربند واگرا، اقتصادی‌ترین طرح و قاب‌های با دیوار برشی فولادی برای قاب‌های با ارتفاع کم، غیراقتصادی‌ترین طرح را دارند، که هر چه ارتفاع قاب‌ها بیشتر می‌شوند، قاب با دیوار برشی فولادی اقتصادی‌تر می‌شود، تا در نهایت در سازه‌های بلند از بقیه سیستم‌های باربر جانبی اقتصادی‌تر می‌شود.

واژگان کلیدی: دیوار برشی فولادی، سیستم‌های باربر جانبی، عملکرد لرزه‌یی، اقتصاد طرح، PERFORM.

۱. مقدمه

مهاربند واگرا هم می‌توان شکل‌پذیری مناسب و ورود تیر پیوند به فاز غیرخطی و امکان تعبیه‌ی بازشو در آن را بیان کرد. از ویژگی‌های دیوار برشی فلزی هم می‌توان شکل‌پذیری بالا، قابلیت اتلاف انرژی مناسب، امکان تعبیه‌ی بازشو، و نصب ساده و سریع در کارگاه را ذکر کرد.

در سال ۱۹۹۸، به منظور مقایسه‌ی رفتار لرزه‌یی دیوار برشی فلزی و قاب خمشی، یک نمونه قاب خمشی و یک نمونه دیوار برشی فلزی ۳ طبقه، که طراحی و ساخته شده بودند، در نرم‌افزار ANSYS مدل‌سازی و از مقایسه‌ی نتایج حاصل از تحلیل‌ها مشخص شده است که سختی اولیه‌ی دیوار برشی فلزی در نمونه‌ی ذکر شده بیش از ۱۰ برابر سختی اولیه‌ی قاب خمشی و مقاومت نهایی دیوار برشی فلزی نیز بیش از ۳ برابر مقاومت نهایی قاب خمشی است. این نتایج نشان از عملکرد لرزه‌یی مناسب‌تر سیستم دیوار برشی فولادی نسبت به قاب خمشی در نمونه‌ی آزمایش شده است.^[۱]

در پژوهشی با عنوان «مقاوم‌سازی ساختمان‌های فلزی با استفاده از دیوارهای

سیستم‌های باربر جانبی برای مقاومت در برابر بارهای جانبی وارد بر ساختمان‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند. با توجه به ویژگی‌های ذکر شده، استفاده از آنها در ساختمان‌هایی با شرایط خاص خود می‌تواند باعث بهره‌مندی بیشینه از ظرفیت آن سیستم شود. از جمله سیستم‌های متداول در ساختمان‌های فلزی می‌توان به قاب مهاربندی شده با مهاربند ضربدری، قاب مهاربندی شده با مهاربند واگرا، سیستم قاب خمشی و سیستم قاب با اتصالات مفصلی و دیوار برشی فلزی اشاره کرد. از ویژگی‌های مهاربند ضربدری سختی بالا و امکان نصب و اجرای ساده، کنترل تغییرمکان جانبی سازه، و طرح تیرهای قاب براساس بارهای ثقلی است.

از ویژگی‌های قاب خمشی هم می‌توان اهمیت اتصالات در آن، از این نظر که بارهای جانبی در این سیستم توسط خود اعضا و اتصالات قاب تحمل می‌شوند، امکان تعبیه‌ی بازشو در آن، و امکان تغییرمکان زیاد قاب را برشمرد. از ویژگی‌های

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۳/۱۰/۲۷، اصلاحیه ۱۳۹۴/۳/۱۰، پذیرش ۱۳۹۴/۳/۱۶.

برشی فازی»، با مقاوم‌سازی یک ساختمان ۱۰ طبقه با قاب خمشی ضعیف به دو روش مقایسه‌ی بین دو سیستم باربر جانبی دیوار برشی فولادی و مهاربند ضربدری انجام شده است. به این ترتیب که با یک سری عملیات سعی و خطا، قاب خمشی موردنظر توسط دو سیستم تقویت مذکور و مطابق دستورالعمل بهسازی و با استفاده از روش استاتیکی غیرخطی کنترل شده است. نهایتاً با مقایسه‌ی دو روش مقاوم‌سازی عنوان شده مشاهده شده است که مقاوم‌سازی با استفاده از دیوار برشی فولادی باعث می‌شود که از قاب موجود استفاده‌ی بهینه شود و هم‌چنین میزان فولاد مصرفی در حالت استفاده از دیوار برشی فولادی حدود ۳۰٪ کمتر از مهاربند ضربدری است و چنانچه از ورق با ضخامت کمینه‌ی ۳ میلی‌متر استفاده شود، میزان فولاد مصرفی حدود ۱۵٪ کمتر از حالت استفاده از مهاربند ضربدری است.^[۱]

برای مقایسه‌ی رفتار غیرخطی مهاربندهای EBF و CBF در قاب‌های فولادی ساده و خمشی، ۴ مدل شامل مهاربندهای هم‌محور و برون‌محور بر روی یک قاب ۱ دهانه و ۱ طبقه، با اتصالات ساده و خمشی در مقایسه با قاب خمشی تنها مورد بررسی قرار گرفته و جهت تحلیل و طراحی خطی مدل‌ها از نرم‌افزار ETABS ۹٫۵ و جهت تحلیل غیرخطی مدل‌ها از نرم‌افزار ABAQUS ۶٫۸ استفاده شده است. بررسی‌های به عمل آمده شامل تحلیل‌های غیرخطی به روش تغییرمکان بر روی قاب‌های دوپعدی و مقایسه‌ی آنها از نظر رفتار، شکل‌پذیری و منحنی $P - \Delta$ در قاب با وجود مهاربندهای برون‌محور و هم‌محور در قاب ۱ طبقه و ۱ دهانه نشان می‌دهد که شکل‌پذیری قاب‌های با مهاربند واگرا فقط ۱٫۷٪ بیشتر از شکل‌پذیری قاب‌های با مهاربندی همگراست.^[۲]

در بررسی نقاط ضعف سیستم‌های قاب خمشی، مهاربند هم‌محور و مهاربند برون‌محور به مهم‌ترین و متداول‌ترین نقاط ضعف سیستم‌های مذکور پرداخته شده و بدین منظور با بررسی ایرادها و کاستی‌های موجود در طراحی سیستم‌های قاب خمشی، اهمیت استفاده‌ی صحیح و رعایت نکات آیین‌نامه‌ی در طراحی و اجرای سیستم‌های مذکور بررسی و ایرادهای سازه‌ی به‌وجودآمده در این اعضا به دلیل عدم رعایت آن نکات مورد توجه قرار گرفته است. نتیجه آنکه استفاده‌ی صحیح و رعایت کلیه‌ی نکات آیین‌نامه‌ی چه از طرف طراحان و چه از طرف دستگاه‌های نظارتی، باعث عدم خسارت جانی و مالی در هنگام وقوع زلزله شده است، که مستلزم شناخت نقاط ضعف در هر سیستم و آشنایی با پیشرفت‌های جدید در راستای مقابله با نیروی زلزله است.^[۳]

در مقایسه‌ی چند سیستم مهاربندی فولادی از طریق ارزیابی طیف ظرفیت و نقطه‌ی عملکردی سازه جهت مقاوم‌سازی قاب‌های فولادی خمشی، چند نمونه قاب فولادی خمشی با شکل‌پذیری متوسط براساس استاندارد ۲۸۰۰ طراحی و با توجه به نتایج تحلیل‌ها مشخص شده است که بیشتر ستون‌ها، نسبت تنش بیش از ۱ دارند و در ادامه، نمونه‌ها با دو روش مهاربندی فولادی شورون و مهاربند ضربدری مقاوم‌سازی شده‌اند. سپس با تحلیل استاتیکی غیرخطی با استفاده از نرم‌افزار SAP، طیف ظرفیت و نقاط عملکردی آنها براساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ی مورد ارزیابی قرار گرفته و نحوه‌ی تشکیل مفاصل خمیری در هر کدام از روش‌ها با یکدیگر مقایسه شده‌اند. نحوه‌ی تشکیل و توزیع مفاصل خمیری، نشان‌گر مصون‌ماندن بیشتر ستون‌ها در قاب‌ها و گویای تفاوت رفتار سازه در هر کدام از سیستم‌هاست.^[۴]

در این پژوهش به دلیل اهمیت انتخاب یک سیستم باربر جانبی مناسب، قاب‌های ۳ دهانه‌ی ۴، ۸ و ۱۲ طبقه که دهانه‌های وسط آنها مهاربندی شده یا دیوار برشی قرار گرفته است، با استفاده از روش استاتیکی معادل استاندارد ۲۸۰۰ ایران بارگذاری و سپس طراحی شده و عملکرد لرزه‌ی قاب‌ها با استفاده از تحلیل

استاتیکی غیرخطی مورد مطالعه قرار گرفته است. هم‌چنین برای مقایسه‌ی اقتصادی قاب‌ها، ۲ پارامتر وزن و حجم جوش‌کاری موردنیاز قاب‌ها نیز منظور شده است. به منظور مقایسه‌ی منطقی تر و با شرایط مشابه قاب‌ها سعی شده است که کلیه‌ی اعضای قاب‌ها تا حد امکان در نسبت تنش بین ۰٫۷ تا ۰٫۹ طراحی شوند. این نسبت تنش‌ها در طراحی‌های حال حاضر سازه‌ها منطقی تر و اجرایی تر به نظر می‌رسند.

۲. بررسی دیوار برشی فولادی

۱.۲. انواع دیوار برشی فولادی

دیوار برشی فولادی از نظر عملکرد سازه‌ی به دو نوع سخت‌شده و سخت‌نشده و از نظر ورق به کاررفته به دو نوع دیوار برشی فولادی با ورق صاف و دیوار برشی فولادی با ورق موج‌دار و از نظر اجرا به دو نوع دیوار برشی فولادی با ستون‌های قوی و دیوارهای برشی فولادی نیمه‌نگهداری‌شده در لبه‌ها تقسیم می‌شوند.^[۵] در این پژوهش از دیوار برشی سخت‌نشده با ستون‌های قوی با ورق صاف استفاده شده است.

۲.۲. پژوهش‌های انجام‌شده بر روی دیوار برشی فولادی

در مطالعاتی در سال ۱۹۸۳، یک مدل تحلیلی برای بررسی مقاومت برشی دیوارهای برشی فولادی سخت‌نشده‌ی نازک ارائه و نشان داده شده است که پارامترهای ضخامت صفحه‌ی پرکننده، پهنای پانل، ارتفاع پانل، و سختی ستون به هم وابسته‌اند و می‌توانند در میدان کششی حاصل تأثیر بگذارند.^[۶] در مطالعات دیگری در همان سال،^[۸] برای بررسی مدل میله‌ی اخیر،^[۷] یک آزمایش در مقیاس بزرگ بر روی نمونه‌ی دیوار برشی فولادی ۱ طبقه انجام و زاویه‌ی شیب میدان کششی ارائه شده است.

هم‌چنین یک سری آزمایش‌های بارگذاری تناوبی شبه‌استاتیکی بر روی پانل‌های برشی صفحه‌ی فولادی سخت‌نشده با بازشوی دایره‌ی مرکزی و هم‌چنین یک مدل تئوری برای محاسبه‌ی مشخصات هیستریزس پانل‌های دیوار برشی فولادی سخت‌نشده ارائه و نشان داده شده است که نتایج حاصل از مدل تئوری قابل قبول است، اما نسبت به مدل آزمایشگاهی قدری محافظه‌کارانه است.^[۹]

یک آزمایش تناوبی شبه‌استاتیکی نیز بر روی دیوارهای برشی فولادی در یک نمونه‌ی ۴ طبقه‌ی تک‌دهانه در مقیاس بزرگ انجام و در مجموع از ۳۰ سیکل باری که به نمونه‌ی آزمایش اعمال شده است، ۲۰ سیکل در محدوده‌ی غیرکشسان بوده و این نتیجه به‌دست آمده است که نمونه‌ی آزمایش، سختی اولیه‌ی زیاد، شکل‌پذیری خیلی خوب، و قابلیت اتلاف انرژی زیادی داشته و پس از اینکه نمونه به مقاومت نهایی رسیده است، افت ظرفیت باربری تدریجی و ثابت شده است.^[۱۰-۱۱]

در سال ۲۰۰۳،^[۱۲] نیز با استفاده از مفاهیم آنالیز خمیری و مدل میله‌ی، معادلاتی برای محاسبه‌ی مقاومت نهایی دیوارهای برشی فولادی در قاب‌های چند طبقه و ۱ طبقه با اتصالات تیر به ستون صلب و ساده ارائه و دو نوع مکانیزم طبقه‌ی نرم و طبقه‌ی سخت فرض شده است، به‌طوری که دو مکانیزم مذکور به مهندس طراح برای تخمین مقاومت نهایی دیوارهای برشی فولادی در قاب‌های ۱ و چند طبقه کمک کرده است.

هم‌چنین در سال ۲۰۱۰،^[۱۳] از یک مدل المان محدود غیرخطی تأییدشده از طریق نتایج حاصل از آزمایش‌های دینامیکی و شبه‌استاتیکی برای بررسی عملکرد دیوارهای برشی فولادی نوع D (شکل‌پذیر) و نوع LD (با شکل‌پذیری محدود) در

جدول ۱. پارامترهای در نظر گرفته شده در طراحی قاب‌ها.

۳٫۵ متر	ارتفاع تمام طبقات
۵ متر	عرض تمامی دهانه‌ها
۵ متر	عرض بارگیر تمام قاب‌ها
6000 N/m^2	بار مرده
2000 N/m^2	بار زنده
$A = 0.3$	خطر نسبی زلزله
$I = 1$	ضریب اهمیت ساختمان
$T_s = 0.1$	
$T_G = 0.5$	خاک نوع ۲
$S = 1.5$	
0.3	نسبت پواسون
$R = 6$	ضریب رفتار قاب با مهاربند ضربه‌داری
$R = 7$	ضریب رفتار قاب خمشی متوسط
$R = 7$	ضریب رفتار قاب با مهاربند واگرا
$R = 7.5$	ضریب رفتار قاب با دیوار برشی فولادی
$F_Y = 240 \text{ N/mm}^2$	تنش تسلیم فولاد مصرفی
$F_U = 370 \text{ N/mm}^2$	تنش نهایی فولاد مصرفی

میلی‌متر؛ و ۴ طبقه‌ی آخر؛ ۱ میلی‌متر تعیین شده است. در دیوار برشی فولادی ۸ طبقه، ضخامت صفحات ۴ طبقه‌ی اول: ۱٫۵ میلی‌متر، و ۴ طبقه‌ی آخر: ۱ میلی‌متر است. ضخامت صفحات دیوار برشی فولادی ۴ طبقه نیز ۱ میلی‌متر تعیین شده است. با توجه به اینکه کمیته‌ی ضخامت کاربندی با توجه به مسائل اجرایی ۳ میلی‌متر است، برای مدل‌سازی قاب‌ها در نرم‌افزار PERFORM برای تمامی دیوارهای برشی فولادی از ضخامت ۳ میلی‌متر استفاده شده است.

در قاب‌هایی که دیوار برشی فولادی دارند، باید تیرها و ستون‌های اطراف پانل دیوار برشی فولادی آنقدر صلب باشند که در طول بارگذاری لرزه‌ی کاملاً کشسان و خطی باقی بمانند، تا دیوار برشی فولادی بتواند وارد فاز غیرخطی شود. اگر تیرها و ستون‌های اطراف پانل دیوار برشی فولادی صلبیت لازم را نداشته باشند، قبل از اینکه دیوار برشی فولادی کمانش و انرژی زلزله را مستهلک کند، تیر و ستون تخریب می‌شوند. بدین منظور تیرها و ستون‌های اطراف پانل دیوار برشی فولادی باید روابط ۳ الی ۵ را ارضا کنند:

$$I_c \geq \frac{0.7 \cdot 0.3 \cdot W h^4}{L} \quad (3)$$

که در آن، I_c ممان اینرسی ستون، W ضخامت ورق فولادی، h ارتفاع ورق فولادی (یک طبقه)، و L طول دهانه است.

$$\omega_n = 0.7 \sqrt{h} \sqrt{\frac{W}{2LI_c}} \leq 2.5 \quad (4)$$

که در آن، ω_n پارامتر انعطاف‌پذیری ستون است.

$$\omega_L = \sqrt{\left(\frac{h^4}{I_c} + \frac{L^4}{I_b}\right) \frac{W}{4L}} \leq 2.5 \quad (5)$$

قاب‌های خمشی ۴ طبقه و ۸ طبقه تحت اثر رکوردهای لرزه‌ی همپایه شده با طیف استفاده شده و با تعیین داده‌های دوره‌ی تناوب از تجزیه و تحلیل‌های بسامد یک‌سری دیوار برشی فولادی و تجزیه و تحلیل رگرسیون داده‌های مذکور، یک فرمول ساده‌ی اصلاح شده برای تخمین دوره‌ی تناوب اصلی دیوارهای برشی فولادی ارائه شده است. در مطالعه‌ی دیگری در سال ۲۰۱۱،^[۱۴] به بررسی رفتار دیوار برشی فولادی که طراحی و رفتار لرزه‌ی آن بر مبنای پاسخ غیرخطی تحلیل تاریخچه‌ی زمانی برای سطوح خطر مختلف بوده است، پرداخته شده و این نتیجه به دست آمده است که تقاضا برای ستون‌ها در سطوح لرزه‌ی به طور قابل ملاحظه‌ی کمتر از ظرفیت طراحی دیوار برشی فولادی ۹ طبقه و بیشتر است.

در سال ۲۰۱۲ نیز در بررسی رفتار دیوار برشی فولادی نیمه نگه‌داری شده در لبه‌ها به‌عنوان جایگزینی برای دیوار برشی فولادی سنتی بر مبنای مکانیزم‌های احتمالی شکست، یک روش برای طراحی تیرهای طبقات ارائه شده و با توجه به نتایج به دست آمده مشخص شده است که در حلقه‌های هیستریز دیوارهای برشی فولادی سخت نشده، جمع‌شدگی رخ داده است.^[۱۵] همچنین در مطالعه‌ی دیگری در همان سال به بررسی تأثیر سخت‌کننده‌ها به شکل‌های V، H، K، X، V، H، ۸، V، H بر روی دیوار برشی فولادی پرداخته شده و نتایج مطالعات نشان داده است که شکل X سخت‌کننده‌ها، برای بار نسلیم با بیشترین تأثیر و همچنین بار و ظرفیت نهایی پانل به نسبت سایر شکل‌های سخت‌کننده‌ها، که نسبت به سخت‌کننده‌های X شکل متداول تر هستند، بیشتر است.^[۱۶]

۳. روش پژوهش (مبانی تئوری)

در این پژوهش به منظور مقایسه‌ی عملکرد لرزه‌ی و اقتصاد طرح قاب‌های مهاربندی شده ضربه‌داری، قاب‌های مهاربندی شده‌ی واگرا، قاب خمشی متوسط و قاب با اتصالات مفصلی با دیوار برشی فولادی، قاب‌ها براساس روش استاتیکی معادل استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۳،^[۱۷] با استفاده از نرم‌افزار ETABS ۹٫۶٫۰ و با توجه به فرض‌های موجود در جدول ۱ طراحی شده‌اند. برای مدل‌سازی تیر پیوند برشی از طول ۰٫۷۵ متر استفاده شده است تا با توجه به رابطه‌ی ۱، تیر پیوند در برش جاری شود:

$$e \leq \frac{1.6 M_{CE}}{V_{CE}} \quad (1)$$

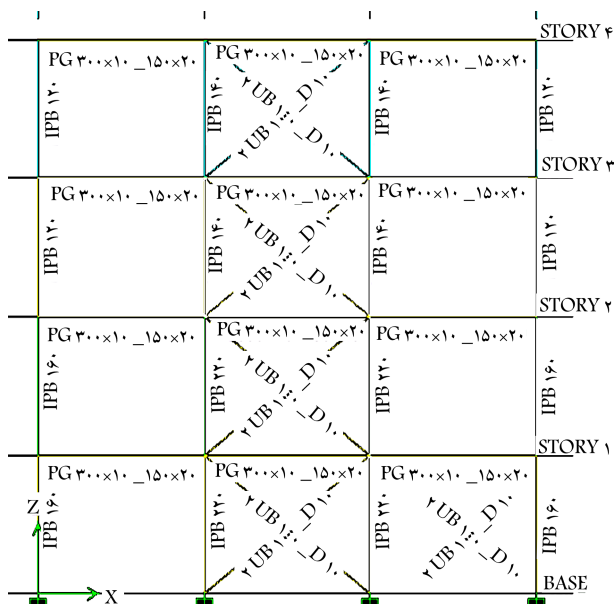
که در آن، M_{CE} لنگر در تیر پیوند و V_{CE} برش در تیر پیوند است.

برای طراحی دیوار برشی فلزی از روش آیین‌نامه‌ی کانادا استفاده شده است، که در آن دیوار برشی فولادی با یک مهاربند تک در جهتی که به کشش بیفتد، جایگزین می‌شود. بعد از طراحی قاب، با توجه به سطح مقطع‌های به دست آمده برای مهاربند معادل با استفاده از رابطه‌ی ۲، ضخامت موردنیاز برای دیوار برشی فولادی به دست می‌آید:

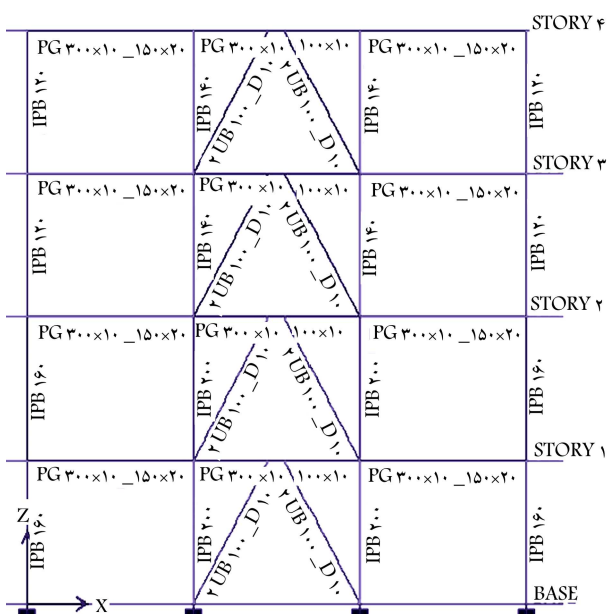
$$t_{wi} = \frac{2A_i \sin \theta_i \sin 2\theta_i}{L \sin 2\alpha_i} \quad (2)$$

که در آن، t_{wi} ضخامت پانل فولادی در طبقه‌ی i ام، A_i سطح مقطع مهاربند فرضی در طبقه‌ی i ام، θ_i زاویه‌ی انحراف دیوار برشی فلزی نسبت به محور قائم تحت اثر بار افقی، L طول دهانه‌ی قاب، و α_i زاویه‌ی اعضاء کششی مورب از محور قائم هستند.

با توجه به نتایج طراحی مشخص شده است که در دیوار برشی فولادی ۱۲ طبقه، ضخامت صفحات فولادی ۴ طبقه‌ی اول: ۲ میلی‌متر؛ ۴ طبقه‌ی میانی: ۱٫۵



شکل ۱. قاب ۴ طبقه با مهاربند ضربدیری در ETABS.



شکل ۲. قاب ۴ طبقه با مهاربند واگرا در ETABS.

مختلف در شکل ۳ نشان داده شده است. در تراز بام، بار قائم $73/42$ تن با خروج از مرکزیت 209 میلی‌متر اعمال شده است. در تراز طبقات، بار جانبی یکسان معادل $81/58$ تن وارد شده است. بر روی نمونه، یک تحلیل غیرخطی هندسی و مصالح انجام گرفته است.

مدل مذکور به صورت کامل در نرم‌افزار PERFORM مدل شده است. به منظور صحت‌سنجی نرم‌افزار، منحنی بار جانبی - تغییر مکان طبقه اول برای نتایج نمونه‌ی آزمایشگاهی و نتایج نرم‌افزار در شکل ۴ رسم شده است. با توجه به نمودار رسم شده مشخص شده است که نتایج نرم‌افزار PERFORM و نمونه‌ی آزمایشگاهی تطابق مناسبی دارند، که این موضوع صحت تحلیل نرم‌افزار PERFORM را تعیین می‌کند.

که در آن، wL پارامتر انعطاف‌پذیری عضو مرزی برای طراحی اجزاء مرزی در پانل‌های بالا و پایین، I_b ممان اینرسی تیر بالا (یا تیر پایین اگر موجود باشد) است. [۶] با توجه به اینکه مقایسه اقتصادی قاب‌ها نیز مهم است، باید تمامی اعضاء قاب‌ها در نسبت تنش 0.7 تا 0.9 طراحی شوند.

پس از طراحی قاب‌ها، آنها در نرم‌افزار $4/2$ Perform مدل‌سازی و با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی تحلیل شده‌اند تا عملکرد لرزه‌یی قاب‌ها بررسی شود. برای مقایسه اقتصادی طرح قاب‌ها نیز وزن قاب‌ها از نرم‌افزار ETABS استخراج و هم‌چنین جوش‌کاری مورد نیاز قاب‌ها به صورت کاملاً دستی و دقیق محاسبه شده است.

۴. مدل‌سازی

۴.۱. طراحی قاب‌ها در نرم‌افزار ETABS

در این پژوهش به منظور مقایسه‌ی قاب‌ها، ۲ پارامتر اصلی عملکرد لرزه‌یی و اقتصاد طرح مد نظر قرار گرفته است. بدین منظور ابتدا با استفاده از نرم‌افزار $9/6$ ETABS قاب‌های ۳ دهانه‌ی ۸، ۱۲ طبقه‌یی، که در آن‌ها دهانه‌های وسط مهاربندی شده است و یا دیوار برشی فولادی دارند، با استفاده از روش استاتیکی معادل استاندارد 2800 ایران، [۱۷] طراحی شده‌اند. خروجی‌های مورد نیاز از نرم‌افزار ETABS شامل مقاطع طراحی‌شده‌ی اعضا و وزن قاب‌هاست. فرض‌های طراحی استاتیکی معادل در جدول ۱ ارائه شده است.

برای کلیه‌ی مقاطع تیر در قاب‌های طراحی‌شده از تیر ورق PG استفاده شده است. برای کلیه‌ی مهاربندها نیز از مقاطع دبل ناودانی به صورت روبرو به طوری‌که لبه‌های آنها از هم 10 سانتی‌متر فاصله داشته باشند، استفاده شده است. برای ستون‌های قاب‌های ۴ طبقه از مقاطع IPB و برای ستون‌های قاب‌های ۸ و ۱۲ طبقه از مقاطع BOX استفاده شده است. در شکل‌های ۱ و ۲، قاب‌های ۴ طبقه با مهاربند ضربدیری و مهاربند واگرا، که در نرم‌افزار ETABS طراحی شده‌اند، نشان داده شده‌اند.

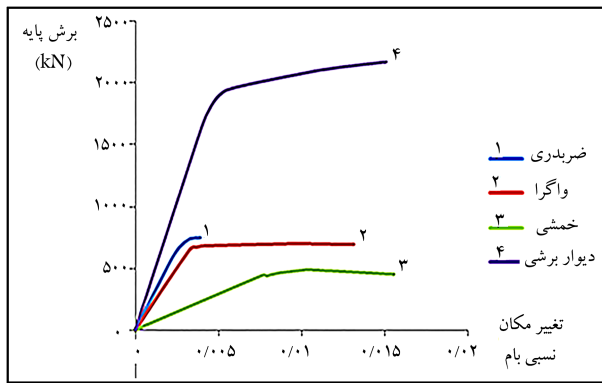
۴.۲. مدل‌سازی قاب‌ها در نرم‌افزار PERFORM

PERFORM برنامه‌یی است که از طریق آن می‌توان سازه‌های پیچیده را به صورت غیرخطی و بر اساس حالت‌های حدی مختلف مقاومت و تغییر شکل تحلیل کرد. تحلیل‌های غیرخطی می‌توانند به صورت استاتیکی یا دینامیکی روی یک مدل انجام شوند، هم‌چنین می‌توان بارها را در مراحل متفاوت بر سازه اعمال کرد.

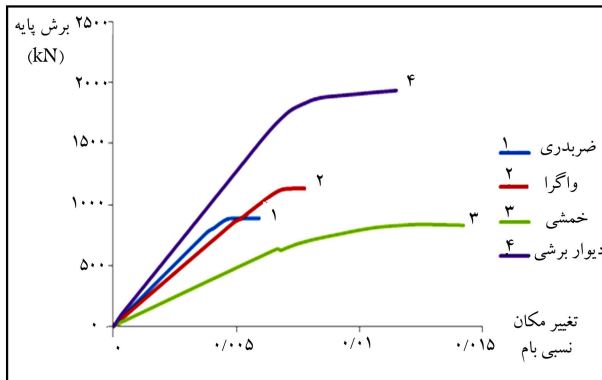
برای مدل‌سازی المان‌های مختلف (تیرها، ستون‌ها، مهاربندها، قاب‌های خمشی، و دیوارهای برشی فولادی)، نیاز به استخراج پارامترهایی از جمله: زاویه‌ی چرخش خمیری، نسبت تنش پسماند، معیارهای پذیرش برای سطوح مختلف عملکردی از جمله عملکرد استفاده‌ی بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS)، و جلوگیری از تخریب (CP) است. این پارامترها را می‌توان از آیین‌نامه‌ی FEMA ۳۵۶، [۱۸] استخراج کرد، که در این پژوهش نیز از آن استفاده شده است.

۴.۳. صحت‌سنجی نرم‌افزار PERFORM

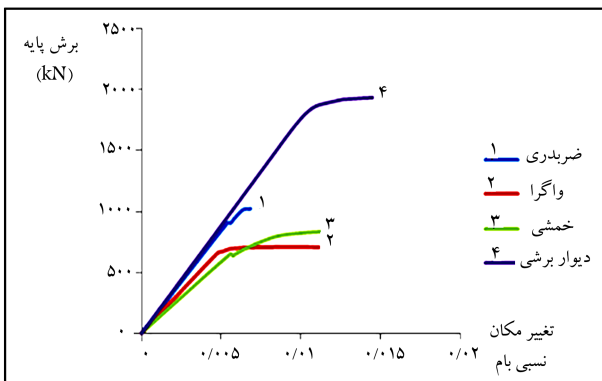
به منظور صحت‌سنجی نرم‌افزار از مدل آزمایشگاهی kulak و Driver استفاده شده است. این مدل قاب ۴ طبقه و یک دهانه‌یی در مقیاس 50% ابعاد واقعی است. مشخصات هندسی، سطح مقطع تیر و ستون‌ها و ضخامت ورق در پانل‌های



شکل ۵. مقایسه‌ی منحنی ظرفیت‌های قاب‌های ۴ طبقه.



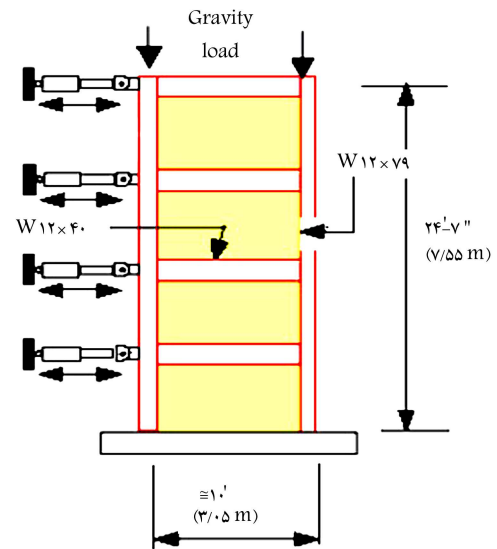
شکل ۶. مقایسه‌ی منحنی ظرفیت‌های قاب‌های ۸ طبقه.



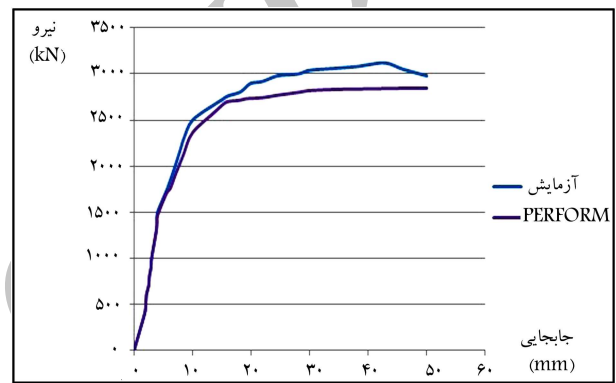
شکل ۷. مقایسه‌ی منحنی ظرفیت‌های قاب‌های ۱۲ طبقه.

قاب‌های خمشی متوسط و همچنین تغییرمکان نسبی بیشتری نسبت به قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی ضربدری دارند، در نتیجه عملکرد لرزه‌یی آنها، بهتر و جذب انرژی‌شان نسبت به قاب‌های مهاربندی ضربدری و قاب خمشی متوسط بیشتر است.

در جدول ۲، مقادیر برش پایه، تغییرمکان نسبی و دوره‌ی تناوب مود اول ارتعاش برای تمامی قاب‌ها در دو حالت استاتیکی معادل و استاتیکی غیرخطی استخراج شده است و مقادیر برش پایه‌ی استاتیکی معادل و استاتیکی غیرخطی نسبت به وزن قاب‌ها هم‌پایه شده است. نسبت برش پایه‌ی استاتیکی معادل در قاب‌های مهاربندی ضربدری بیشتر از سایر قاب‌هاست. این مقدار در برش پایه‌ی استاتیکی غیرخطی برای دیوار برشی فولادی بسیار بیشتر از سایر قاب‌هاست، که این موضوع به دلیل سختی بیشتر دیوار برشی فولادی نسبت به سایر قاب‌هاست. در مورد پارامتر



شکل ۳. مشخصات هندسی و فیزیکی نمونه‌ی آزمایشگاهی.



شکل ۴. مقایسه‌ی منحنی نیرو - تغییرمکان طبقه‌ی اول نمونه‌ی آزمایشگاهی Driver و Kulak با مدل ساخته‌شده در نرم‌افزار PERFORM.

۴.۴. استخراج و مقایسه‌ی منحنی ظرفیت قاب‌ها از نرم‌افزار PERFORM

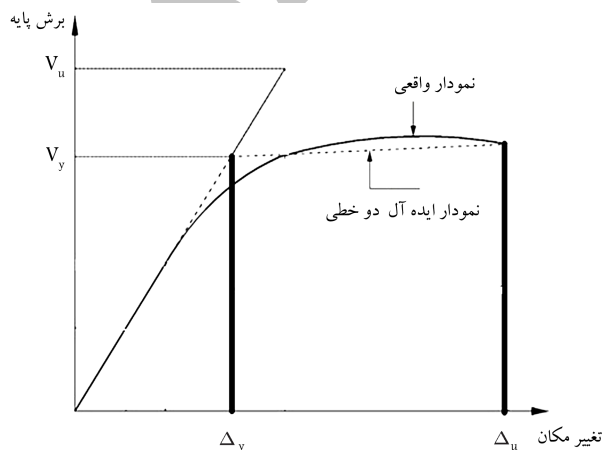
پس از انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی، به منظور مقایسه‌ی عملکرد لرزه‌یی قاب‌ها، منحنی ظرفیت قاب‌ها استخراج شده‌اند. این منحنی نشان‌دهنده‌ی برش پایه نسبت به تغییرمکان بام (بالاترین نقطه‌ی هر قاب) است. بارگذاری برای تمامی قاب‌ها تا جایی انجام می‌شود که قاب‌ها تخریب شوند و در واقع به سطح عملکرد CP برسند. با توجه به شکل‌های ۵ الی ۷، که منحنی ظرفیت قاب‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه را نشان می‌دهند، با مقایسه‌ی منحنی ظرفیت قاب‌ها مشخص است که میزان جذب انرژی (سطح زیر نمودار منحنی ظرفیت قاب‌ها) در تمام حالت‌ها در قاب با دیوار برشی فولادی بیشتر از بقیه‌ی قاب‌هاست. این امر به دلیل سختی و تغییرمکان زیاد قاب‌های با دیوار برشی فولادی است. با توجه به منحنی ظرفیت قاب‌های خمشی متوسط، قاب‌های مذکور قابلیت تغییرشکل زیادی دارند، اما به دلیل سختی کم آنها، میزان جذب انرژی‌شان نسبت به قاب با دیوار برشی فولادی کمتر است. قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی ضربدری، سختی بیشتری نسبت به قاب‌های خمشی متوسط دارند، اما به دلیل قابلیت تغییرمکان کم آنها، جذب انرژی‌شان نسبت به سایر قاب‌ها زیاد نیست. قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی واگرا سختی بیشتری نسبت به

جدول ۲. مقایسه‌ی برش پایه (Base Shear) و Drift و دوره‌ی تناوب مود اول در تحلیل‌های استاتیکی معادل و استاتیکی غیرخطی.

قاب	برش پایه استاتیکی (%) وزن	برش پایه غیراستاتیکی (%) وزن	درصد تغییر مکان نسبی		دوره‌ی تناوب	
			استاتیکی	غیرخطی	استاتیکی	غیرخطی
۴ طبقه‌ی ضربدری	۱۱	۳۷٫۶	۰٫۱۰۸	۰٫۳۸	۰٫۵۸	۰٫۸۶
۴ طبقه‌ی واگرا	۹٫۵	۳۵٫۳	۰٫۱۰۹	۱٫۳۱	۰٫۵۸	۰٫۵۹
۴ طبقه‌ی خمشی	۹٫۵	۲۴٫۵	۰٫۳۴	۱٫۵۵	۰٫۵۸	۱٫۱
۴ طبقه با دیوار	۹٫۵	۱۰٫۷	۰٫۱۰۹	۱٫۵	۰٫۵۸	۰٫۷۱
۸ طبقه‌ی ضربدری	۷٫۶	۲۲٫۱	۰٫۱۷	۰٫۶	۰٫۹۷	۱٫۶
۸ طبقه‌ی واگرا	۶٫۵	۲۸٫۳	۰٫۱۷	۰٫۷۷	۰٫۹۷	۱٫۱۷
۸ طبقه‌ی خمشی	۶٫۵	۲۰٫۶	۰٫۳۴	۱٫۴۲	۰٫۹۷	۱٫۶
۸ طبقه با دیوار	۶	۴۷٫۳	۰٫۱۵	۱٫۱۵	۰٫۹۷	۱٫۱۲
۱۲ طبقه‌ی ضربدری	۶	۲۵٫۴	۰٫۲۵	۰٫۶۸	۱٫۳۲	۱٫۶۸
۱۲ طبقه‌ی واگرا	۵٫۱	۱۱٫۷	۰٫۲۳	۱٫۱۳	۱٫۳۲	۱٫۸۸
۱۲ طبقه‌ی خمشی	۵٫۱	۱۳٫۵	۰٫۳۳	۱٫۱۸	۱٫۳۲	۲٫۱۸
۱۲ طبقه با دیوار	۴٫۸	۳۱٫۳	۰٫۲۵	۱٫۴۵	۱٫۳۲	۱٫۵۲

جدول ۳. مقادیر ضریب رفتار قاب‌ها.

نام قاب	μ	R_S	R_μ	R
۴ طبقه‌ی ضربدری	۳٫۹۲	۲٫۶۱	۲٫۱۸	۵٫۶۹
۴ طبقه‌ی واگرا	۵٫۲۶	۳٫۰۸	۲٫۲۲	۶٫۸۳
۴ طبقه‌ی خمشی	۵٫۵۴	۳٫۱۷	۲٫۲۷	۷٫۲
۴ طبقه با دیوار برشی	۷٫۶	۳٫۷۷	۲٫۳۴	۸٫۸۲
۸ طبقه‌ی ضربدری	۳٫۷	۲٫۵۳	۲٫۱۱	۵٫۳۳
۸ طبقه‌ی واگرا	۴٫۹۱	۲٫۹۷	۲٫۱۹	۶٫۵۰
۸ طبقه‌ی خمشی	۵٫۱۹	۳٫۰۶	۲٫۲	۶٫۷۳
۸ طبقه با دیوار برشی	۷٫۲۱	۳٫۶۶	۲٫۲۸	۸٫۳۴
۱۲ طبقه‌ی ضربدری	۳٫۴	۲٫۴۱	۲٫۰۳	۴٫۸۹
۱۲ طبقه‌ی واگرا	۴٫۶۶	۲٫۸۸	۲٫۰۵	۵٫۹
۱۲ طبقه‌ی خمشی	۴٫۵	۲٫۸۳	۲٫۰۸	۵٫۸۸
۱۲ طبقه با دیوار برشی	۶٫۹	۳٫۵۸	۲٫۱۷	۷٫۷۶



شکل ۸. منحنی دو خطی ایده‌آل.

که در آن، R_μ ضریب رفتار ناشی از شکل پذیری است، که از رابطه‌ی ۷ به دست می‌آید:

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \quad (7)$$

که در آن، μ پارامتر شکل پذیری است، که از رابطه‌ی ۸ به دست می‌آید:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (8)$$

نرم افزار perform پس از رسم منحنی دوخطی ایده‌آل، مقدار پارامتر μ را مستقیماً به صورت خروجی برنامه اعلام می‌کند، که می‌توان با استفاده از آن پارامتر R_μ را برای قاب‌ها محاسبه کرد (جدول ۳). هم‌چنین پارامتر R_S ضریب رفتار ناشی از مقاومت افزون است، که از رابطه‌ی ۹ به دست می‌آید:

$$R_S = \frac{V_y}{V_s} \quad (9)$$

تغییر مکان نسبی برای هر دو حالت استاتیکی معادل و غیرخطی، مقادیر مربوط به قاب خمشی از سایر قاب‌ها بیشتر است، که این موضوع به دلیل شکل پذیری زیاد قاب خمشی است. دوره‌ی تناوب مود اول ارتعاش در روش استاتیکی معادل براساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران^[۱۷] برای قاب‌های مشابه برابر است. در روش استاتیکی غیرخطی نیز قاب خمشی به دلیل داشتن انعطاف پذیری بیشتر نسبت به سایر قاب‌ها، دوره‌ی تناوب مود اول بیشتری دارد.

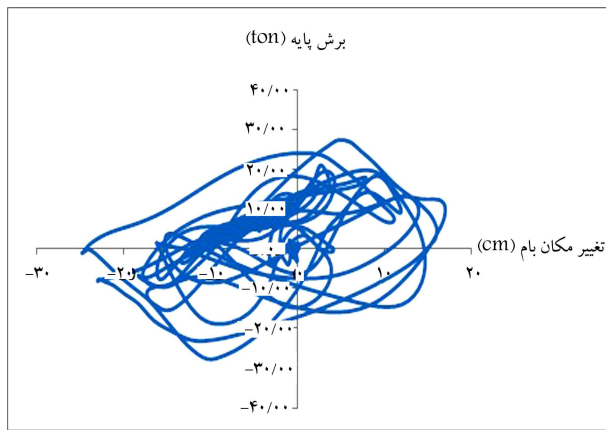
۵.۴. مقایسه‌ی ضریب رفتار قاب‌ها

در این پژوهش به منظور محاسبه‌ی ضریب رفتار قاب‌ها، ابتدا منحنی ظرفیت قاب‌ها به صورت شکل ۸ به فرم دو خطی ایده‌آل درآمده و سپس با استفاده از رابطه‌ی ۶، ضریب رفتار آن‌ها محاسبه شده است:

$$R = R_\mu \cdot R_S \quad (9)$$

جدول ۴. مشخصات زلزله‌های در نظر گرفته شده.

نام زلزله	ایستگاه	نوع خاک	فاصله (کیلومتر) (ریشتر)	بزرگی مؤثر (ثانیه)	زمان جنبش
Imperial valley	Parachute	B	۱۴٫۲	۶٫۶	۱۷٫۳۵
Loma prieta	Saratoga	B	۱۳٫۷	۶٫۹	۱۱٫۱۰
Northridge	Pacoima	B	۱۴	۶٫۷	۱۰٫۰۸



شکل ۹. منحنی هیستریزس قاب ۸ طبقه با مهاربند واگرا.

جدول ۵. سطح زیر منحنی هیستریزس قاب‌ها.

نام قاب	سطح زیر منحنی هیستریزس (t.m)
۴ طبقه‌ی ضربدری	۳۹٫۶
۴ طبقه‌ی واگرا	۴۲٫۰۸
۴ طبقه‌ی خمشی	۵۰٫۷۸
۴ طبقه‌ی دیوار برشی	۷۱٫۸
۸ طبقه‌ی ضربدری	۵۸٫۸۸
۸ طبقه‌ی واگرا	۶۳٫۴۷
۸ طبقه‌ی خمشی	۷۷٫۲
۸ طبقه‌ی دیوار برشی	۱۱۳٫۶۳
۱۲ طبقه‌ی ضربدری	۹۰٫۶۴
۱۲ طبقه‌ی واگرا	۹۹٫۳۶
۱۲ طبقه‌ی خمشی	۱۲۶٫۵۶
۱۲ طبقه‌ی دیوار برشی	۱۹۲٫۱۶

فولادی به سطح زیر منحنی هیستریزس قاب با مهاربند ضربدری در قاب‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب ۱٫۶۸۱، ۱٫۹۳ و ۲٫۱۲ به دست آمده است، که نشان‌گر نسبت جذب انرژی بیشتر در قاب‌های با دیوار برشی فولادی نسبت به قاب‌های مهاربندی ضربدری در تعداد طبقات بیشتر است. هم‌چنین با توجه به آنالیز دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی مشخص شده است که قاب خمشی متوسط، جذب انرژی بیشتری نسبت به قاب‌های مهاربندی ضربدری و واگرا دارد.

۵. مقایسه‌ی اقتصادی سازه‌ها

۱.۵. مقایسه‌ی وزن قاب‌ها

با توجه به شکل‌های ۱۰ الی ۱۲ مشخص است که قاب‌های مهاربندی واگرا کمترین وزن و قاب با دیوار برشی فولادی، بیشترین وزن در تمامی حالت‌ها را دارند. نسبت وزن قاب با دیوار برشی فولادی (سنگین‌ترین قاب) به قاب مهاربندی واگرا (سبک‌ترین قاب)، در قاب‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب ۱٫۸۲، ۱٫۶ و ۱٫۵ است. به این ترتیب هر چه ارتفاع سازه بیشتر می‌شود، اختلاف وزن قاب با دیوار برشی فولادی با سایر قاب‌ها کمتر و اقتصادی‌تر می‌شود.

که در آن، V_s برش پایه به ازاء تشکیل اولین مفصل خمیری، و V_y برش پایه‌ی حد تسلیم سازه است. دو مقدار مذکور برای تمامی قاب‌ها از نرم‌افزار Perform استخراج شده و مقدار R_S برای قاب‌ها محاسبه و در جدول ۳ ارائه شده است. با توجه به دو پارامتر R_S و R_M ، مقدار ضریب رفتار قاب‌ها با استفاده از رابطه‌ی ۶ محاسبه شده است، که نتایج آن در جدول ۳ ارائه شده است.

با مقایسه‌ی ضریب رفتار قاب‌ها، که با استفاده از منحنی ظرفیت استخراج شده از تحلیل استاتیکی غیرخطی به دست آمده‌اند، مشخص شده است که قاب با دیوار برشی فولادی، بیشترین ضریب رفتار و قاب مهاربندی ضربدری کمترین ضریب رفتار را دارند. نسبت ضریب رفتار دیوار برشی فولادی به ضریب رفتار قاب مهاربند ضربدری در قاب‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب ۱٫۵۵، ۱٫۵۶ و ۱٫۵۸ است. هم‌چنین مشخص شده است که ضریب رفتار قاب خمشی در قاب‌های ۴ و ۸ طبقه از ضریب رفتار قاب مهاربندی واگرا بیشتر است، اما در قاب‌های ۱۲ طبقه ضریب رفتار قاب مهاربندی واگرا از قاب خمشی بیشتر است. ضمناً ضریب رفتار برای تمامی قاب‌ها با افزایش ارتفاع کاهش یافته است.

۶.۴. استخراج منحنی هیستریزس قاب‌ها با استفاده از تحلیل

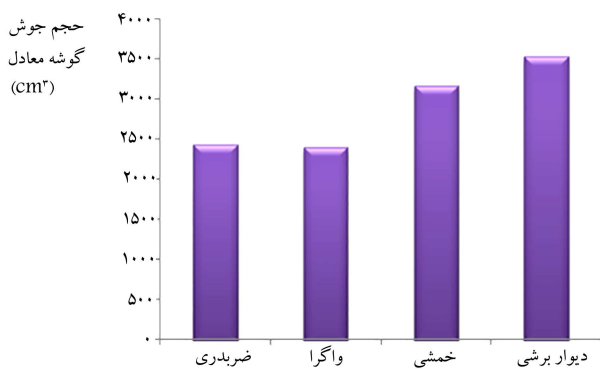
دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی قاب‌ها

به منظور رسم منحنی هیستریزس قاب‌ها و مقایسه‌ی سطح زیر نمودار آن‌ها، که به عنوان شاخصی جهت مقایسه‌ی میزان جذب انرژی قاب‌هاست، ابتدا از ۳ شتاب‌نگاشت که مشخصات آن‌ها در جدول ۴ ارائه شده، استفاده شده است. معیارهای انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها در این پژوهش، پارامترهای نوع خاک (که در این پژوهش خاک نوع ۲ فرض شده است)، نزدیکی به گسل زلزله (فاصله کمتر از ۲۰ کیلومتر)، مدت زمان جنبش مؤثر بیشتر از ۱۰ ثانیه، و بزرگی زلزله بیشتر از ۶٫۵ ریشتر در نظر گرفته شده‌اند.

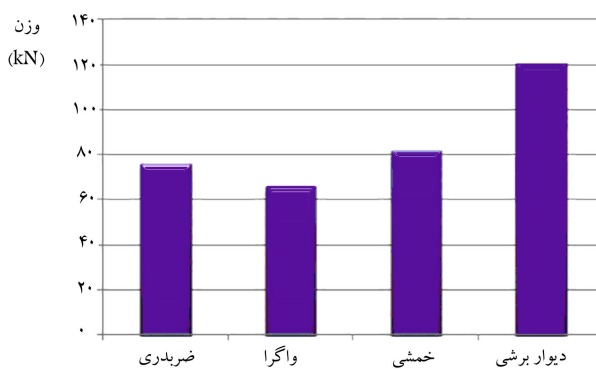
پس از انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها، با استفاده از روش استاندارد ۲۸۰۰ ایران، [۱۷] شتاب‌نگاشت‌ها مقیاس و ضریب مقیاس برای آن‌ها محاسبه شده است. سپس قاب‌ها تحت تجزیه و تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی قرار گرفته و پیشینه‌ی پاسخ‌ها برای هر قاب استخراج و منحنی هیستریزس قاب‌ها ترسیم شده است. در شکل ۹، منحنی هیستریزس قاب ۸ طبقه با مهاربند واگرا که مقدار $PGA = 0.7g$ برای آن به دست آمده است، رسم شده است.

پس از رسم منحنی هیستریزس قاب‌ها، سطح زیر نمودار آن‌ها به عنوان شاخصی برای مقایسه‌ی میزان جذب انرژی قاب‌ها محاسبه شده است، که نتایج آن‌ها در جدول ۵ ارائه شده است.

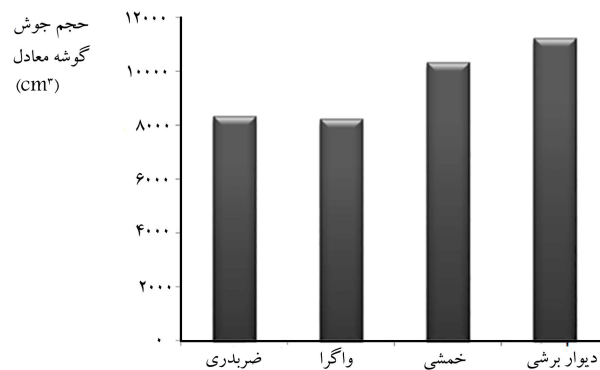
با مقایسه‌ی سطح زیر منحنی هیستریزس قاب‌ها، که از تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی به دست آمده‌اند، مشخص شده است که قاب با دیوار برشی فولادی بیشترین سطح زیر نمودار و قاب مهاربندی ضربدری کمترین سطح زیر نمودار را دارند. نسبت سطح زیر منحنی هیستریزس برای قاب با دیوار برشی



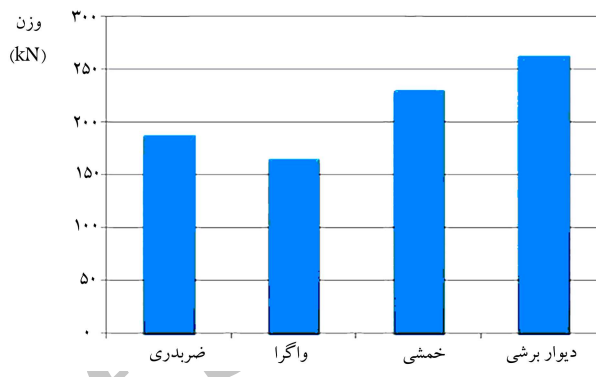
شکل ۱۳. مقایسه‌ی جوش کاری قاب‌های ۴ طبقه.



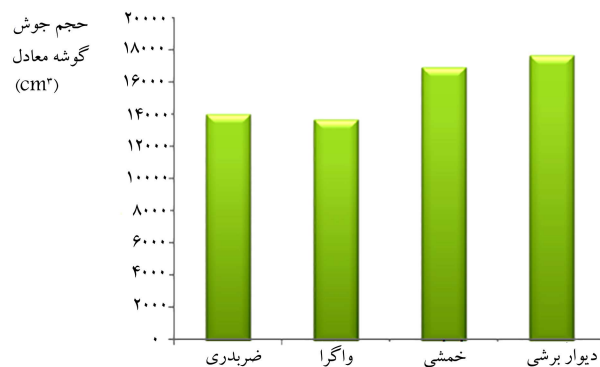
شکل ۱۰. مقایسه‌ی وزن قاب‌های ۴ طبقه.



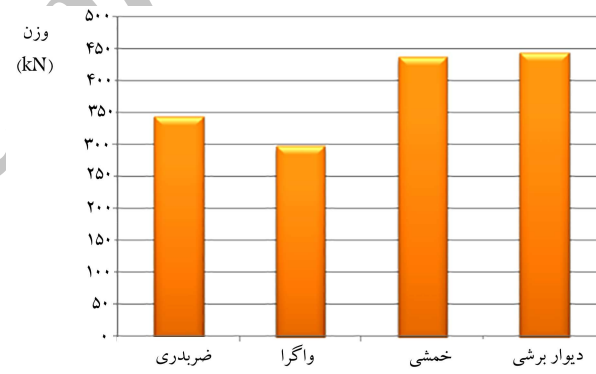
شکل ۱۴. مقایسه‌ی جوش کاری قاب‌های ۸ طبقه.



شکل ۱۱. مقایسه‌ی وزن قاب‌های ۸ طبقه.



شکل ۱۵. مقایسه‌ی جوش کاری قاب‌های ۱۲ طبقه.



شکل ۱۲. مقایسه‌ی وزن قاب‌های ۱۲ طبقه.

۲.۵. مقایسه‌ی حجم جوش کاری قاب‌ها

به منظور مقایسه‌ی قاب‌ها از نظر جوش کاری‌های مورد نیاز، ابتدا به صورت جز به جز برای تمام قسمت‌های قاب‌ها، مقادیر بعد جوش‌های مورد نیاز محاسبه شده است، که شامل جوش گوشه و جوش نفوذی است. سپس با استفاده از مقادیر جوش به دست آمده، سطح مقطع جوش‌ها (D) محاسبه و طول جوش‌های متناظر با سطح مقطع‌های جوش محاسبه شده است. با ضرب مقادیر سطح مقطع جوش در طول جوش‌ها، حجم جوش قاب‌ها محاسبه شده است.

۱.۲.۵. مقادیر حجم جوش گوشه‌ی معادل برای قاب‌ها

با ضرب سطح مقطع در طول جوش‌ها، مقادیر حجم جوش‌ها به دست می‌آیند. با توجه به اینکه قاب‌ها شامل جوش گوشه و جوش نفوذی هستند، برای اینکه بتوان مقادیر حجم جوش را به صورت یک عدد نشان داد تا از طریق آن امکان مقایسه‌ی

قاب‌ها فراهم شود، با فرض اینکه هزینه‌ی هر سانتی‌متر مکعب از حجم جوش ۱ واحد باشد، با توجه به اینکه برای ایجاد جوش نفوذی نیاز به پخ زدن ورق‌ها وجود دارد و با توجه به مبحث ۱۵ مقررات ملی ساختمان^[۱۹] و تحقیق از جوشکاران با تجربه‌ی ساختمانی و تجربیات اجرایی قبلی در سازه‌های فولادی، به طور متوسط می‌توان هزینه‌ی پخ زدن ورق‌ها و پاس اول جوش نفوذی را که با الکترودی متفاوت انجام می‌گیرد، برای ضخامت‌های متداول در ساختمان‌های فولادی ۳۰٪ هزینه‌ی مصالح جوش کاری در نظر گرفت. بدین منظور برای تبدیل حجم جوش نفوذی به دست آمده به حجم جوش گوشه‌ی معادل (به منظور مقایسه‌ی هزینه‌ها)، اعداد به دست آمده از جوش نفوذی در ضریب ۱/۳ ضرب شده‌اند.

بعد از محاسبه‌ی حجم جوش گوشه‌ی معادل برای قاب‌ها، با توجه به شکل‌های ۱۳ الی ۱۵، که به ترتیب حجم جوش گوشه‌ی معادل را برای قاب‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه نشان می‌دهند، با مقایسه‌ی جوش کاری قاب‌ها مشخص شده است که قاب دیوار

جذب انرژی کمتری را دارند. نسبت انرژی جذب شده توسط دیوار برشی فولادی به انرژی جذب شده توسط مهاربند ضربه‌داری در قاب‌های ۸، ۴ و ۱۲ طبقه به ترتیب ۱، ۸۱، ۹۳ و ۲۱۲ است. مقادیر مذکور نشانگر نسبت جذب انرژی بیشتر در قاب‌های با دیوار برشی نسبت به قاب‌های مهاربندی ضربه‌داری در تعداد طبقات بیشتر است.

۴. در تمام حالات وزن قاب‌های با مهاربند و اگر از سایر قاب‌ها کمتر وزن قاب‌های با دیوار برشی فولادی از همه بیشتر است. نسبت وزن قاب‌های با دیوار برشی فولادی به قاب‌های با مهاربند و اگر در قاب‌های ۸، ۴ و ۱۲ طبقه، به ترتیب ۱، ۸۲، ۱۶ و ۱۶۵ است، که این موضوع نشان می‌دهد در قاب‌های با ارتفاع بیشتر، اختلاف وزن قاب‌ها کمتر و در واقع قاب با دیوار برشی فولادی اقتصادی‌تر می‌شود.

۵. با مقایسه‌ی حجم جوشکاری قاب‌ها، در قاب‌های ۸، ۴ و ۱۲ طبقه مشخص شده است که قاب با مهاربندی و اگر، کمترین حجم جوشکاری و قاب با دیوار برشی فولادی، بیشترین حجم جوشکاری را دارند. نسبت حجم جوشکاری در قاب با دیوار برشی فولادی به قاب با مهاربند و اگر در قاب‌های ۸، ۴ و ۱۲ طبقه، به ترتیب ۱، ۴۷، ۳۴ و ۲۸ است. این نسبت‌ها نشان می‌دهند که در قاب‌های با ارتفاع بیشتر، اختلاف حجم جوشکاری قاب‌ها کمتر می‌شود و در واقع قاب با دیوار برشی فولادی اقتصادی‌تر است.

۶. با مقایسه‌ی دو پارامتر وزن قاب‌ها و حجم جوشکاری قاب‌ها مشخص شده است که قاب با مهاربند و اگر، اقتصادی‌ترین طرح و قاب با دیوار برشی فولادی، غیراقتصادی‌ترین طرح را دارند. هر چه قاب بلندتر شود، اختلاف قاب‌ها از نظر وزن و حجم جوشکاری کمتر می‌شود و در نهایت، قاب با دیوار برشی فولادی نسبت به سایر قاب‌ها اقتصادی‌تر می‌شود.

۷. با در نظر گرفتن پارامترهای عملکرد لرزه‌ی و اقتصاد طرح، استفاده از قاب مهاربندی و اگر برای قاب‌های ۴ و ۸ طبقه، به دلیل عملکرد لرزه‌ی خوب و اقتصادی بودن قاب مناسب است، اما برای قاب‌های ۱۲ طبقه و بیشتر، به دلیل عملکرد لرزه‌ی بسیار مناسب دیوار برشی فولادی و همچنین به دلیل اینکه در نهایت قاب با دیوار برشی فولادی نسبت به سایر قاب‌ها اقتصادی‌تر می‌شود، این قاب مناسب‌ترین سیستم باربر جانبی است.

برشی فولادی، بیشترین حجم جوشکاری و بعد از آن قاب خمشی، قاب مهاربندی ضربه‌داری و قاب مهاربندی و اگر دارند. دیوار برشی فولادی به دلیل جوش مورد نیاز برای اتصال نبشی اتصال ورق به تیرها و ستون‌های اطراف و همچنین اتصال صفحه‌ی دیوار برشی فولادی به این نبشی‌ها، به جوشکاری زیادی نیاز دارند. قاب خمشی نیز به دلیل جوش صلب اتصال تیر به ستون، جوشکاری بیشتری نسبت به قاب‌های مهاربندی ضربه‌داری و اگر دارد. نسبت حجم جوش قاب با دیوار برشی فولادی به قاب مهاربندی شده‌ی و اگر در قاب‌های ۸، ۴ و ۱۲ طبقه به ترتیب ۱، ۴۷، ۳۴ و ۲۸ است. به این ترتیب هر چه ارتفاع سازه بیشتر شود، اختلاف حجم جوشکاری قاب با دیوار برشی فولادی نسبت به سایر قاب‌ها کمتر و اقتصادی‌تر می‌شود.

۶. نتیجه‌گیری

پس از انجام تحلیل‌ها و محاسبات لازم، با توجه به دو پارامتر عملکرد لرزه‌ی و اقتصاد طرح برای قاب‌های دو بعدی ۸، ۴ و ۱۲ طبقه، این نتایج به دست آمده است:

۱. با مقایسه‌ی منحنی ظرفیت قاب‌ها و بررسی پارامترهای سختی (شیب نمودار)، شکل‌پذیری (میران تغییر مکان بام بعد از ورود به ناحیه‌ی غیرارتجاعی) و جذب انرژی (سطح زیر نمودار) مشخص شده است که قاب با دیوار برشی فولادی، بهترین عملکرد لرزه‌ی (سختی زیاد، شکل‌پذیری زیاد و جذب انرژی زیاد) و بعد از آن قاب مهاربندی و اگر، عملکرد لرزه‌ی مناسب (شکل‌پذیری و جذب انرژی زیاد) را دارند. همچنین قاب با مهاربند ضربه‌داری، نامناسب‌ترین عملکرد لرزه‌ی (شکل‌پذیری و جذب انرژی کم) را دارد.

۲. با مقایسه‌ی ضریب رفتار قاب‌ها مشخص شده است که قاب با دیوار برشی فولادی، بیشترین ضریب رفتار و قاب مهاربندی ضربه‌داری، کمترین ضریب رفتار را دارند. همچنین مشخص شده است که ضریب رفتار قاب خمشی در قاب‌های ۴ و ۸ طبقه از ضریب رفتار قاب مهاربندی و اگر بیشتر است، اما در قاب‌های ۱۲ طبقه ضریب رفتار قاب مهاربندی و اگر از قاب خمشی بیشتر است. همچنین با افزایش ارتفاع، ضریب رفتار تمامی قاب‌ها کاهش یافته است.

۳. با مقایسه‌ی سطح زیر نمودار منحنی هیستریزس قاب‌ها مشخص شده است که قاب با دیوار برشی فولادی، جذب انرژی بیشتر و قاب مهاربندی ضربه‌داری،

منابع (References)

1. Elgaaly, M. "Thin steel plate shear walls behavior and analysis thin-walled structures", *Thin-Walled Structures*, **32**(1), pp. 151-180 (1998).
2. Zahedi, M. and Mahtab, M. "Retrofitting steel buildings using steel shear walls", *The First Conference on Seismic Retrofitting*, Tabriz, Iran (October 2008).
3. Khodam Abasi, H. "The nonlinear behavior of EBF and CBF braces on simple steel frames and moment frames", *The 6th National Congress on Civil Engineering*, Semnan University, Semnan, Iran (May 2011).

4. Shahab, H.R. and Zahraee, S.M. "Study weaknesses of moment frames, CBF, EBF", *The 6th National Congress on Civil Engineering*, Semnan University, Semnan, Iran (May 2011).
5. Nejati, Y. and Ghasemi, M.R. "Comparison of steel braced system by assessing the capacity and performance point range for retrofitting steel moment frames", *The 6th National Congress on Civil Engineering*, Semnan University, Semnan, Iran (May 2011).
6. Moharami, H. and Merikhi, N. "Seismic retrofit of steel building with steel shear walls", *MS Thesis, Civil-Structural*, Tarbiat Modarres University, Faculty of Engineering (March 2008).

7. Thorburn, L.J., Kulak, G.L. and Montgomery, C.J., *Analysis of Steel Plate Shear Walls*, Structural Engineering Report No. 107, Dept. of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, AB (1983).
8. Timler, P.A. and Kulak, G.L., *Experimental Study of Steel Plate Shear Walls*, Structural Engineering Report No. 114, Dept. of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, AB (1983).
9. Roberts, T.M. and Sabouri-Ghomi, S. "Hysteretic characteristics of unstiffened perforated steel plate shear panels", *Thin Walled Structures*, **14**(2), pp. 139-151 (1992).
10. Driver, R.G., Kulak, G.L., Kennedy, D.J.L. and Elwi, A.E., *Seismic Behavior of Steel Plate Shear Walls*, Structural Engineering Report No.215, 44 Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta, Edmonton, AB (1997).
11. Driver, R.G., Kulak, G.L., Kennedy, D.J.L. and Elwi, A.E. "Cyclic test of four story steel plate shear wall", *Journal of Structural Engineering*, **124**(2), pp. 112-120 (1998).
12. Berman, J.W. and Bruneau, M. "Plastic analysis and design of steel plate shear walls", *Journal of Structural Engineering*, **129**(11), pp. 1148-1156 (2003).
13. Bhowmick, A.K., Grondin, G.Y. and Driver, R.G. "Performance of type D and type LD steel plate walls", *Canadian Journal of Civil Engineering*, **37**(1), pp. 88-98 (2010).
14. Berman, J.W. "Seismic behavior of code designed steel plate shear walls", *Journal of Engineering Structures*, **33**(1), pp. 230-244 (2011).
15. Jahanpour, A., Jönsson, J. and Moharrami, H. "Seismic behavior of semi-supported steel shear walls", *Journal of Constructional Steel Research*, **74**, pp. 118-133 (July 2012).
16. Farazmand, M. and Showkati, H. "Nonlinear behavior of stiffened steel plate shear walls", *Journal of Basic and Applied Scientific Research*, **2**(9), pp. 8687-8697 (2012).
17. *Building and Housing Research Center Iranian Seismic Code (Standard No.2800)*, 3rd Edition (in Persian) (2005).
18. Federal Emergency Management Agency, *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Building*, FEMA356, Washington, D.C. (2000).
19. *Iranian National Building Code, Part 10: Design and Construction of Steel Structures*, Ministry of Housing and Urban Development, Tehran, Iran (In Persian) (2008).

Archive of SID