

بررسی تأثیر اتصالات فولادی رایج بر ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتنی پیش‌ساخته

سیدنیرم آهوقلندری^۱ و مرتضی مدح‌خوان^{۲*}

^۱ دانشجوی دکتری مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

^۲ دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان

چکیده

پیش‌ساخته‌سازی به معنای ساخت سازه در کارگاه و اتصال آن در محل اجرای سازه می‌باشد. سازه‌های پیش‌ساخته در نتیجه وجود اتصالات متفاوت، رفتار لرزه‌ای متفاوتی نسبت به سازه‌های درجا از خود بروز می‌دهند. اما ضریب رفتار، ضریبی مهم در تحلیل‌های خطی بوده که تابع رفتار لرزه‌ای سازه است. بنابر این با توجه به تأثیری که اتصالات پیش‌ساخته بر عملکرد لرزه‌ای این‌گونه سازه‌ها دارند، تعیین این ضریب در این سازه‌ها ضروری به نظر می‌رسد. در این تحقیق، سیستم‌های قاب خمشی پیش‌ساخته متوسط با تعداد طبقات ۴، ۶ و ۸ و تعداد دهانه‌های ۳ و ۵ مورد بررسی قرار گرفت. تأثیر دو نوع از اتصال تیر به ستون پیش‌ساخته در نظر گرفته شد. همچنین از تحلیل استاتیکی غیر خطی (پوش‌اور) در سه شکل یکنواخت، مثلثی و مودال استفاده شده است. نتایج نشان دادند که سیستم قاب خمشی پیش‌ساخته با اتصالات نیمه‌صلب ضریب رفتار کمتری از سیستم‌های یکپارچه معادل خود دارد.

واژگان کلیدی: قاب خمشی پیش‌ساخته، ضریب رفتار، اتصالات پیش‌ساخته، تحلیل پوش‌اور.

۱- مقدمه

ناپایداری نسبت به ساختمان‌های درجا دارند که این به دلیل تمرکز کرنش‌های غیر الاستیک در منطقه اتصال آن‌ها است. تحقیقاتی توسط محققین مختلف در مورد اتصالات و همچنین رفتار لرزه‌ای قاب‌های پیش‌ساخته با استفاده از آزمایش‌های تجربی و مدل‌های تحلیلی صورت گرفته است. در زیر به بخشی از این تحقیقات اشاره می‌شود.

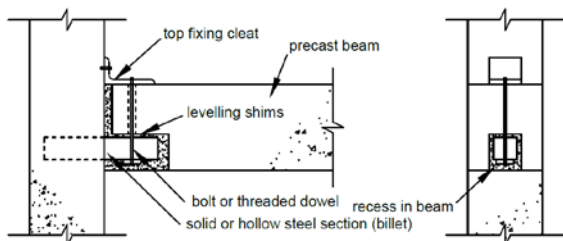
در زمینه اتصالات تیر به ستون شبه یکپارچه بتنی پیش‌ساخته، در سال ۲۰۱۳، Choi و همکاران [۱] تعدادی نمونه اتصال تیر به ستون را تحت بارهای لرزه‌ای مورد آزمایش قرار دادند. این اتصالات شامل ۴ اتصال پیش‌ساخته و یک اتصال یکپارچه بودند. جزئیات مورد استفاده برای گره‌ها برای رسیدن به پیوستگی سازه‌ای و نوع تسلیح ویژه صورت گرفته در ناحیه اتصال در این تحقیق مورد بررسی قرار گرفت. در حالت کلی عملکرد اتصالات تیر به ستون رضایت بخش بود و مقاومت متوسط گره‌های پیش‌ساخته در حدود ۱/۱۵ برابر مقاومت گره یکپارچه به دست آمد. همچنین رفتار نمونه‌ها شکل‌پذیر ارزیابی گردید. در زمینه عملکرد اتصالات تیر به ستون شبه یکپارچه تحقیقات وسیعی دیگری نیز توسط Hyeong و همکاران [۲]، Wichen و Yang [۳]، و Maya و همکاران [۴] و غیره صورت گرفت.

پیش‌ساختگی، اعضای سازه‌ای با کیفیت بالا، کارآمدی بیشتر، صرفه‌جویی در وقت و هزینه کمتر را به همراه داشته است. سیستم‌های پیش‌ساخته کارآمدی و فواید اثبات شده‌ای در زمینه محصولات، کنترل کیفیت و هزینه دارند. با وجود این، صنعت پیش‌ساخته‌سازی به جهت وجود مسائلی که به طور حل نشده‌ای باقی مانده‌اند به پتانسیل کامل خود نرسیده است. این مشکلات برخاسته از اتصال بین المان‌های پیش‌ساخته است که صنعت پیش‌ساختگی را با مانع روبه‌رو کرده. بعضی از ساختمان‌های پیش‌ساخته در طی زلزله‌های گذشته به دلیل عدم توجه به طراحی اتصالاتشان دچار شکست شده‌اند.

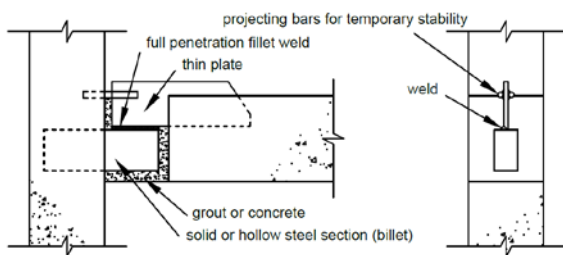
در حالی که مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی زیادی بر روی عملکرد اتصالات تیر به ستون یکپارچه تحت بارهای چرخه‌ای غیر الاستیک صورت گرفته است، تعداد کمی از مطالعات بر روی عملکرد اتصالات بتنی پیش‌ساخته و حتی کمتر در مورد اتصالات تیر به ستون پیش‌ساخته مقاوم خمشی صورت گرفته است. مسئله اصلی مربوط به ظرفیت اتلاف انرژی و مقاومت پایین در اتصالات پیش‌ساخته است. سازه‌های بتنی پیش‌ساخته کمتر به صورت شکل‌پذیر رفتار می‌کنند و تمایل به رفتار غیر الاستیک

پیش‌ساخته مورد بررسی قرار گرفته‌اند و منحنی لنگر- دوران این اتصالات به دست آمده است. این اتصالات عبارتند از:

- ۱- اتصال با کرپل فولادی^۳، با پیشوند B
 - ۲- اتصال با صفحه جوش شده^۴، با پیشوند W
- اتصالات یاد شده در شکل (۱) و (۲) نشان داده شده‌اند. در بررسی اتصالات کار شده ذکر نکات زیر ضروری است:
- ۱- اتصالات گوشه و اتصالات میانی از هم تفکیک شده و به صورت جداگانه مورد آزمایش قرار گرفته‌اند.
 - ۲- در بررسی اتصالات، هم لنگر مثبت و هم لنگر منفی مورد توجه قرار گرفته و منحنی لنگر- دوران برای هر دو حالت ارائه شده است.
 - ۳- اتصالات هم در حالت بدون دال و هم در حالتی که دال روی آن‌ها قرار گرفته است آزمایش شده‌اند.



شکل ۱- اتصال با کرپل فولادی [۱۲]



شکل ۲- اتصال با صفحه جوش شده [۱۲]

۳- ضریب رفتار و چگونگی محاسبه آن

برای به دست آوردن ضریب رفتار در سازه می‌توان از منحنی ظرفیت (برش پایه- تغییر مکان) استفاده کرد. اما برای به دست آوردن این منحنی نیاز به مدل‌سازی رفتار سازه به صورت غیر خطی هستیم. شکل (۳) منحنی ظرفیت سازه را به صورت واقعی و ایده‌آل نشان می‌دهد. رفتار ایده‌آل در سازه به صورت یک رفتار

در حیطه اتصالات تیر به ستون گرهی فولادی در سازه‌های بتنی پیش‌ساخته نیز تحقیقات مشابهی صورت پذیرفته است. Torres و Rodriguez [۵] با انجام تحقیقی اتصالات مرسوم پیش‌ساخته مورد استفاده در کشور مکزیک را مورد بررسی قرار دادند. در این نوع اتصال میلگردهای جوش شده بین صفحات انتهایی مهار شده در المان‌های تیر و ستون پیوستگی لازم را ایجاد می‌کردند. در نهایت نتایج نشان داد که میلگردهای طولی جوش شده در ناحیه اتصال می‌توانند باعث رفتار ترد در آن ناحیه شوند. تحقیقات مشابهی نیز توسط Hong و همکاران [۶]، Lu و Fan [۷] و غیره در این زمینه انجام شد.

در مورد رفتار قاب‌های بتنی پیش‌ساخته نیز تحقیقات محدودی صورت گرفته است. در سال ۲۰۰۹، Gulay و Arslan [۸] قاب‌های خمشی پیش‌ساخته با دهانه‌های منظم را مورد بررسی قرار دادند. تحلیل انجام شده نشان داد که مقاومت قاب‌های بررسی شده تحت ترکیب بارهای وارده رضایت‌بخش بوده، اما مقادیر تغییرمکان بسته به شرایط تکیه‌گاهی از مقادیر مجاز تجاوز می‌کنند. Jianguo و همکاران [۹] نیز در سال ۲۰۰۸، عملکرد لرزه‌ای یک نوع سیستم سازه‌ای پیش‌ساخته بتنی با تیرها و دال‌های پیش‌ساخته بتنی را تحت بارهای چرخه‌ای^۱ و یکنواخت^۲ با استفاده از نرم‌افزار Opensees مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها نتیجه گرفتند که این سیستم سازه‌ای رفتار لرزه‌ای مناسبی در حد سیستم‌های درجای معادل از خود نشان نمی‌دهد. Mata و همکاران [۱۰] نیز در سال ۲۰۰۶، اثر سیستم‌های پخش‌کننده انرژی را در ساختمان‌های بتنی پیش‌ساخته برای بهبود عملکرد آن‌ها مورد بررسی قرار دادند.

اندک تحقیقات صورت گرفته بر روی عملکرد قاب‌ها با اتصالات پیش‌ساخته نشان می‌دهد که رفتار لرزه‌ای این قاب‌ها ضعیف‌تر و متفاوت از قاب‌های یکپارچه است. این تحقیق بر آن است تا با مدل‌سازی دقیق این قاب‌ها رفتار آن‌ها در مقابل نیروهای لرزه‌ای بیش از پیش روشن کند.

۱- اتصالات فولادی پیش‌ساخته

در این تحقیق به منظور مدل‌سازی اتصالات، از نتایج آزمایش‌ها بر روی اتصالات نیمه‌صلب به کار رفته توسط Elliott و همکاران [۱۱ و ۱۲] استفاده شده است. دو نوع اتصال بتنی

3- Steel billet
4- Welded plate

1- Cyclic loads
2- Pushover loads

$$Y = \frac{C_s}{C_w} \quad (۴)$$

مقدار این ضریب معمولاً برای آیین‌نامه‌هایی که از روش تنش مجاز استفاده می‌کنند برابر عددی بین ۱/۴ و ۱/۵ است. آیین‌نامه‌هایی که از روش حد نهایی استفاده می‌کنند، مقدار این ضریب را برابر واحد در نظر می‌گیرند. بنابر این ضریب رفتار کلی مربوط به آیین‌نامه‌هایی که از روش حد نهایی استفاده می‌کنند این گونه به دست می‌آید (مانند NEHRP 2003 [۱۴] و آیین‌نامه ۲۸۰۰ [۱۵]):

$$R = \frac{C_{eu}}{C_s} = \frac{C_{eu}}{C_y} \times \frac{C_y}{C_s} = R_\mu \times \Omega \quad (۵)$$

ضریب رفتار کلی مربوط به آیین‌نامه‌هایی که از روش تنش مجاز استفاده می‌کنند، به دست می‌آید (مانند آیین‌نامه UBC 94 [۱۶]):

$$R = \frac{C_{eu}}{C_w} = \frac{C_{eu}}{C_y} \times \frac{C_y}{C_s} \times \frac{C_s}{C_w} = R_\mu \times \Omega \times Y \quad (۶)$$

۴- مدل‌های مورد بررسی

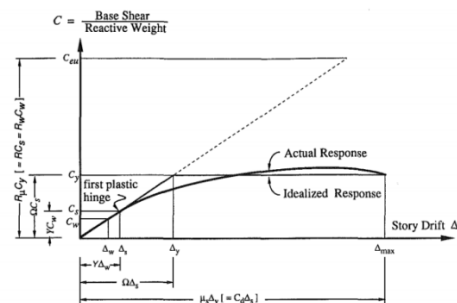
مدل‌هایی که در این تحقیق مورد بررسی قرار گرفته‌اند شامل قاب‌های خمشی متوسط دارای ۳ و ۵ دهانه با تعداد طبقات ۴، ۶ و ۸ می‌باشند. عرض تمام دهانه‌ها برابر ۵ m و ارتفاع تمام طبقات برابر ۳ m فرض شده است. در شکل‌های (۴) تا (۶) قاب‌های خمشی به همراه ابعاد و جزئیات مقاطع مورد بررسی نشان داده شده‌اند. هر کدام از اشکال نشان دهنده ۸ قاب است. ۴ قاب سه دهانه و ۴ قاب دیگر پنج دهانه‌اند. CB و CW به ترتیب نشان دهنده ستون‌های مربوط به قاب‌های پیش‌ساخته با اتصالات B و W اند. CMB و CMW نیز به ترتیب نشان دهنده ستون‌های مربوط به قاب‌های درجای معادل قاب‌های پیش‌ساخته با اتصالات B و W اند. ابعاد تیرهای مربوط به قاب‌های پیش‌ساخته و درجای B و MB و همچنین W و MW نیز در شکل نشان داده شده است.

در طراحی از نرم‌افزار Etabs استفاده شد. در این مرحله قاب‌ها به صورت سه‌بعدی و منظم مدل‌سازی گردیدند. در طراحی از تحلیل خطی استفاده شده و اتصالات به صورت فنرهای پیچشی با اعمال سختی‌شان مدل شدند. اما در مرحله

دو خطی به نمایش در آمده است. همان‌طور که از شکل برمی‌آید مقاومت برشی مورد نیاز C این گونه به دست می‌آید:

$$C_{eu} = \frac{V_e}{W} \quad (۱)$$

که W برابر وزن لرزه‌ای سازه و V_e برابر حداکثر برش پایه‌ای است که اگر سازه بخواهد در محدوده الاستیک باقی بماند در آن ایجاد می‌شود. همان‌طور که از شکل پیداست، حداکثر تقاضای تغییر شکلی برابر با Δ_{max} است. C_y برابر برش پایه نرمال شده-ای است که در آن تسلیم سازه اتفاق می‌افتد. همچنین C_s برابر با برش پایه‌ای است که اولین مفصل پلاستیک در سازه تشکیل می‌شود. برای اهداف طراحی در آیین‌نامه‌ها تراز C_y را به C_s تقلیل می‌دهند. این تراز معمولاً اولین تسلیم عمده سازه نیز نامیده می‌شود. در این تراز پاسخ کلی سازه از حالت خطی به صورت منحنی در می‌آید. در بعضی از آیین‌نامه‌ها تراز C_s را بیشتر تقلیل می‌دهند تا به تراز C_w که مقاومت در حد نیروهای طراحی است برسند. مطابق شکل، ضریب رفتار از سه قسمت تشکیل یافته است.



شکل ۳- منحنی ظرفیت سازه [۱۳]

• ضریب کاهش نیرو:

$$R_\mu = \frac{C_{eu}}{C_y} \quad (۲)$$

• ضریب افزایش مقاومت:

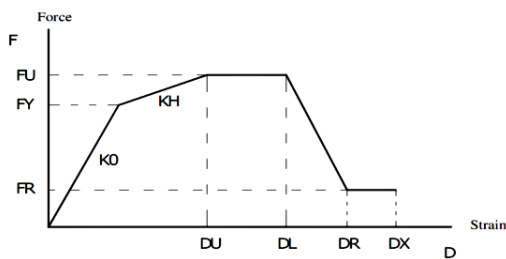
$$\Omega = \frac{C_y}{C_s} \quad (۳)$$

• ضریب تنش مجاز:

جدول ۱- مقادیر پارامترهای مختلف نمودار تنش- کرنش برای

مصالح مصرفی

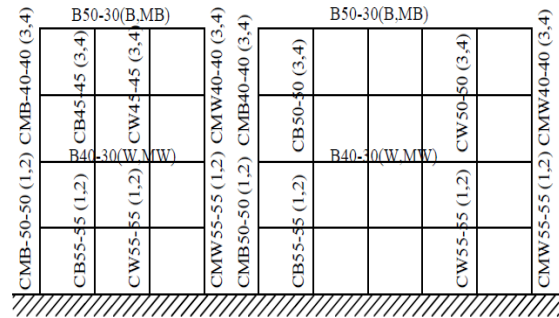
پارامترها	تنش-کرنش محوری بتن	تنش-کرنش برشی بتن	تنش-کرنش فولاد
E_s, E_c, G_c (MPa)	۲۸۲۵۰	۱۱۷۷۱	۲۱۰۰۰
K_H/K_0	۰/۴	۰/۰۱	۰/۰۱۲
F_Y (MPa)	۲۰	۲/۰	۴۰۰
F_U (MPa)	۳۵	۲/۵	۶۲۰
F_R/F_U	۰/۳	۰/۳	-
D_U	۰/۰۰۲	۰/۰۰۵	۰/۰۰۹
D_L	۰/۰۰۲۵	۰/۰۰۱	-
D_R	۰/۰۰۵	۰/۰۱۲	-
D_X	۰/۰۰۶	۰/۰۱۳	۰/۱۴



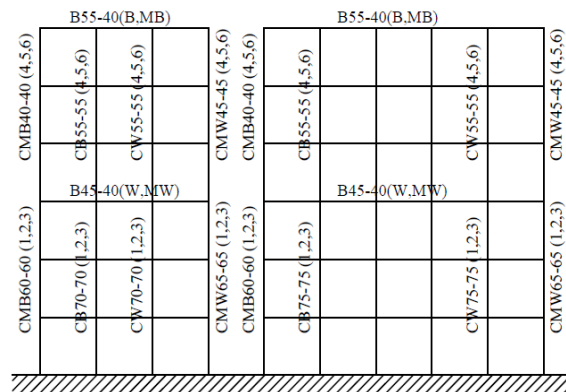
شکل ۷- منحنی رفتاری مصالح مورد استفاده [۱۷]

در شکل (۸) نمای واقعی قاب‌های مورد بررسی به همراه مدل نرم‌افزاری آن‌ها نشان داده شده است. برای مدل‌سازی قاب‌های مورد بررسی از ستون‌های یکپارچه و سراسری به همراه تیرهایی که در دهانه‌های منفرد جای می‌گیرند استفاده شده است. جای‌گیری و اتصال ستون‌ها به فونداسیون معمولاً از طریق فونداسیون‌های "گلدانی" صورت گرفته و از این رو در این قسمت اتصال ستون به پی صلب فرض شده است. جزئیات اتصالات به کار رفته در این مطالعه در شکل (۹) نشان داده شده است.

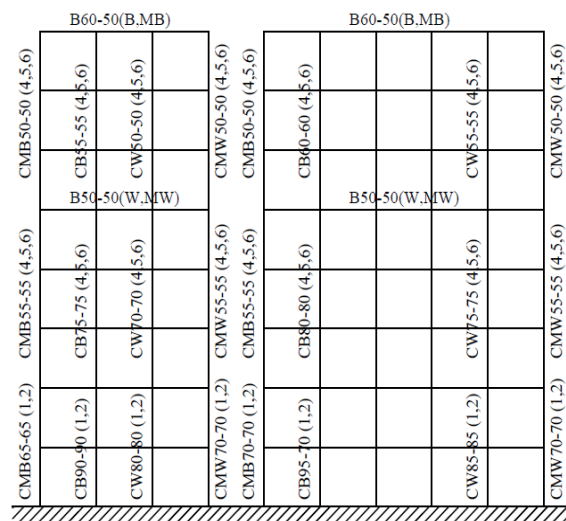
تحلیل با استفاده از نرم‌افزار Perform قاب‌ها به صورت دو بعدی مدل‌سازی و مصالح به صورت غیر خطی تعریف شدند. همچنین از تحلیل استاتیکی غیر خطی (پوش‌اور) در تحلیل استفاده شده است. پارامترهای مختلف منحنی رفتاری مصالح منطبق بر شکل (۷) و جدول (۱) انتخاب گردید.



شکل ۴- ابعاد و جزئیات مقاطع قاب‌های ۴ طبقه



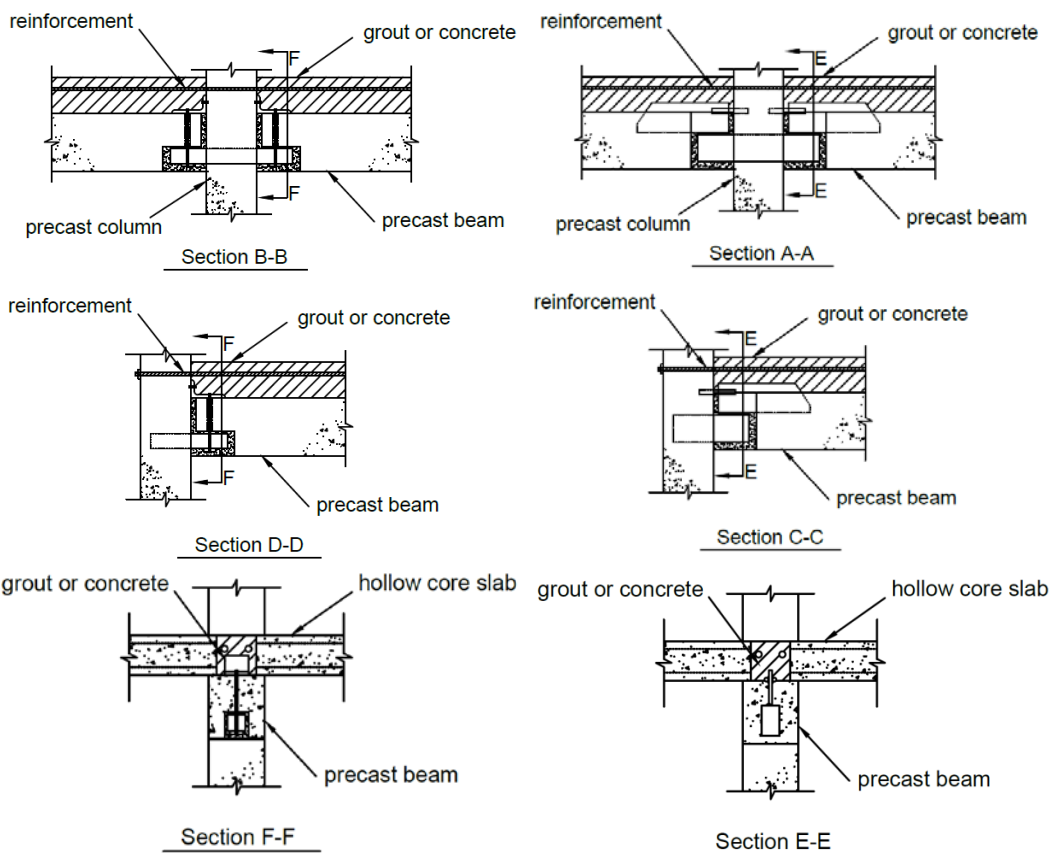
شکل ۵- ابعاد و جزئیات مقاطع قاب‌های ۶ طبقه



شکل ۶- ابعاد و جزئیات مقاطع قاب‌های ۸ طبقه



شکل ۸- نمای واقعی و ایده آل سازی شده در محیط نرم افزار از قاب خمشی پیش ساخته

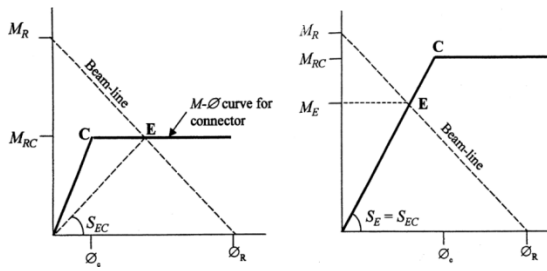


شکل ۹- جزئیات اتصالات مدل سازی شده مورد بررسی

لازم است در ستون در هنگام ساخت سوراخ‌هایی تعبیه شود و میلگردهای یاد شده در انتهای دیگر ستون از طریق وصله مکانیکی مهار خواهند شد.

برای مدل سازی ستون‌ها از المان‌های الیافی (فایبر) غیر خطی استفاده شد. در این المان‌ها مقطع عضو به چند تار و یا الیاف تقسیم و به وسیله مجموعه‌ای از فنرهای تک محوره مدل سازی می‌شوند. خصوصیات نیرویی و تغییر مکانی این فنرها، با توجه به جنس آن‌ها از روی منحنی تنش-کرنش بتن و فولاد

همان‌طور که مشاهده می‌شود، در ناحیه اتصال به دلیل وجود اتکا در زیر نشیمن تیرها نصب به راحتی صورت می‌پذیرد. در تمام قاب‌ها به دلیل وجود دال‌های هالوکور در کف و لزوم پیوستگی سازه‌ای بین آن‌ها باید از بتن ریزی و تسلیح در بالای تیرها استفاده شود. بنابر این تمام اتصالات با وجود دال رویه تعیین ظرفیت و مدل سازی شده‌اند. در اتصالات میانی میلگردهای موجود در قسمت بالای تیر از ستون‌ها عبور کرده و در تیر مقابل فرو رفته‌اند. اما در اتصالات کناری برای این منظور



شکل ۱۰- منحنی لنگر دوران دو خطی اتصال تیر به ستون پیش‌ساخته [۱۲]

برای به دست آوردن منحنی دو خطی اتصالات یاد شده ابتدا با توجه به ابعاد تیر و ادوات استفاده شده در هر اتصال، ظرفیت آن‌ها (M_{RC}) محاسبه شد. سپس با توجه به بازشدگی در سطح مشترک تیر و ستون، و تغییر شکل‌های چرخشی و در آخر تغییر شکل چرخشی ستون، میزان چرخش معادل ظرفیت اتصال به دست آمد و منحنی‌های دو خطی اتصالات استخراج شد. این منحنی‌ها با استفاده از رابطه (۷) که به ترتیب تغییر شکل‌های بیان شده را لحاظ کرده به دست آمدند.

$$\phi_c = \frac{f_y L_e}{E_s d} + \frac{M_{RC} L_p}{E_c I_{beam}} + \frac{M_{RC} h_{col}}{E_c I_{col}} \quad (7)$$

در این رابطه، ϕ_c چرخش محاسباتی تیر و ستون، f_y تنش تسلیم فولاد عبور کرده در ناحیه اتصال، L_e طولی از میلگرد که توزیع تنش در آن ثابت بوده، L_p طول ناحیه پلاستیک، h_{col} عمق ستون، E_s مدول الاستیسیته فولاد، E_c مدول الاستیسیته بتن، M_{RC} ظرفیت خمشی محاسباتی در ناحیه اتصال، I_{beam} ممان اینرسی مقطع ترک خورده (با حذف بتن موجود در ناحیه کششی) تیر و I_{col} ممان اینرسی مقطع ترک خورده ستون است.

۴- تحلیل‌های غیر خطی مورد استفاده

در این تحقیق برای به دست آوردن منحنی ظرفیت سازه (برش پایه-تغییر مکان) از تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی استفاده شده است. طبق توصیه صورت گرفته توسط آیین‌نامه FEMA 356 [۱۹] و دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای [۲۰] حداقل دو نوع توزیع بار جانبی برای در نظرگیری شرایط بار بحرانی در سازه در این تحلیل باید اعمال گردد. در این تحقیق از

برداشت شد. با توجه به این که کنترل مقطع این المان‌ها در طول تحلیل در وسط الیاف انجام می‌شود و المان‌های فایبر به صورت سرتاسری در طول ستون تعریف شده‌اند در دو انتهای ستون از مفاصل $P-M_2-M_3$ نیز استفاده شد. پارامترهای لازم برای تعریف محدوده تسلیم شونده‌گی در مفاصل $P-M_2-M_3$ از نمودارهای اندرکنشی نیروی محوری و لنگر خمشی ستون برداشت گردید.

رفتار غیر خطی خمشی تیرها با توجه به این که مقدار نیروی محوری در آن‌ها کم بوده و قابل صرف نظر کردن است با استفاده از منحنی لنگر-انحنا و مفاصل M_3 در انتهای آن‌ها مدل‌سازی و از اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در آن صرف نظر شده است. در این منحنی به ازای یک نیروی محوری معین، انحنا را نظیر هر مقدار لنگر خمشی تعیین می‌گردد. بر اساس تعادل لنگر استاتیکی مقطع و منظور نمودن روابط هم-سازی در تغییر شکل‌ها با استفاده از منحنی لنگر-انحنا می‌توان رفتار غیر خطی یک عضو خمشی را مدل کرد.

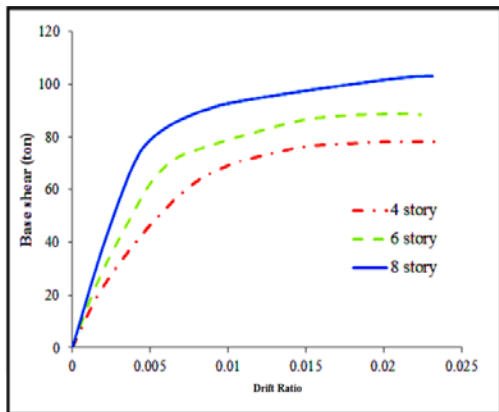
برای به دست آوردن منحنی لنگر-انحنا از فرضیات اساسی تئوری خمشی استفاده شده است. به این ترتیب که:

- صفحات عمود بر محور خمش به صورت مسطح باقی می‌مانند.
- بنابراین نمودار کرنش در ارتفاع مقطع به صورت خطی تغییر می‌کند.
- هیچ‌گونه لغزشی بین بتن و فولاد وجود ندارد.
- تنش در هر نقطه دلخواه از مقطع عضو از منحنی تنش-کرنش پایه مربوط به فولاد و بتن به دست می‌آید.

منحنی‌های لنگر-انحنا در تحلیل‌های غیر خطی با استفاده از روابط چندخطی معادل در نرم‌افزار Perform ایده‌آل‌سازی می‌شود. در فرآیند ایده‌آل‌سازی این منحنی‌ها از اصل معادل سازی سطح زیر منحنی لنگر-انحنا واقعی با منحنی لنگر-انحنا ایده‌آل شده استفاده گردید. همچنین طول مفصل پلاستیک با توجه به رابطه تقریبی ارائه شده توسط Paulay [۱۸]، $0.5D$ (نصف ارتفاع تیر) فرض شده است.

در قاب‌های پیش‌ساخته علاوه بر موارد بالا از اتصال تیر به ستون نیمه‌صلب پیش‌ساخته بتنی B و W به عنوان اتصالات میانی و گوشه در قاب استفاده شد. منحنی‌های لنگر دوران اتصالات یاد شده با استفاده از جزئیات موجود و روابط تعادل و هم‌سازی در ناحیه اتصال به صورت دو خطی در آمد. این منحنی‌های دوخطی به صورت شماتیک در شکل (۱۰) نشان داده شده‌اند.

مود اول قاب‌های خمشی پیش‌ساخته و درجای معادل در جدول (۲) و منحنی ظرفیت قاب‌های خمشی پیش‌ساخته ۳ دهانه برای قاب‌ها با اتصالات W (برای نمونه) تحت بارگذاری مثلی در شکل (۱۱) نشان داده شده‌اند.



شکل ۱۱- منحنی ظرفیت قاب های خمشی ۳ دهانه پیش‌ساخته با اتصال W تحت بارگذاری مثلی

سه نوع توزیع بار جانبی برای انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی استفاده شده است.

۱- توزیع بار مثلی (شبهه به توزیع نوع اول مربوط به الگوی اول آیین‌نامه FEMA 356)

۲- توزیع بار یکنواخت متناسب با جرم (توزیع اول مربوط به الگوی دوم آیین‌نامه FEMA 356)

۳- توزیع MRSA (توزیع سوم مربوط به الگوی اول آیین‌نامه FEMA 356، در این توزیع الگوی بار جانبی مطابق با مود اصلی سازه است).

همچنین نتایج مربوط به تغییر مکان و برش پایه نهایی ناشی از این الگوها با تحلیل بار افزون (MPA) [۲۱] مورد مقایسه قرار گرفت. تحلیل‌های غیر خطی از طریق نرم‌افزار Perform3D انجام شده و برای به دست آوردن تغییر مکان هدف از روش ضرایب جابه‌جایی ارائه شده توسط FEMA 356 استفاده شده است. مقادیر مشخصات دینامیکی شامل، زمان تناوب، نسبت جرم مؤثر مودی و ضریب مشارکت مودی برای سه

جدول ۲- مشخصات دینامیکی مربوط به قاب‌های خمشی پیش‌ساخته

تعداد طبقات و دهانه‌ها			زمان تناوب (ثانیه)			نسبت جرم مؤثر مودی			ضریب مشارکت مودی		
مود*			۱	۲	۳	۱	۲	۳	۱	۲	۳
قاب‌ها با اتصال B											
۴	۳	۰/۷۶۹	۰/۱۸۸	۰/۰۷۰	۰/۷۰۸	۰/۱۸۰	۰/۰۷۳	۱/۳۶۰	۰/۴۷۴	۰/۱۴۶	
	۵	۰/۷۳۴	۰/۱۸۴	۰/۰۶۹	۰/۷۱۷	۰/۱۷۴	۰/۰۷۱	۱/۳۵۰	۰/۴۶۲	۰/۱۴۳	
۶	۳	۰/۹۹۰	۰/۲۲۹	۰/۰۹۴	۰/۷۰۴	۰/۱۶۴	۰/۰۷۳	۱/۴۰۶	۰/۵۸۶	۰/۲۷۰	
	۵	۰/۹۴۷	۰/۲۳۵	۰/۰۹۳	۰/۷۰۹	۰/۱۵۹	۰/۰۷۲	۱/۳۹۶	۰/۵۷۳	۰/۲۶۴	
۸	۳	۱/۱۸۵	۰/۳۰۸	۰/۱۳۴	۰/۶۹۱	۰/۱۵۲	۰/۰۷۳	۱/۴۲۵	۰/۶۵۷	۰/۳۴۷	
	۵	۱/۰۹۳	۰/۲۹۲	۰/۱۲۹	۰/۶۸۴	۰/۱۵۳	۰/۰۷۴	۱/۴۱۹	۰/۶۵۰	۰/۳۴۵	
قاب‌ها با اتصال W											
۴	۳	۰/۷۷۰	۰/۲۰۴	۰/۰۷۸	۰/۶۹۹	۰/۱۷۸	۰/۰۷۱	۱/۳۵۹	۰/۴۷۲	۰/۱۴۱	
	۵	۰/۷۸۲	۰/۲۰۳	۰/۰۷۶	۰/۶۹۶	۰/۱۸۴	۰/۰۷۱	۱/۳۵۹	۰/۴۶۹	۰/۱۳۹	
۶	۳	۱/۰۵۷	۰/۲۸۱	۰/۱۱۴	۰/۷۰۵	۰/۱۵۰	۰/۰۷۴	۱/۳۹۳	۰/۵۷۱	۰/۲۷۱	
	۵	۱/۰۵۰	۰/۲۶۳	۰/۱۰۵	۰/۷۰۶	۰/۱۵۹	۰/۰۷۳	۱/۳۹۳	۰/۵۶۹	۰/۲۶۲	
۸	۳	۱/۳۳۷	۰/۳۶۹	۰/۱۶۶	۰/۶۹۳	۰/۱۴۹	۰/۰۷۰	۱/۴۰۵	۰/۶۲۹	۰/۳۳۶	
	۵	۱/۲۹۲	۰/۳۵۷	۰/۱۶۳	۰/۶۹۶	۰/۱۴۶	۰/۰۶۹	۱/۳۹۴	۰/۶۱۵	۰/۳۳۲	

* در تمامی قاب‌ها بیش از ۹۰٪ جرم در سه مود اول مشارکت داشته‌اند.

جدول ۳- مشخصات دینامیکی مربوط به قاب‌های خمشی درجای معادل

ضریب مشارکت مودی			نسبت جرم مؤثر مودی			زمان تناوب (ثانیه)			تعداد طبقات و دهانه‌ها
۳	۲	۱	۳	۲	۱	۳	۲	۱	مود
قاب‌های درجای معادل قاب‌های پیش‌ساخته با اتصال B									
۰/۱۴۷	۰/۴۱۳	۱/۲۹۴	۰/۰۳۸	۰/۱۲۸	۰/۸۰۶	۰/۰۹۸	۰/۱۸۰	۰/۵۵۵	۳
۰/۱۴۲	۰/۴۰۸	۱/۲۹۱	۰/۰۳۶	۰/۱۲۹	۰/۸۰۸	۰/۰۹۸	۰/۱۷۷	۰/۵۴۱	۵
۰/۲۳۴	۰/۵۰۰	۱/۳۳۹	۰/۰۳۹	۰/۱۴۵	۰/۷۵۸	۰/۱۳۳	۰/۲۳۳	۰/۶۵۹	۳
۰/۲۲۸	۰/۴۹۴	۱/۳۳۶	۰/۰۳۹	۰/۱۴۶	۰/۷۵۹	۰/۱۳۱	۰/۲۲۷	۰/۶۳۸	۵
۰/۲۷۰	۰/۴۷۹	۱/۳۱۶	۰/۰۴۶	۰/۱۱۵	۰/۷۸۴	۰/۱۴۰	۰/۲۴۶	۰/۷۳۱	۳
۰/۲۶۳	۰/۴۸۷	۱/۳۱۴	۰/۰۴۹	۰/۱۱۵	۰/۷۷۲	۰/۱۳۳	۰/۲۳۳	۰/۶۸۴	۵
قاب‌های درجای معادل قاب‌های پیش‌ساخته با اتصال W									
۰/۱۴۹	۰/۴۳۳	۱/۳۰۹	۰/۰۵۰	۰/۱۳۸	۰/۷۷۰	۰/۱۰۲	۰/۲۰۰	۰/۶۴۳	۳
۰/۱۴۸	۰/۴۲۵	۱/۳۰۴	۰/۰۴۸	۰/۱۳۷	۰/۷۷۲	۰/۱۰۲	۰/۱۹۷	۰/۶۲۸	۵
۰/۲۴۹	۰/۴۸۷	۱/۳۲۷	۰/۰۴۹	۰/۱۲۸	۰/۷۵۹	۰/۱۲۹	۰/۲۴۴	۰/۷۳۸	۳
۰/۲۴۵	۰/۴۸۸	۱/۳۲۶	۰/۰۴۷	۰/۱۳۰	۰/۷۵۹	۰/۱۲۹	۰/۲۴۰	۰/۷۱۷	۵
۰/۲۹۰	۰/۴۹۲	۱/۳۱۸	۰/۰۴۹	۰/۱۱۶	۰/۷۶۳	۰/۱۵۸	۰/۲۸۲	۰/۸۴۳	۳
۰/۳۳۱	۰/۵۱۱	۱/۳۲۷	۰/۰۴۹	۰/۱۱۳	۰/۷۶۸	۰/۱۵۲	۰/۲۷۰	۰/۸۰۶	۵

۵- ارزیابی قاب‌های پیش‌ساخته

۵-۱- ارزیابی قاب‌های پیش‌ساخته با اتصال B

مقادیر مربوط به قاب‌ها با اتصال B برای تعداد دهانه‌های ۳ و ۵ و با تعداد طبقات ۴، ۶ و ۸ در جداول (۴) و (۵) آورده شده است. این پارامترها شامل T_e زمان تناوب مؤثر قاب (بر اساس تعریف آیین‌نامه FEMA 356)، Δ_y تغییر مکان تسلیم (بر اساس طیف ظرفیت ایده‌آل‌سازی شده)، Δ_u تغییر مکان نهایی، μ شکل‌پذیری، R_μ ضریب کاهش نیرو (رابطه (۲))، Ω ضریب اضافه مقاومت (رابطه (۳)) و R ضریب رفتار به روش مقاومت نهایی (رابطه (۵)) است. همان‌طور که از جداول بر می‌آید، در این اتصال شکل‌پذیری با افزایش تعداد طبقات کاهش پیدا کرده است. این روند کاهشی در کنار افزایش زمان تناوب باعث ایجاد مقادیری تقریباً ثابت برای ضریب کاهش نیرو شده. در کنار این ضریب، ضریب اضافه مقاومت با افزایش تعداد طبقات به سیر نزولی خود ادامه داده است. با توجه به روند ذکر شده برای این دو ضریب، منتهج آن‌ها که ضریب رفتار قاب را تشکیل می‌دهد با افزایش تعداد طبقات روندی کاهشی داشته است. مقادیر به دست آمده برای هر سه الگوی بارگذاری در این جداول به هم نزدیک هستند؛ این در حالی است که نتایج مربوط به

شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت و در نهایت ضریب رفتار دو بارگذاری یکنواخت و MRSA هم‌خوانی بیشتری نسبت به هم نشان می‌دهند. دلیل آن را می‌توان تأثیر مودهای بالاتر در بارگذاری MRSA و دور شدن الگوی این بارگذاری نسبت به شکل مثلثی بارگذاری جانبی دانست. قاب‌های سه دهانه بیشترین مقادیر مربوط به ضریب رفتار را به خود اختصاص داده‌اند. برای ارزیابی مقادیر ضریب رفتار به دست آمده از قاب پیش‌ساخته با اتصال B، مقدار ضریب رفتار این قاب‌ها با قاب‌های درجای معادلشان مقایسه شد. مقادیر پارامترهای مربوط به قاب‌های درجا در جداول (۶) و (۷) ارائه شده است.

همان‌طور که مشاهده می‌شود ضریب رفتار قاب‌های درجا از مقادیر مربوط به قاب‌های پیش‌ساخته با اتصال B بیشتر است. این در حالی است که زمان تناوب مربوط به قاب‌های یک‌پارچه کمتر از قاب‌های پیش‌ساخته است. ولی با این وجود، به دلیل شکل‌پذیری و اضافه مقاومت بیشتری که این قاب‌ها داشته‌اند، مقادیر بیشتری از ضریب رفتار را تقریباً برای تمام طبقات از خود نشان داده‌اند.

جدول ۴- پارامترهای لرزه‌ای مربوط به قاب‌های خمشی پیش‌ساخته ۳ دهانه با اتصال B

R	Ω	R_{μ}	μ	Δ_u (cm)	Δ_y (cm)	T_e (Sec)	نوع بارگذاری	تعداد طبقات
۴/۶۳	۱/۴۳	۳/۲۴	۳/۱۹	۱۸۵/۵۲	۵۸/۱۶	۰/۹۹۸	بارگذاری یکنواخت	۴ طبقه
۵/۲۹	۱/۵۶	۳/۳۹	۳/۳۵	۱۸۱/۹۲	۵۴/۳۰	۰/۹۷۴	بارگذاری مثلثی	
۴/۴۵	۱/۴۸	۳/۰۱	۲/۹۵	۱۸۶/۶۰	۶۳/۲۵	۱/۰۰۶	بارگذاری MRSA	۶ طبقه
۴/۵۵	۱/۳۸	۳/۲۹	۲/۹۶	۲۴۶/۴۲	۸۳/۲۵	۱/۲۷۹	بارگذاری یکنواخت	
۴/۷۸	۱/۳۹	۳/۴۴	۳/۰۹	۲۴۳/۷۲	۷۸/۸۷	۱/۲۵۷	بارگذاری مثلثی	۸ طبقه
۴/۴۶	۱/۳۶	۳/۲۸	۲/۹۵	۲۴۷/۸۵	۸۴/۰۲	۱/۲۸۶	بارگذاری MRSA	
۴/۳۵	۱/۳۱	۳/۳۲	۲/۸۵	۲۹۷/۶۰	۱۰۴/۴۲	۱/۵۳۱	بارگذاری یکنواخت	۸ طبقه
۴/۶۴	۱/۳۶	۳/۴۱	۲/۹۳	۲۹۶/۸۸	۱۰۱/۳۲	۱/۵۰۸	بارگذاری مثلثی	
۴/۳۲	۱/۳۵	۳/۲۰	۲/۷۵	۲۹۷/۳۶	۱۰۸/۱۳	۱/۵۵۳	بارگذاری MRSA	

جدول ۵- پارامترهای لرزه‌ای مربوط به قاب‌های خمشی پیش‌ساخته ۵ دهانه با اتصال B

R	Ω	R_{μ}	μ	Δ_u (cm)	Δ_y (cm)	T_e (Sec)	نوع بارگذاری	تعداد طبقات
۴/۰۵	۱/۳۸	۲/۹۴	۲/۹۳	۱۷۶/۷۶	۶۰/۳۳	۰/۹۶۰	بارگذاری یکنواخت	۴ طبقه
۴/۲۱	۱/۴۲	۲/۹۷	۲/۹۶	۱۷۳/۱۶	۵۸/۵۰	۰/۹۳۵	بارگذاری مثلثی	
۴/۲۶	۱/۴۵	۲/۹۴	۲/۹۳	۱۷۷/۴۸	۶۰/۵۷	۰/۹۶۵	بارگذاری MRSA	۶ طبقه
۴/۰۰	۱/۳۳	۳/۰۰	۲/۷۴	۲۳۲/۳۸	۸۴/۸۱	۱/۲۲۰	بارگذاری یکنواخت	
۴/۰۲	۱/۲۸	۳/۱۴	۲/۸۶	۲۳۱/۱۲	۸۰/۸۱	۱/۲۰۰	بارگذاری مثلثی	۸ طبقه
۴/۲۲	۱/۳۵	۳/۱۳	۲/۸۵	۲۳۳/۴۶	۸۱/۸۲	۱/۲۲۶	بارگذاری MRSA	
۳/۸۷	۱/۲۸	۳/۰۲	۲/۶۵	۲۷۱/۴۴	۱۰۲/۴۳	۱/۴۱۳	بارگذاری یکنواخت	۸ طبقه
۳/۸۲	۱/۲۵	۳/۰۶	۲/۶۸	۲۷۲/۸۸	۱۰۱/۸۲	۱/۳۹۷	بارگذاری مثلثی	
۳/۹۷	۱/۳۲	۲/۹۴	۲/۵۸	۲۷۰/۴۸	۱۰۴/۸۴	۱/۴۳۱	بارگذاری MRSA	

جدول ۶- پارامترهای لرزه‌ای مربوط به قاب‌های خمشی درجای ۳ دهانه

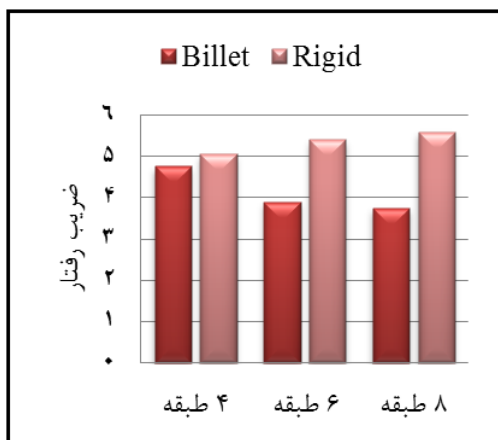
R	Ω	R_{μ}	μ	Δ_u (cm)	Δ_y (cm)	T_e (Sec)	نوع بارگذاری	تعداد طبقات
۵/۰۷	۱/۵۲	۳/۳۴	۳/۷۶	۸۶/۴۲	۲۲/۹۸	۰/۵۵۶	بارگذاری یکنواخت	۴ طبقه
۴/۹۱	۱/۵۳	۳/۲۱	۳/۵۹	۸۷/۷۳	۲۴/۴۴	۰/۵۵۶	بارگذاری مثلثی	
۵/۰۲	۱/۴۹	۳/۳۷	۳/۸۰	۸۶/۳۶	۲۲/۷۳	۰/۵۵۶	بارگذاری MRSA	۶ طبقه
۵/۴۱	۱/۴۶	۳/۷۱	۳/۹۵	۱۰۹/۲۸	۲۷/۶۶	۰/۶۶۰	بارگذاری یکنواخت	
۵/۲۱	۱/۴۷	۳/۵۴	۳/۷۵	۱۱۰/۸۴	۲۹/۵۶	۰/۶۵۹	بارگذاری مثلثی	۸ طبقه
۵/۴۷	۱/۴۶	۳/۷۵	۴/۰۰	۱۰۹/۰۹	۲۷/۲۷	۰/۶۶۰	بارگذاری MRSA	
۵/۶۰	۱/۴۲	۳/۹۵	۴/۰۵	۱۱۷/۹۴	۲۹/۱۲	۰/۷۳۱	بارگذاری یکنواخت	۸ طبقه
۵/۱۱	۱/۳۷	۳/۷۳	۳/۸۰	۱۲۱/۸۰	۳۲/۰۵	۰/۷۳۱	بارگذاری مثلثی	
۵/۶۶	۱/۴۳	۳/۹۶	۴/۰۶	۱۱۷/۴۱	۲۸/۹۲	۰/۷۳۱	بارگذاری MRSA	

جدول ۷- پارامترهای لرزه‌ای مربوط به قاب‌های خمشی درجای ۵ دهانه

R	Ω	R_{μ}	μ	Δ_u (cm)	Δ_y (cm)	T_e (Sec)	نوع بارگذاری	تعداد طبقات
۴/۵۸	۱/۵۳	۳/۰۰	۳/۳۵	۸۳/۲۶	۲۴/۸۵	۰/۵۴۲	بارگذاری یکنواخت	۴ طبقه
۴/۵۹	۱/۶۰	۲/۸۷	۳/۱۹	۸۴/۱۷	۲۶/۳۸	۰/۵۴۲	بارگذاری مثلثی	
۴/۶۵	۱/۵۴	۳/۰۲	۳/۳۸	۸۳/۲۶	۲۴/۶۳	۰/۵۴۲	بارگذاری MRSA	۶ طبقه
۴/۷۸	۱/۴۰	۳/۴۲	۳/۶۵	۱۰۵/۸۴	۲۹/۰۰	۰/۶۳۹	بارگذاری یکنواخت	
۴/۷۰	۱/۴۷	۳/۲۰	۳/۳۹	۱۰۷/۲۱	۳۱/۶۲	۰/۶۳۹	بارگذاری مثلثی	۸ طبقه
۴/۸۱	۱/۴۰	۳/۴۳	۳/۶۷	۱۰۵/۷۵	۲۸/۸۱	۰/۶۳۹	بارگذاری MRSA	
۵/۰۱	۱/۴۲	۳/۵۱	۳/۶۶	۱۱۰/۶۴	۳۰/۲۳	۰/۶۸۵	بارگذاری یکنواخت	۸ طبقه
۴/۸۳	۱/۴۴	۳/۳۵	۳/۴۷	۱۱۴/۴۶	۳۲/۹۸	۰/۶۸۴	بارگذاری مثلثی	
۴/۹۴	۱/۴۰	۳/۵۳	۳/۶۸	۱۱۰/۲۸	۲۹/۹۷	۰/۶۸۵	بارگذاری MRSA	

نبوده و از روند خاصی تبعیت نمی‌کنند. برای مقایسه پارامترهای به دست آمده برای قاب‌ها با اتصال W با مقادیر مربوط به قاب‌های یک‌پارچه معادل، پارامترهای مربوط به قاب‌های یکپارچه در جداول (۱۰) و (۱۱) آورده شده است. همان‌طور که از نتایج بر می‌آید شکل‌پذیری برای قاب‌های یکپارچه مورد بررسی مقدار تقریباً ثابتی داشته است. این مقادیر در مقایسه با شکل‌پذیری قاب‌های پیش‌ساخته معادلشان بیشتر است. این امر به دلیل یکپارچگی ناشی از اتصالات صلب در این‌گونه قاب‌ها می‌باشد. با توجه به شکل-پذیری و افزایش زمان تناوب، ضریب کاهش نیرو با افزایش تعداد طبقات افزایش داشته است. اما روند افزایش آن در مقایسه با قاب پیش‌ساخته کمتر است. با وجود این به دلیل شکل‌پذیری بالاتر این قاب‌ها ضریب کاهش نیرو در آن‌ها نسبت به قاب‌های پیش‌ساخته بیشتر است. همچنین در اکثر قاب‌های درجا ضریب اضافه مقاومت بیشتر به دست آمده است. بنابر این ضریب رفتار قاب‌های درجا در این مورد نیز بزرگ‌تر از مقادیر قاب‌های پیش‌ساخته است.

به منظور مقایسه بهتر ضریب رفتار قاب‌های پیش‌ساخته و درجا، مقادیر این ضرایب برای قاب‌های ۳ دهانه با اتصالات B و قاب‌ها با اتصالات W (و قاب‌های درجای معادلشان) به ترتیب در اشکال (۱۲) و (۱۳) آورده شده است. همان‌طور که در این شکل نیز پیداست قاب‌های پیش‌ساخته ضرایب رفتار کمتری از خود نشان داده‌اند. با این وجود قاب‌های پیش‌ساخته با اتصال W به دلیل داشتن اتصالاتی با رفتار مناسب‌تر روند نزدیک‌تری به قاب یکپارچه معادل طی کرده‌اند.



شکل ۱۲- مقایسه ضرایب رفتار برای قاب‌های ۳ دهانه با بارگذاری یکنواخت

در مقایسه ضریب رفتار قاب‌های درجا با قاب‌های پیش‌ساخته می‌توان به این نتیجه‌گیری رسید که با افزایش ارتفاع اختلاف بین مقادیر دو نوع قاب بیشتر شده و در نتیجه در ۸ طبقه شاهد بیشترین اختلاف در مقادیر ضریب رفتار هستیم. با این وجود در ۴ طبقه مقادیر هر دو قاب قابل مقایسه با یکدیگرند. البته این هم‌خوانی در طبقات پایین به دلیل رفتار نزدیک این دو قاب نبوده و بیشتر به دلیل زمان تناوب بالاتری است که در قاب پیش‌ساخته مشاهده می‌شود. افزایش اختلاف مقادیر در طبقات بالاتر نیز به دلیل رفتار هر چه نامتوازن‌تر در لنگرهای مثبت و منفی و عدم توانایی انتقال لنگر از طرف اتصالات B (به خصوص با توجه به تأثیر و نقش تیر در کنترل دررفت، مقاومت و شکل‌پذیری قاب‌ها در سازه‌های بلندتر) است. بیشترین اختلاف مربوط به بارگذاری یکنواخت و کمترین آن مربوط به بارگذاری مثلثی است، اما در نهایت نتایج هر سه بارگذاری تطابق خوبی با هم دارند.

۵-۲- ارزیابی قاب‌های پیش‌ساخته با اتصال W

جداول (۸) و (۹) مقادیر مربوط به پارامترهای لرزه‌ای قاب‌های پیش‌ساخته با اتصال W را برای انواع دهانه‌ها و طبقات مختلف را نشان می‌دهد. همان‌طور که در این جداول مشاهده می‌شود شکل‌پذیری مربوط به قاب‌ها با این اتصال در حالت کلی با افزایش ارتفاع روندی افزایشی داشته است. با توجه به افزایش زمان تناوب، با اضافه شدن تعداد طبقات مقادیر مربوط به ضریب کاهش نیرو روند تندتری به خود گرفته است. روند افزایشی شکل‌پذیری این قاب‌ها می‌تواند به دلیل رفتار بهتر اتصال W در زمینه سختی و مقاومت نسبت به اتصال قبلی و توازن بیشتر بین لنگرهای مثبت و منفی باشد. اما ضریب افزایش مقاومت با اضافه شدن تعداد طبقات مقادیر تقریباً ثابتی داشته و از روند خاصی تبعیت نمی‌کند. با ضرب مقادیر این دو ضریب، ضریب رفتار مربوط به قاب‌ها با این اتصال بدست آمده است که تقریباً روندی افزایشی داشته است. از آنجایی که مقادیر مربوط به ابعاد تیر و ناحیه اتصال برای این قاب‌ها متفاوت از قاب‌ها با اتصال قبلی بوده است، مقایسه مقادیر این نوع قاب با قاب‌ها با اتصالات قبلی مناسب نمی‌باشد.

پارامترهای مربوط به سه شکل بارگذاری در این‌جا نیز مقادیر مشابهی را نشان می‌دهند. اما مقادیر مربوط به بارگذاری یکنواخت و MRSA نسبتاً به یکدیگر نزدیک‌ترند. مقادیر حداکثری و حداقلی پارامترها نسبت به نوع بارگذاری حساس

جدول ۸- پارامترهای لرزه‌ای مربوط به قاب‌های خمشی پیش‌ساخته ۳ دهانه با اتصال W

R	Ω	R_{μ}	μ	A_u (cm)	A_y (cm)	T_e (Sec)	نوع بارگذاری	تعداد طبقات
۳/۲۴	۱/۴۶	۲/۲۲	۲/۱۶	۱۷۱/۱۲	۷۹/۲۲	۰/۹۳۶	بارگذاری یکنواخت	۴ طبقه
۳/۴۰	۱/۴۶	۲/۳۳	۲/۲۷	۱۶۹/۰۸	۷۴/۴۸	۰/۹۱۵	بارگذاری مثلثی	
۳/۲۶	۱/۴۷	۲/۲۲	۲/۱۶	۱۷۲/۰۸	۷۹/۶۶	۰/۹۴۲	بارگذاری MRSA	
۳/۹۷	۱/۴۴	۲/۷۶	۲/۴۵	۲۲۲/۸۴	۹۰/۹۶	۱/۲۰۵	بارگذاری یکنواخت	۶ طبقه
۳/۷۶	۱/۳۵	۲/۷۸	۲/۴۷	۲۲۱/۲۲	۸۹/۵۶	۱/۱۸۳	بارگذاری مثلثی	
۳/۷۵	۱/۴۰	۲/۶۸	۲/۳۸	۲۱۵/۴۶	۹۰/۵۳	۱/۲۱۵	بارگذاری MRSA	
۴/۷۰	۱/۴۸	۳/۱۸	۲/۶۹	۲۶۰/۸۸	۹۶/۹۸	۱/۴۱۲	بارگذاری یکنواخت	۸ طبقه
۴/۶۶	۱/۵۰	۳/۱۱	۲/۶۴	۲۶۴/۲۴	۱۰۰/۰۹	۱/۳۹۶	بارگذاری مثلثی	
۴/۷۹	۱/۴۶	۳/۲۸	۲/۷۸	۲۵۸/۲۴	۹۲/۸۹	۱/۴۲۶	بارگذاری MRSA	

جدول ۹- پارامترهای لرزه‌ای مربوط به قاب‌های خمشی پیش‌ساخته ۵ دهانه با اتصال W

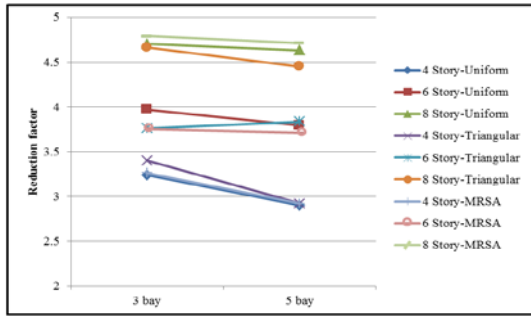
R	Ω	R_{μ}	μ	A_u (cm)	A_y (cm)	T_e (Sec)	نوع بارگذاری	تعداد طبقات
۲/۹۰	۱/۳۷	۲/۱۱	۲/۳۶	۱۷۲/۵۹	۸۴/۱۹	۰/۹۴۸	بارگذاری یکنواخت	۴ طبقه
۲/۹۲	۱/۳۷	۲/۱۴	۲/۰۷	۱۷۰/۰۴	۸۲/۱۴	۰/۹۲۶	بارگذاری مثلثی	
۲/۹۲	۱/۳۹	۲/۱۰	۲/۰۴	۱۷۲/۸۰	۸۴/۷۱	۰/۹۵۲	بارگذاری MRSA	
۳/۷۹	۱/۴۳	۲/۶۵	۲/۳۶	۲۱۶/۹۰	۹۱/۹۱	۱/۱۶۶	بارگذاری یکنواخت	۶ طبقه
۳/۸۳	۱/۴۷	۲/۶۱	۲/۳۲	۲۱۸/۱۶	۹۴/۰۳	۱/۱۵۴	بارگذاری مثلثی	
۳/۷۱	۱/۴۳	۲/۵۹	۲/۳۱	۲۱۶/۱۸	۹۳/۵۸	۱/۱۷۶	بارگذاری MRSA	
۴/۶۳	۱/۵۷	۲/۹۵	۲/۵۲	۲۵۴/۴۰	۱۰۰/۹۵	۱/۴۰۰	بارگذاری یکنواخت	۸ طبقه
۴/۴۵	۱/۵۲	۲/۹۳	۲/۵۰	۲۵۶/۰۸	۱۰۲/۴۳	۱/۳۸۰	بارگذاری مثلثی	
۴/۷۱	۱/۵۵	۳/۰۴	۲/۵۹	۲۵۲/۲۴	۹۷/۳۹	۱/۴۰۹	بارگذاری MRSA	

جدول ۱۰- پارامترهای لرزه‌ای مربوط به قاب‌های خمشی درجای ۳ دهانه

R	Ω	R_{μ}	μ	A_u (cm)	A_y (cm)	T_e (Sec)	نوع بارگذاری	تعداد طبقات
۵/۱۸	۱/۵۸	۳/۲۷	۳/۴۷	۱۰۹/۷۶	۳۱/۶۳	۰/۶۵۱	بارگذاری یکنواخت	۴ طبقه
۵/۴۲	۱/۶۱	۳/۳۷	۳/۵۸	۱۱۲/۸۵	۳۱/۵۲	۰/۶۴۹	بارگذاری مثلثی	
۵/۲۸	۱/۶۰	۳/۳۰	۳/۵۰	۱۰۹/۶۷	۳۱/۳۳	۰/۶۵۱	بارگذاری MRSA	
۵/۲۲	۱/۵۱	۳/۴۶	۳/۴۸	۱۲۴/۱۶	۳۵/۶۸	۰/۷۴۲	بارگذاری یکنواخت	۶ طبقه
۵/۰۹	۱/۵۰	۳/۳۹	۳/۴۱	۱۲۷/۳۹	۳۷/۳۶	۰/۷۴۱	بارگذاری مثلثی	
۵/۵۳	۱/۵۷	۳/۵۲	۳/۵۵	۱۲۳/۶۸	۳۴/۸۴	۰/۷۴۳	بارگذاری MRSA	
۵/۲۵	۱/۴۶	۳/۵۹	۳/۴۳	۱۳۹/۰۳	۴۰/۵۳	۰/۸۴۷	بارگذاری یکنواخت	۸ طبقه
۵/۱۴	۱/۴۸	۳/۴۷	۳/۳۱	۱۴۲/۹۴	۴۳/۱۸	۰/۸۴۶	بارگذاری مثلثی	
۵/۵۴	۱/۵۱	۳/۶۷	۳/۵۱	۱۳۷/۸۸	۳۹/۲۸	۰/۸۴۷	بارگذاری MRSA	

جدول ۱۱- پارامترهای لرزه‌ای مربوط به قاب‌های خمشی درجای ۵ دهانه

R	Ω	R_{μ}	μ	A_u (cm)	A_y (cm)	T_e (Sec)	نوع بارگذاری	تعداد طبقات
۴/۳۸	۱/۴۷	۲/۹۸	۳/۱۵	۱۰۶/۵۴	۳۳/۸۲	۰/۶۳۷	بارگذاری یکنواخت	۴ طبقه
۴/۷۰	۱/۵۷	۲/۹۹	۳/۱۷	۱۰۷/۶۳	۳۳/۹۵	۰/۶۳۵	بارگذاری مثلثی	
۴/۴۹	۱/۵۰	۲/۹۹	۳/۱۷	۱۰۶/۶۱	۳۳/۶۳	۰/۶۳۷	بارگذاری MRSA	
۴/۶۸	۱/۴۴	۳/۲۵	۳/۲۹	۱۱۹/۹۷	۳۶/۴۷	۰/۷۲۰	بارگذاری یکنواخت	۶ طبقه
۴/۸۸	۱/۵۶	۳/۱۳	۳/۱۶	۱۳۶/۲۵	۴۵/۴۲	۰/۷۱۹	بارگذاری مثلثی	
۴/۸۰	۱/۴۶	۳/۲۸	۳/۳۳	۱۱۹/۶۶	۳۵/۹۳	۰/۷۲۰	بارگذاری MRSA	
۴/۶۶	۱/۴۴	۳/۲۴	۳/۱۳	۱۳۲/۱۴	۴۲/۲۲	۰/۸۰۹	بارگذاری یکنواخت	۸ طبقه
۴/۸۵	۱/۵۶	۳/۱۱	۳/۰۰	۱۳۶/۲۵	۴۵/۴۲	۰/۸۰۸	بارگذاری مثلثی	
۴/۶۸	۱/۵۲	۳/۰۸	۲/۹۷	۱۳۶/۲۵	۴۵/۸۸	۰/۸۰۸	بارگذاری MRSA	

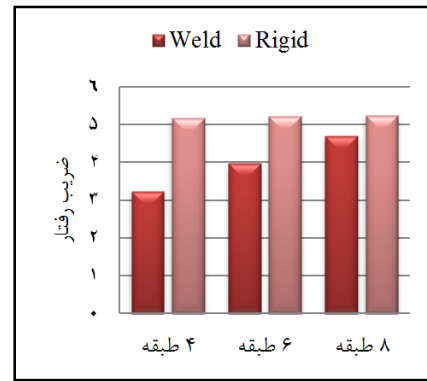


شکل ۱۵- مقایسه ضریب رفتار قاب‌های پیش‌ساخته با اتصالات W در دهانه‌های مختلف

۷- مقایسه انواع تحلیل‌های پوش‌آور صورت گرفته

برای مقایسه بهتر انواع تحلیل‌های به کار رفته، مقادیر مربوط به تغییر مکان‌های نهایی و برش پایه نظیر آن‌ها به ترتیب در شکل‌های (۱۶) و (۱۷) برای تحلیل‌های پوش‌آور با توزیع مثلثی، یکنواخت، MRSA و MPA (با دو روش جمع آثار مودی SRSS و CQC) برای قاب‌ها با اتصال W با ۳ دهانه آورده شده است. همان‌طوری که مشاهده می‌شود، تمام تحلیل‌های پوش‌آور صورت گرفته، میزان تغییر مکان نهایی را نزدیک به هم حدس زده‌اند. تغییر مکان‌های ارائه شده توسط تحلیل MPA در دو حالت SRSS و CQC نیز کاملاً به هم نزدیک هستند. مقادیر این تحلیل با توزیع مثلثی تطابق بیشتری دارد. مقادیر یکسان به دست آمده نشان دهنده عدم تأثیر الگوی بار جانبی بر مقادیر تغییر مکان نهایی است.

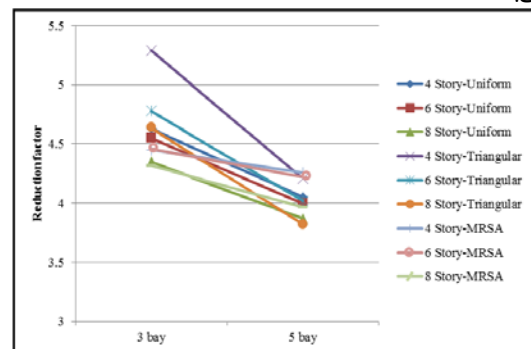
با وجود مقادیر نزدیک ارائه شده برای تغییر مکان‌ها، برش پایه قاب‌ها با الگوی بار جانبی متفاوت با هم اختلاف قابل توجهی دارند. تقریباً در تمام مدل‌های مورد بررسی، تحلیل پوش‌آور با توزیع مثلثی کمترین مقدار از برش پایه را نشان داده است. برش پایه مربوط به دو تحلیل MRSA و یکنواخت تطابق بیشتری دارند (این در حالی است که با افزایش ارتفاع، تحلیل MRSA مقادیر بیشتری را ارائه می‌دهد که می‌تواند به دلیل تأثیرگذاری مودهای بالاتر باشد) و مقدار برش پایه بیشتری را نسبت به تحلیل مثلثی ارائه داده‌اند. این رفتار به دلیل پایین آمدن نقطه تأثیر برآیند بارهای جانبی نسبت به تحلیل مثلثی در این تحلیل‌ها است. اما تحلیل MPA در هر دو حالت خود برش پایه تقریباً یکسانی را ارائه داده است. برش پایه نظیر این تحلیل از مقداری بین دو تحلیل یکنواخت و مثلثی در قاب‌های ۴ طبقه شروع شده و با افزایش ارتفاع با توجه به تأثیر مودهای بالاتر در قاب‌ها با تعداد طبقات بیشتر، مقداری در حد و یا بیشتر از سایر انواع تحلیل‌ها از خود نشان می‌دهد.



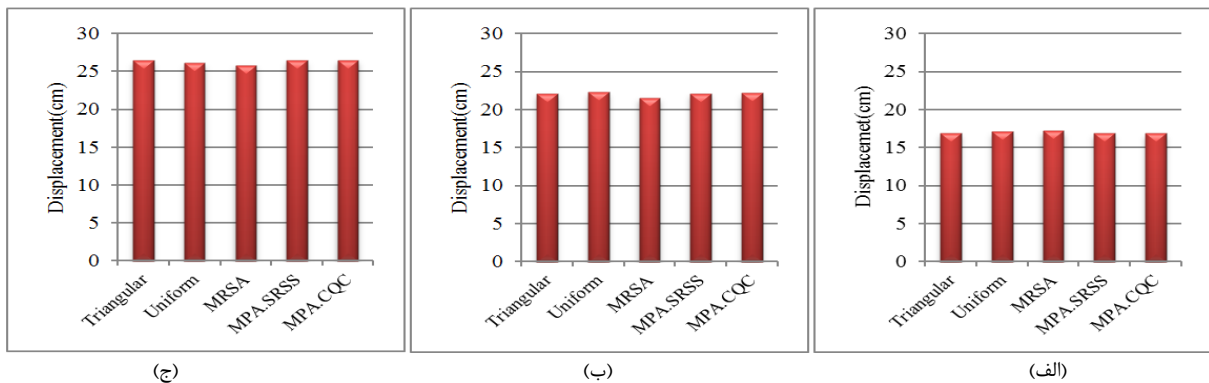
شکل ۱۳- مقایسه ضرایب رفتار برای قاب‌های ۳ دهانه با بارگذاری یکنواخت

۶- تأثیر تعداد دهانه‌ها بر مقادیر مربوط به ضریب رفتار قاب‌های پیش‌ساخته

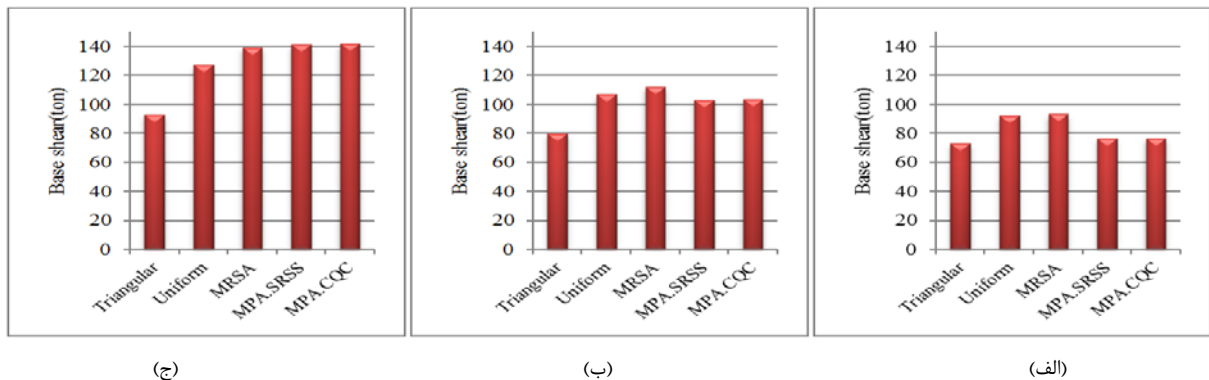
برای مقایسه بهتر و مشاهده تأثیر تعداد دهانه‌ها بر مقادیر ضریب رفتار قاب‌ها، این مقادیر برای دهانه‌های مختلف و انواع قاب‌های پیش‌ساخته با اتصالات B و W به ترتیب در اشکال (۱۴) و (۱۵) آورده شده است. همان‌طور که از نتایج ارائه شده برای هر کدام از قاب‌های مدل شده پیش‌ساخته و یکپارچه بر می‌آید نسبت تغییر مکان نهایی به تغییر مکان تسلیم (شکل پذیری) به دلیل حضور تعداد المان‌های کمتر در مسیر انتقال نیرو و سختی کمتر برای قاب‌های ۳ دهانه بیشتر است. زمان تناوب مؤثر قاب‌های سه دهانه نیز نسبت به قاب‌های پنج دهانه بالاتر بوده است. با توجه به مقادیر بیشتر به دست آمده برای دو عامل شکل‌پذیری و زمان تناوب، ضریب کاهش نیرو برای قاب‌های ۳ دهانه بیشتر به دست آمده است. اما در مورد ضریب اضافه مقاومت روند مشخصی قابل ذکر نیست و در نهایت ضریب رفتار قاب‌های ۳ دهانه نسبت به قاب‌های ۵ دهانه بیشتر بوده است.



شکل ۱۴- مقایسه ضریب رفتار قاب‌های پیش‌ساخته با اتصالات B در دهانه‌های مختلف



شکل ۱۶- مقادیر تغییر مکان مربوط به قاب‌های خمشی پیش‌ساخته ۳ دهانه با اتصال W: الف) ۴ طبقه، ب) ۶ طبقه، ج) ۸ طبقه



شکل ۱۷- مقادیر برش پایه مربوط به قاب‌های خمشی پیش‌ساخته ۳ دهانه با اتصال W: الف) ۴ طبقه، ب) ۶ طبقه، ج) ۸ طبقه

• قاب‌های خمشی پیش‌ساخته با اتصال نیمه صلب W با میانگین ضریب رفتاری برابر با $3/85$ با داشتن اختلافی برابر با $22/6\%$ نسبت به قاب‌های خمشی در جای معادلشان با میانگین ضریب رفتاری برابر با $4/98$ مقادیر ضریب رفتار کمتری از خود نشان دادند.

• در قاب‌های خمشی پیش‌ساخته با اتصال B در بین دو نوع قاب ۳ و ۵ دهانه، قاب‌های ۳ دهانه با میانگین ضریب رفتاری برابر $4/61$ نسبت به قاب‌های ۵ دهانه با میانگین ضریب رفتاری برابر $4/04$ با داشتن اختلافی برابر $12/3\%$ مقدار ضریب رفتار بیشتری را ارائه کرده‌اند.

• در قاب‌های خمشی پیش‌ساخته با اتصال W در بین دو نوع قاب ۳ و ۵ دهانه، قاب‌های ۳ دهانه با میانگین ضریب رفتاری برابر $3/94$ نسبت به قاب‌های ۵ دهانه با میانگین ضریب رفتاری برابر $3/76$ با داشتن اختلافی برابر $4/3\%$ مقدار ضریب رفتار بیشتری را ارائه کرده‌اند.

• مقادیر ضریب رفتار ارائه شده توسط سه توزیع مثلی، یکنواخت و MRSA به هم نزدیک بود. این امر بیانگر عدم حساسیت ضریب رفتار نسبت به الگوی توزیع بار جانبی اعمال شده بر سازه است.

با وجود تأثیر الگوی جانبی بر برش پایه قاب‌ها، مقادیر برش پایه همان‌طور که در جداول مشاهده شد برای الگوهای مختلف کاملاً به هم نزدیک به دست آمده‌اند. این نتیجه بیانگر ثابت ماندن نسبت‌های یاد شده در روابط (۲) و (۳) برای دو پارامتر ضریب کاهش نیرو و ضریب اضافه مقاومت است. به عبارت دیگر ثابت ماندن نسبت ترازهای مقاومت در منحنی برش پایه تغییر مکان برای الگوهای مختلف بارگذاری ثابت است.

۸- نتیجه‌گیری

در این تحقیق با بررسی سازه پیش‌ساخته و درجا، تأثیر عواملی چون اتصالات پیش‌ساخته (دو نوع اتصال)، تعداد طبقات، تعداد دهانه‌ها و توزیع بار جانبی مورد بررسی قرار گرفت. در این قسمت، نتایج مربوط به قاب‌های خمشی متوسط پیش‌ساخته به دست آمده از این تحقیق به اختصار گزارش شده است:

• قاب‌های خمشی پیش‌ساخته با اتصال نیمه‌صلب B با میانگین ضریب رفتاری برابر با $4/33$ با داشتن اختلافی برابر با $13/7\%$ نسبت به قاب‌های خمشی در جای معادلشان با میانگین ضریب رفتاری برابر با $5/02$ مقادیر ضریب رفتار کمتری از خود نشان دادند.

- مقادیر تغییر مکان نهایی برای تمام توزیع‌های مثلثی، یکنواخت، MRSA و MPA تقریباً یکسان هستند. این در حالی است که مقادیر برش پایه ناشی از توزیع مثلثی از سایر توزیع‌ها است. مقادیر برش پایه برای توزیع‌های مودال MRSA و MPA با افزایش تعداد طبقات نسبت به توزیع مثلثی افزایش پیدا می‌کنند.
- ۹- مراجع**
- [10] Mata, P., Barbat, A. H., Oller, S., Boroschek, R., "Evaluation of the Seismic Behavior of Precast Concrete Building with Energy Dissipating Devices", *Structural Engineering*, 4 (2), 2006, 38-49.
- [11] Elliott, K. S., Davies, G., Ferreira, M., Gorgun, H., Mahdi, A. A., "Can Precast Concrete Structures be Designed as Semi-Rigid Frames Part 1: The Experimental Evidence", *Structural Engineer*, 2003, 81 (16), 14-27.
- [12] Elliott, K. S., Davies, G., Ferreira, M., Gorgun, H., Mahdi, A. A., "Can Precast Concrete Structures be Designed as Semi-Rigid Frames Part 2: Analytical Equations & Column Effective Length Factors", *Structural Engineer*, 2003, 81 (16), 28-37.
- [13] Uang, C. M., "Establishing R (or R_w) and Cd Factors for Building Seismic Provisions", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 1991, 117 (1), 19-28.
- [14] Federal Emergency Management Agency (FEMA), "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings 2003 Edition", (FEMA 451), Washington, DC, June 2004, pp 423-425.
- [۱۵] مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن "آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)", ویرایش چهارم، تهران، ۱۳۹۲.
- [16] International Conference of Building Official, "Uniform Building Code (UBC)", California, US, May 1994, pp 233-241.
- [17] Computers and Structures Inc., "CSI Perform 3D (Version 4.0.3), Release 2006, Element Description & User Guide", Berkeley, California, US, 2006.
- [18] Paulay, P., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", John Wiley & Sons, 1992, pp 142-144.
- [19] Federal Emergency Management Agency (FEMA), "NEHRP Provisions for Seismic Rehabilitation of Buildings", Rep. FEMA 356, Washington DC, 2000, pp 332-342.
- [۲۰] معاونت امور فنی، "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه شماره ۳۶۰)", دفتر امور فنی تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله، ۱۳۸۵.
- [21] Chopra, A. K., Goel, R. K., "A Modal Pushover Analysis Procedure for Estimating Seismic Demands for Building", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2002, 31 (3), 561-582.
- [1] Choi, H., Choi, Y., Choi, C., "Development and Testing of Precast Concrete Beam-to-Column Connections", *Engineering Structures*, 2013, 56 (2), 1820-1835.
- [2] Hyeong, J., Hong, G., Tae, E., "Cyclic Loading Test for Reinforced-Concrete of Precast Concrete Moment Frame", *ACI Structural Journal*, 2013, 110 (1), 115-125.
- [3] Wichen, X., Yang, X., "Seismic Tests of Concrete Moment-Resisting Frames and Connections", *PCI Journal*, 2010, 12 (4), 102-121.
- [4] Maya, L., Zanuy, C., Albajar, L., Lopez, C., Portabella, J., "Experimental Assessment of Connections for Precast Concrete Frames Using Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete Construction", 2013, 48 (3), 173-186.
- [5] Rodriguez, M., Torres, M., "Seismic Behavior of A Type of Welded Precast Concrete Beam-Column Connection", *PCI Journal*, 2013, 18 (12), 81-94.
- [6] Hong, W., Kim, S., Park, S., Kim, J., Lee, S., Yoon, K., Kim, S., "Composite Beam Composed of Steel and Precast Concrete (Modularized Hybrid System)", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2010, 19 (1), 707-727.
- [7] Fan, L., Lu, X., "Investigation on Seismic Behavior of Jointed Precast Concrete Frame Structures", *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, China, 2008, pp 12-17.
- [8] Arslan, M. H., Gulay, F. G., "Numerical Study on Seismic Behavior of Precast concrete Connection Zone", *Iranian Journal of Science & Technology Transaction B*, 2009, 123-127.
- [9] Jianguo, C., Jian, F., Zan, W., Yao, C., Yafei, L., "Investigation of a Precast Concrete Structure System", *International Conference on Information Management, Innovation Management & Industrial Engineering*, China, 2008, pp 449-452.

EXTENDED ABSTRACT

Evaluation of Precast Connections Effect on Reduction Factor in Precast Concrete Frames

Seyed Neyram Ahooghalandary ^{a,*}, Morteza Madhkhan ^b

^a Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, Iran

^b Faculty of Civil Engineering, Isfahan University of Technology, Iran

Received: 23 July 2015; Accepted: 31 January 2016

Keywords:

Precast moment frame, Reduction factor, Precast connection, Pushover analysis

1. Introduction

With increasing population and necessity of building construction in the least time, we need to use the precast structures. However, due to some problems, the precast industry has not reached to its whole potential yet. The main problem is due to their precast concrete connections. The reduction factor is an important factor in linear analysis that indicates inelastic behaviors of structure such as resistance and ductility in nonlinear stage. In spite of many studies to obtain reduction factor of monolithic structures, we have a little information about this factor in precast ones. Hence, determining this factor is necessary for this type of structures. In this research, moment resistant precast systems in 4, 6 and 8 stories with 3 and 5 bays were investigated. The effects of two types of typical beam to column connections were evaluated. Nonlinear static pushover in three forms of triangular, uniform and modal was applied. The results indicate that precast concrete moment frames have reduction factor less than equivalent in site moment frames.

2. Methodology

2.1. Precast connections

In this research two different popular moment frame connections were used. In the first type, the end of beam sits on the concrete corbel and in the second type steel angel connects precast beam to column. At this stage, the connections are assumed to be hinged, but after installation, these connections can transfer moments with regard to their relative rigidities. “Welded plate” and “steel billet” beam to column connections that presented by Elliot et al. [1, 2] were used in this research. These connections are widely used in precast industry (for details see Fig. 1).

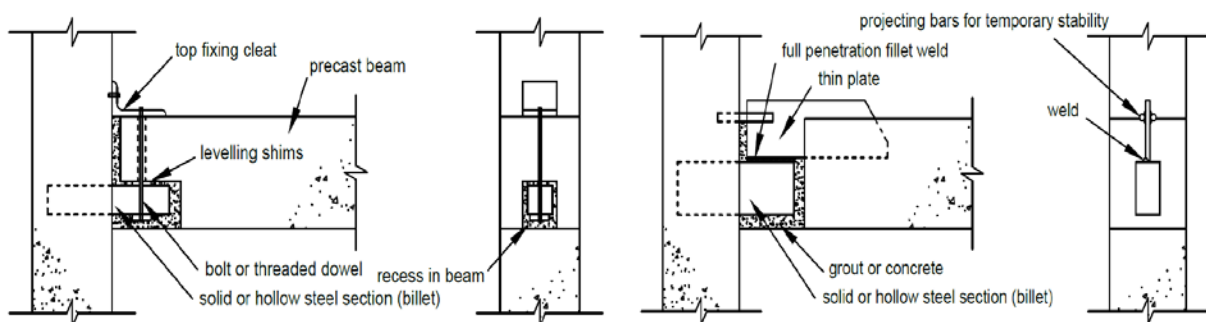


Fig. 1. Steel billet and welded plate connections

* Corresponding Author

E-mail addresses: ahooghalandary@tabrizu.ac.ir (Seyed Neyram Ahooghalandary), madhkhan@cc.iut.ac.ir (Morteza Madhkhan).

2.2. Studied models

A set of 3 and 5 bay frames in 4, 6 and 8 story were evaluated in this research. It was assumed that investigated structures have no torque and out of plane buckling, so they were modeled as 2D frames (Fig. 2). Applied push over analysis is in three forms:

1. Uniform distribution: the lateral force at a floor is equal to the mass of the floor, i.e. $S_i^* = m_j$ where m_j is the mass and S_j^* is lateral force.
2. Triangular distribution: the lateral force at a floor is computed by $S_i^* = m_j h_j$ where m_j is the mass and h_j is the height of the j^{th} floor.
3. MRSA distribution: the lateral force is proportional to obtained force from response spectrum analysis. This distribution shall be used when the period of the fundamental mode exceeds from 1.0 s. The number of the required modes should contain at least 90% of the total building mass.

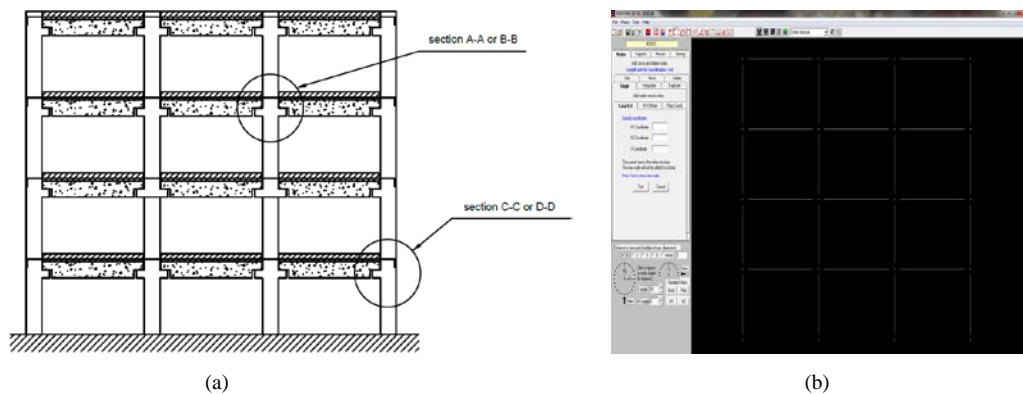


Fig. 2. (a) Schematic view of evaluated precast dual system, (b) modeling of precast frame in software

3. Results and discussion

The results showed that by increasing the height of frames, the ductility reduction factor is increased (because of increasing period) in two connections and the over strength factor behaves inversely in steel billet and increased in welded plate connection. Tables 1 and 2 indicate the reduction factors of precast moment frames casted respectively by steel billet connection and welded plate connection for 4 story and 3 bay frames. As shown in Tables 1 and 2, the results of three analyses are close, but the results of uniform and MRSA analyses are more associated. The reduction factors of precast frames were evaluated less than ones of monolithic frames.

Table 1. Reduction factors and related parameters for 4 story and 3 bay frame for steel billet connection frame

Number	distribution	T_e (s)	Δ_y (cm)	Δ_u (cm)	μ	R_μ	Ω	R
4 story	uniform	0.998	58.16	185.52	3.19	3.24	1.43	4.63
	triangular	0.974	54.30	181.92	3.35	3.39	1.56	5.29
	MRSA	1.006	63.25	186.60	2.95	3.01	1.48	4.45

Table 2. Reduction factors and related parameters for 4 story and 3 bay frame for welded plate connection frame

Number	distribution	T_e (s)	Δ_y (cm)	Δ_u (cm)	μ	R_μ	Ω	R
4 story	uniform	0.936	79.22	171.12	2.16	2.22	1.46	3.24
	triangular	0.915	74.48	169.08	2.27	2.33	1.46	3.40
	MRSA	0.942	79.66	172.08	2.16	2.22	1.47	3.26

4. Conclusions

Precast structure is such a structure with semi rigid connections. Semi rigid precast connections have more effect on seismic behavior of such structures. Therefore, using reduction factor of in-site structures for precast ones is not appropriate. In this research reduction factor of precast concrete structures with two kinds of semi rigid connections were evaluated and compared with equivalent in-site structures one. The result indicated that:

1. Reduction factor for precast moment frame is limited to 3.85-4.33.

2. Moment frames with precast semi rigid connections have the reduction factors less than ones of monolithic frames.

5. References

- [1] Elliott, K. S., Davies, G., Ferreira, M., Gorgun, H., Mahdi, A. A., "Can Precast Concrete Structures be Designed as Semi-Rigid Frames Part 1: The Experimental Evidence", *Structural Engineer*, 2003, 81 (16), 14-27.
- [2] Elliott, K. S., Davies, G., Ferreira, M., Gorgun, H., Mahdi, A. A., "Can Precast Concrete Structures be Designed as Semi-Rigid Frames Part 2: Analytical Equations & Column Effective Length Factors", *Structural Engineer*, 2003, 81 (16), 28-37.