

بررسی رفتار چرخه‌یی و ارزیابی عملکرد قاب با اتصال زانویی با استفاده از تحلیل اجزاء محدود

اباذر اصغری* (استادیار)

سعید سحرخیزان (دانشجوی کارشناسی ارشد)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی ارومیه

مهندسی عمران شهریه، (بهار ۱۳۹۷)
دوره‌ی ۲ - ۳۴، شماره‌ی ۱/۲، ص. ۶۷-۷۸

در مطالعه‌ی حاضر، قابلیت کاربرد سیستم سازه‌یی قاب فولادی با اتصال‌های زانویی به عنوان یک سیستم باربر لرزه‌یی بررسی شده است. در سیستم سازه‌یی مذکور، انتهای تیرها توسط اتصالات مفصلی (ساده) به ستون‌ها و تیر و ستون توسط یک المان زانویی کوتاه با اتصال مفصلی به همدیگر متصل می‌شوند. این نوع پیکربندی، یک اتصال صلب ناحیه‌یی به جای یک اتصال صلب متمرکز موجود در سیستم قاب خمشی ایجاد می‌کند. در نوشتار حاضر، به بررسی اجزاء محدود سیستم قاب فولادی با اتصال زانویی و مقایسه‌ی آن با اتصال گیردار در قاب خمشی طی تحلیل‌های چرخه‌یی در نرم‌افزار ABAQUS و همچنین تحلیل‌های پوش‌آور و دینامیکی افزایشی در نرم‌افزار OPENSEES پرداخته شده است. نتایج حاکی از برتری نسبی اتصال پیوند زانویی نسبت به اتصال گیردار در قاب خمشی است. نتایج ارزیابی لرزه‌یی مطابق با دستورالعمل FEMA-P695 و منحنی‌های شکنندگی حاکی از آن است که نوع مکانیزم خرابی قاب فولادی با اتصال زانویی شبیه قاب خمشی است و سیستم سازه‌یی مذکور، عملکرد نسبی بهتری دارد.

واژگان کلیدی: المان زانویی، معیار تسلیم، ظرفیت جذب و استهلاک انرژی، منحنی هیستریزس، منحنی IDA.

a.asghari@uut.ac.ir
saeed.saharkhizan@civil.uut.ac.ir

۱. مقدمه

فلسفه‌ی حاکم بر طراحی سازه‌ها در مناطق لرزه‌خیز که معیار تدوین آیین‌نامه‌های طراحی امروزی نیز است، به گونه‌یی است که سازه‌های طراحی شده براساس ضوابط مذکور، این دو معیار را برآورده کنند: [۱]

۱. سختی جانبی کافی برای کنترل تغییر مکان‌های جانبی به منظور جلوگیری از هرگونه آسیب سازه‌یی و غیرسازه‌یی در طول زلزله‌های خفیف و متوسط که در طول عمر بهره‌برداری سازه بارها اتفاق می‌افتند، داشته باشند.

۲. تحت زلزله‌های شدید، مقاومت و شکل‌پذیری کافی برای جلوگیری از فروریزش داشته باشند، اما آسیب‌های سازه‌یی و غیرسازه‌یی محدود و در حد قابل قبول باشند.

سیستم‌های سازه‌یی قاب فولادی، مانند: قاب‌های خمشی (MRF)، قاب‌های مهاربندی هم‌گرا (CBF) و قاب‌های مهاربندی واگرا (EBF) در مناطق زلزله‌خیز به وفور استفاده می‌شوند. هر کدام از سیستم‌های ذکر شده، مزیت‌ها و معایب خاص

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۴/۱۱/۲۶، اصلاحیه ۱۳۹۵/۱۲/۴، پذیرش ۱۳۹۵/۵/۳۱.

DoI: 10.24200/J30.2018.1332

خودشان را دارند. مثلاً قاب‌های خمشی رفتار هیستریزس (چرخه‌یی) پایداری از خود نشان می‌دهند و محدودیت معماری نیز به وجود نمی‌آورند. اما عملکرد آن‌ها به شدت به کیفیت مصالح و تکنولوژی اجرا به ویژه در محل اتصال تیر به ستون وابسته است. [۱] قاب‌های مهاربندی هم‌گرا سختی جانبی بالایی دارند، اما عملکردشان وابسته به رفتار پس کمانشی مهاربندهاست. مهاربندها ممکن است کاهش قابل ملاحظه‌یی در مقاومت بعد از کمانش از خود نشان دهند که منجر به رفتار چرخه‌یی نامتقارن در کشش و فشار می‌شود. [۲]

عملکرد قاب‌های مهاربندی واگرا نیز وابسته به تسلیم و جاری شدن لینک شکل‌پذیر است که هر چند باعث به وجود آمدن پاسخ هیستریزس پایدار می‌شود، باعث ایجاد تغییر شکل‌های بزرگ در تیر طبقه می‌شود که چندان مطلوب نیست. [۳] در سال ۱۹۸۶، برای اولین بار استفاده از المان زانویی در سیستم مهاربند زانویی مطرح شد، [۴] که در آن مهاربند به جای اتصال به محل تلاقی تیر و ستون، به نقطه‌یی از یک عضو زانویی متصل می‌شد که بین تیر یا ستون و تکیه‌گاه قرار گرفته بود. این ابتکار باعث می‌شد که اولاً تحت لرزش‌ها و نیروهای کوچک، سختی سازه توسط مهاربند تأمین شود و ثانیاً در زلزله‌های شدید، با تسلیم عضو زانویی در دو انتها و در نقطه‌ی تماس با مهاربند قطری، شکل‌پذیری کافی تأمین و جذب انرژی صورت

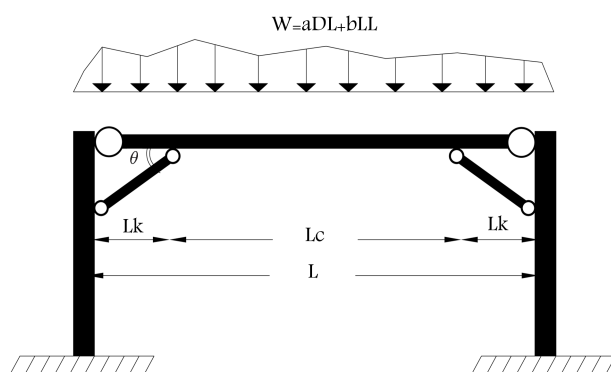
گیرد. بین سال‌های ۱۹۹۱ تا ۲۰۰۱ نیز طی مطالعاتی یک مقطع جمعیهی برای المان‌های زانویی و قطری پیشنهاد و المان قطری در برابر نیروی فشاری طراحی شد که باعث افزایش مقاومت و سختی جانبی قاب شد.^[۵،۴،۱]

همچنین در مطالعه‌ی در سال ۲۰۰۰، نسبت‌های مختلف مقاطع و شکل هندسی قاب مهاربند زانویی با هدف به‌دست آوردن عملکرد بهینه‌ی آن بررسی شد،^[۶] که مهم‌ترین دستاوردش این بود که با فرض عبور عضو قطری از محل تقاطع تیر و ستون، بیشترین سختی قاب وقتی به‌دست می‌آید که المان زانویی موازی قطر قاب باشد. در سال ۲۰۱۰، نیز از المان زانویی در یک سیستم سازه‌ی ترکیبی به نام قاب خمشی مهاربندی‌شده‌ی زانویی (KBMF) استفاده شد، تا با استفاده از المان‌های زانویی که بتوانند در کشش و فشار جاری شوند، پیشینه‌ی لنگر خمشی انتقالی به ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون محدود شود و به این ترتیب یک سیستم سازه‌ی شکل‌پذیر که در عین حال سختی جانبی مناسبی نیز داشته باشد، ارائه شد.^[۷]

همچنین استفاده از المان‌های زانویی کماتش‌ناپذیر در سال ۲۰۱۴، در سیستم قاب خمشی خرابایی (BRKB-TMF) بررسی شد و فلسفه‌ی طراحی به‌گونه‌ی بود که تیرهای خرابایی و ستون‌های سازه در حالت کشسان باقی بمانند و المان‌های زانویی کماتش‌ناپذیر طوری جای‌گذاری شده بودند که به جذب و استهلاک انرژی لرزه‌ی بپردازند.^[۸] در مطالعه‌ی دیگری نیز در سال ۲۰۱۵، به مقایسه‌ی ضریب کاهش شکل‌پذیری قاب با اتصال زانویی در سیستم قاب خمشی با استفاده از تحلیل پوش‌آور پرداخته و نشان داده شد که استفاده از مهاربند‌های زانویی باعث افزایش چشم‌گیر سختی جانبی قاب‌های فولادی می‌شود و این افزایش سختی به محل قرارگیری مهاربند زانویی وابسته است.^[۹]

در نوشتار حاضر، سیستم سازه‌ی که ویژگی‌های کلیدی قاب‌های مهاربندی و قاب خمشی را با هم ترکیب می‌کند، ارائه شده است؛ که در آن سازه‌ی قاب فولادی با اتصالات زانویی نامیده می‌شود. در انتهای تیرها توسط اتصالات مفصلی (ساده) به ستون‌ها متصل و تیر و ستون توسط یک المان زانویی کوتاه با اتصال مفصلی به همدیگر متصل می‌شوند (شکل ۱).

در سیستم سازه‌ی مذکور، در واقع یک اتصال صلب ناحیه‌ی به جای یک اتصال صلب متمرکز موجود در سیستم قاب خمشی ایجاد می‌شود که می‌توان با پیکربندی و جزئیات‌بندی مناسب المان‌های سیستم مذکور در ضمن حفظ ویژگی‌های مطلوب معماری، بر مشکلات موجود در سیستم قاب خمشی از جمله: تغییر مکان جانبی زیاد ناشی از پایین بودن سختی جانبی و اجرای اتصالات گیردار با جزئیات دست و پاگیر که نیازمند تکنولوژی ساخت، اجرا و بازرسی بالاست، تا حدودی فائق آمد.



شکل ۱. پیکربندی قاب با اتصال زانویی.

اما آنچه که غالباً در عمل مطرح می‌شود، دانستن این نکته است که آیا اتصال زانویی می‌تواند یک گزینه‌ی مناسب برای اتصال صلب باشد یا خیر؟ و در صورتی که اتصال زانویی جایگزین اتصال صلب شود، نقاط قوت و ضعف آن در کجاست و برای رفع نقاط ضعف احتمالی چه تدابیری باید اندیشید.

اصولاً بزرگ‌ترین نقطه‌ی ضعف سازه‌ی فولادی در اتصالات آنهاست، چرا که با تکنولوژی‌های موجود نیز کمتر می‌توان اتصالاتی طراحی و اجرا کرد که کاملاً صلب و یا کاملاً مفصلی عمل کند و اتصالات رایج در عمل حالتی بینابین دارند. وجود نقاط ضعف مذکور در سازه‌های فولادی را می‌توان ناشی از عوامل متعددی که بیشترین آنها را ضعف تکنولوژی تشکیل می‌دهد، دانست. این در حالی است که در اتصال پیوند زانویی، همه‌ی اتصالات از نوع ساده هستند و در نتیجه نیاز به تکنولوژی اجرایی بالا را تا حد زیادی مرتفع می‌کند و وابستگی عملکرد سیستم سازه‌ی را به نوع مصالح و کیفیت و تردی جوش کاهش می‌دهد.

با استفاده از شیوه‌ی پیوند زانویی در سیستم سازه‌ی قاب فولادی می‌توان بعد از وقوع زلزله‌های متوسط، المان زانویی را با هزینه‌ی پایین تعمیر و یا تعویض کرد، به‌طوری که آسیبی به اعضاء دیگر سازه وارد نشود. همچنین از شیوه‌ی پیوند زانویی می‌توان برای مقاوم‌سازی و بهسازی سازه‌های موجود و یا آسیب دیده‌ی ناشی از زلزله استفاده کرد.

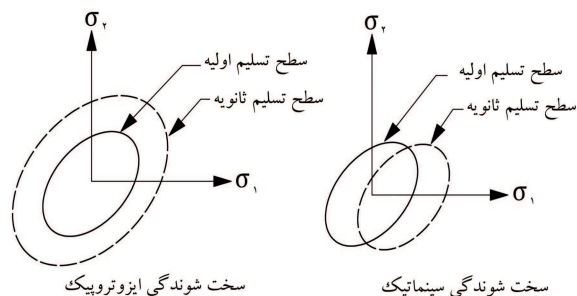
در نوشتار حاضر، به منظور مقایسه‌ی رفتار سیستم قاب فولادی با اتصال زانویی و قاب خمشی و مقایسه‌ی دو نوع اتصال گیردار با جوش کامل نفوذی بال و جان در قاب خمشی و اتصال پیوند زانویی، ابتدا یک قاب خمشی یک طبقه و یک دهانه مطابق ضوابط آیین‌نامه‌های $ASCE7 - SEI^{[۱۰]}$ ، $AISC360 - 10^{[۱۱]}$ و $AISC341 - 10^{[۱۲]}$ با فرض پارامترهای طراحی لرزه‌ی (Ω_o, R, C_d) قاب خمشی معمولی طراحی شده و در مرحله‌ی بعدی، اتصال تیر به ستون از نوع مفصلی بوده و قاب با اتصال پیوند زانویی طراحی شده است. پس از بررسی رفتار چرخه‌ی قاب‌های یک طبقه و یک دهانه در نرم‌افزار اجزاء محدود ABAQUS^[۱۳]، به منظور بررسی و مقایسه‌ی رفتار آن‌ها در مقیاس سیستم، دو نمونه قاب ۳ طبقه که برای پارامترهای طراحی لرزه‌ی یکسان طراحی شده‌اند، تحت تحلیل‌های پوش‌آور (Pushover) و تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)^[۱۴-۱۶] در نرم‌افزار OPENSEES^[۱۷] قرار داده شده‌اند.

در سال ۲۰۱۵، یک سری مطالعات پارامتریک در حالت کشسان و غیرکشسان بر روی تعداد زیادی قاب با نسبت‌های مختلف $\frac{L_k}{L}$ از 0.1 تا 0.25 انجام شد و عددی نزدیک به 0.2 به عنوان مقدار بهینه‌ی آن هم به لحاظ نوع مکانیزم خرابی مطلوب و شکل‌پذیری هم به لحاظ سختی جانبی پیشنهاد شده است.^[۹] لازم به ذکر است که انتخاب زوایای θ بزرگ‌تر از 45° درجه با توجه به آویز زیاد از سقف المان‌های زانویی، ویژگی مطلوب معماری این سیستم را دچار خدشه می‌کند. از این رو مطابق شکل ۱، مقدار عدد 0.18 و مقدار زاویه‌ی θ برای قاب یک طبقه و یک دهانه، 45° درجه و برای قاب ۳ طبقه، 35° درجه انتخاب شده است.

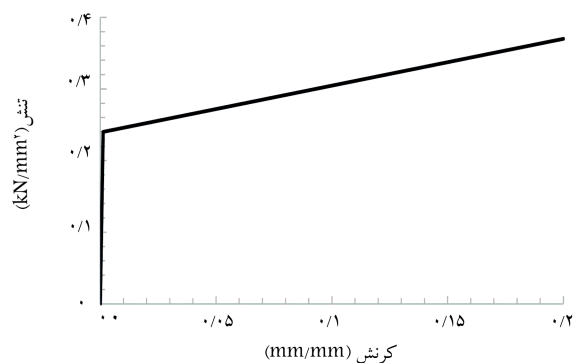
۲. مصالح مصرفی

۱.۲. مشخصات فولاد ST۳۷

مصالح به‌کار رفته از جنس فولاد با وزن مخصوص 7850 کیلوگرم بر مترمکعب، مدول کشسانی 200000 نیوتن بر میلی‌مترمربع، تنش تسلیم 240 نیوتن بر میلی‌مترمربع، تنش گسیختگی 370 نیوتن بر میلی‌مترمربع، ضریب پواسون 0.3 ، کرنش نظیر



شکل ۳. مقایسه ی نحوه ی تغییرات سطوح تسلیم در قواعد سخت شوندگی سینماتیکی و ایزوتروپیکی.



شکل ۲. نمودار تنش - کرنش فولاد نرمه ی ساختمانی ST۳۷.

شرایط مقایسه از هر دو مدل سخت شوندگی ایزوتروپیک و سینماتیک به صورت مجزا استفاده شده است.

شروع سخت شوندگی برابر با 0.12×10^3 و کرنش گسیختگی 0.2 که منحنی تنش - کرنش آن به صورت دوخطی کشسان - خمیری ایده آل سازی شده است و در شکل ۲ مشاهده می شود.

۳. بررسی قاب های یک طبقه و یک دهانه

۱.۳. مدل سازی

در مدل سازی اعضا قاب سه بعدی از المان پوسته یی Shell استفاده شده است. مدل سه بعدی قاب خمشی یک پارچه است و به تبع آن تمامی اتصالات صلب است، اما به منظور مدل سازی اتصال مفصلی تیر به ستون در قاب زانویی از نبشی نشیمن به همراه لچکی تقویتی استفاده شده است. تیرها و ستون ها از مقاطع I شکل ساخته شده اند و المان های زانویی، مقطع قوطی شکل دارند. تکیه گاه ها نیز به صورت گیردار در نظر گرفته شده اند. در مدل سه بعدی، طول دهانه ی قاب ۵ متر و ارتفاع ۳/۴ متر است. در داخل تیرها در محل اتصال المان زانویی به تیر، دو عدد سخت کننده به ضخامت و ارتفاع جان تیر و به پهنای ۸ میلی متر تعبیه شده است که از دو طرف در داخل جان قرار داشتند و به بال متصل بودند.

مقطع تیر B۱ و مقطع ستون C۴ هستند که مشخصات مقاطع به طور کامل در جدول پ-۱ و شکل پ-۱ بخش پیوست ارائه شده است. در محل اتصال تیر به بال ستون ها از دو عدد سخت کننده در راستای دو بال تیر به ضخامت ورق بال تیر و ارتفاع جان ستون و به پهنای 100 میلی متر در داخل ستون استفاده شده است. المان های زانویی از مقطع قوطی شکل K۱ (BOX۹۰X۵) به طول 900 میلی متر و ضخامت 5 میلی متر ساخته شده اند. اتصال المان زانویی به تیر و ستون از طریق ورق به ضخامت 12 میلی متر به همراه سخت کننده های مورد اشاره انجام شده است. همچنین ورق اتصال المان زانویی به تیر و ستون براساس ظرفیت نیروی محوری المان زانویی طراحی شده و با استفاده از سخت کننده در لبه ی آن سعی شده است تا از کمایش ورق اتصال جلوگیری شود.

۲.۳. تحلیل پوش آور (Pushover)

در مطالعه ی اول به منظور مقایسه ی رفتار قاب یک طبقه ی خمشی و قاب با اتصال زانویی، تحلیل پوش آور انجام شده است. نوع تحلیل، تحلیل غیرخطی از نوع General بوده و برای شبیه سازی بارگذاری مورد نیاز تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش آور در نرم افزار، از اعمال تغییر مکان افزایشده با زمان از نوع Ramp به اندازه ی 150 میلی متر به انتهای تیر استفاده شده است. نمودار ظرفیت قاب خمشی و قاب با اتصال زانویی در شکل ۴ و نحوه ی توزیع تنش های مقایسه یی و معیار تسلیم به همراه قاب مرتبط به ترتیب در شکل های ۵ و ۶ نشان داده شده است. لازم به ذکر

۲.۲. فرضیات رفتاری فولاد در ناحیه ی خمیری

جهت بررسی سطوح تسلیم شدگی المان ها از معیار تسلیم فون میززا^۱ که برای فولاد نرمه مناسب است، استفاده شده است.^[۱۸] معیار تسلیم فون میززا به صورت رابطه ی ۱ است:

$$2\sigma_p^2 = (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 \quad (1)$$

که در آن، σ_1 ، σ_2 و σ_3 تنش های اصلی هستند و σ_V تنش مصالح نامیده می شود. تا زمانی که مقدار تنش مصالح از مقدار تنش تسلیم مصالح σ_y کمتر باشد، تسلیم رخ نمی دهد. ولی هرگاه σ_V به σ_y رسید، تسلیم رخ می دهد.

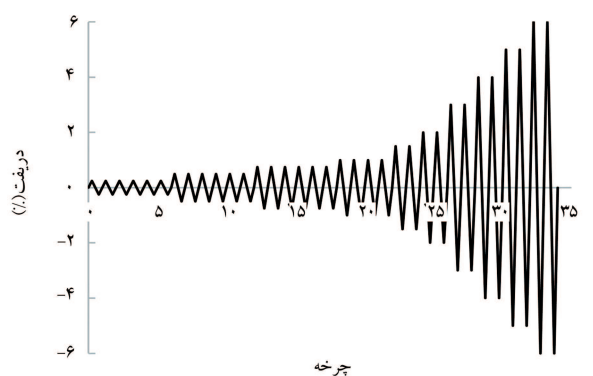
در تحلیل غیرخطی باید نوع رفتار برای سخت شوندگی کرنش نیز تعیین شود. رفتار مذکور، نحوه ی تغییر سطح تسلیم را بعد از تسلیم اولیه توصیف و سطح تسلیم ثانویه را مشخص می کند و در حقیقت معرف تغییرات سطح تسلیم با افزایش کرنش خمیری است. در تئوری حالت خمیری، در حالت کلی سخت شدگی کرنش با سه نوع رفتار مدل می شود، که عبارت اند از:^[۱۸]

۱. سخت شوندگی ایزوتروپیک،

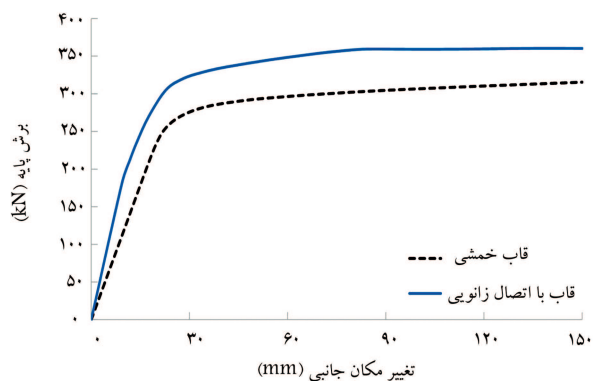
۲. سخت شوندگی سینماتیک،

۳. سخت شوندگی مستقل.

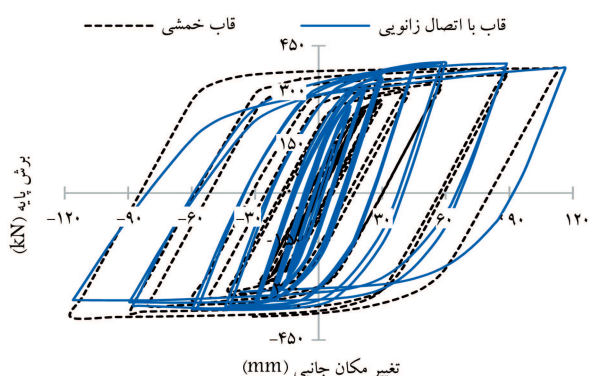
در مدل های مذکور، نحوه ی ارتباط سطح تسلیم کشش و فشار پس از تسلیم اولیه با یکدیگر متفاوت است. در سخت شوندگی ایزوتروپیک بعد از رسیدن به تسلیم اولیه، اندازه ی سطح تسلیم در تمام جهت ها به طور یکسان بزرگ می شود و سطح تسلیم بدون جابه جایی تغییر حجم می دهد. این در حالی است که در سخت شدگی سینماتیک، اندازه ی سطح تسلیم همیشه ثابت است و فقط بعد از رسیدن به تسلیم اولیه انتقال می یابد. به عبارت دیگر، سطح تسلیم با افزایش کرنش خمیری بدون تغییر حجم در فضای تنش های اصلی جابه جا می شود. شکل ۳، نحوه ی تغییرات سطوح تسلیم را در قواعد سخت شوندگی مختلف به صورت شماتیک نشان می دهد. مدل سخت شوندگی سینماتیک برای مصالحی که از معیار تسلیم فون میززا تبعیت می کنند (مانند بیشتر فلزات) توصیه شده است، ولی برای تحلیل کرنش های بزرگ مناسب نیست. نتایج حاصل از تحلیل های اجزاء محدود و مقایسه ی آن ها با نتایج آزمایشگاهی نشان داده است که مدل سخت شوندگی سینماتیک تطابق رفتاری بیشتری با نمونه های آزمایش شده دارد. در مطالعه ی حاضر، برای ایجاد



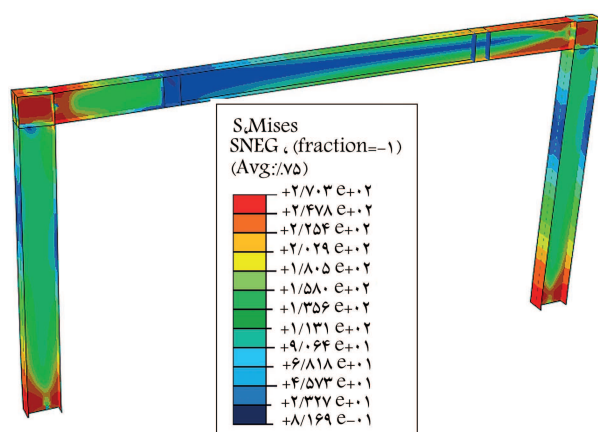
شکل ۷. پروتکل بارگذاری Steel-SAC-AISC ۱۹۹۷ [۱۹]



شکل ۴. منحنی ظرفیت قاب خمشی و قاب با اتصال زانویی.



شکل ۸. منحنی هیستریزس قاب خمشی و قاب با اتصال زانویی (سخت‌شوندگی ایزوتروپیک و تیر مهار نشده).



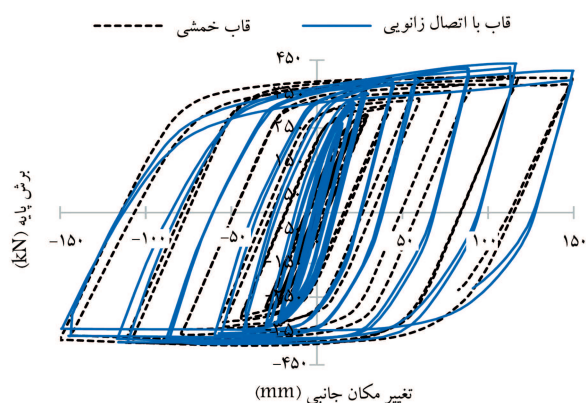
شکل ۵. مقادیر تنش‌های ترکیبی براساس معیار تسلیم فون میزز در قاب خمشی.

نفوذی، ورق‌های اتصال، ورق‌های پیوستگی، ورق‌های مضاعف، تکنولوژی اجرا و بازرسی مقایسه شود. مطابق شکل‌های ۵ و ۶ مشخص است که استفاده از المان زانویی نسبت به اتصالات صلب متداول که حالت متمرکز دارند، محل‌های مستعد تشکیل مفاصل خمیری خمشی را از انتهای تیرها در قاب خمشی به محل اتصال المان زانویی و تیر طبقه در قاب با اتصال زانویی انتقال داده و با ایجاد یک اتصال صلب ناحیه‌یی، نیروها را در سطح وسیع‌تری که طول کل المان زانویی، ناحیه‌ی مشترک گره‌ی اتصال تیر به ستون و نواحی تیر و ستون در محدوده‌ی نقطه‌ی اتصال المان زانویی به تیر و ستون تا گره‌ی اتصال تیر به ستون را شامل می‌شود، توزیع کرده و به این ترتیب شدت تنش‌ها را در ناحیه‌ی چشمه‌ی اتصال^۲ کاهش داده است. در واقع با شیوه‌ی مذکور ناحیه‌ی چشمه‌ی اتصال توسعه یافته‌یی ایجاد می‌شود که با توزیع نیروها در سطح وسیع‌تری نسبت به ناحیه‌ی چشمه‌ی اتصال موجود در اتصالات صلب متداول، باعث کاهش قابل توجه مقادیر تنش‌ها در این ناحیه می‌شود. همین امر می‌تواند نیاز به استفاده از ورق مضاعف در چشمه‌ی اتصال را برطرف کند.

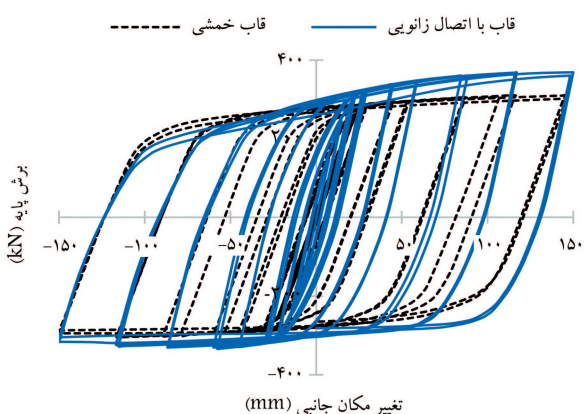
۳.۳. تحلیل چرخشی

در مطالعه‌ی دوم، دو قاب مذکور تحت تحلیل چرخشی مطابق با پروتکل بارگذاری Steel-SAC-AISC ۱۹۹۷ [۱۹] که در شکل ۷ نشان داده شده است، قرار گرفته و رفتار چرخشی آن‌ها مقایسه شده است. منحنی هیستریزس برای هر دو قاب ذکر شده در شکل ۸ ارائه شده است. با توجه به نمودارهای به‌دست آمده مشخص است در سیکل‌های اولیه که قاب در

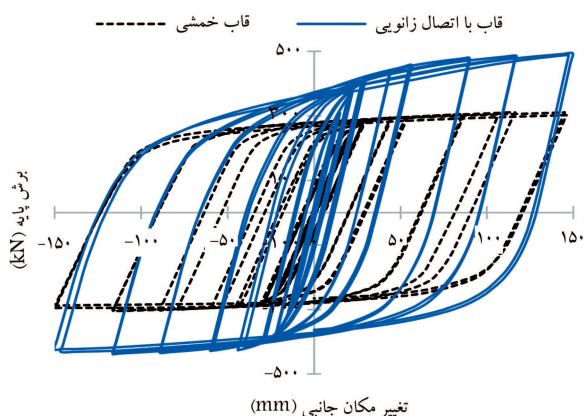
است که در تمامی نمودارهای مقایسه‌یی، منحنی‌های با خط پیوسته مربوط به قاب با اتصال زانویی و منحنی خط‌چین مربوط به قاب خمشی است. با توجه به منحنی‌های ظرفیت دو قاب مشخص است که ظرفیت باربری قاب با اتصال زانویی (منحنی پیوسته) حدود ۱۲/۵٪ و سختی جانبی آن در ناحیه‌ی کشسان حدود ۲۰٪ نسبت به قاب خمشی (منحنی خط‌چین) افزایش یافته است. این درحالی است که افزایش وزن مصالح مصرفی در قاب با اتصال زانویی نسبت به قاب خمشی فقط ۵/۳۲٪ است. البته این افزایش وزن باید با هزینه‌های جوش



شکل ۹. منحنی هیستریزس قاب خمشی و قاب با اتصال زانویی (سخت شونده) ایزوتروپیک و تیر مهار شده).



شکل ۱۰. منحنی هیستریزس قاب خمشی و قاب با اتصال زانویی (سخت شونده) سینماتیک و تیر مهار شده).



شکل ۱۱. منحنی هیستریزس قاب خمشی و قاب با اتصال زانویی (المان زانویی با سختی افزایش یافته).

مطلوبی به شمار نمی‌رود. با توجه به تحلیل‌های پوش‌آور و چرخه‌بی انجام شده در حالت کلی به نظر می‌رسد که طراحی قاب با اتصال زانویی به گونه‌یی که مکانیزم غالب، تسلیم‌های خمشی تیرها در محل اتصال المان زانویی باشند؛ به طوری که تا حد ممکن المان‌های زانویی و ستون‌ها در حالت کشسان باقی بمانند، مکانیزم ایده‌آلی باشد. برای تک قاب‌ها، مدل اتصال پیوند زانویی نتایج قابل قبولی ارائه

ناحیه‌ی کشسان قرار دارد، نمودار هیستریزس قاب با اتصال زانویی هم به لحاظ سختی و هم به لحاظ مقاومت جانبی نسبت به قاب خمشی وضعیت مطلوب‌تری دارد، اما با افزایش سیکل‌های بارگذاری، شاهد کاهش در نقاط بیشینه‌ی (قله‌ها) نمودارها و همچنین افت مقاومت و سختی در منحنی چرخه‌یی قاب با اتصال زانویی نسبت به قاب خمشی هستیم، به طوری که در سیکل‌های انتهایی، سطح منحنی‌های هیستریزس قاب با اتصال زانویی نسبت به قاب خمشی به صورت جزئی کاهش پیدا می‌کند. که دلیل آن، پدیده‌ی کماتش پیچشی جانبی تیر است که با توجه به اتصال کامل جان و هر دو بال تیر به ستون در قاب خمشی نسبت به اتصال تیر به ستون در قاب با اتصال زانویی که فقط از طریق یک بال (و یا به عنوان گزینشی دوم اتصال ساده، توسط جان) ایجاد شده است، امری عادی است. در واقع در این حالت کماتش پیچشی جانبی تیر در قاب با اتصال زانویی در سیکل‌های کمتری نسبت به قاب خمشی اتفاق می‌افتد.

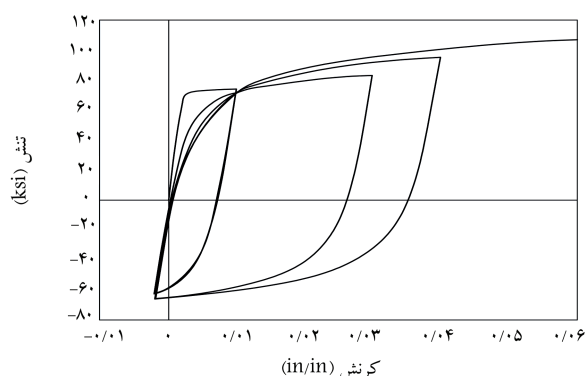
اما با توجه به اینکه در سازه‌های ساختمانی، تیرها داخل دال بتنی سقف قرار می‌گیرند، در عمل بال تیرها حالت مهار شده دارد. بنابراین در مطالعه‌ی سوم، تیرهای طبقه به شکل مهار شده مدل و تحلیل چرخه‌یی دوباره انجام شده است که نتایج در شکل ۹ ارائه شده است که مطابق آن، در این حالت قاب با اتصال زانویی نسبت به حالت قبلی، چرخه‌های هیستریزس پایدارتری دارد. اما در دررفت‌های بالاتر از ۴٪ به دلیل تسلیم المان زانویی (و کماتش احتمالی و افت مقاومت ناشی از آن) ظرفیت باربری جانبی آن نسبت به قاب خمشی کاهش خیلی جزئی نشان می‌دهد که باید به آن توجه شود.

با توجه به اینکه در تحلیل‌های چرخه‌یی استفاده از مدل سخت‌شونده‌ی سینماتیک توصیه شده است، در مطالعه‌ی چهارم تحلیل مرحله‌ی قبل با فرض رفتار سخت‌شونده‌ی سینماتیک انجام گرفته و نتایج در شکل ۱۰ نشان داده شده است. در شکل مذکور کاملاً مشخص است که قاب با اتصال زانویی به لحاظ مقاومت و سختی جانبی از قاب خمشی وضعیت مطلوب‌تری دارد. مقایسه‌ی سطوح زیر منحنی‌های هیستریزس نیز حاکی از بالا بودن ظرفیت جذب و استهلاک انرژی قاب با اتصال زانویی نسبت به قاب خمشی است. با توجه به شکل‌های ۴ و ۱۰ مشخص است که مدل سخت‌شونده‌ی سینماتیک برای مدل‌سازی رفتار چرخه‌یی فولاد مناسب است.

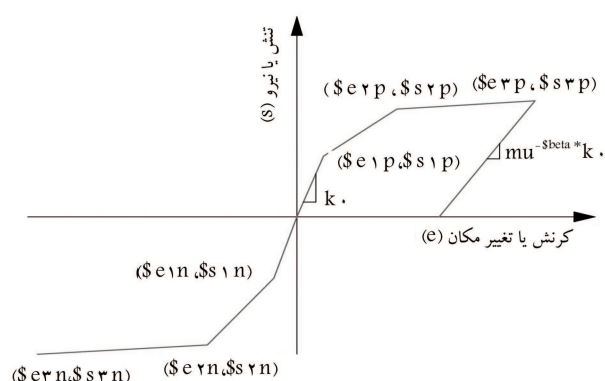
در مطالعه‌ی پنجم به منظور مشخص شدن نقاط ضعف و قوت سیستم سازه‌یی با اتصال پیوند زانویی، در یک حالت ایده‌آل که در آن از حرکت خارج از صفحه‌ی قاب‌ها جلوگیری شده است، مقدار سختی المان زانویی تا چندین برابر (۲/۳۵ برابر) افزایش داده شده است تا از کماتش احتمالی آن جلوگیری شود (استفاده از مقطع K۴ (BOX ۱۱۰ X ۱۰) به طول ۹۰۰ میلی‌متر). شکل ۱۱ نمودارهای هیستریزس دو قاب مذکور را نشان می‌دهد.

در تحلیل مذکور، در واقع با بالا بردن ظرفیت محوری و متعاقباً سختی محوری المان زانویی و با فراهم آوردن شرایط عدم کماتش پیچشی جانبی در قاب، از بیشینه‌ی ظرفیت خمشی تیر و ستون استفاده شده است. با توجه به شکل ۱۱، مقاومت، سختی و ظرفیت جذب و استهلاک انرژی قاب با اتصال زانویی نسبت به قاب خمشی افزایش چشم‌گیری نشان می‌دهد. این در حالی است که حدود ۱۲٪ افزایش وزن مصالح مصرفی نیز وجود دارد.

شکل ۱۲، تنش‌های ترکیبی فون میزر را برای قاب با اتصال پیوند زانویی نشان می‌دهد که با توجه به آن مشخص است که افزایش سختی و مقاومت المان زانویی از یک حد مشخص، اگرچه استفاده از بیشینه‌ی ظرفیت تیر را فراهم می‌سازد، اما باعث تشکیل مکانیزم خرابی از نوع مکانیزم ستون می‌شود که اساساً مکانیزم



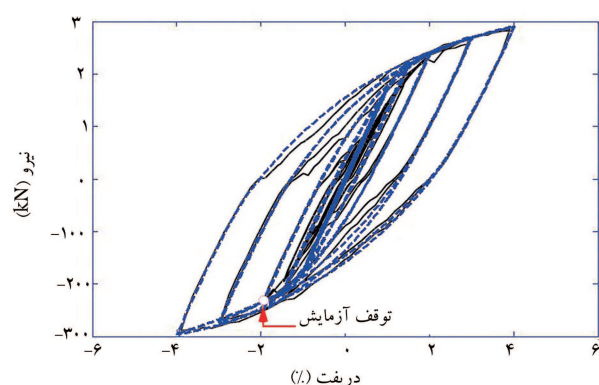
شکل ۱۳. منحنی تنش کرنش مصالح Steel ۲. [۱۷]



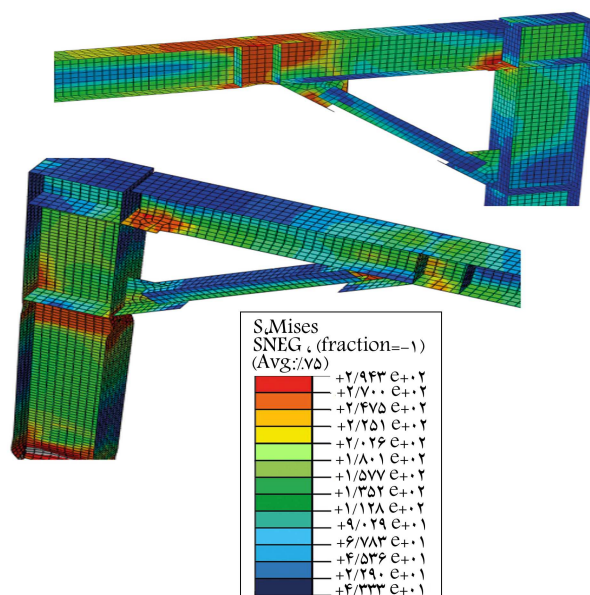
شکل ۱۴. منحنی رفتاری مصالح چرخه‌یی. [۱۷]



شکل ۱۵. مشخصات قاب آزمایشگاهی پژوهشی در سال ۲۰۱۰. [۲]



شکل ۱۶. منحنی‌های هیستریزیس آزمایشگاهی (منحنی پیوسته) و نرم‌افزاری (منحنی خط‌چین) قاب مورد مطالعه در پژوهشی در سال ۲۰۱۰. [۲]



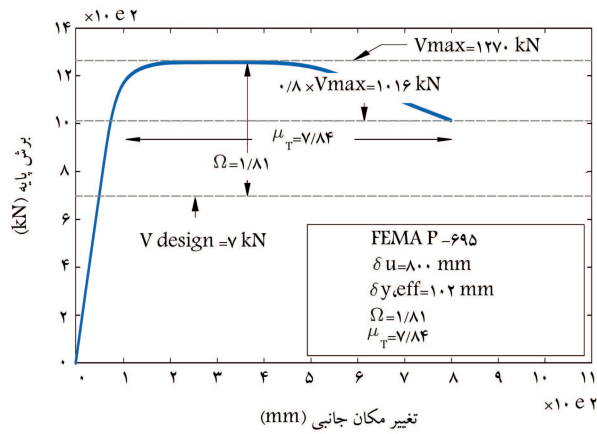
شکل ۱۷. مقادیر تنش‌های ترکیبی براساس معیار تسلیم فون میزز در قاب با اتصال زانویی با سختی افزایش یافته‌ی المان زانویی.

می‌دهد، اما آیا در مقیاس سیستم و در قاب‌های با تعداد دهانه و طبقات زیاد نیز سیستم مذکور شرایط مطلوبی خواهد داشت؟ برای پاسخ‌گویی به این سوال در بخش حاضر دو نمونه قاب خمشی و قاب با اتصال زانویی بدون اعمال هیچ‌گونه ضابطه‌ی طراحی لرزه‌یی خاص مطابق با پارامترهای طراحی لرزه‌یی قاب خمشی معمولی آیین‌نامه‌های $ASCE 7 - SEI 10$ و $AISC 10$ طراحی و تحت تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی و دینامیکی افزایشی (IDA) قرار داده شده است.

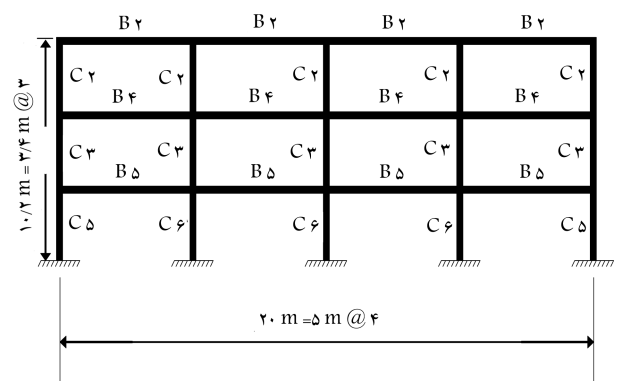
۴. بررسی قاب‌های ۳ طبقه

برای انجام تحلیل‌های غیرخطی از نرم‌افزار اجزاء محدود OPENSEES و برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی مصالح فولادی و المان‌های زانویی از مصالح Steel ۲ و مصالح چرخه‌یی^۳ استفاده شده است (شکل‌های ۱۳ و ۱۴). [۱۷] به منظور صحت‌سنجی مدل‌سازی انجام گرفته و منحنی رفتاری فرض شده برای المان زانویی از مدل آزمایشگاهی پژوهشی در سال ۲۰۱۰^[۲] استفاده شده است. بارگذاری جانبی مطابق با پروتکل بارگذاری SAC-AISC است که پیشتر در شکل ۷ ارائه و جزئیات قاب مورد مطالعه در شکل ۱۵ نشان داده شده است.

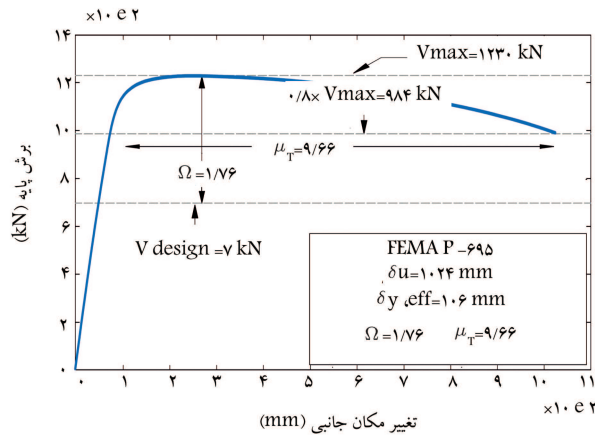
در تحلیل انجام گرفته برای در نظر گرفتن رفتار غیرخطی المان‌های تیر و ستون سازه از المان تیر - ستون غیرخطی^۴ با ۷ نقطه‌ی انتگرال‌گیری قوسی در طول المان و با مقاطع فیبری^۵ که از رفتار تنش و کرنش مصالح Steel ۲ تبعیت می‌کند، استفاده شده است. همچنین تغییر شکل‌های برشی در تیر و ستون‌ها نیز با استفاده از شیوه‌ی مقطع ترکیبی^۶ در نظر گرفته شده است. با استفاده از مصالح چرخه‌یی و وارد کردن مختصات ۳ نقطه از منحنی رفتاری نیرو - تغییر مکان عضو سازه‌یی می‌توان ناحیه‌ی کشسان، ناحیه‌ی خمیری با سخت‌شوندگی و ناحیه‌ی افت مقاومت المان را مدل‌سازی کرد. از این رو برای مدل‌سازی المان‌های زانویی، از المان خرپا^۷ با رفتار نیرو - تغییر مکان مرتبط توسط مصالح چرخه‌یی استفاده شده است. شکل ۱۶، منحنی‌های هیستریزیس قاب مورد نظر را تحت بارگذاری جانبی در آزمایشگاه (منحنی پیوسته) و منحنی هیستریزیس حاصل از مدل‌سازی و تحلیل



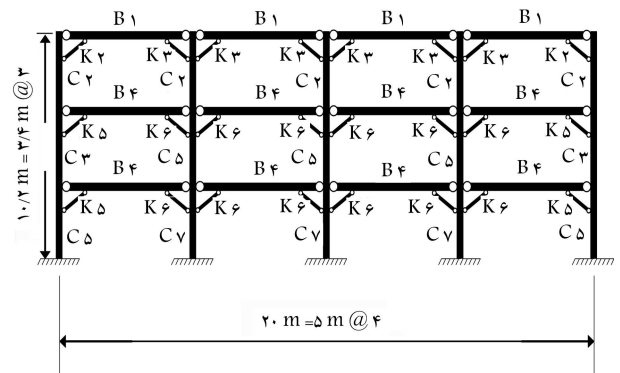
شکل ۱۷. هندسه‌ی قاب ۳ST۴BMRF.



شکل ۲۰. نمودار پوش‌آور، پارامترهای اضافه مقاومت و شکل‌پذیری وابسته به زمان تناوب قاب ۳ST۴BMRF.

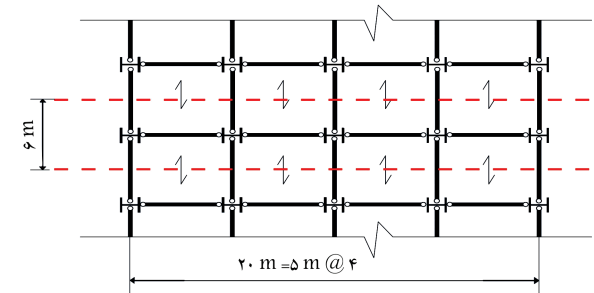


شکل ۲۱. نمودار پوش‌آور، پارامترهای اضافه مقاومت و شکل‌پذیری وابسته به زمان تناوب قاب ۳ST۴BKCF.



شکل ۱۸. هندسه‌ی قاب ۳ST۴BKCF.

سازه‌ی مورد بررسی باید تحت تحلیل پوش‌آور^۸ و تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) قرار گیرد.



شکل ۱۹. سطح بارگیر قاب‌های مورد مطالعه.

۱.۵. تحلیل پوش‌آور (Pushover)

مقادیر پارامترهای حاصل از تحلیل پوش‌آور در روابط ۲ الی ۴ ارائه شده‌اند:

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V} \quad (2)$$

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \quad (3)$$

$$\delta_{y,eff} = C_s \frac{W_{max}}{W} \left[\frac{g}{4\pi^2} \right] (\max(T, T_1))^2 \quad (4)$$

که در آن‌ها C_s ضریب تبدیل تغییر مکان سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام؛ $\frac{V_{max}}{W}$ نسبت بیشینه‌ی برش پایه بر وزن سازه؛ g ثابت گرانش؛ T : زمان تناوب اصلی حاصل از روابط تجربی پیشنهادی آیین‌نامه؛ T_1 : زمان تناوب اصلی حاصل از تحلیل مقادیر ویژه؛ Ω : ضریب اضافه مقاومت و μ_T : ضریب شکل‌پذیری وابسته به زمان تناوب سیستم سازه‌ی هستند. منحنی ظرفیت و پارامترهای رفتاری حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی برای دو قاب به ترتیب در شکل‌های ۲۰ و ۲۱ نشان داده شده است.

در نرم‌افزار OpenSees (منحنی خط‌چین) را نشان می‌دهد. تطابق دو نمودار در شکل ۱۶ نشان می‌دهد که فرضیات انجام گرفته در مورد رفتار غیرخطی تیر، ستون و المان‌های زانویی در نرم‌افزار دقت قابل قبولی دارند. قاب‌های مورد مطالعه در شکل‌های ۱۷ و ۱۸ و سطح بارگیری و پلان قاب‌ها نیز در شکل ۱۹ نشان داده شده است. شدت بار مرده و زنده بر واحد سطح پلان به ترتیب ۶۰۰ و ۳۰۰ کیلوگرم بر مترمربع بوده و بارگذاری جانبی آن مطابق با آیین‌نامه‌ی ASCE۷-SEI۱۰ و برای گروه لرزه‌خیزی D و ساخت‌گاه C مطابق ضوابط آیین‌نامه‌ی مذکور انجام شده است.^[۱۰]

۵. ارزیابی پارامترهای رفتاری و مکانیزم خرابی

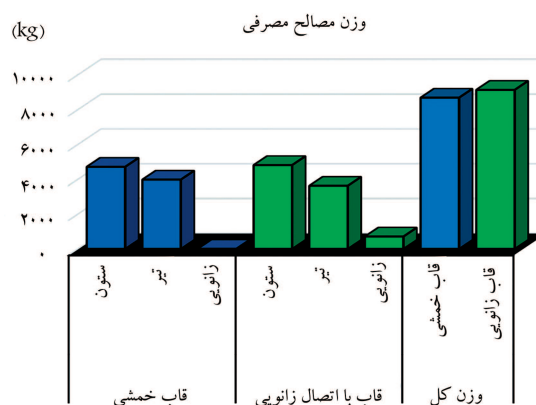
به منظور ارزیابی پارامترهای رفتاری براساس دستورالعمل FEMA-P۶۹۵،^[۲۰]

۲.۵. تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)

شدت خرابی متوسط رami توان براساس مفهوم تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)، [۱۵ و ۱۴] که در آن یک شتاب‌نگاشت مشخص آنقدر افزایش داده می‌شود که سازه به نقطه‌ی خرابی برسد، تعیین کرد. برای انجام تحلیل دینامیکی افزایشی براساس ضوابط دستورالعمل FEMA-P۶۹۵، [۲۰] نیاز به ۲۲ جفت شتاب‌نگاشت زلزله‌ی دور از گسل با شدت ۶/۵ تا ۸ ریشتر و با PGA بیشتر از ۰/۲g است. شتاب‌نگاشت‌های انتخابی همگی حائز شرایط ذکر شده هستند و مطابق با جدول پ-۲ و هماهنگ با دستورالعمل FEMA-P۶۹۵ انتخاب شده‌اند.

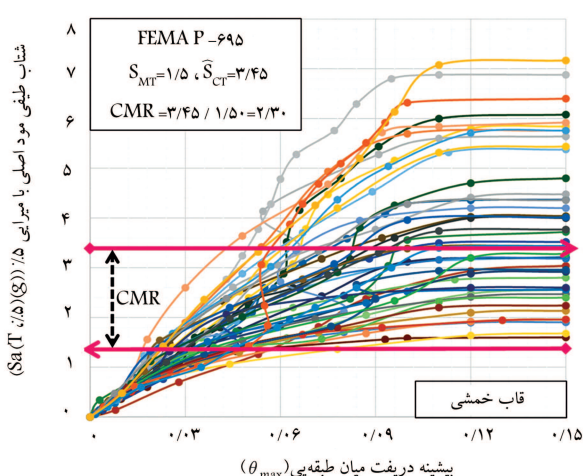
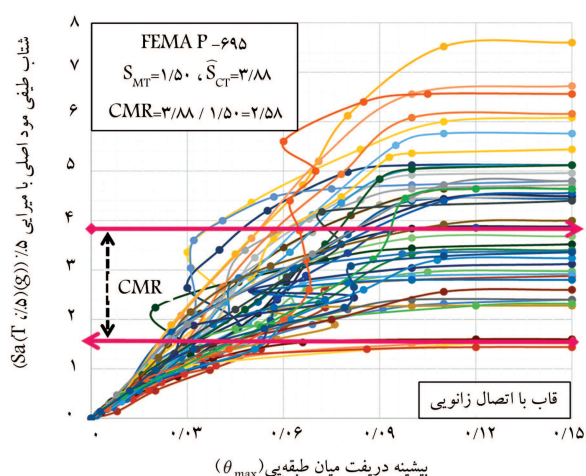
در شکل ۲۳، منحنی‌های IDA و همچنین مقادیر شدت خرابی متوسط (\bar{S}_{CT}) که برابر با شدتی است که در آن نصف رکوردها باعث خرابی سازه شوند و همچنین نسبت آستانه‌ی خرابی CMR که برابر با نسبت شدت خرابی متوسط به شدت پیشینه‌ی زلزله‌ی محتمل SMT است، نشان داده شده است. در این نمودارها شتاب طیفی مود اصلی سازه به‌عنوان شاخص شدت زمین‌لرزه و پیشینه‌ی دریفت (Drift) میان طبقه‌ی به‌عنوان شاخص خرابی انتخاب شده‌اند. با دقت در نمودارهای IDA و مقادیر شدت خرابی متوسط و نسبت آستانه‌ی خرابی مشخص است که قاب با اتصال زانویی تحت زلزله‌های اعمالی نسبت به قاب خمشی شرایط مطلوب‌تری دارد و در شدت‌های بزرگ‌تری از زمین‌لرزه دچار فروریزش می‌شود. این در حالی است که سیستم قاب خمشی برای ساختمان‌های متوسط و کم ارتفاع یک سیستم باربر لرزه‌ی ایده‌آل و شکل‌پذیر محسوب می‌شود.

همچنین با مقایسه‌ی مقادیر CMR قاب‌های مورد مطالعه با معیارهای پذیرش دستورالعمل FEMA-P۶۹۵ می‌توان نتیجه گرفت که برای طراحی لرزه‌ی آن می‌توان از پارامترهای طراحی لرزه‌ی قاب خمشی آیین‌نامه‌ی ASCE۸ – SEI استفاده کرد. اگر بر طبق معیارهای دستورالعمل FEMA-P۶۹۵ و معیارهای پذیرش این دستورالعمل از بین ۴ نمره‌ی ضعیف، متوسط، خوب و عالی، در جهت اطمینان نمره‌ی متوسط را برای مدل‌سازی و تحلیل انجام گرفته قائل شود، به نمره‌ی ۰/۸ در عدم قطعیت کلی خرابی سیستم منجر خواهد شد. از این رو براساس معیارهای پذیرش دستورالعمل FEMA-P۶۹۵، باید مقدار CMR به‌دست آمده برای هر کدام از قاب‌های مورد مطالعه در گروه سیستم لرزه‌ی خودش، از مقدار عدد ۲ که متناظر با عدم قطعیت ۰/۸ در معیارهای پذیرش این دستورالعمل است،



شکل ۲۲. نمودار مصالح مصرفی برای قاب‌های نمونه.

مقایسه‌ی نتایج حاصل نشان می‌دهد که قاب با اتصالات زانویی اگرچه به لحاظ اضافه مقاومت، مقدار عددی کوچک‌تری دارد، اما به لحاظ شکل‌پذیری، وضعیت مطلوب‌تری نسبت به قاب خمشی دارد. افت مقاومت بعد از نقطه‌ی تسلیم تا ۸۰٪ مقاومت جانبی پیشینه، برای قاب با اتصال زانویی نسبت به قاب خمشی در تغییر مکان جانبی بزرگ‌تری رخ داده است (۱۰۲۴ میلی‌متر برای قاب با اتصال زانویی و ۸۰۰ میلی‌متر برای قاب خمشی) و همین امر حاکی از ظرفیت بالای شکل‌پذیری سیستم قاب با اتصال زانویی نسبت به قاب خمشی است. در واقع استفاده از المان‌های زانویی کوتاه با مقاطع قوطی شکل و حائز شرایط فشردگی لرزه‌ی که مقاومت فشاری مناسبی دارند، باعث تشکیل مفصل خمیری خمشی در ناحیه‌ی اتصال المان‌های زانویی به تیر شده و با ترکیب مکانیزم مذکور با مکانیزم جذب و استهلاک انرژی توسط تسلیم‌شدگی المان‌های زانویی تحت نیروهای محوری، یک مکانیزم مناسب شکل‌پذیر در سیستم موردنظر ایجاد شده است. این در حالی است که مقدار مصالح مصرفی برای قاب با اتصال زانویی نسبت به قاب خمشی حدود ۲/۵٪ افزایش داشته است (مطابق با شکل ۲۲) که نکته‌ی مثبتی به شمار نمی‌رود. از نمودار شکل ۲۲ چنین بر می‌آید که استفاده از المان‌های زانویی در قاب با اتصال زانویی به منظور ایجاد صلبیت لازم در محل اتصال باعث بالا رفتن وزن نسبی ستون‌ها و کاهش وزن تیرها نسبت به قاب خمشی شده است.



شکل ۲۳. منحنی‌های IDA تحت ۴۴ رکورد زلزله و پارامترهای مرتبط برای قاب ۳ST۴BMRF (سمت راست) و ۳ST۴BKCF (سمت چپ).

برای سیستم قاب با اتصال زانویی ۳/۸۸g است. نمودارهای شکنندگی نشان می‌دهند که احتمال خرابی قاب با اتصال زانویی نسبت به قاب خمشی معمولی تحت مجموعه‌ی زمین‌لرزه‌های یکسان کمتر است و قاب با اتصال زانویی نسبت به قاب خمشی تحت شدت‌های بزرگ‌تری از زمین‌لرزه دچار خرابی می‌شود و تحت این زمین‌لرزه‌های مشخص، عملکرد بهتری دارد. در واقع نه فقط اتصال پیوند زانویی نسبت به اتصال صلب متمرکز مرسوم عملکرد بدی ندارد، بلکه عملکرد کلی سیستم را بهبود نیز بخشیده است. اما با توجه به اقتصاد طرح افزایش وزن نسبی قاب‌های مذکور نسبت به قاب خمشی نیز باید توجه کرد.

۶. نتیجه‌گیری

نتایج حاصل از تحلیل پوش‌آور و چرخه‌یی قاب‌ها را می‌توان در این موارد خلاصه کرد:

۱. استفاده از المان زانویی نسبت به اتصالات صلب متداول که حالت متمرکز دارند، با ایجاد یک اتصال صلب ناحیه‌یی توانسته است که نیروها را در سطح وسیع‌تری که طول کل المان زانویی، ناحیه‌ی مشترک گره‌ی اتصال تیر به ستون و نواحی تیر و ستون در محدوده‌ی نقطه‌ی اتصال المان زانویی به تیر و ستون تا گره‌ی اتصال تیر به ستون را شامل می‌شود، توزیع کند و به این ترتیب شدت تنش‌ها را در ناحیه‌ی اتصال کاهش دهد.
۲. محل‌های مستعد تشکیل مفاصل خمیری از انتهای تیرها در قاب خمشی به محل اتصال المان زانویی و تیر طبقه در قاب با اتصال زانویی انتقال می‌یابد که به نوبه‌ی خود باعث کاهش مقادیر تنش‌ها در ناحیه‌ی اتصال می‌شود.
۳. با اتصال ساده‌ی تیر به ستون و استفاده از المان زانویی در قاب با اتصال زانویی، مقادیر تنش‌های برشی در ناحیه‌ی اتصال نسبت به قاب خمشی کاهش یافته است و نیاز به تعبیه‌ی ورق‌های پیوستگی و ورق‌های مضاعف را برطرف می‌کند.
۴. استفاده از المان زانویی برای تأمین صلبیت ناحیه‌ی اتصال باعث افزایش سختی و مقاومت جانبی قاب با اتصال زانویی نسبت به قاب خمشی می‌شود.
۵. منحنی‌های هیستریزس به‌دست آمده از تحلیل‌های چرخه‌یی، نشان‌دهنده‌ی ظرفیت بالای جذب و استهلاک انرژی ورودی در سیستم قاب با اتصال زانویی نسبت به سیستم قاب خمشی است.

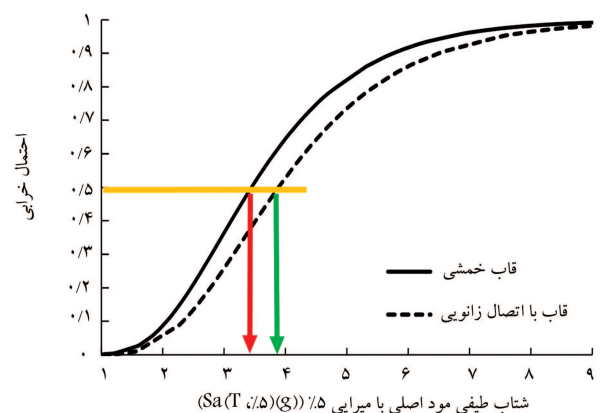
۶. مقایسه‌ی نمودار هیستریزس حاصل از تحلیل چرخه‌یی با فرض رفتار سخت‌شوندگی سینماتیکی و نمودار پوش‌آور، فرض مناسب بودن استفاده از مدل سخت‌شوندگی سینماتیکی برای تحلیل‌های چرخه‌یی را تأیید می‌کند.

به‌عنوان یک نتیجه‌گیری کلی می‌توان عنوان کرد که براساس تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی و دینامیکی انجام‌شده بر روی قاب‌ها و ارزیابی پارامترهای رفتاری مطابق با دستورالعمل FEMA-P۶۹۵، می‌توان برای طراحی معمولی سیستم مذکور از پارامترهای لرزه‌یی قاب خمشی معمولی آیین‌نامه‌ی $ASCE\gamma - SEI\gamma^0$ استفاده کرد. درواقع برای قاب نمونه‌ی مطالعاتی در پژوهش حاضر، فرض پارامترهای طراحی لرزه‌یی قاب خمشی معمولی آیین‌نامه‌ی $ASCE\gamma - SEI\gamma^0$ ارضا می‌شوند. اما لازم به ذکر است که برای تعیین مقادیر دقیق پارامترهای طراحی لرزه‌یی قاب با اتصال زانویی، باید تعداد نمونه‌های زیادی از این قاب‌ها در ابعاد و ارتفاع مختلف، با بارگذاری‌های مختلف و در گروه‌بندی‌های لرزه‌یی مختلف طراحی و براساس

بزرگ‌تر باشد که البته هر دو قاب حائز شرایط مذکور هستند (CMR برای قاب خمشی برابر ۲/۳۰ و برای قاب با اتصال زانویی برابر ۲/۵۸ به‌دست آمده‌اند). این بدان معنی است که استفاده از مقادیر پارامترهای طراحی لرزه‌یی (Ω, R, C_d) فرض شده برای طراحی اولیه‌ی قاب‌های مذکور قابل قبول است. این تحلیل‌ها هم مقادیر پارامترهای طراحی لرزه‌یی ارائه‌شده توسط $ASCE\gamma - SEI\gamma^0$ را هم برای سیستم قاب خمشی معمولی و هم برای طراحی لرزه‌یی سیستم قاب با اتصالات زانویی در رده‌ی شکل‌پذیری معمولی را تأیید می‌کنند. مقادیر بزرگ‌تر CMR نسبت به معیارهای پذیرش نشان می‌دهند که سیستم سازه‌یی پیشنهادی شکل‌پذیری و ظرفیت جذب و استهلاک انرژی بیشتری دارد و می‌توان مقادیر ضریب رفتار بزرگ‌تری در طراحی برای آن فرض کرد. این پروسه‌ی تکراری برای تعیین مقدار دقیق ضریب رفتار سیستم‌های سازه‌یی جدید با تعداد زیاد نمونه‌ها باید انجام گیرد. یکی از تحلیل‌های آماری سودمند برای تفسیر نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی، تهیه‌ی منحنی‌های شکنندگی سازه است. فرایند تولید منحنی شکنندگی در روش تحلیل دینامیکی افزایشی به این صورت است که مجموع منحنی‌های حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی تا حد فروریزش سازه به‌دست می‌آید. سپس ظرفیت فروریزش سازه به‌صورت احتمال تجمعی فروریزش تعیین می‌شود. درنهایت با برازش نقاط احتمال تجمعی حاصل به توزیع تجمعی lognormal، منحنی شکنندگی رسم می‌شود. رابطه‌ی تولید منحنی شکنندگی به‌صورت رابطه‌ی ۵ بیان می‌شود: [۲۲، ۲۱]

$$P[\text{collapse} \leq IM] = \varphi \left[\frac{\ln(IM) - \ln(\mu)}{\sigma} \right] \quad (5)$$

در رابطه‌ی مذکور، IM معیار اندازه‌ی شدت زمین‌لرزه است و μ و σ به ترتیب مقدار میانه و انحراف استاندارد ظرفیت فروریزش سازه‌ی برازش داده‌شده با تابع چگالی احتمال lognormal و φ تابع توزیع نرمال استاندارد است. منحنی‌های شکست برای قاب‌های مورد مطالعه در شکل ۲۴ ارائه شده‌اند. منحنی توپر مربوط به قاب با اتصال زانویی و منحنی خط‌چین مربوط به قاب خمشی است. همچنین مقادیر مربوط به شدت خرابی متوسط که در واقع متناظر با خرابی ۵۰٪ است، نیز در شکل مذکور نشان داده شده‌اند، که متناظر با مقادیر (\bar{S}_{CT}) در روی منحنی IDA هستند. خوابیدگی منحنی شکنندگی، نشان‌دهنده‌ی کاهش احتمال خرابی سازه‌ی موردنظر تحت شدت‌های مختلف زمین‌لرزه است. به‌عنوان نمونه، شدتی از زمین‌لرزه که در آن ۵۰٪ شتاب‌نگاشت‌ها باعث خرابی سیستم سازه‌یی قاب خمشی می‌شوند، برابر ۳/۴۵g است؛ و این در حالی است که این مقدار



شکل ۲۴. منحنی‌های شکنندگی قاب‌ها.

برای تأمین شکل‌پذیری مناسب سیستم سازه‌ای ذکر شده باید اجزاء مختلف آن را طوری جزئیات‌بندی کرد که تیرها هم قبل از المان‌های زانویی و هم قبل از ستون‌ها در خمش تسلیم شوند و انرژی ورودی به سازه را مستهلک کنند.

دستورالعمل FEMA-P695 تحلیل و ارزیابی لرزه‌ای شوند. برای طراحی لرزه‌ای قاب با اتصال زانویی پیشنهاد می‌شود از مکانیزمی که در آن بتوان از تسلیم خمشی تیرها استفاده و از کمانش المان‌های زانویی جلوگیری کرد، استفاده شود. در واقع

پانوشتها

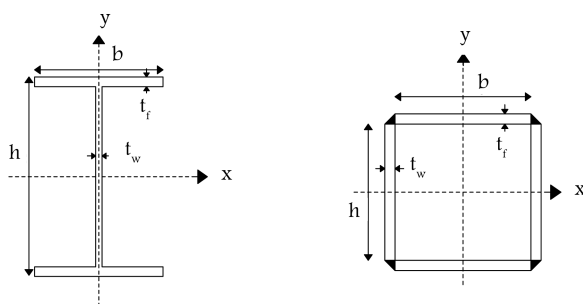
1. Von Mises
2. panel zoon
3. hysteretic material
4. nonlinear beam-column
5. fiber
6. aggregator
7. truss
8. Pushover

منابع (References)

1. Balendra, T., Sam, M.T. and Liaw, C.Y. "Design of earthquake-resistant steel frames with knee bracing", *Journal of Constructional Steel Research*, **18**(3), pp. 193-208 (1991).
2. Kim J, Seo Y. "Seismic design of low-rise steel frames with buckling-restrained braces", *Journal of Engineering Structures*, **26**(5), 543-51 (2004).
3. Aristizabal-Ochoa, J.D. "Disposable knee bracing: Improvement in seismic design of steel frames", *Journal of Structural Engineering*, **112**(7), pp. 1544-1552 (1986).
4. Sam, M.T., Balendra, T. and Liaw, C.Y. "Earthquake-resistant steel frames with energy dissipating knee elements", *Engineering Structures*, **17**(5), pp. 334-343 (1995).
5. Balendra, T., Yu, C.H. and Lee, F.L. "An economical structural system for wind and earthquake loads", *Engineering Structures*, **23**(5), pp. 491-501 (2001).
6. Mofid, M. and Khosravi, P. "Non-linear analysis of disposable knee bracing", *Computers & Structures*, **75**(1), pp. 65-72 (2000).
7. Leelataviwat, S., Suksan, B., Srechai, J., and Wornitchai, P. "Seismic design and behavior of ductile knee-braced moment frames". *Journal of Structural Engineering*, **137**(5), pp.579-588 (2010).
8. Wongpakdee, N., Leelataviwat, S., Goel, S.C. and Liao, W.C. "Performance-based design and collapse evaluation of buckling restrained knee braced truss moment frames", *Engineering Structures*, **60**, pp. 23-31 (2014).
9. Asghari, A. and Gandomi, A.H. "Ductility reduction factor and collapse mechanism evaluation of a new steel knee braced frame", *Structure and Infrastructure Engineering*, (ahead-of-print), pp. 1-17 (2015).
10. ASCE 10, *ASCE/SEI 10, American Society of Civil Engineers*, Publication Data, ISBN (print), 978-0-7844-1376-0. ISBN (PDF), 978-0-7844-7870-7 (2010).
11. AISC Committee, "Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-10)", American Institute of Steel Construction, Chicago-Illinois (2010).
12. Seismic, A.I.S.C., *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341-10)* (2010).
13. Systemes, D. Abaqus 6.10 Online Documentation, *Abaqus User Subroutines Reference Manual* (2010).
14. Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. "Incremental dynamic analysis", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **31**(3), pp. 491-514 (2002).
15. Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. "The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering", *In Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*, 40 (2002).
16. Vamvatsikos, D., Jalayer, F. and Cornell, C.A. "Application of incremental dynamic analysis to an RC-structure", *In Proceedings of the FIB Symposium on Concrete Structures in Seismic Regions*, Athens (2003).
17. Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H. and Fenves, G.L. "OpenSees command language manual", Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center (2006).
18. Chen, W.F. and Han, D.J. "Plasticity for structural engineers", Springer-Verlag New York Inc., ISBN-13:978-4612-3864-5 (1988).
19. Krawinkler, H. "Loading histories for cyclic tests in support of performance assessment of structural components", *In The 3rd International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering*, San Francisco (Oct 2009).
20. FEMA, P. 695, Quantification of seismic performance factors: FEMA P-695 report", prepared by the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC (2009).
21. Zareian, F. "Simplified performance-based earthquake engineering", Ph.D. Dissertation, Department of civil and environmental engineering, university of California (2006).
22. Serdar, M. and Polat, Z. "Fragility analysis of mid-rise R/C frame buildings", *Journal of Engineering Structures*, **28**(2006), pp. 1335-1345 (2006).

جدول پ.۱. مشخصات هندسی مقاطع.

مقطع	h (mm)	b (mm)	t_f (mm)	t_w (mm)	A (mm ^۲)	I_x (mm ^۴)	I_y (mm ^۴)	S_x (mm ^۳)	S_y (mm ^۳)	Z_x (mm ^۳)	Z_y (mm ^۳)
B ۱	۳۰۰	۱۶۰	۱۰	۸	۵۴۴۰	۸۱۹۴۱۳۳۳	۶۸۳۸۶۱۳	۵۴۶۲۷۵	۸۵۴۸۳	۶۲۰۸۰۰	۱۳۲۴۸۰
B ۲	۳۵۰	۱۸۰	۱۰	۸	۶۲۴۰	۱۲۸۰۲۸۰۰۰	۹۷۳۴۰۸۰	۷۳۱۵۸۸	۱۰۸۱۵۶	۸۲۹۸۰۰	۱۶۷۲۸۰
B ۳	۳۶۰	۱۸۰	۱۲	۸	۷۰۰۸	۱۵۶۱۳۲۸۶۴	۱۱۶۷۸۳۳۶	۸۶۷۴۰۴	۱۲۹۷۵۹	۹۷۷۴۷۲	۱۹۹۷۷۶
B ۴	۳۸۰	۲۰۰	۱۵	۸	۸۸۰۰	۲۲۸۵۳۳۳۳۳	۲۰۰۱۴۹۳۳	۱۲۰۲۸۰۷	۲۰۰۱۴۹	۱۳۴۰۰۰۰	۳۰۵۶۰۰
B ۵	۴۴۰	۲۲۰	۱۵	۱۰	۱۰۷۰۰	۳۵۵۵۸۹۱۶۶	۲۶۶۵۴۱۶۶	۱۶۱۶۳۱۴	۲۴۲۳۱۰	۱۸۲۲۷۵۰	۳۷۳۲۵۰
C ۱	۲۶۰	۱۵۰	۱۲	۱۰	۵۹۶۰	۶۶۳۵۰۳۴۷	۶۷۶۹۶۶۶	۵۱۰۳۸۷	۹۰۲۶۲	۵۸۵۶۴۰	۱۴۰۹۰۰
C ۲	۳۰۰	۲۰۰	۱۵	۱۰	۸۷۰۰	۱۳۸۳۵۲۵۰۰	۲۰۰۲۲۵۰۰	۹۲۲۳۵۰	۲۰۰۲۲۵	۱۰۳۷۲۵۰	۳۰۶۷۵۰
C ۳	۳۳۰	۲۴۰	۱۵	۱۲	۱۰۸۰۰	۲۰۵۷۴۰۰۰۰	۳۴۶۰۳۲۰۰	۱۲۴۶۹۰۶	۲۸۸۳۶۰	۱۴۰۴۰۰۰	۴۴۲۸۰۰
C ۴	۳۳۰	۲۵۰	۱۵	۱۲	۱۱۱۰۰	۲۱۳۱۸۷۵۰۰	۳۹۱۰۵۷۰۰	۱۲۹۲۰۴۵	۳۱۲۸۴۵	۱۴۵۱۲۵۰	۴۷۹۵۵۰
C ۵	۳۴۰	۲۸۰	۱۸	۱۵	۱۴۶۴۰	۲۹۶۶۷۳۹۲۰	۶۵۹۴۱۵۰۰	۱۷۴۵۱۴۰	۴۷۱۰۱۰	۱۹۶۹۴۴۰	۷۲۲۷۰۰
C ۶	۳۴۰	۳۰۰	۲۰	۱۵	۱۶۵۰۰	۳۴۱۳۵۰۰۰۰	۹۰۰۸۴۳۷۵	۲۰۰۷۹۴۱	۶۰۰۵۶۲	۲۲۵۷۵۰۰	۹۱۶۸۷۵
C ۷	۳۶۰	۳۰۰	۲۰	۱۸	۱۷۷۶۰	۳۹۶۳۵۲۰۰۰	۹۰۱۵۵۵۲۰	۲۲۰۱۹۵۵	۶۰۱۰۳۷	۲۵۰۰۸۰۰	۹۶۰۹۶۰
K ۱	۹۰	۹۰	۵	۵	۱۷۰۰	۲۰۵۴۱۶۷	۲۰۵۴۱۶۷	۴۵۶۴۸	۴۵۶۴۸	۵۴۲۵۰	۵۴۲۵۰
K ۲	۱۰۰	۱۰۰	۶	۶	۲۲۵۶	۲۳۳۵۸۷۲	۲۳۳۵۸۷۲	۶۶۷۱۷	۶۶۷۱۷	۷۹۶۳۲	۷۹۶۳۲
K ۳	۱۱۰	۱۱۰	۶	۶	۲۴۹۶	۴۵۱۴۴۳۲	۴۵۱۴۴۳۲	۸۲۰۸۰	۸۲۰۸۰	۹۷۴۵۲	۹۷۴۵۲
K ۴	۱۱۰	۱۱۰	۱۰	۱۰	۴۰۰۰	۶۷۳۳۳۳۳	۶۷۳۳۳۳۳	۱۲۲۴۲۴	۱۲۲۴۲۴	۱۵۰۵۰۰	۱۵۰۵۰۰
K ۵	۱۳۰	۱۳۰	۸	۸	۳۹۰۴	۹۷۲۶۱۶۵	۹۷۲۶۱۶۵	۱۴۹۶۳۳	۱۴۹۶۳۳	۱۷۸۸۶۴	۱۷۸۸۶۴
K ۶	۱۴۰	۱۴۰	۸	۸	۴۲۲۴	۱۲۳۱۱۵۵۲	۱۲۳۱۱۵۵۲	۱۷۵۸۷۹	۱۷۵۸۷۹	۲۰۹۳۴۴	۲۰۹۳۴۴



شکل پ.۱. مشخصات هندسی مقاطع (مقطع I شکل برای تیر (B) و ستون (C) و مقطع قوطی برای المان‌های زانویی (K)).

جدول پ.۲. خصوصیات شتاب‌نگاشت‌های انتخابی. [۲۰]

شماره	نام زلزله	زلزله		ایستگاه ثبت	
		سال وقوع	شدت (M)	نام ایستگاه	سازمان
۱	Northridge	۱۹۹۴	۶٫۷	Beverly Hills - Mulhol	USC
۲	Northridge	۱۹۹۴	۶٫۷	Canyon Country-WLC	USC
۳	Duzce, Turkey	۱۹۹۹	۷٫۱	Bolu	ERD
۴	Hector Mine	۱۹۹۹	۷٫۱	Hector	SCSN
۵	Imperial Valley	۱۹۷۹	۶٫۵	Delta	UNAMUCSD
۶	Imperial Valley	۱۹۷۹	۶٫۵	ElCentroArray#۱۱	USGS
۷	Kobe, Japan	۱۹۹۵	۶٫۹	Nishi-Akashi	CUE
۸	Kobe, Japan	۱۹۹۵	۶٫۹	Shin-Osaka	CUE
۹	Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹	۷٫۵	Duzce	ERD
۱۰	Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹	۷٫۵	Arcelik	KOERI
۱۱	Landers	۱۹۹۲	۷٫۳	Yermo Fire Station	CDMG
۱۲	Landers	۱۹۹۲	۷٫۳	Coolwater	SCE
۱۳	Loma Prieta	۱۹۸۹	۶٫۹	Capitola	CDMG
۱۴	Loma Prieta	۱۹۸۹	۶٫۹	Gilroy Array #۳	CDMG
۱۵	Manjil, Iran	۱۹۹۰	۷٫۴	Abbar	BHRC
۱۶	Superstition Hills	۱۹۸۷	۶٫۵	El Centro Imp. Co	CDMG
۱۷	Superstition Hills	۱۹۸۷	۶٫۵	Poe Road(temp)	USGS
۱۸	Cape Mendocino	۱۹۹۲	۷٫۰	Rio Dell Overpass	CDMG
۱۹	Chi-Chi, Taiwan	۱۹۹۹	۷٫۶	CHY۱۰۱	CWB
۲۰	Chi-Chi, Taiwan	۱۹۹۹	۷٫۶	TCU۰۴۵	CWB
۲۱	San Fernando	۱۹۷۱	۶٫۶	LA - Hollywood Stor	CDMG
۲۲	Friuli, Italy	۱۹۷۶	۶٫۵	Tolmezzo	...