

بررسی عملکرد لرزه‌ی اتصال تیر I به ستون قوطی شکل با ورق‌های فوقانی و تحتانی به روش اجزاء تشکیل دهنده

علیرضا بهادری (دانشجوی کارشناسی ارشد)

مهدی قاسمیه* (دانشیار)

گروه مهندسی عمران، دانشگاه تهران

طی سال‌های گذشته، برای تعیین رفتار و طراحی شکل‌پذیری قاب‌های خمشی مقاوم در برابر بار لرزه‌ی، پژوهش‌های بسیاری شامل: انجام عملیات آزمایشگاهی و همچنین ارائه مدل‌های تحلیلی و مکانیکی برای تعیین مقاومت و پایداری اتصالات خمشی در قاب‌های مقاوم لرزه‌ی صورت گرفته است. در این نوشتار با استفاده از روش «مدل اجزاء تشکیل دهنده» به رفتار اتصال تیر I به ستون قوطی شکل با ورق‌های فوقانی و تحتانی پرداخته شده است. همچنین جهت بررسی جامع رفتار اتصال در محدوده وسیعی از رفتار غیرخطی از روابط مدل زوال اصلاح شده ایبارا - کراوینکلر استفاده شده است. در ادامه، صحت نتایج به دست آمده با مقایسه‌ی منحنی بارافزون و متناوب از عملیات آزمایشگاهی و روش مذکور ارائه شده است. نتایج این مطالعه، کارایی روش مذکور را در تعیین رفتار اتصال با ورق‌های فوقانی و تحتانی نشان می‌دهد.

واژگان کلیدی: اتصال تیر I به ستون قوطی، اتصال با ورق‌های فوقانی و تحتانی، مدل اجزاء تشکیل دهنده، مدل زوال اصلاح شده ایبارا - کراوینکلر.

۱. مقدمه

امروزه در بسیاری از ساختمان‌ها از سیستم قاب خمشی به عنوان یک سیستم باربر جانبی مرسوم و ایمن به علت توانایی اعضاء فولادی در تحمل تغییر شکل‌های خمیری در برش و خمش و همچنین شکل‌پذیری کافی استفاده شده است. در زلزله‌های نورثریج آمریکا (۱۹۹۴) و کوبه‌ی ژاپن (۱۹۹۵)، بسیاری از ساختمان‌های فولادی دچار شکست‌های ترد در سطوح پایین تقاضای غیرکشسان در ناحیه‌ی اتصالات خود شده‌اند. پس از این زلزله‌ها، مطالعات گسترده‌ی بر روی عملکرد لرزه‌ی قاب‌های خمشی و اتصالات آن آغاز شده است. با توجه به اینکه در سیستم‌های قاب خمشی، بارهای لرزه‌ی توسط مکانیزم شکل‌پذیری تیر به ستون تحمل می‌شوند، بنابراین اتصالات تیر به ستون در عملکرد لرزه‌ی و میزان شکل‌پذیری، نقش مهمی را در راهبرد این مکانیزم ایفا می‌کنند. در ایران یکی از پرکاربردترین اتصالات قاب‌های خمشی فولادی رایج، اتصال تیر با مقطع I شکل به ستون با مقطع قوطی شکل با استفاده از ورق‌های فوقانی و تحتانی است. اتصالات با ورق‌های فوقانی و تحتانی که در استاندارد ۲۸۰۰^[۱] و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان^[۲] معرفی شده است، مشابه با اتصال مستقیم (WUF-W) است، که در گزارش FEMA-۳۵۰^[۳] جزء اتصالات تأیید شده است. با این تفاوت عمده که فقط ورق‌های اتصال بالا و پایین به وسیله‌ی جوش نفوذی به ستون متصل شده‌اند، در حالی که بال‌های تیر به ستون جوش داده نمی‌شوند.

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۳/۳/۱۰، اصلاحیه ۱۳۹۳/۷/۱۴، پذیرش ۱۳۹۳/۷/۲۸.

از برخی مطالعات صورت‌گرفته بر روی اتصال تیر I به ستون قوطی شکل در داخل کشور می‌توان به آزمایش‌هایی جهت ارزیابی وضعیت موجود اتصالات گیردار جوشی^[۴-۸] آزمایش‌هایی در استفاده از سخت‌کننده‌ی T شکل خارجی به عنوان جزئی مناسب و موثر در بهبود رفتار لرزه‌ی اتصالات گیردار در مقاطع قوطی شکل^[۹،۱۰] مطالعاتی در مورد بررسی رفتار سخت‌کننده‌های داخلی بر روی صلبیت اتصال^[۱۱] و همچنین مطالعه‌ی عددی در عملکرد چشمه‌ی اتصال با استفاده از ورق‌های میان‌گذر و ارائه‌ی اتصالات مناسب^[۱۲-۱۴] اشاره کرد. در ادامه، برخی پژوهشگران نیز به بررسی آزمایشگاهی و عددی رفتار اتصالات تیر I به ستون قوطی با استفاده از ورق‌های فوقانی و تحتانی تحت بارگذاری‌های متناوب و چندجهته پرداخته‌اند.^[۱۵-۱۷]

همچنین تلاش‌های بین‌المللی برای بهبود رفتار سازه‌های فولادی بعد از زلزله‌های نورثریج (۱۹۹۴) و کوبه (۱۹۹۵) آغاز شده است. این مطالعات در کشورهای مختلف با توجه به روش‌های ساخت و تولید و همچنین استفاده از آیین‌نامه‌های معتبر جهانی انجام شده است. نمونه‌هایی از این موارد در کشورهای جنوب شرقی آسیا قابل مشاهده است.^[۱۸-۲۰] در مطالعه‌ی (۲۰۰۶) نیز به رفتار ستون‌های قوطی شکل و ستون‌های H شکل پرداخته شده است.^[۲۱] همچنین در پژوهش‌های دیگری با روش‌های عددی به بررسی میزان انتقال لنگر در ستون‌های قوطی و H شکل پرداخته شده است.^[۲۲-۲۴] در مطالعه‌ی دیگری نیز به معرفی جزئیات اتصال جدیدی برای رفع مشکلات کیفی جوشکاری در محل و حذف کماتش در تیر فولادی قاب

خمش‌ی پرداخته شده است.^[۲۶، ۲۵] نتایج این مطالعات مبنای پژوهش‌های علمی انتشارات FEMA بوده است. آنها با آزمایش بر روی اتصال WFP در مقیاس واقعی، جزئیات جدید اتصالات خمشی مورد تأیید قرار گرفته در آمریکا را منتشر کردند.^[۲] در ادامه، مطالعات گسترده‌ی در زمینه‌ی اتصال تیر I به ستون قوطی شکل با استفاده از پیچ‌های پر مقاومت انجام و تصحیح‌های لازم برای تقویت چشمه‌ی اتصالات ارائه شده است.^[۲۷، ۲۸] پژوهش‌های گسترده‌ی نیز در زمینه‌ی اتصالات میان مقاطع توخالی نظیر مقاطع لوله‌ی بی انجام شده است.^[۲۹] همچنین پژوهشگران در سال ۲۰۰۴، به بررسی رفتار اتصال خمشی تیر به ستون‌های بتنی دایره‌ی و توپر فولادی که در سازه‌های مرکب کاربرد زیادی پیدا کرده بودند، پرداخته‌اند.^[۳۰] و نیز با توجه به شباهت اتصال تیر به ستون (CFT) با اتصال تیر به ستون قوطی شکل، مطالعات و ارزیابی تعدادی از اتصالات شاخص در این رابطه صورت پذیرفته است.^[۳۱، ۳۲]

با توجه به اینکه اتصالات تیر I به ستون قوطی شکل، یکی از اتصالات اجرایی پرکاربرد در کشور است و با توجه به نیاز فنی به مباحث طراحی براساس عملکرد، بررسی رفتار واقعی اتصالات در محدوده‌ی وسیعی از رفتار غیرخطی امری ضروری است. از آنجایی که استفاده از روش‌های عددی و مدل‌های آزمایشگاهی در تعیین رفتار اتصالات، نیازمند مطالعات دقیق، زمان‌بر و صرف هزینه‌های فراوانی هستند، هدف از این مطالعه تعیین منحنی‌های رفتاری اتصال تیر I به ستون قوطی شکل با ورق‌های تحتانی و فوقانی نظیر منحنی‌های لنگر - چرخش و نیرو - تغییرمکان نسبی طبقه، با استفاده از روشی ساده، کارآمد، و همچنین با دقت مناسب است.

۲. روش‌های مدل‌سازی رفتار چرخشی اتصال

برای مدل‌سازی رفتار اتصالات تیر به ستون، نمودار لنگر - چرخش گره مورد نیاز است. روش‌های مرسوم‌ی که برای مدل‌سازی رفتار چرخشی و انعطاف‌پذیری اتصال استفاده می‌شوند، عبارت‌اند از: مدل‌های آزمایشگاهی و تجربی، مدل‌های عددی و تحلیلی، و همچنین مدل‌های مکانیکی.^[۳۳]

۱.۲. مدل‌های آزمایشگاهی و تجربی

دقیق‌ترین نتایج از رفتار اتصال با استفاده از آزمایش به دست می‌آید، اما این آزمایش‌ها هزینه‌ی زیادی را در بر دارد و معمولاً فقط در کارهای پژوهشی مورد استفاده قرار می‌گیرند. ویلسون و مور، نخستین آزمایش‌ها را به منظور تعیین میزان صلبیت اتصالات قاب‌های خمشی انجام داده‌اند و بعد از آن، بیشتر آزمایش‌ها بر روی اتصالات پرچی صورت گرفته است. آزمایش‌های متعددی نیز توسط دیگر پژوهشگران انجام و بانک‌های اطلاعاتی متعددی تشکیل شده است. اطلاعاتی که معمولاً برای هر آزمون مورد نیاز است، شامل: هندسه و خواص مکانیکی هر عضو اتصال است، که باعث تغییرات در میزان سختی دورانی و مقاومت خمشی اتصال می‌شود. چهار بانک اطلاعات مهم عبارت‌اند از:^[۳۳]

۱. بانک اطلاعات گاوردان؛

۲. بانک اطلاعات ندرکات؛

۳. بانک اطلاعات اتصال فولادی؛

۴. بانک اطلاعات سربکون.

آزمایش‌های دیگری نیز توسط پوپوف و تاخیروف روی اتصالات پیچی صورت گرفته است، که در آن‌ها به ارزیابی شکل‌پذیری اتصال با ورق انتهایی گسترش‌یافته پرداخته شده است.^[۳۴]

همچنین مدل‌های تجربی براساس فرمولاسیون‌هایی که خواص هندسی و مکانیکی اتصالات تیر به ستون را به منحنی $M - \theta$ مربوط می‌ساختند، ارائه شده‌اند. این فرمولاسیون‌ها با استفاده از تحلیل و برازش روی داده‌های حاصل از روش‌هایی نظیر: تحلیل پارامتریک، نمونه‌های آزمایشگاهی، مدل‌های تحلیلی، و غیره انجام می‌شود. مهم‌ترین عیب مدل‌های تجربی این است که هر اتصال، مشخصه‌ی خاص خود را دارد و نمی‌توان آن را به هر نوع اتصال تخصیص داد. یکی از این مدل‌های تجربی مدل فرای و موریس است.^[۳۳] که براساس بسط سری توانی، رابطه‌ی ۱ را برای منحنی لنگر - چرخش به دست آورده است:

$$\theta = C_1(K.M) + C_2(K.M)^2 + C_3(K.M)^3 \quad (1)$$

که در آن، K پارامتری است که اثر هندسه و خواص مکانیکی جزئیات اتصال را بیان می‌کند، ضرایب C_1 ، C_2 و C_3 ثابت‌های معادله، M لنگر خمشی و θ چرخش اتصال هستند.

۲.۲. مدل‌های مکانیکی

در همین راستا مطالعاتی نظیر مدل فائلا، برای پیش‌بینی مقاومت خمشی و سختی دورانی اتصال با ورق انتهایی بلند در اتصال تیر به ستون با استفاده از مدل‌های مکانیکی صورت گرفته است.^[۳۵] همچنین در برخی پژوهش‌ها (۲۰۱۱) با استفاده از مدل‌های مکانیکی به بررسی اتصال با صفحه‌ی انتهایی هم‌سطح در اثر افزایش حرارت،^[۳۶] و یا در پژوهش دیگری (۲۰۰۴) با در نظر گرفتن اثر انعطاف‌پذیری در اتصال با صفحه‌ی انتهایی بلند، به بررسی اثر نیروی محوری و لنگر خمشی در اتصال پرداخته شده است.^[۳۷]

۳.۲. مدل‌های اجزاء محدود

برخی پژوهشگران (۱۹۸۳) روی رفتار اتصال با صفحه‌ی انتهایی بلند سخت شده با ۸ پیچ مطالعه کرده‌اند،^[۳۸] و نیز در پژوهش دیگری (۲۰۱۱)، رفتار لرزه‌ی تیر با مقطع کاهش‌یافته با احتساب نرمی اتصال ارزیابی شده است.^[۳۹] مدل‌های اجزاء محدود به دلایل متعددی مد نظر پژوهشگران قرار گرفته است، از جمله می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

۱. کمبود انجام نمونه‌های آزمایشگاهی به دلیل هزینه‌های بالا؛

۲. ارزیابی دقیق آثار موضعی اتصالات؛

۳. گسترش مطالعات پارامتریک.

این مدل‌سازی‌های به‌طور ایده‌آل برای محاسبه‌ی میزان چرخش اتصال به کار می‌رود. این مدل‌ها از سال ۱۹۷۲ میلادی آغاز و تا به امروز برای بررسی رفتار انعطاف‌پذیری اتصال از آن استفاده شده است.^[۳۳] لیکن تعیین خصوصیات مکانیکی اتصالات گوناگون در سطوح مختلف فقط با استفاده از روش‌های مذکور به‌سادگی ممکن نیست. با توجه به موارد ذکر شده، به منظور بررسی رفتار اتصال تیر I به ستون قوطی شکل با ورق‌های فوقانی و تحتانی به همراه سخت‌کننده‌ی پیوسته در ستون، از مدلی با عنوان مدل اجزاء تشکیل‌دهنده^۳ استفاده شده است.

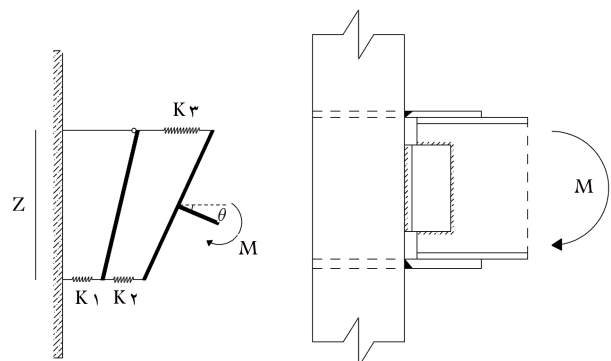
۳. معرفی مدل اجزاء تشکیل دهنده

یکی از مدل‌های مکانیکی که به وسیله‌ی آن می‌توان منحنی لنگر - چرخش یک اتصال را ترسیم کرد، روش اجزاء تشکیل دهنده است. مزیت این روش نسبت به روش‌های اجزاء محدود، سادگی آن است. از دیگر مزیت‌های مهم مدل مذکور، قابل استفاده بودن برای هر نوع اتصال است. معمولاً چنانچه بخواهیم از روش‌های اجزاء محدود در ترسیم منحنی لنگر - چرخش استفاده کنیم، باید از تحلیل‌های غیرخطی، که بسیار پیچیده هستند، در مدل‌سازی استفاده کرد. به‌طور خلاصه مدل اجزاء تشکیل دهنده شامل مجموعه‌یی از فنرهای انتقالی به همراه اعضاء اتصالی صلب است، که با توجه به بارگذاری در مدل استفاده می‌شوند. در واقع با توجه به اتصال و بارگذاری، اتصال با مجموعه‌یی از فنرهای انتقالی به صورت سری و موازی جایگزین می‌شود. شکل ۱، نحوه‌ی اتصال تیر I به ستون قوطی با ورق‌های فوقانی و تحتانی را به همراه مدل‌سازی اتصال، با استفاده از روش اجزاء تشکیل دهنده نشان می‌دهد.

در شکل ۱، با توجه به جهت لنگر اعمال شده بر اتصال، تار فوقانی در کشش و تار تحتانی در فشار قرار گرفته‌اند. از این رو در مدل مکانیکی نظیر آن در تار فوقانی از فنری با مشخصه‌ی کششی و در تار تحتانی از فنری با مشخصه‌ی فشاری استفاده شده است. جهت مدل‌سازی ناحیه‌ی برشی نیز از فنری با مشخصه‌ی برشی استفاده شده است. با توجه به این موضوع که در اتصال، کدام مکانیزم انتقال نیرویی وجود دارد، فنرها با سختی مناسب انتخاب شده‌اند. سختی اولیه‌ی اتصال، با توجه به مقدار سختی اولیه‌ی هر یک از اجزاء تشکیل دهنده‌ی اتصال تعیین می‌شود.^[۴۰] در این نوشتار، در اتصال تیر به ستون با ورق‌های تحتانی و فوقانی، به این مکانیزم‌ها توجه شده است:

۱. جان ستون در برش؛
۲. جان ستون در فشار؛
۳. جان ستون در کشش.

در استفاده از مدل اجزاء تشکیل دهنده فرض بر این است که تغییرشکل‌های مکانیزم‌هایی نظیر بال و جان تیر در فشار و همچنین جان تیر در کشش، در محاسبه‌ی تغییر مکان تیر تحت خمش لحاظ شده است؛ بنابراین، در تعیین شکل‌پذیری اتصال نقشی نخواهند داشت. همان‌طور که در شکل ۱ مشاهده می‌شود، برای هر یک از قطعات و مکانیزم‌های ذکر شده، فنری با سختی متناسب استفاده شده است، که به شرح مشخصه‌ی مکانیکی هر یک از آن‌ها پرداخته شده است.



ب) مدل مکانیکی.

الف) هندسه‌ی اتصال؛

شکل ۱. اتصال تیر I به ستون قوطی با ورق فوقانی و تحتانی.

۱.۳. تعیین ظرفیت و سختی متناظر در ناحیه برشی (جان ستون در برش)

در اتصالات تیر به ستون، به جان ستون نیروی برشی نسبتاً بزرگی وارد می‌شود، از این رو مقاومت برشی جان ستون از رابطه‌ی ۲ محاسبه می‌شود:

$$F_v = \frac{0.9 \times f_{y,wc} \times A_{vc}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M1}} \quad (2)$$

که در آن، A_{vc} مساحت جان ستون در برش، $f_{y,wc}$ تنش تسلیم جان ستون، γ_{M1} ضریب اطمینان و برابر ۱.۱، و F_v مقاومت برشی جزء است. سختی فزر متناظر در این حالت از رابطه‌ی ۳ به دست می‌آید:

$$k_1 = 0.38 \frac{A_{vc}}{\beta z} \quad (3)$$

که در آن، k_1 سختی متناظر، پارامتر β بیان‌گر شکل و بارگذاری اتصال است، که با توجه به شکل ۱، برابر ۱ و z فاصله‌ی تار فشاری از تارکششی در ورق‌های فوقانی و تحتانی است.

اگر در اتصال از سخت‌کننده (ورق پیوستگی) استفاده شده باشد، باید اثر سخت‌کننده‌های جان ستون در نظر گرفته شود. در این حالت با توجه به آیین‌نامه‌ی اروپا، مقدار ظرفیت برشی به میزان به دست آمده از رابطه‌ی ۴ افزایش می‌یابد:^[۴۰]

$$F_{v,add} = \varphi \frac{M_{pl,s}}{d_s} \quad (4)$$

که در آن، $F_{v,add}$ ظرفیت برشی اضافی ناشی از وجود سخت‌کننده‌ها، $M_{pl,s}$ لنگر مقاوم طراحی سخت‌کننده، و d_s فاصله‌ی سخت‌کننده‌ها از یکدیگر است.

۲.۳. تعیین ظرفیت و سختی متناظر در ناحیه فشاری ستون (جان ستون در فشار)

ظرفیت فشاری با توجه به بحرانی‌ترین حالت از رابطه‌ی ۵ محاسبه می‌شود:^[۴۰]

$$F_{Rd,c} = f_{y1} t_1 b_{eff,c} / \gamma_{M0} \quad (5)$$

که در آن، $F_{Rd,c}$ ظرفیت فشاری، f_{y1} تنش تسلیم ورق تحتانی متصل‌شونده به بال ستون، t_1 ضخامت ورق تحتانی، $b_{eff,c}$ عرض مؤثر ستون، و γ_{M0} ضریب اطمینان است، که در این حالت برابر ۱ است. عرض مؤثر ستون در ناحیه‌ی فشاری با استفاده از رابطه‌ی ۶ محاسبه می‌شود:

$$b_{eff,c} = \frac{1.0 \times f_{y0} t_0 b_1}{(b_0 / t_0) \times f_{y1} t_1} \quad (6)$$

که در آن، b_0 عرض بال ستون، b_1 عرض ورق تحتانی، t_0 ضخامت بال ستون، و f_{y0} تنش تسلیم بال ستون است. همچنین در رابطه‌ی ۶، عرض مؤثر باید کمتر از عرض ورق تحتانی باشد. سختی فزر متناظر در این حالت از رابطه‌ی ۷ به دست می‌آید:

$$k_2 = 0.7 \sqrt{\frac{t_{wc} b_{eff,c}}{d_c}} \quad (7)$$

که در آن، k_2 سختی متناظر با حالت فشاری، t_{wc} ضخامت جان ستون، و d_c عمق جان ستون است. اثر سخت‌کننده‌ها به میزان عرض مؤثر ستون اضافه می‌شود (رابطه‌ی ۸):

$$b_{eff,s} = t_s + 2a + \gamma_{tf} f_{y0} / f_{y1} \quad (8)$$

که در آن، $b_{eff,s}$ عرض مؤثر ناشی از وجود سخت‌کننده، ضخامت سخت‌کننده، a عرض مؤثر جوش سخت‌کننده به بال ستون، و t_f ضخامت بال ستون است.

۳.۳. تعیین ظرفیت و سختی متناظر در ناحیه کششی ستون (جان ستون در کشش)

در این حالت، ظرفیت کششی همانند ظرفیت فشاری با توجه به بحرانی‌ترین حالت از رابطه‌ی ۹ محاسبه می‌شود:

$$F_{Rd,t} = f_{y1} t_1 b_{eff,t1} / \gamma_{M5} \quad (9)$$

که در آن، $F_{Rd,t}$ برابر ظرفیت کششی، f_{y1} برابر تنش تسلیم ورق فوقانی متصل‌شونده به بال ستون، t_1 ضخامت ورق فوقانی، $b_{eff,t}$ عرض مؤثر ستون، و γ_{M5} ضریب اطمینان است، که در این حالت برابر ۱ است. عرض مؤثر ستون در ناحیه کششی از رابطه‌ی ۱۰ محاسبه می‌شود:

$$b_{eff,t} = \frac{10 \times f_{y1} t_1 b_1}{(b_1/t_1) \times f_{y1} t_1} \quad (10)$$

که در آن، b_1 عرض بال ستون، b_1 عرض ورق فوقانی، t_1 برابر ضخامت بال ستون، و f_{y1} تنش تسلیم بال ستون است. همچنین در رابطه‌ی ۱۰، عرض مؤثر باید کمتر از عرض ورق فوقانی باشد. سختی متناظر در این حالت از رابطه‌ی ۱۱ به دست می‌آید:

$$k_T = 0.7 \frac{t_{wc} b_{eff,t}}{d_c} \quad (11)$$

که در آن، k_T سختی متناظر با حالت کششی، t_{wc} ضخامت جان ستون، و d_c عمق جان ستون است. اثر سخت‌کننده‌ها نیز با استفاده از رابطه‌ی ۸، به میزان عرض مؤثر ستون اضافه می‌شود.

در این پژوهش برای ارائه‌ی منحنی لنگر - چرخش اتصال و به منظور کاهش عملیات محاسباتی و ساده‌تر کردن مدل، از منحنی با شیب دو خطی استفاده شده است. بدین منظور لنگر مقاوم اتصال و همچنین سختی اولیه‌ی اتصال با استفاده از روابط ۱۲ و ۱۳ حاصل می‌شود:^[۴۰]

$$M_{Rd} = \min (F_{Rd} \times z) \quad (12)$$

$$S_{ini} = \frac{E \cdot z^3}{\sum \frac{1}{k_i}} \quad (13)$$

که در آن‌ها، M_{Rd} لنگر مقاوم طراحی یا لنگر تسلیم، و S_{ini} سختی اولیه یا شیب منحنی از مرکز تا $0.67 M_{Rd}$ است.

۴.۳. تعیین پارامترهای زوال

در ادامه‌ی مدل‌سازی به روش اجزاء تشکیل‌دهنده، از مدل زوال ایبارا - کراوینکار^[۴۱] برای ارائه‌ی قسمت زوال سختی استفاده شده است. اخیراً برای مدل‌کردن اتصالات تیر I به ستون قوطی شکل، مطالعاتی صورت گرفته است. در این نوشتار برای بررسی جامع رفتار اتصال در محدوده‌ی وسیعی از رفتار غیرخطی از روابط کریمی، که پارامترهای زوال را برای اتصالات خمشی مشابه این اتصال ارائه می‌کند،^[۴۲] استفاده

شده است. این روابط به این شرح تعیین می‌شوند (روابط ۱۴ الی ۲۰):

$$\frac{M_y}{M_p} = 2.7 \times 3 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.29} \times \left(\frac{L}{d}\right)^{-0.205} \times \left(\frac{b}{t}\right)_{tp}^{-0.12} \times \left(\frac{b}{t}\right)_{bp}^{-0.26} \times \left(\frac{F_{y,pl}}{240}\right)^{0.13} \quad (14)$$

$$\frac{M_c}{M_y} = 1.59 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.689} \times \left(\frac{b_f}{t_f}\right)^{-0.52} \times \left(\frac{b}{t}\right)_{tp}^{0.18} \times \left(\frac{b}{t}\right)_{bp}^{-0.2} \quad (15)$$

$$\theta_p = 46.74 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-1.525} \times \left(\frac{b_f}{t_f}\right)^{-0.228} \times \left(\frac{L}{d}\right)^{-0.262} \times \left(\frac{d}{280}\right)^{-0.2} \quad (16)$$

$$\theta_{pc} = 8129.33 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-1.997} \times \left(\frac{d}{280}\right)^{0.775} \times \left(\frac{b}{t}\right)_{tp}^{-0.248} \times \left(\frac{b}{t}\right)_{bp}^{-0.771} \times \left(\frac{F_{y,pl}}{240}\right)^{-0.868} \quad (17)$$

$$\theta_c = \theta_y + \theta_p \quad (18)$$

$$M_r = 0.4 M_c \quad (19)$$

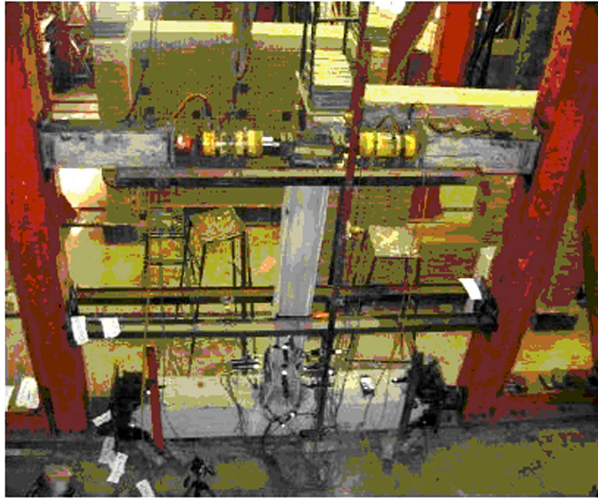
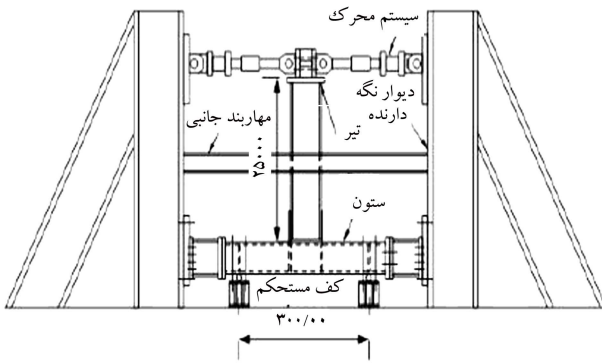
$$\theta_u = 0.06 \quad (20)$$

که در آن‌ها، M_p مقاومت خمشی پیش‌بینی شده، M_y مقاومت خمشی مؤثر، M_c مقاومت بیشینه، M_r مقاومت پسماند، $\left(\frac{h}{t_w}\right)$ نسبت ارتفاع به جان تیر، $\left(\frac{L}{d}\right)$ نسبت طول به دهانه‌ی تیر، $\left(\frac{b}{t}\right)_{tp}$ نسبت عرض به ضخامت ورق فوقانی، $\left(\frac{b}{t}\right)_{bp}$ نسبت عرض به ضخامت ورق تحتانی، $F_{y,pl}$ تنش تسلیم ورق، $\left(\frac{b_f}{t_f}\right)$ نسبت نصف عرض به ضخامت بال تیر، θ_y دوران تسلیم، θ_p دوران خمیری پیش از نقطه‌ی بیشینه، θ_{pc} دوران خمیری پس از دوران بیشینه، θ_c دوران بیشینه، و θ_u ظرفیت دورانی نهایی است. در این صورت، نتایج به دست آمده برای ۳ نمونه‌ی اتصال کوچک، متوسط، و بزرگ برای اتصال با ورق فوقانی و تحتانی به شرح جدول ۴ هستند.

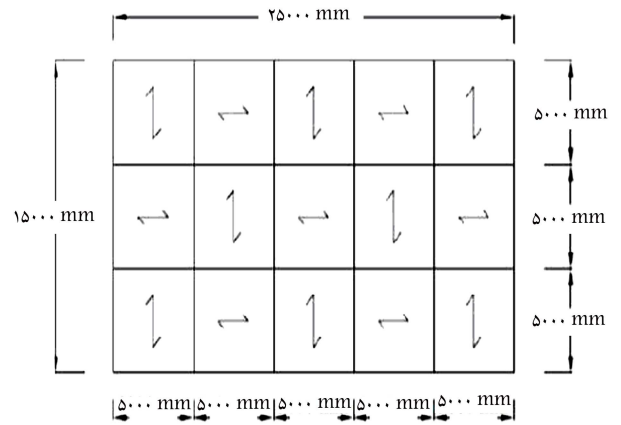
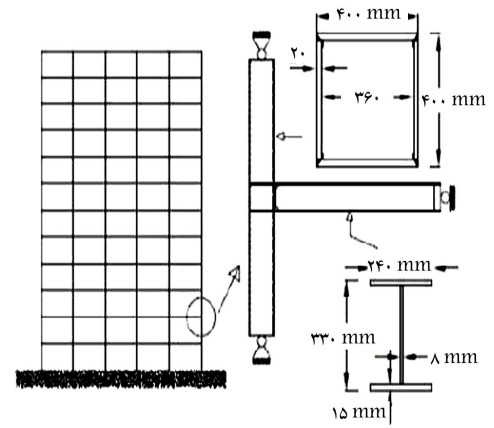
۴. معرفی نمونه‌های آزمایشگاهی

برای صحت‌سنجی مدل‌سازی صورت‌گرفته، از نتایج آزمایشگاهی نمونه‌های آزمایش شده‌ی صنیعی‌نیا و همکاران،^[۴۳] که برای یک ساختمان ۱۲ طبقه‌ی متداول با پلان 15×25 متر با مقاطع تیرورق برای تیرها و قوطی برای ستون‌ها طراحی شده، استفاده شده است. شکل ۲، جزئیات مربوط به ابعاد تیر و ستون و شکل ۳، نحوه‌ی پیکربندی آزمایش را نشان می‌دهد. آزمایش‌های انجام شده به صورت تمام‌مقیاس ساخته شده و نمونه‌ها در ۳ دسته‌ی اتصالات سبک (S)، متوسط (M) و سنگین (L) تحت بارگذاری چرخه‌ی قرار گرفته‌اند. الگوی بارگذاری چرخه‌ی SAC،^[۴۴] به نمونه‌ها اعمال شده است. مشخصات مصالح در جدول ۱، مشخصات سخت‌کننده‌ها در جدول ۲، و ابعاد نمونه‌های آزمایشگاهی در جدول ۳ ارائه شده‌اند.

منحنی‌های $M - \theta$ حاصل از آزمایش‌های انجام شده برای اتصالات سبک، متوسط، و سنگین در شکل ۴ ارائه شده‌اند. اتصالات در آزمایش‌های مذکور، دوران‌هایی تا ۶٪ را تجربه کرده‌اند، که نشان‌دهنده‌ی واجد شرایط شدن آن‌ها برای اتصالات در قاب ویژه‌ی خمشی و تیر خمشی است.



شکل ۳. نحوه‌ی پیکر بندی آزمایش. [۴۳]



شکل ۲. پلان و قاب ساختمان ۱۲ طبقه به همراه ابعاد مقطع آزمایش شده. [۴۳]

جدول ۲. مشخصات ورق سخت‌کننده. [۴۳]

نمونه‌های آزمایشگاهی			ابعاد ورق (mm)
L	M	S	
۴۳۸	۳۴۸	۲۵۸	عرض سخت‌کننده
۳۰	۳۰	۳۰	ضخامت ورق فوقانی سخت‌کننده
۲۵	۲۵	۲۵	ضخامت ورق تحتانی سخت‌کننده

جدول ۱. مشخصات مصالح مصرفی. [۴۳]

نمونه‌های آزمایشگاهی			کمیت (MPa)
L	M	S	
۲۵۹/۱	۲۵۲/۹	۲۶۷/۷	تنش تسلیم ورق ستون
۲۴۰	۲۴۰	۲۴۰	تنش تسلیم ورق‌ها
۲۱۰	۲۱۰	۲۱۰	مدول کشسانی

جدول ۳. مشخصات ابعاد نمونه‌های آزمایشگاهی. [۴۳]

ستون			ابعاد	تیر			ابعاد (mm)
L	M	S		L	M	S	
۵۰۰	۴۰۰	۳۰۰	عرض جان ستون	۲۴۰	۲۴۰	۱۶۰	عرض بال تیر
۵۰۰	۴۰۰	۳۰۰	عرض بال ستون	۲۰	۱۵	۱۵	ضخامت بال تیر
۲۵	۲۰	۱۵	ضخامت جان ستون	۳۸۰	۳۳۰	۳۳۰	عمق تیر
ورق تحتانی				ورق فوقانی			
۳۰۰	۲۸۰	۲۶۰	عرض ورق	۲۸۰	۲۴۰	۱۸۰	عرض ورق
۲۵	۲۰	۱۵	ضخامت ورق	۲۵	۳۰	۳۰	ضخامت ورق

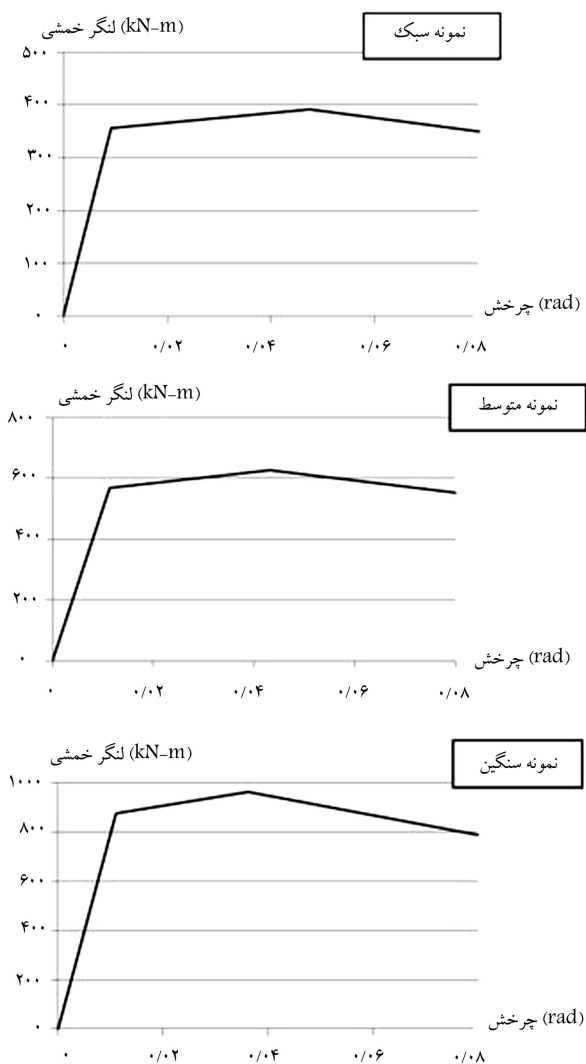
جدول ۴. پارامترهای زوال برای اتصال ورق فوقانی و تحتانی.

نمونه‌های مدل‌سازی			
L	M	S	
۸۷۵٫۳۶	۵۶۹٫۴۲	۳۵۶٫۳۶	M_y (kN-m)
۰٫۰۱۱۱	۰٫۱۱۴	۰٫۰۹۲	θ_y (rad)
۹۶۴٫۰۴	۶۲۷٫۱۱	۳۹۲٫۴۶	M_c (kN-m)
۰٫۰۲۸۸	۰٫۰۳۵۷	۰٫۰۴۱۳	θ_c (rad)
۳۸۵٫۶۲	۲۵۰٫۸۴	۱۵۶٫۹۸	M_r (kN-m)
۰٫۰۶۰۰	۰٫۰۶۰۰	۰٫۰۶۰۰	θ_u (rad)

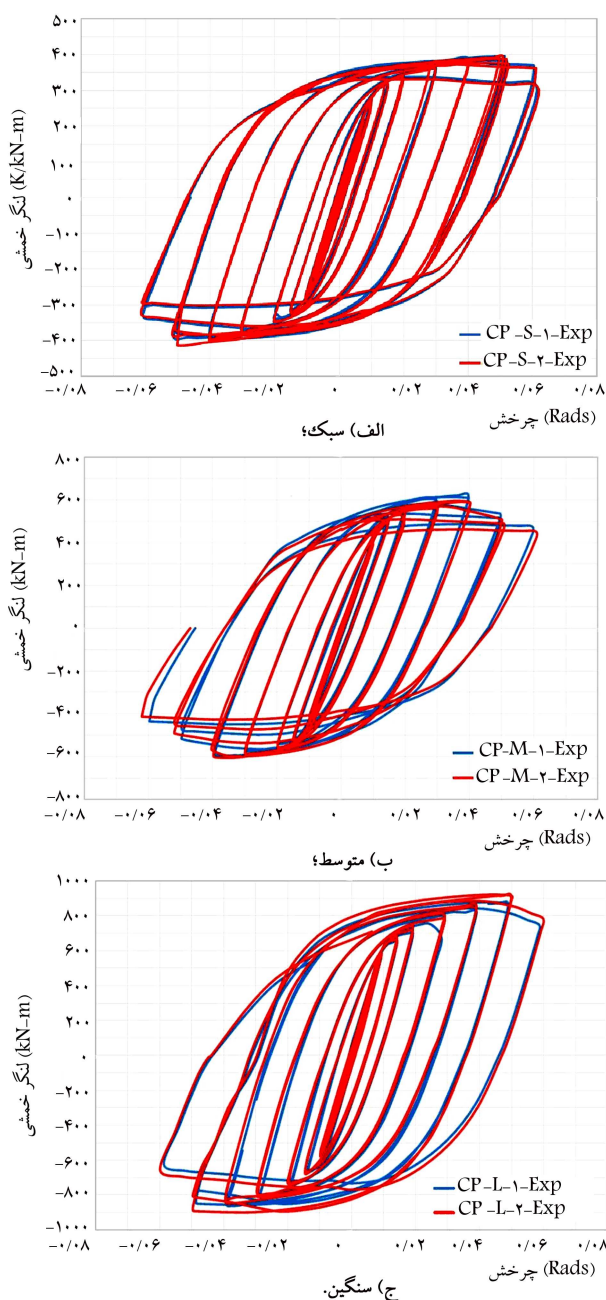
۵. نتایج مدل‌سازی و صحت‌سنجی آن

در این قسمت عملکرد روش اجزاء تشکیل‌دهنده در اتصال تیرا به ستون قوطی‌شکل با استفاده از ورق‌های فوقانی و تحتانی مورد ارزیابی قرار گرفته است. نحوه‌ی مدل‌سازی همان‌طور که در بخش سوم تشریح شده است، استفاده از فنرهای غیرخطی و المان‌های صلب است. با استفاده از روابط موجود و همچنین استفاده از پارامترهای زوال مدل ایبارا - کراوینکلر اصلاح‌شده، منحنی $M - \theta$ اتصال ترسیم شده است. مقایسه‌ی نتایج مدل‌سازی با نتایج حاصل از آزمایشگاه، نشان‌دهنده کارایی بالای روش اجزاء تشکیل‌دهنده در تعیین و پیش‌بینی خواص مکانیکی اتصالات خصوصاً سختی اولیه و ظرفیت اتصال است. علت میزان اختلاف اندک را می‌توان به وجود تنش‌های پسماند ناشی از عملیات آزمایشگاهی دانست که می‌تواند تأثیر به‌سزایی در نتایج داشته باشد. شکل ۵، منحنی‌های $M - \theta$ را با استفاده از پارامترهای زوال برای اتصالات سبک، متوسط، و سنگین نشان می‌دهد.

جدول ۵، میزان درصد خطا در تعیین پارامترهای منحنی $M - \theta$ به‌دست‌آمده از مدل‌سازی را برای دو اتصال سبک و متوسط نسبت به نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، نتایج مدل‌سازی اتصال سبک، درصد خطای



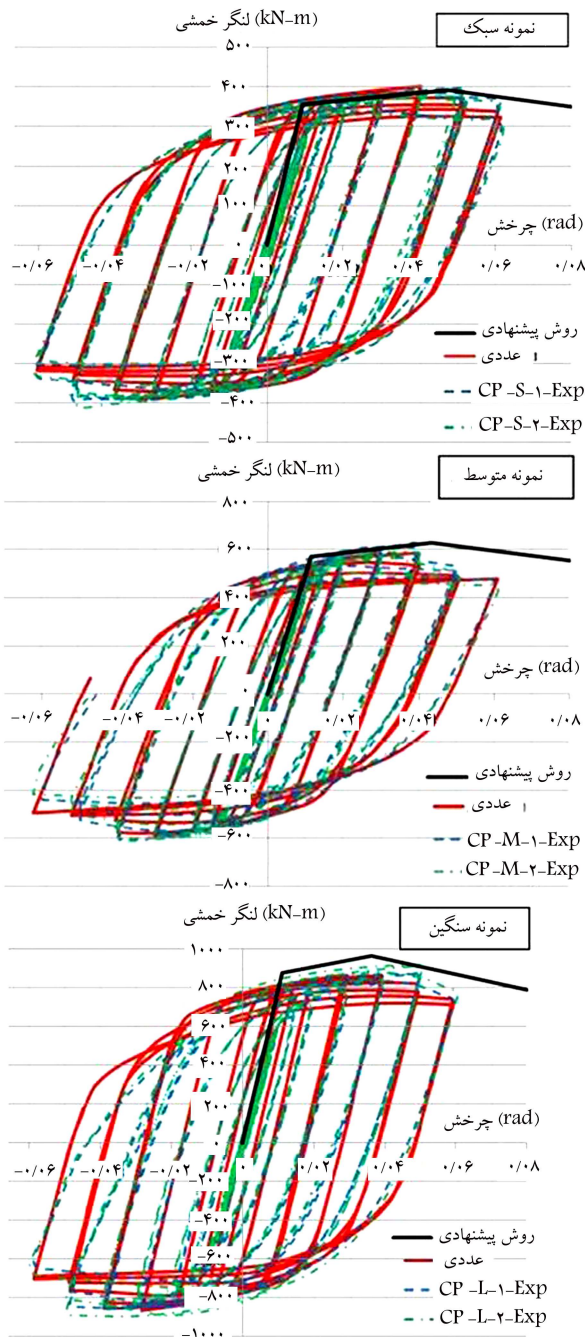
شکل ۵. منحنی‌های $M - \theta$ برای اتصالات سبک، متوسط، و سنگین.



شکل ۴. منحنی $M - \theta$ برای هر ۳ نوع اتصال [۴۳]

جدول ۵. تعیین درصد خطا میان نتایج روش اجزاء تشکیل دهنده با نتایج آزمایشگاهی.

درصد خطا		نتایج مدل سازی		نتایج آزمایشگاهی		
M	S	M	S	M	S	
-۳,۶۸	۳,۵۳	۵۶۹,۴۲	۳۵۶,۳۶	۵۴۹,۲	۳۶۹,۴	M_y (kN-m)
۵,۷۸	۴,۱۶	۰,۰۱۱۳	۰,۰۰۹۲	۰,۰۱۲	۰,۰۰۹۶	θ_y (rad)
-۴,۷۵	۴,۲۸	۶۲۷,۱۱	۳۹۲,۴۶	۵۹۸,۶۲	۴۱۲,۰۳	M_c (kN-m)
۶,۰۵	-۶,۱۵	۰,۰۳۵۷	۰,۰۴۱۳	۰,۰۳۸	۰,۰۳۹	θ_c (rad)

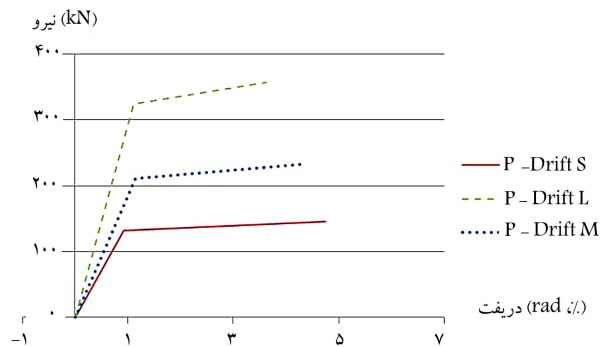


شکل ۷. مقایسه $M - \theta$ منحنی حاصل از نتایج آزمایشگاهی و مدل سازی.

کمتری نسبت به اتصال متوسط دارد. لذا می توان نتیجه گرفت که نتایج مدل سازی نمونه سبک نسبت به اتصال متوسط محافظه کارانه تر است. به طور کلی روند نتایج به دست آمده با نتایج آزمایشگاهی با توجه به درصد خطاهای مشاهده شده، مطابقت خیلی نزدیکی دارد.

شکل ۶، منحنی نیرو - تغییرمکان را برای نوع اتصال سبک، متوسط، و سنگین نشان می دهد، که مطابق آن، منحنی نیرو - تغییرمکان نسبی طبقه در این روش فقط تا نقطه ی بیشینه ی نیروی P قابل ترسیم است. [۴۳] برای اتصال سبک تا زاویه ی تغییرمکان نسبی طبقه در حدود ۱٪ نمونه وارد محدوده ی غیرخطی نشده و رفتار آن کشسان خطی است. با سنگین تر شدن این اتصال، نمونه ی متوسط و سنگین در زاویه ی تغییرمکان نسبی بزرگ تری وارد محدوده ی غیرخطی می شوند. با توجه به شیب ناحیه ی غیرخطی منحنی ترسیم شده در شکل ۶، اتصال سنگین زودتر به مرحله ی زوال خود می رسد، در حالی که این فرایند در اتصال سبک با سرعت کمتری رخ می دهد. مقایسه ی نتایج منحنی مذکور، در محدوده ی کشسان خطی تا تغییرمکان نسبی طبقه در حدود ۴٪، مطابقت قابل قبولی با نتایج آزمایشگاهی داشته است، که بیانگر کارآمدی و دقت مناسب روش اجزاء تشکیل دهنده است.

شکل ۷، منحنی لنگر - چرخش حاصل از مدل سازی به روش اجزاء تشکیل دهنده به همراه نتایج آزمایشگاهی و نتایج عددی به روش اجزاء محدود را در یک دیاگرام نشان می دهد. نتایج نشان می دهند که مدل مکانیکی مورد استفاده از نظر سختی در محدوده ی خطی و شروع غیرخطی شدن نمونه و همچنین باربری نهایی با نتایج آزمایشگاهی انطباق مناسبی دارد. همان طور که مشاهده می شود، منحنی لنگر - چرخش مدل مکانیکی برای اتصال سبک، بیشترین مطابقت را با منحنی بارافزون حاصل از نتایج آزمایشگاهی دارد. نتایج نزدیک سختی اولیه و ظرفیت خمشی اتصالات به دست آمده با استفاده از روش اجزاء تشکیل دهنده و مدل عددی اجزاء محدود، نشان دهنده ی کارآمدی روش اجزاء تشکیل دهنده است. وجود اختلاف در نتایج مدل سازی و آزمایشگاهی می تواند ناشی از عدم قطعیت ها در محاسبه ی



شکل ۶. منحنی P-Drift برای هر نوع اتصال سبک، متوسط، و سنگین.

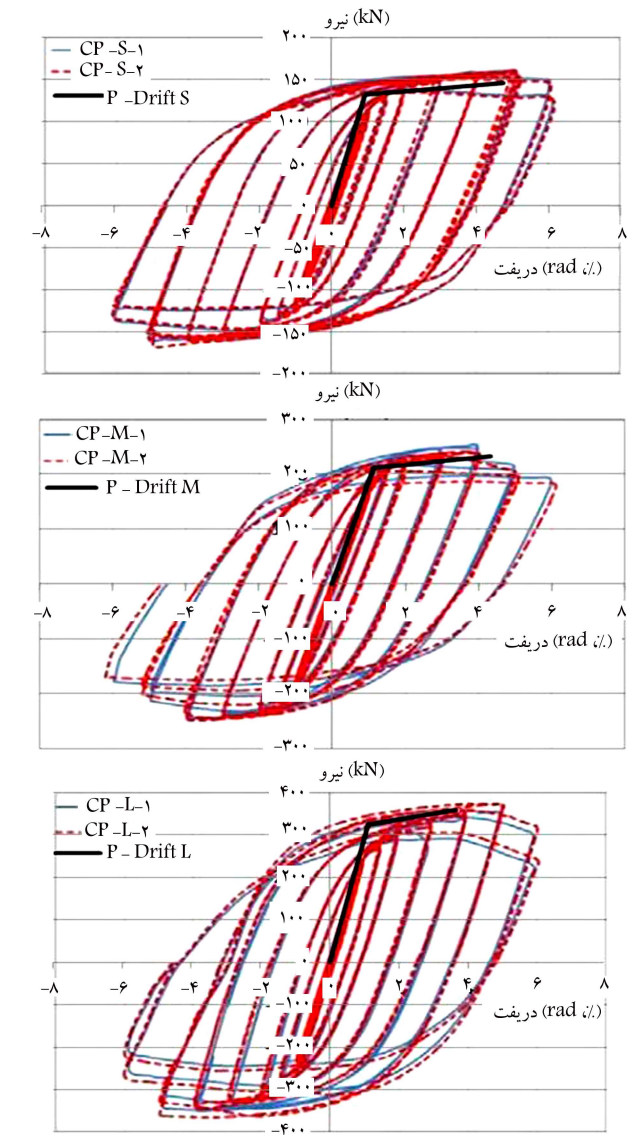
پارامترهای زوال، وجود تنش‌های پسماند در مقاطع آزمایشگاه، و همچنین عدم در نظر گرفتن شرایط مرزی دقیق متناسب با مدل آزمایشگاهی برای مدل مکانیکی باشد.

شکل ۸، منحنی P-Drift نتایج مدل‌سازی به روش اجزاء تشکیل دهنده و نتایج آزمایشگاهی را در یک دیاگرام نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، نتایج منحنی نیرو - تغییر مکان نسبی طبقه‌ی به دست آمده از روش اجزاء تشکیل دهنده، در محدوده‌ی غیرخطی محافظه‌کارانه است؛ اما در ناحیه‌ی کشسان خطی به ویژه در نمونه‌ی سبک مدل‌سازی شده نتایج به دست آمده، مطابقت بسیار نزدیکی با نمونه‌ی نظیر آزمایشگاهی خود دارد.

۶. نتیجه‌گیری

در این نوشتار منحنی‌های لنگر - چرخش اتصال و همچنین منحنی نیرو - تغییر مکان نسبی طبقه در اتصال تیر I به ستون قوطی شکل با استفاده از ورق‌های فوقانی و تحتانی با استفاده از روش اجزاء تشکیل دهنده ترسیم و نتایج حاصل از آن با نتایج آزمایشگاهی صحت‌سنجی شده است. در ترسیم این منحنی‌ها از پارامترهای زوال استفاده شده است، تا رفتار اتصال در محدوده‌ی وسیع‌تری از رفتار غیرخطی مورد بررسی قرار گیرد. با در نظر گرفتن سادگی روش ارائه شده، مقایسه‌ی نتایج آزمایشگاهی و مدل‌سازی به روش اجزاء تشکیل دهنده، در ناحیه‌ی کشسان - خمیری و قسمت زوال مطابقت بسیار خوبی با یکدیگر دارند.

همان‌طور که مشاهده شده است، منحنی‌های لنگر - چرخش حاصل از مدل‌سازی همواره خیلی محافظه‌کارانه نبوده‌اند و مقایسه‌ی اتصال متوسط و سنگین این موضوع را به خوبی نشان می‌دهد. با استفاده از روابط موجود می‌توان نمودار P-Drift را فقط تا قبل از زوال ترسیم کرد. نتایج به دست آمده در این حالت در محدوده‌ی کشسان خطی به خصوص در نمونه‌ی سبک مطابقت بسیار نزدیکی با نتایج آزمایشگاهی دارد. نتایج در این حالت با توجه به اینکه این روش به صورت تقریبی است و برخلاف روش‌های عددی نیاز به تحلیل‌های غیرخطی پیچیده‌ی ندارد، استفاده از روش اجزاء تشکیل دهنده در تعیین رفتار اتصالات به علت کاهش چشم‌گیر در محاسبات و همچنین خطای بسیار اندک و پایین آوردن هزینه‌ی مطالعات و مدل‌سازی‌های عددی توصیه می‌شود.



شکل ۸. مقایسه‌ی منحنی P-Drift حاصل از نتایج آزمایشگاهی و مدل‌سازی.

پانویس‌ها

1. Ibarra-Krawinkler
2. Concrete Filled Tube
3. component method

منابع (References)

1. *Seismic Resistant Design of Buildings*, Standard 2800, 3th edition (2005).

2. *National Buildings Guideline*, 10th Topic, Steel Structures (2005).
3. *FEMA-350 (Federal Emergency Management Agency)*, Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment Frame Buildings, FEMA, Washington, D.C. (2000).
4. Mazroi, A., Simunian, W. and Nik Khah, M., *An Empirical Investigation of Fixed Rigid Welded Connections Common in Iran*, Report No. 305, BHRC Institute (1999).
5. Mazroi, A., Ghassemieh, M. and Ghobadi, M.S. "Inspection of full penetration welded in rigid steel connections"

- by engineering applications”, *1st International Conference on Technical Inspection and NDT* (2007).
6. Mazroi, A., Ghassemieh, M. and Ghobadi, M.S. “Experimental evaluation of the behavior of rigid welded beam-to-column connections in conventional structures”, *National Journal of Steel and Structure*, **4**, pp. 3-15 (2008).
 7. Mazroi, A., Ghassemieh, M. and Ghobadi, M.S. “Experimental evaluation of the effect of strain rate on the heated area adjacent to the welded steel joints”, *Journal of Buildings and Housing*, **2**, pp. 27-34 (2008).
 8. Ghassemieh, M., Mazroi, A. and Ghobadi, M.S. “Perpendicular strength of fillet welds to evaluate the behavior of steel rigid connections in common structures”, *4th National Congress on Civil Engineering* (2008).
 9. Ghobadi, M.S., Mazroi, A. and Ghassemieh, M. “Cyclic response characteristics of retrofitted moment resisting connections”, *Journal of Constructional Steel Research*, **65**(3), pp. 586-598 (2009).
 10. Ghobadi, M.S., Ghassemieh, M., Mazroi, A. and Abolmaali, A. “Seismic performance of ductile welded connections using T-stiffener”, *Journal of Constructional Steel Research*, **65**(4), pp. 766-775 (2009).
 11. Mosayebi, A.R., Khalili Jahromi, K. and Shadgar, M.R., *Evaluation of the Rigid Beam to Box Column Connections*, Report No. 756, BHRC institute (2003).
 12. Mirghaderi, S.R. and Moradi, M. “Seismic behavior of panel zones in beam to column connections with non-planar webs in moment resisting steel frames”, *4th International Conference on Earthquake Engineering*, Taiwan (2006).
 13. Torabian, S. and Mirghaderi, S.R. “Improved seismic details of I beam to box column connections in steel moment frames”, A Thesis Submitted to the Graduate Studies Office in Partial Fulfillment of the Requirements for Degree of Ph.D. in Earthquake Engineering, University of Tehran (2007).
 14. Mirghaderi, S.R., Torabian, S. and Keshavarzi, F. “I-beam to box-column connection by a vertical plate passing through the column”, *Engineering Structures*, **32**(8), pp. 2034-2048 (2010).
 15. Saneei Nia, Z., Ghassemieh, M. and Mazroi, A. “WUF-W connection performance to box column subjected to uniaxial and biaxial loading”, *Journal of Constructional Steel Research*, **88**, pp. 90-108 (2013).
 16. Saneei Nia, Z., Ghassemieh, M. and Mazroi, A. “Panel zone evaluation of direct connection to box column subjected to bidirectional loading”, *Journal of The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **23**(11), pp. 833-853 (2013).
 17. Saneei Nia, Z., Ghassemieh, M. and Mazroi, A. “Comparison of seismic behavior of the panel zone in moment welded joints, under biaxial bending and axial”, *2th National Conference on Steel and Structure* (2011).
 18. Chen, C.C., Lin, C.C. and Tsai, C.L. “Evaluation of reinforced connections between steel beams and box columns”, *Engineering Structures*, **26**(13), pp. 1889-1904 (2004).
 19. Statish Kumar, S.R. and Prasada Rao, D.V. “RHS beam to column connection with web opening experimental study and finite element modeling”, *Journal of Constructional Steel Research*, **62**(8), pp. 739-746 (2006).
 20. Prasada Rao, D.V. and Satish Kumar, S.R. “RHS beam to column connection with web opening parametric study and design guidelines”, *Journal of Constructional Steel Research*, **62**(8), pp. 747-756 (2006).
 21. Chen, C., Lin, CC. and Lin, CH. “Ductile moment connections used in steel column-tree moment-resisting frames”, *Journal of Constructional Steel Research*, **62**(8), pp. 793-801 (2006).
 22. Kim, T., Whittaker, A.S., Gilani, A.S.J., Bertero, V. and Takhirov, S.M. “Experimental evaluation of plate-reinforced steel moment resisting connections”, *J. Struct. Eng.*, **128**(4), pp. 483-491 (2002).
 23. Kim, T., Whittaker, A.S., Gilani, A.S.J., Bertero, V.V. and Takhirov, S.M. “Cover-plate and flange-plate steel moment-resisting connections”, *J. Struct. Eng.*, **128**(4), pp. 474-482 (2002).
 24. Kim, T., Whittaker, A.S., Gilani, A.S.J., Bertero, V.V. and Takhirov, S.M., *Cover-Plate and Flange-Plate Reinforced Steel Moment-Resisting Connections*, Report No. PEER 07, Pacific, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, Berkeley (2000).
 25. Chou, C.C., Wu, C.C., Jao, C.K. and Wang, Y.Y. “Weakened and strengthened steel moment connections”, *Proceeding of the Fourth International Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 152. Taipei, Chinese Taiwan (2005).
 26. Chou, C.C. and Wu, C.C. “Performance evaluation of steel reduced flange plate moment connections”, *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **36**(14), pp. 2083-2097 (2007).
 27. Tanaka, A., Hiroshi, M., Haruyoshi, K. and Akiyoshi, I. “Behavior of WF beam-to-SHS column connections using special shaped high strength bolts”, *Journal of Structural Engineering*, **128**(4), pp. 483-491 (2002).
 28. Tanaka, A. “Important matters to be considered in the earthquake resistant design of multi story steel building structures in Japan”, *Engineering Journal, and Conference Proceedings* (2002).
 29. Yoshiaki, K. “Connections in tubular structures”, *Journal of Prog. Structures Engineering Material*, **4**(1), pp. 35-45 (2002).
 30. Aziznamini, A. and Schneider, S. “Moment connections to circular concrete-filled steel tube columns”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **130**(2), pp. 213-222 (2004).
 31. Alostaz, Y. and Schneider, S. “Analytical behavior of connections to concrete-filled steel tubes”, *Journal of Constructional Steel Research*, **40**(2), pp. 95-127 (1996).
 32. Schneider, S. and Alostaz, Y.M. “Experimental behavior of connections to concrete-filled steel tubes”, *Journal of Constructional Steel Research*, **45**(3), pp. 321-352 (1998).

33. Concepcion, D., Pascual, M., Mariano, V. and Osvaldo, M.Q. "Review on the modelling of joint behavior in steel frames", *Journal of Constructional Steel Research*, **67**(5), pp. 741-758 (2011).

34. Popov, E.P. and Takhirov, S.M. "Bolted large seismic steel beam-to-column connections Part I: Experimental study", *Engineering Structures*, **24**(12), pp. 1523-1534 (2002).

35. Faella, C., Piluso, V. and Rizzano, G. "A new method to design extended end plate connections and semi-rigid braced frames", *Journal of Constructional Steel Research*, **41**(1), pp. 61-91 (1997).

36. Da Silva, L.S., Aldina, S. and Vila Real, P. "A component model for the behavior of steel joints at elevated temperatures", *Journal of Constructional Steel Research*, **57**(11), pp. 1169-1195 (2011).

37. De Lima, L.R.O.; Da Silva, L.S.; da S Vellasco, P.C.G. and de Andrade, S.A.L. "Experimental evaluation of extended endplate beam-to-column joints subjected to bending and axial force", *Engineering Structures*, **26**(10), pp. 1333-1347 (2004).

38. Ghassemieh, M., Kukreti, A.R. and Murray, T.M., *Inelastic Finite Element Analysis of Stiffened End-Plate Moment Connections*, Research Report No. FSEL/MBMA 83-02, Fears Structural Engineering Laboratory, School of Civil Engineering and Environmental Science, University of Oklahoma, Norman, Oklahoma (1983).

39. Ghassemieh, M. and Kiani, J. "Seismic evaluation of reduced beamsection frames considering connection flexibility", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **21**(1), pp. 15-37 (2011).

40. Eurocode 3, Design of Steel Structures: Part 1-8, Design of Joints (1993).

41. Ibarra, L.F., and Krawinkler, H., *Global Collapse of Frame Structures Under Seismic Excitations*, Pacific Earthquake Engineering Research Center (2005).

42. Karimi, S. "Modeling the deterioration of I beam to box column connections in steel moment frames", A Thesis Submitted to the Graduate Studies Office in Partial Fulfillment of the Requirements for Degree of M.Sc. in Structural Engineering, University of Tehran (2013).

43. Saneenia, Z., Ghassemieh, M., Mazroi, A. and Pezeshki, H. "Seismic Evaluation of welded I beam to box column connections in special steel moment frames", *2th National Conference on Steel and Structure* (2011).

44. SAC, *Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification and Design of Welded Steel Moment Frame Structures*, FEMA 267, Federal Emergency Management Agency, SAC Joint Venture, Report No-96-03 (1996).