

ارزیابی گیرداری جزئی موجود در اتصالات ساده‌ی فولادی با نبشی تحت بارگذاری ثقلی

سامان باقری* (استادیار)

نوید وافی‌نوری (کارشناس ارشد)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

مهندسی عمران شریف، بهار ۱۳۹۳ (نهار ۱۳۹۳)
دوری ۳۰-۲، شماره‌ی ۱/۲، ص. ۱۲۶-۱۳۷، (یادداشت فنی)

اتصالات متداول در قاب‌های ساده، کاملاً مفصلی عمل نمی‌کنند و مقداری از لنگر تیر را به ستون منتقل می‌کنند؛ بنابراین فرض رفتار مفصلی ایده‌آل برای قاب‌های ساده گرچه محافظه‌کارانه به نظر می‌رسد، ممکن است در برخی حالات به نتایج دور از واقعیت منجر شود. هدف از این نوشتار، بررسی و تحلیل رفتار واقعی اتصالات به کمک نبشی‌های جان و نشیمن است که از انواع اتصالات کاربردی در قاب‌های ساده هستند. برای این منظور، بعد از مرور برخی مفاهیم مرتبط با اتصالات نیمه‌صلب، رفتار غیرخطی قاب‌های ساده‌ی فولادی ۵، ۳، ۸ و ۵ طبقه مورد ارزیابی قرار گرفته است. طبق نتایج حاصل، درجات گیرداری اتصالات مذکور کمتر از ۱۰٪ است. در نظر گرفتن رفتار واقعی اتصالات در مقایسه با رفتار مفصلی ایده‌آل باعث بهبود وضعیت تیرها بین ۴ الی ۱۸ درصد می‌شود، در حالی که وضعیت ستون‌ها وخیم‌تر می‌شود. افزایش مقادیر طراحی ستون‌ها، در ستون‌های کناری، مخصوصاً در طبقات فوقانی، قابل توجه است.

واژگان کلیدی: قاب ساده‌ی فولادی، اتصال تیر به ستون، گیرداری جزئی، نبشی جان، نبشی نشیمن.

۱. مقدمه

در ساختمان‌های اسکلت فولادی، اتصالات تیر به ستون از جمله اجزای مهم سازه‌ی به شمار می‌روند و رفتار آن‌ها تأثیر بسزایی در رفتار قاب‌های اسکلت فولادی دارند. بنابراین باید پارامترهای مؤثر در رفتار اتصال به‌ویژه سختی دورانی اتصال در فرایند تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی به نحو مناسبی در نظر گرفته شود. سختی دورانی اتصال بیانگر مقاومت آن در برابر تغییر زاویه‌ی نسبی اعضای متصل‌شونده است و هر قدر اتصال سخت‌تر باشد، میزان تغییر زاویه‌ی آن کمتر است. سختی دورانی در حالات حدی برای اتصال مفصلی برابر صفر و برای اتصال صلب، بی‌نهایت در نظر گرفته می‌شود. اگر اتصال صلبیت کامل نداشته باشد، زاویه‌ی بین اعضای متصل‌شونده (تیر و ستون) در طول بارگذاری تغییر می‌کند؛ که به آن اتصال نیمه‌صلب یا نیمه‌گیردار گفته می‌شود.

طبق تحقیقات انجام‌یافته، اتصالاتی که در عمل مفصلی فرض می‌شوند، کاملاً مفصلی عمل نمی‌کنند و مقداری از ممان تیر را به ستون منتقل می‌کنند. همچنین اتصالات صلب نیز کاملاً صلب نیستند و مقداری رفتار انعطاف‌پذیر از خود نشان می‌دهند.^[۱-۳] اما روش‌های متداول تحلیل و طراحی قاب‌های فولادی بر اساس فرض صلبیت کامل و یا مفصلی ایده‌آل برای اتصالات است.

اگر چه ایده‌آل‌سازی رفتار اتصال، تحلیل قاب‌ها را به‌طور چشمگیری آسان

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۰/۱۱/۲۹، اصلاحیه ۱۳۹۱/۴/۳۱، پذیرش ۱۳۹۱/۸/۲۷.

می‌کند، ولی این تحلیل ممکن است در مواردی نتواند مقاومت و پاسخ واقعی سازه را تخمین زند. زیرا همان‌طور که اشاره شد، در عمل بیشتر اتصالات فولادی به‌کاررفته در قاب‌های ساختمانی اساساً نیمه‌گیردار و با سختی‌های متفاوت هستند. این اختلاف نتایج تحلیل و طراحی، در تحقیقات فراوانی که بر روی قاب‌های فولادی با انواع اتصالات صورت گرفته است، گزارش شده است.^[۴-۶] البته قابل ذکر است که اکثر این پژوهش‌ها، بر روی اتصالات متداول در قاب‌های خمشی تأکید داشته‌اند، چراکه فرض گیرداری کامل برخی از این اتصالات ممکن است در جهت غیرمحافظه‌کارانه باشد. در حالت کلی یک اتصال تیر به ستون می‌تواند تمام یا برخی از نیروهای داخلی موجود را منتقل کند. در مطالعه‌ی قاب‌های دو بعدی می‌توان از تأثیر پیچش صرف نظر کرد، ضمن اینکه در بیشتر مدل‌های سه‌بعدی نیز طراحی سازه و اتصالات طوری است که پیچش چشمگیری تولید نشود. اتصال محوری و برشی تیر به ستون در تمامی انواع اتصالات متداول به‌صورت کامل صورت می‌گیرد و اختلاف عمده‌ی انواع این اتصالات معمولاً در انتقال لنگر خمشی است (عدم انتقال، انتقال کامل و یا انتقال جزئی). در نتیجه در کاربردهای عملی می‌توان فقط تغییرشکل‌های دورانی حاصل از خمش را در نظر گرفت. معمولاً تغییرشکل دورانی اتصال به‌صورت تابعی از لنگر وارد بر اتصال و یا بر عکس بیان می‌شود. بهترین راهکار برای درک رفتار واقعی اتصال تیر به ستون در زیر بار و تعیین ظرفیت باربری آن، رسم نمودار لنگر-دوران اتصال است. در دهه‌های گذشته، آزمایش‌های بی‌شماری بر روی اتصالات

ایران،^[۲۳] بخش تنش مجاز، قاب‌های ساختمانی فولادی از لحاظ نوع اتصال به ۳ دسته‌ی صلب، ساده، و نیمه‌صلب تقسیم‌بندی می‌شوند. قاب‌های صلب شامل قاب‌هایی است که در آن‌ها فرض می‌شود اتصالات تیر و ستون به‌اندازه‌ی کافی صلب است، به‌طوری‌که در تغییرشکل قاب، زاویه‌ی بین تیر و ستون بدون تغییر باقی می‌ماند. به‌عبارت دیگر، عملاً لنگر خمشی ایجادشده در اتصال تیر به ستون بیش از ۹۰٪ لنگر متناظر با گیرداری کامل است. قاب‌های ساده شامل قاب‌هایی است که در آن‌ها فرض می‌شود اتصالات تیر به ستون بدون صلبیت است و اتصال تیرها و شاه‌تیرها به ستون فقط برای انتقال برش ناشی از بار قائم طراحی شده است و می‌تواند آزادانه دوران کند. عملاً وقتی لنگر خمشی موجود در اتصال تیر به ستون کمتر از ۲۰٪ لنگر گیرداری کامل باشد، اتصال ساده فرض می‌شود. قاب‌های نیمه‌صلب شامل قاب‌هایی است که در آن‌ها فرض می‌شود اتصال تیرها و شاه‌تیرها به ستون، دارای ظرفیت خمشی به مقداری مشخص مابین صلبیت قاب‌های صلب و انعطاف‌پذیری قاب‌های ساده است؛ یعنی ۲۰ الی ۹۰ درصد گیرداری کامل اتصال موجود است.^[۲۴]

در اینجا منظور از میزان گیرداری و یا درصد گیرداری اتصال (R)، نسبت لنگر به‌وجودآمده در اتصال به مقدار لنگر متناظر با حالت کاملاً گیردار است. برای مثال، درصد گیرداری را برای یک تیر تحت هر نوع بارگذاری که شرایط تقارن را برآورده می‌سازد (نظیر بارگسترده‌ی یکنواخت مطابق شکل ۱)، می‌توان با استفاده از روابط شیب - افت به‌صورت زیر محاسبه کرد:

$$M_{AB} = M_{AB}^F + \frac{\gamma EI_b}{L_b} (\gamma \theta_A + \theta_B - \psi) = -k_\theta \times \theta_A$$

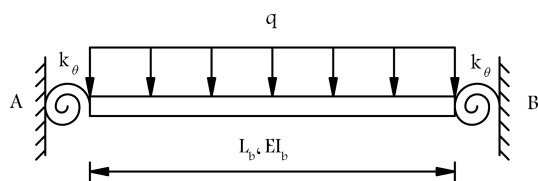
$$\theta_A = \theta_B, \quad \psi = 0 \Rightarrow M_{AB}^F + \frac{\gamma EI_b}{L_b} (\theta_A) = -k_\theta \times \theta_A$$

$$\theta_A = -\frac{M_{AB}^F}{k_\theta (\gamma + \gamma EI_b / k_\theta L_b)} \Rightarrow M_{AB} = \frac{M_{AB}^F}{(\gamma + \gamma EI_b / k_\theta L_b)}$$

$$R = \frac{M_{AB}}{M_{AB}^F} = \frac{\gamma}{(\gamma + \gamma EI_b / k_\theta L_b)} \quad (1)$$

در این روابط، طول، ممان اینرسی، و مدول کشسانی تیر به ترتیب با I_b ، L_b و E نشان داده شده است. k_θ سختی فنرهای دورانی انتهایی تیر است. M_{AB}^F لنگر ایجادشده در انتهای A از تیر AB در حالت نیمه‌گیردار و M_{AB} لنگر گیرداری انتهایی برای انتهای A از تیر AB است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، رابطه‌ی به‌دست‌آمده نه فقط برای بارگسترده‌ی یکنواخت نشان داده‌شده در شکل ۱، بلکه برای هر نوع بارگذاری که شرایط تقارن را برآورده سازد، برقرار است.

به منظور درک بهتر رابطه‌ی گیرداری در اتصالات، رابطه‌ی ۱ را با مفهوم خط تیر که در پژوهشی پایه‌گذاری شده است،^[۲۵] نیز می‌توان ارائه کرد. در واقع خط تیر در منحنی لنگر - دوران، خط واصل مابین حالت تیر دو سرگیردار به حالت تیر دو سر مفصلی است (شکل ۲). اگر اتصال دو سر تیر به‌صورت نیمه‌صلب و با سختی ثابت در نظر گرفته و با خط تیر قطع داده شود، لنگر حالت نیمه‌صلب



شکل ۱. تیر نیمه‌گیردار تحت بارگسترده‌ی یکنواخت.

صورت گرفته است که در نتیجه‌ی آن، داده‌های اولیه‌ی زیادی برای اتصالات مختلف به‌وجود آمده است. با استفاده از این داده‌های آزمایشگاهی و برازش منحنی‌های مختلف، مدل‌های لنگر - دوران متعددی برای اتصالات پیشنهاد شده است. برخی از این مدل‌ها نیز ممکن است از طریق روابط تئوری به‌دست آیند.

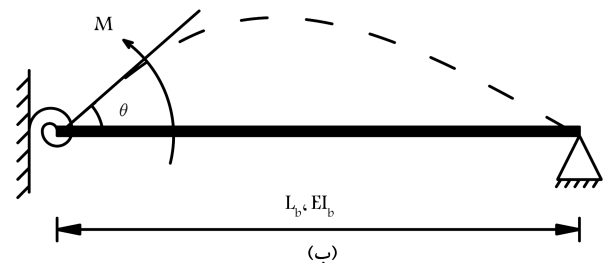
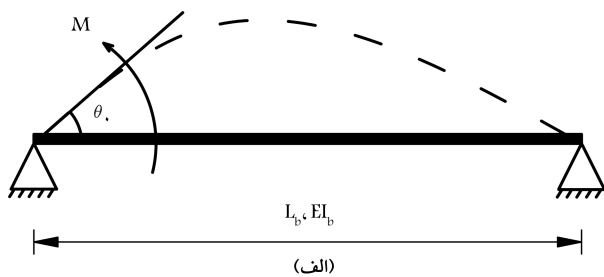
ساده‌ترین این مدل‌ها به‌صورت رفتار خطی است که شیب خط بیانگر سختی دورانی اتصال است. مدل دوخطی ارائه‌شده در سال ۱۹۸۳، رفتار اتصال را نسبت به مدل تک‌خطی بهتر بیان می‌کند؛ ولی باز هم تقریب موجود در این مدل‌ها قابل ملاحظه است.^[۲] مدل‌های چندخطی نیز در بسیاری از پژوهش‌ها ارائه شده‌اند. در این مدل‌ها، رفتار غیرخطی اتصال توسط خطوط راست منقطع بیان می‌شود.^[۹،۸] اگر چه استفاده از این مدل‌ها آسان است، ولی تقریب موجود و تغییرات ناگهانی سختی در نقاط منقطع کاربرد این روش‌ها را با مشکل مواجه کرده است. همچنین برای تحلیل‌های عددی بهتر است که پاسخ سازه را تحت یک منحنی بررسی کرد. در بین مدل‌های چند جمله‌یی نیز معروف‌ترین مدل مربوط به فرای و موریس است، که رفتار اتصال تیر به ستون در حالت نیمه‌گیردار توسط یک تابع چندجمله‌یی درجه‌ی ۵ بیان می‌شود.^[۱۰] دسته‌ی دیگری از مدل‌ها، مدل‌های نمایی هستند که برای جلوگیری از تغییرات شدید منحنی لنگر - دوران ارائه شده‌اند، همانند مدلی که در سال ۱۹۸۶ ارائه شد.^[۱۱] در بین مدل‌های توانی نیز می‌توان به مدل معروف کیشی و چین اشاره کرد.^[۱۳،۱۲] مدل اخیر بر اساس پارامترهایی بنا شده است که به‌صورت تحلیلی از روی هندسه‌ی اتصال به‌دست می‌آید و در نتیجه برای کاربردهای عملی مناسب‌تر است.^[۱۴] در برخی از کارهای علمی، گیرداری اتصالات و سیستم‌های مهاربندی به‌طور همزمان در روند تحلیل قاب‌های فولادی در نظر گرفته شده‌اند.^[۱۵-۱۷] البته شایان ذکر است که در این پژوهش‌ها بیشتر به بررسی پایداری قاب و تعیین بار بحرانی کماتشی ستون‌ها پرداخته شده است. برای مثال، در پژوهشی به بررسی اثر گیرداری جزئی اتصالات بر روی بار کماتشی قاب‌ها با مهاربندی کشسان پرداخته شده است.^[۱۷] همچنین در پژوهشی دیگر به بررسی تأثیر اتصالات بر روی قاب‌های بادبندی پرداخته شده است.^[۱۸] پژوهشگرانی نیز نحوه‌ی تحلیل قاب‌های فولادی نیمه‌صلب را تحت بارهای استاتیکی ثقلی و جانبی بررسی کرده‌اند.^[۱۹] ولی در این پژوهش‌ها، پژوهشگران از سیستم‌های مختلط بادبندی به همراه اتصالات خمشی استفاده کرده و به بیان دیگر تأثیر فرض گیرداری کامل برای اتصالات را بر روی قاب‌های مهاربندی بررسی کرده‌اند. در سال‌های اخیر، تأثیر هم‌زمان میرایی ویسکوز و پسماند اتصالات در پاسخ لرزه‌یی قاب‌های فولادی نیز بررسی شده است.^[۲۰،۲۱] همچنین در پژوهشی دیگر، اثر انعطاف‌پذیری اتصالات تیر به ستون بر روی خواص دینامیکی قاب‌های فولادی با ارتفاع کم بررسی شده است.^[۲۲] این پژوهش‌ها نیز به بررسی انعطاف‌پذیری اتصالات در قاب‌های خمشی و نه ساده تأکید داشته‌اند.

در این نوشتار، تمرکز بر روی قاب‌های فولادی ساده خواهد بود که اتصالات آن‌ها معمولاً به‌صورت مفصلی ایده‌آل مدل‌سازی می‌شود، ولی گیرداری جزئی موجود در آن‌ها ممکن است رفتار و پاسخ کل سازه یا برخی اجزای آن را دچار تغییراتی کند. برای این منظور رفتار غیرخطی قاب‌های ساختمانی با اتصالات ساده‌ی متداول تیر به ستون که به‌صورت نبشی نشیمن و یا نبشی جان است، مورد مطالعه قرار می‌گیرد.

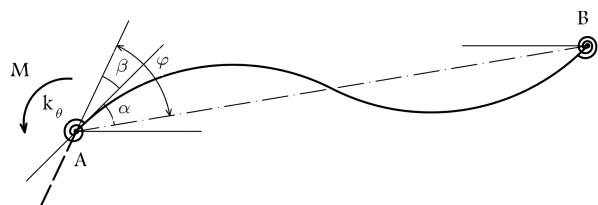
۲. مفاهیم مرتبط با اتصالات نیمه‌گیردار

۲.۱. درصد گیرداری

در بیشتر آیین‌نامه‌های سازه‌های فولادی نظیر می‌چث دهم مقررات ملی ساختمان



شکل ۳. پارامترهای تعریف ضریب گیرداری انتهایی.



شکل ۴. المان تیر دوگره‌ای.

برابر نسبت دوران انتهایی تیر (alpha) بر مجموع دوران تیر و اتصال (phi = alpha + beta) است:

$$\alpha = \frac{ML_b}{3EI_b}, \quad \beta = \frac{M}{k_\theta}$$

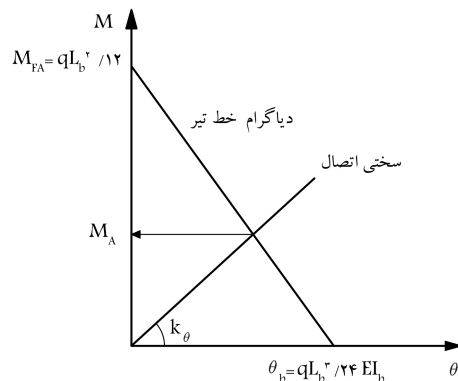
$$r = \frac{\alpha}{\phi} = \frac{\alpha}{\alpha + \beta} = \frac{1}{1 + 3EI_b/k_\theta L_b} \quad (5)$$

ملاحظه می‌شود که پارامترهای مؤثر در هر دو مفهوم درصد و ضریب گیرداری یکسان است و محدوده تغییرات آن‌ها نیز همانند هم از ۰ تا ۱ برای مفصلی ایده‌آل تا ۱ برای گیردار کامل است، ولی اختلاف عددی اندکی با هم دارند، که بی‌توجهی به آن‌ها در گزارش‌های علمی باعث ایجاد ابهام خواهد شد.

۳.۲. گیرداری بهینه‌ی یک تیر

با توجه به نحوه بارگذاری تیر می‌توان بهترین مقادیر سختی اتصالات را طوری به‌دست آورد که منجر به استفاده از کمترین مصالح در تیر شود. مثلاً تحت بار گسترده‌ی یکنواخت q مطابق شکل ۵، اگر بیشینه‌ی لنگرهای مثبت و منفی تیر فولادی هم‌اندازه باشند، طرح از نظر مصرف مصالح بهینه خواهد بود. بر این اساس می‌توان توزیع لنگر خمشی در حالت بهینه و در نتیجه سختی‌های اتصالات انتهایی متناظر را به‌دست آورد.

در دیاگرام خط تیر نشان داده‌شده در شکل ۶، که لنگر خمشی را به دوران انتهایی تیر ارتباط می‌دهد، خط M^+ مربوط به خمش میانی تیر و خط M^- مربوط به



شکل ۲. دیاگرام خط تیر.

به‌دست می‌آید. درصد گیرداری در واقع نسبت این لنگر به لنگر حالت کاملاً صلب است:

$$\text{Beam - line equation : } M = -\frac{2EI_b}{L_b}\theta + \frac{qL_b^2}{12}$$

$$\text{Joint - stiffness equation : } M = k_\theta \times \theta$$

$$-\frac{2EI_b}{L_b}\theta + \frac{qL_b^2}{12} = k_\theta \times \theta \Rightarrow \theta = \frac{qL_b^2}{12(k_\theta + 2EI_b/L_b)}$$

$$\Rightarrow M_A = \frac{qL_b^2}{12(1 + 2EI_b/k_\theta L_b)}$$

$$R = \frac{M_A}{M_{FA}} = \frac{1}{(1 + 2EI_b/k_\theta L_b)} \quad (2)$$

۲.۲. ضریب گیرداری انتهایی

برخی از پژوهشگران استفاده از مفهوم ضریب گیرداری انتهایی^۱ را برای در نظر گرفتن سختی اتصالات پیشنهاد کرده‌اند.^[۲۴-۲۸] مقدار این پارامتر نیز همانند درصد گیرداری، برای اتصال مفصلی ایده‌آل صفر و برای اتصال کاملاً صلب برابر ۱ است. منتها در اینجا به جای اینکه از نسبت لنگرهای ایجادشده استفاده شود، از نسبت دوران‌ها استفاده می‌شود. مفهوم ضریب گیرداری انتهایی (r) را می‌توان با ملاحظه‌ی شکل ۳، مطابق رابطه‌ی ۳ تعریف کرد.

$$r = 1 - \frac{\theta}{\phi} \quad (3)$$

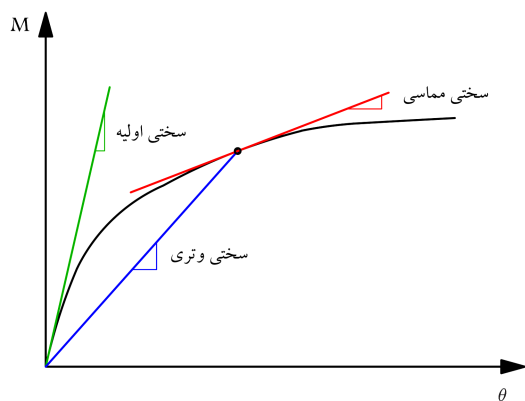
در این رابطه، مطابق شکل ۳، theta زاویه‌ی دوران تیر دو سر مفصل تحت لنگر M است و theta زاویه‌ی دوران در همان شرایط فقط با تغییر وضعیت انتهایی تیر از حالت مفصلی به نیمه‌صلب است (روابط ۴):

$$\theta_0 = \frac{ML_b}{3EI_b}, \quad \theta = \frac{ML_b}{3EI_b + k_\theta L_b}$$

$$r = 1 - \frac{\theta}{\theta_0} = \frac{1}{(1 + 3EI_b/k_\theta L_b)} \quad (4)$$

در این روابط، E، I_b و L_b به ترتیب مدول کشسانی، ممان اینرسی و طول تیر و k_theta سختی دورانی فنر اتصال است.

همچنین ضریب گیرداری انتهایی را می‌توان با یک بیان دیگر نیز به‌دست آورد. در این حالت مطابق شکل ۴، یک المان تیر دوگره‌ای را در نظر می‌گیریم که در سر A که دارای فنر دورانی اتصال است، لنگر M وارد شده است. ضریب گیرداری انتهایی



شکل ۷. رفتار غیرخطی اتصالات و انواع سختی های قابل تعریف.

۴.۲. رفتار غیرخطی اتصالات نیمه صلب

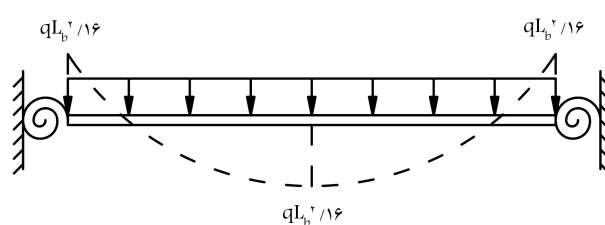
به طور کلی رفتار لنگر- دوران بیشتر اتصالات متداول فولادی، مابین حالت مفصلی ایده آل (محور افقی) و حالت صلب کامل (محور قائم) قرار دارد (شکل ۷). همچنین رابطه ی لنگر- دوران برای اتصالات عموماً در تمام طول بارگذاری غیرخطی است، به طوری که سختی اتصال با افزایش بار کاهش می یابد. در منحنی لنگر- دوران اتصالات فولادی یک سختی اولیه وجود دارد. در هر رده ی بارگذاری، سختی اتصال را می توان بصورت سکانتی (وتزی) یا تانژانتی (مماسی) در نظر گرفت و در نتیجه، مفاهیم درصد گیرداری یا ضریب گیرداری انتهایی در اتصالات واقعی با رفتار غیرخطی تابعی از رده ی بارگذاری خواهد بود و با افزایش بار در حالت کلی این مقادیر کاسته می شود. بدیهی است که مابین این سه نوع سختی، استفاده از سختی مماسی در هر مرحله از تحلیل سازه، موجب دقیق ترین جواب خواهد شد.

۳. طراحی و مدل سازی

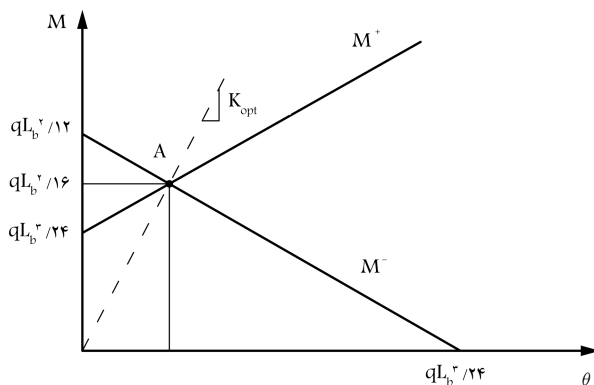
۱.۳. طراحی و مدل سازی قاب های مورد استفاده

مدل های سازه یی مورد استفاده در این نوشتار، همگی از نوع قاب ساده به همراه مهاربندی های ضربدری فولادی و با شکل پذیری متوسط هستند. سه قاب ۳، ۵ و ۸ طبقه بدین منظور در نظر گرفته شده اند که هر کدام دارای سه دهانه (دهانه ی وسط مهاربندی شده) هستند و ارتفاع طبقات ۳ متر است. طول دهانه ها متغیر و برابر ۳، ۵ و ۷ متر اختیار شده است؛ تا علاوه بر تأثیر ارتفاع قاب، تأثیر طول دهانه نیز در این مطالعه دیده شود. فولاد مورد استفاده، فولاد نرمه با مقاومت تسلیم $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ ، مقاومت نهایی $F_u = 3700 \text{ kg/cm}^2$ ، مدول یانگ $E = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ و ضریب پواسون $\nu = 0.3$ است.

بار ثقلی مرده و زنده ی قاب ها به ترتیب ۷۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و عرض بارگیر هر تیر ۵ متر منظور شده است. بارگذاری لرزه یی برای طراحی اولیه، بر اساس آیین نامه ی ۲۸۰۰ انجام گرفته است. [۲۰] فرض شده است که قاب ها روی خاک نوع سه واقع شده اند. همچنین طراحی قاب ها بر اساس ضوابط تنش مجاز میسج دهم مقررات ملی ساختمان، [۲۱] صورت گرفته است. نوع مقاطع طراحی برای تیرها، ستون ها و بادبندها به ترتیب نیمرخ IPB، IPE و قوطی انتخاب شده است. در شکل ۸، هندسه و ابعاد مدل ها نشان داده شده است. برای بررسی رفتار قاب ها تحت بارگذاری ثقلی، با توجه به مدل غیرخطی اتصالات که در بند ۲.۳ توضیح



شکل ۵. تیر نیمه گیردار با توزیع بهینه ی لنگر خمشی.



شکل ۶. دیاگرام خط تیر و سختی خمشی بهینه.

خمشی انتهایی تیر است، که روابط حاکم بر آن ها به صورت روابط ۶ و ۷ است:

$$M^+ = -\frac{2EI_b}{L_b}\theta + \frac{qL_b^2}{12} \quad (6)$$

$$M^- = +\frac{2EI_b}{L_b}\theta + \frac{qL_b^2}{24} \quad (7)$$

در این نمودار (شکل ۶)، نقطه ی تقاطع A نشان دهنده ی توزیع بهینه ی لنگر خمشی است؛ که در آن $M^+ = M^- = qL_b^2/16$ است. این نقطه ی تقاطع منجر به سختی بهینه ی (K_{opt}) متناظر با $r = 0.66$ می شود. [۲۹] برای بارگذاری های دیگر نیز می توان مشابه همین روند عمل کرد و مقادیر متناظر را به دست آورد.

$$\frac{2EI_b}{L_b}\theta + \frac{qL_b^2}{24} = -\frac{2EI_b}{L_b}\theta + \frac{qL_b^2}{12} \Rightarrow \theta = \frac{qL_b^2}{96EI_b}$$

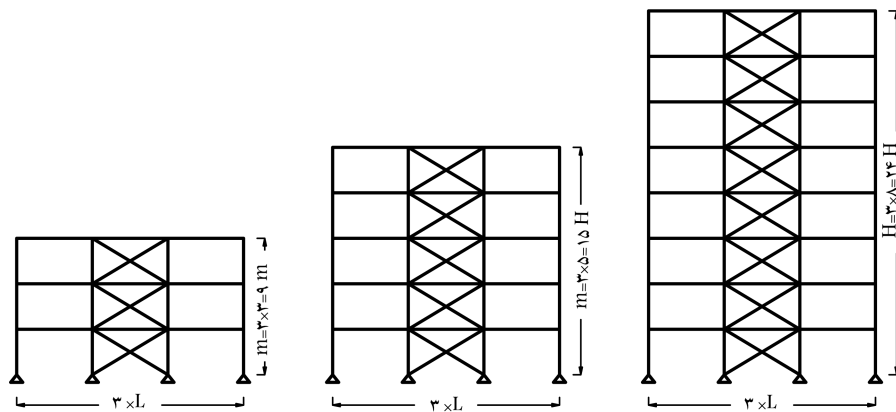
$$M = \frac{2EI_b}{L_b} \times \frac{qL_b^2}{96EI_b} + \frac{qL_b^2}{24} = \frac{qL_b^2}{16}$$

$$K_{opt} = \left(\frac{qL_b^2}{16}\right) / \left(\frac{qL_b^2}{96EI_b}\right) = \frac{6EI_b}{L_b}$$

$$r = \frac{1}{(1 + 3EI_b/k_\theta L_b)}, \quad k_\theta = K_{opt} \Rightarrow r = \frac{2}{3} = 0.66$$

بر اساس یک گزارش تحقیقاتی در یک تیر تحت بارگسترده ی یکنواخت، حالت مقرون به صرفه همان حالت ۷۵٪ گیرداری است که در آن لنگر مثبت وسط دهانه و لنگر منفی تکیه گاه ها با هم برابرند و کوچک ترین لنگر را برای تعیین نمره ی تیر به دست می دهد. [۲۴] این درصد گیرداری برابر با ۷۵٪ را می توان با جای گذاری سختی بهینه ی $6EI_b/L_b$ در رابطه ی درصد گیرداری (R) به دست آورد که معادل همان ضریب گیرداری انتهایی برابر $r = 0.66$ است.

$$R = \frac{1}{(1 + 2EI_b/k_\theta L_b)} = \frac{1}{1 + 2EI_b/[(6EI_b/L_b) \times L_b]} = 0.75$$



شکل ۸. قاب‌های ساختمانی مورد استفاده در این مطالعه.

شکل ۹ مورد توجه قرار گرفته است. این نوع اتصال باید همراه با یک نبشی فوقانی، که فقط وظیفه‌ی آن تأمین تکیه‌گاه جانبی برای بال فشاری است، استفاده شود. همانند اتصالات ساده با نبشی جان، منظور از اتصالات نشیمن نیز فقط انتقال واکنش تکیه‌گاهی قائم است. بنابراین اتصال نباید در انتهای تیرگیرداری قابل توجهی ایجاد کند. به این دلیل است که نبشی‌های نشیمن و نبشی نگه‌دارنده‌ی فوقانی باید نسبتاً قابل انعطاف باشند.^[۳۲] نبشی‌های به‌دست‌آمده برای اتصالات، هم با اتصال جوشی و هم با اتصال پیچی قابل کاربرد خواهد بود؛ که در ادامه، اتصال با پیچ در نظر گرفته شده است.

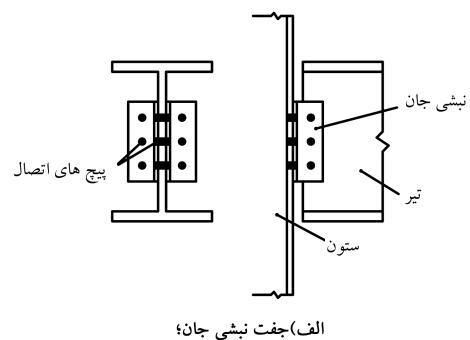
با توجه به اینکه قاب‌ها از نوع ساده به همراه مهاربند هستند، طراحی اتصالات تیر به ستون فقط از بارگذاری ثقلی متأثر می‌شود و در نتیجه در کلیه‌ی طبقات قاب‌ها، اتصالات یکسان خواهند بود. مشخصات اتصالات ساده‌ی طراحی‌شده بر اساس مشخصات ذکرشده در بخش قبل، در جدول‌های ۱ و ۲ آورده شده است. این تذکر لازم است که ابعاد اتصالات به نحوی در نظر گرفته شده‌اند که بیش مقاومتی در آن‌ها وجود نداشته باشد. عملاً ممکن است به دلایل اجرایی بیش مقاومت‌هایی در اتصالات به‌کار گرفته شده وجود داشته باشد، اما برای اینکه مقایسه‌ی حالت‌های

داده شده است، از تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی در نرم‌افزار SAP۲۰۰۰ استفاده شده است.^[۳۱]

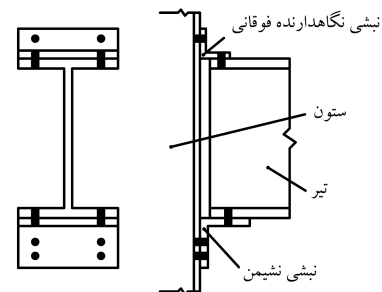
۲.۳. طراحی و مدل‌سازی اتصالات تیر به ستون

از انواع معمول اتصالات ساده‌ی تیر به ستون، استفاده از نبشی‌های جان و یا نبشی‌های نشیمن است. اتصال ساده‌ی برشی به کمک نبشی‌های جان، برای متصل‌سازی تیر به تیری دیگر یا به بال ستون به‌کار می‌رود. نمونه‌ی پیچی این اتصالات در شکل ۹الف نشان داده شده است. در این نوع اتصال، نبشی باید تا حد امکان انعطاف‌پذیر در نظر گرفته شود.

اتصالات ساده با نبشی نشیمن نیز از انواع متداول برای اتصال ساده‌ی تیر به ستون است. در این نوع اتصال، تیر بر روی یک نشیمن تقویت‌نشده (انعطاف‌پذیر) با تقویت‌شده قرار می‌گیرد. در این نوشتار، نشیمن‌های تقویت‌نشده مانند نشیمن



الف) جفت نبشی جان؛



ب) نبشی نشیمن به همراه نبشی فوقانی.

شکل ۹. جزئیات اتصال ساده.

جدول ۱. مشخصات اتصال با جفت نبشی جان به‌کار رفته در این پژوهش.

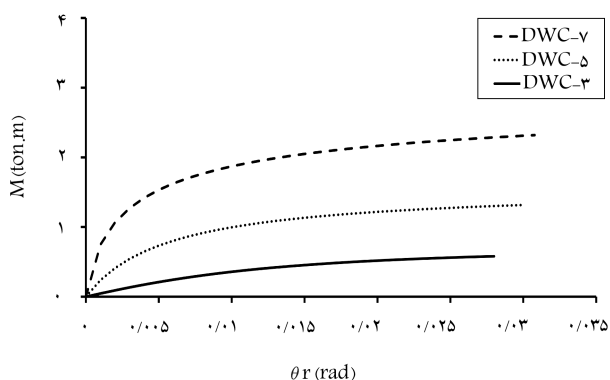
نام کاربردی	طول دهانه‌ی تیر (m)	قطر پیچ (cm)	طول نبشی (cm)	اندازه‌ی نبشی (cm)
DWC-۳	۳	۱٫۲	۱۵	۶×۶×۰٫۶
DWC-۵	۵	۱٫۶	۲۰	۷×۷×۰٫۷
DWC-۷	۷	۲٫۰	۲۵	۸×۸×۰٫۸

جدول ۲. مشخصات اتصال با نبشی نشیمن به‌کار رفته در این پژوهش.

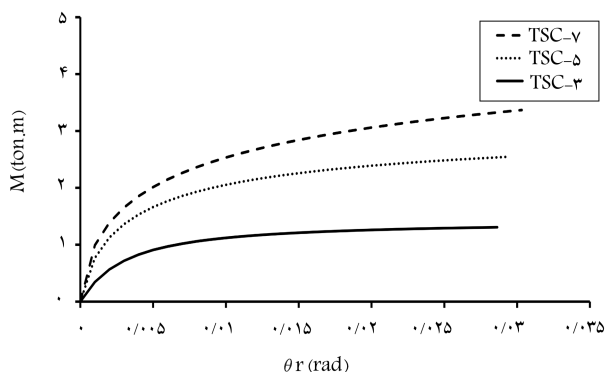
نام کاربردی	طول دهانه‌ی تیر (m)	قطر پیچ (cm)	طول نبشی (cm)	اندازه‌ی نبشی فوقانی (cm)	اندازه‌ی نبشی نشیمن (cm)
TSC-۳	۳	۱٫۲	۱۲	۸×۸×۰٫۸	۱۵×۱۵×۱٫۵
TSC-۵	۵	۱٫۶	۱۷	۸×۸×۰٫۸	۱۵×۱۵×۱٫۸
TSC-۷	۷	۲٫۰	۲۰	۸×۸×۰٫۸	۱۵×۱۵×۲٫۰

جدول ۳. مشخصات لنگر - دوران مدل به کار رفته برای اتصالات.

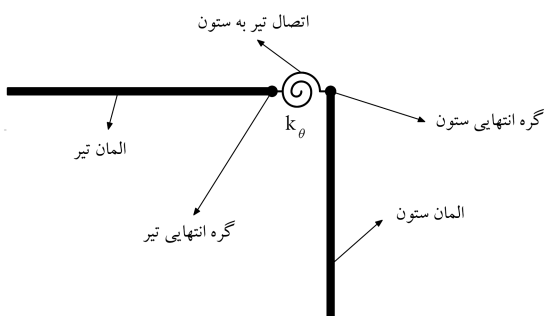
نام کاربردی	R_{ki} (ton.m/rad)	M_u (ton.m)	n
DWC-۳	۴۶,۴۱۷	۰,۷۲۰	۱,۵۶۰
DWC-۵	۲۸۴,۱۸۶	۱,۵۸۰	۰,۹۷۱
DWC-۷	۱۹۳۳,۰۹۵	۲,۹۹۶	۰,۶۰۰
TSC-۳	۴۲۴,۷۸۶	۱,۴۱۵	۱,۱۰۸
TSC-۵	۱۶۶۱,۱۳۵	۳,۲۶۰	۰,۶۴۷
TSC-۷	۵۱۱۰,۸۹۱	۶,۱۹۱	۰,۴۰۰



شکل ۱۰. منحنی غیرخطی لنگر - دوران اتصالات نبشی جان.



شکل ۱۱. منحنی غیرخطی لنگر - دوران اتصالات نبشی نشیمن.



شکل ۱۲. نحوه‌ی مدل‌سازی اتصال با فنر غیرخطی.

مختلف با ضرایب اطمینان یکسان صورت پذیرد، در اینجا ابعاد اتصالات تا حد امکان دست بالا در نظر گرفته نشده‌اند.

معمولاً برای مدل‌کردن رفتار اتصالات فولادی از منحنی‌های لنگر-دوران استفاده می‌شود. همان‌طور که قبلاً نیز اشاره شد، این منحنی‌ها یا از طریق روابط نظری و یا از برآزش منحنی داده‌های آزمایشگاهی به دست می‌آیند. هم‌اکنون مدل‌های متعددی توسط پژوهشگران مختلف توصیه شده است.

بیشتر مطالعات و مدل‌های ارائه شده برای حالت‌های مختلف اتصالات صلب است که عملاً ممکن است کمی انعطاف‌پذیری داشته باشند. در حالی‌که در این نوشتار باید از آزمایش‌ها و مدل‌های مربوط به اتصالات ساده (مفصلی) که عملاً ممکن است کمی گیر داشته باشند، استفاده شود. برای این منظور مدل استفاده شده در این پژوهش، مدل ارائه شده‌ی کیشی و چن^{[۱۲] [۱۳]} است.

این مدل که در آن از ۳ پارامتر استفاده شده است، دقت مناسبی در مدل‌کردن رفتار غیرخطی اتصالات دارد. همچنین این مدل براساس پارامترهایی بنا شده است که به صورت تحلیلی از روی هندسه اتصال به دست می‌آیند و در نتیجه برای کاربردهای عملی مناسب‌تر است. مدل کیشی و چن برای اتصالات تیر به ستون به همراه نبشی ارائه شده است و در عمل، از این اتصالات نبشی‌دار می‌توان هم برای اتصالات صلب و هم برای اتصالات ساده استفاده کرد. معادله‌ی اصلی این مدل به صورت رابطه‌ی ۸ است:

$$m = \frac{\theta}{(1 + \theta^n)^{1/n}} \quad \text{for } \theta > 0 \text{ and } m > 0 \quad (8)$$

که در این رابطه، $m = M/M_u$ ، $\theta = \theta_r/\theta_0$ ، M لنگر وارده بر اتصال، θ_0 زاویه‌ی دوران اتصال در اثر لنگر وارده، $\theta_0 = M_u/R_{ki}$ ، n ضریب مرجع، M_u ظرفیت خمشی نهایی اتصال، R_{ki} سختی اولیه‌ی اتصال و n ضریب شکل است. کیشی و همکاران بر روی داده‌های آزمایشگاهی یک سری تحلیل‌های آماری انجام دادند و به روابطی برای محاسبه‌ی ضریب شکل رسیدند.^[۳۲] این روابط برای اتصال به کمک جفت نبشی جان و اتصال به کمک نبشی نشیمن به ترتیب مطابق رابطه‌های ۹ و ۱۰ است:

$$n = 1,322 \log \theta_0 + 3,952 > 0,6 \quad (9)$$

$$n = 2,003 \log \theta_0 + 6,070 > 0,4 \quad (10)$$

مشخصات لنگر - دوران تمامی اتصالات به کار رفته محاسبه و در جدول ۳ نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، سختی خمشی اتصال ساده به کمک نبشی نشیمن بیشتر از سختی خمشی اتصال ساده به کمک جفت نبشی جان است. با استفاده از این پارامترها می‌توان نمودار لنگر-دوران اتصالات را رسم کرد (شکل‌های ۱۰ و ۱۱).

برای مدل‌کردن شرایط واقعی اتصالات از اختصاص فنرهای غیرخطی (با روابط لنگر-دوران معین) به نواحی مابین تیرها و ستون‌ها استفاده شده است. جزئیات این کار در شکل ۱۲ نشان داده شده است. برای این منظور منحنی‌های غیرخطی لنگر-دوران شکل‌های ۱۰ و ۱۱ با تعداد زیادی خط تقریب زده شده و سپس از المان چندخطی خمیری^۲ در نرم‌افزار SAP۲۰۰۰ استفاده شده است.

این تذکر لازم است که تحت بارگذاری ثقیل با توجه به مقادیر نه چندان زیاد دوران‌های نسبی تیر و ستون، انتظار می‌رود رفتار واقعی اتصالات تقریباً کشسان باشد و مدل‌سازی غیرخطی فنرهای اتصال به دلیل استفاده از مدل تک‌ضابطه‌یی و پیوسته‌ی کیشی و چن است. البته این تابع غیرخطی در قسمت‌های اولیه‌ی خود به

جدول ۴. مقادیر بیشینه و کمینه‌ی درصد گیرداری (R) برای اتصالات قاب‌های ساده‌ی فولادی (%).

قاب	DWC-۳		DWC-۵		DWC-۷		TSC-۳		TSC-۵		TSC-۷	
	کمینه	بیشینه	کمینه	بیشینه	کمینه	بیشینه	کمینه	بیشینه	کمینه	بیشینه	کمینه	بیشینه
۳ طبقه	۲٫۴	۲٫۴	۴٫۲	۴٫۳	۵٫۷	۶٫۰	۴٫۹	۵٫۵	۶٫۵	۷٫۱	۸٫۴	۸٫۷
۵ طبقه	۲٫۳	۲٫۵	۴٫۱	۴٫۵	۵٫۷	۶٫۱	۴٫۷	۵٫۹	۶٫۵	۷٫۳	۸٫۵	۸٫۹
۸ طبقه	۲٫۲	۲٫۶	۳٫۰	۴٫۸	۴٫۰	۶٫۴	۴٫۰	۷٫۰	۵٫۰	۷٫۹	۶٫۴	۹٫۳

جدول ۵. مقادیر بیشینه و کمینه‌ی ضرایب گیرداری انتهایی (α) برای اتصالات قاب‌های ساده‌ی فولادی (%).

قاب	DWC-۳		DWC-۵		DWC-۷		TSC-۳		TSC-۵		TSC-۷	
	کمینه	بیشینه	کمینه	بیشینه	کمینه	بیشینه	کمینه	بیشینه	کمینه	بیشینه	کمینه	بیشینه
۳ طبقه	۱٫۶	۱٫۶	۲٫۸	۲٫۹	۳٫۹	۴٫۱	۳٫۳	۳٫۷	۴٫۴	۴٫۸	۵٫۸	۶٫۰
۵ طبقه	۱٫۶	۱٫۷	۲٫۸	۳٫۰	۳٫۹	۴٫۲	۳٫۲	۴٫۰	۴٫۴	۵٫۰	۵٫۸	۶٫۱
۸ طبقه	۱٫۵	۱٫۸	۲٫۰	۳٫۲	۲٫۷	۴٫۴	۲٫۷	۴٫۸	۳٫۴	۵٫۴	۴٫۳	۶٫۴

حالت خطی بسیار نزدیک است و خطای قابل توجهی از لحاظ ایجاد تغییرشکل‌های ماندگار در صورت باربرداری ایجاد نمی‌کند.

جدول ۶. نسبت تنش بیشینه‌ی تیرها در حالت اتصال نبشی جان و نبشی نشیمن به حالت مفصلی ایده‌آل در قاب پنج طبقه با دهانه‌ی ۵ متری.

طبقه	مدل DWC-۵			مدل TSC-۵		
	تیر راست	تیر میانی	تیر چپ	تیر راست	تیر میانی	تیر چپ
۵	۰٫۹۵	۰٫۹۴	۰٫۹۵	۰٫۹۱	۰٫۸۸	۰٫۹۱
۴	۰٫۹۴	۰٫۹۴	۰٫۹۴	۰٫۸۹	۰٫۸۸	۰٫۸۹
۳	۰٫۹۴	۰٫۹۴	۰٫۹۴	۰٫۸۸	۰٫۸۸	۰٫۸۸
۲	۰٫۹۴	۰٫۹۴	۰٫۹۴	۰٫۸۸	۰٫۸۸	۰٫۸۸
۱	۰٫۹۴	۰٫۹۴	۰٫۹۴	۰٫۸۸	۰٫۸۸	۰٫۸۸

۴. نتایج محاسباتی و تحلیلی

۴.۱. مقادیر گیرداری اتصالات متداول در قاب‌های ساده فولادی

مقادیر درصد گیرداری و ضریب گیرداری انتهایی تحت بارگذاری ثقلی برای اتصالات متداول در قاب‌های ساده‌ی فولادی با جفت نبشی جان و نبشی نشیمن محاسبه و در جدول‌های ۴ و ۵ نشان داده شده است، تا از لحاظ عددی درک بهتری از میزان سختی اتصالات ساده‌ی متداول داشته باشیم. ملاحظه می‌شود که عموماً با افزایش تعداد طبقات قاب‌ها و در نتیجه ارتفاع ساختمان، محدوده‌ی تغییرات گیرداری جزئی اتصالات افزایش می‌یابد. برای مثال، در قاب با طول دهانه‌ی ۷ متر با اتصالات نبشی نشیمن، محدوده‌ی تغییرات درصد گیرداری در حالت سه طبقه ۸٫۴ الی ۸٫۷ درصد و در حالت هشت طبقه ۶٫۴ الی ۹٫۳ درصد است. دلیل این امر این است که در قاب با تعداد طبقات بیشتر، تنوع سختی‌های مؤثر اتصالات و در نتیجه گیرداری‌های جزئی موجود افزایش می‌یابد. توجه شود که علی‌رغم ثابت بودن مشخصات اتصال در تمامی طبقات یک مدل، با توجه به رفتار غیرخطی آن، سختی مؤثر که تابعی از مقدار دوران رخ داده شده است، می‌تواند در طبقات مختلف متفاوت باشد. همچنین با افزایش طول دهانه در یک قاب، مقادیر گیرداری جزئی اتصالات نیز افزایش می‌یابد. به‌عنوان نکته‌ی نهایی، در یک قاب با طول دهانه و تعداد طبقات یکسان، گیرداری جزئی اتصال نبشی نشیمن بیشتر از اتصال نبشی جان است.

۴.۲. بررسی وضعیت المان‌های سازه‌یی

ممکن است این سؤال به ذهن رسد که با اعمال شرایط واقعی اتصالات ساده در قاب‌های فولادی مهاربندی شده، شرایط المان‌های طراحی شده به چه صورت خواهد بود. برای مقایسه‌ی وضعیت المان‌های سازه‌یی برای نمونه سه حالت در نظر گرفته می‌شود: ۱. قاب ۵ طبقه با طول دهانه‌ی ۵ متر و با فرض اتصالات مفصلی ایده‌آل،

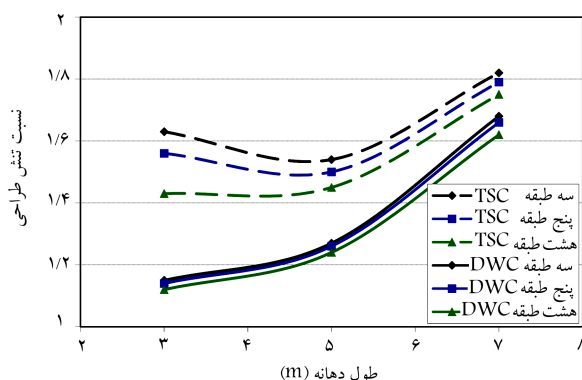
۲. همان قاب با اتصالات نبشی جان (DWC-۵)، ۳. همان قاب با اتصالات نبشی نشیمن (TSC-۵).

در ابتدا به بررسی وضعیت تیرها در اثر اعمال شرایط واقعی اتصالات تیر به ستون پرداخته شده است. همان‌طور که می‌دانیم فاکتور اصلی در تعیین مقاطع تیر در قاب ساده، مقدار تنش محوری ناشی از خمش بیشینه است که در قسمت میانی تیر شکل می‌گیرد. برای نمونه در جدول ۶، نسبت لنگرهای خمشی بیشینه‌ی (برابر با نسبت تنش‌های بیشینه) تیرهای حالت نیمه‌گیردار با اتصال نبشی جان و نبشی نشیمن به حالت اتصال مفصلی ایده‌آل در قاب ۵ طبقه با طول دهانه‌ی ۵ متر نشان داده شده است.

مطابق جدول ۶، این نسبت برای همه‌ی تیرها کوچک‌تر از ۱ به‌دست آمده است و در نتیجه وضعیت تیرها با در نظر گرفتن رفتار واقعی اتصالات بهتر شده است. به عبارت دیگر صرف نظر کردن از رفتار واقعی اتصالات، برای تیرها در جهت اطمینان است، زیرا با در نظر گرفتن گیرداری جزئی موجود در اتصالات، مقداری لنگر منفی در انتهای تیر حاصل می‌شود؛ ولی در عوض از بیشینه‌ی لنگر مثبت وسط دهانه کاسته می‌شود. این نتیجه از ابتدا نیز قابل پیش‌بینی بود و در اینجا مقصود ارائه‌ی مقادیر عددی این کاهش است. مطابق جدول ۶ بهبود وضعیت تیرها در قاب ۵ طبقه در حدود ۵ الی ۱۲ درصد است. وضعیت تیرها در سایر قاب‌ها با تعداد

جدول ۷. نسبت تنش ستون‌ها در حالت اتصال نبشی جان و نبشی نشیمن به حالت مفصلی ایده‌آل در قاب ۵ طبقه با دهانه‌ی ۵ متری.

طبقه	مدل ۵-DWC				مدل ۵-TSC			
	ستون کناری راست	ستون میانی راست	ستون میانی چپ	ستون کناری چپ	ستون کناری راست	ستون میانی راست	ستون میانی چپ	ستون کناری چپ
۵	۱٫۲۶	۱٫۰۱	۱٫۰۱	۱٫۲۶	۱٫۵۰	۱٫۰۲	۱٫۰۲	۱٫۵۰
۴	۱٫۰۷	۱٫۰۰	۱٫۰۰	۱٫۰۷	۱٫۱۵	۱٫۰۱	۱٫۰۱	۱٫۱۵
۳	۱٫۰۶	۱٫۰۰	۱٫۰۰	۱٫۰۶	۱٫۱۱	۱٫۰۱	۱٫۰۱	۱٫۱۱
۲	۱٫۰۴	۱٫۰۰	۱٫۰۰	۱٫۰۴	۱٫۰۷	۱٫۰۰	۱٫۰۰	۱٫۰۷
۱	۱٫۰۵	۱٫۰۰	۱٫۰۰	۱٫۰۵	۱٫۰۹	۱٫۰۰	۱٫۰۰	۱٫۰۹



شکل ۱۳. نسبت تنش طراحی ستون‌های کناری طبقه‌ی فوقانی.

ضرایب اطمینان بزرگ‌تری انتخاب شوند؛ ولی توجه به حدود مقادیر لازم با توجه به نتایج این نوشتار توصیه می‌شود.

۵. نتیجه‌گیری

در بیشتر کاربردهای عملی از فرض رفتار مفصلی ایده‌آل برای اتصالات قاب‌های ساده فولادی استفاده می‌شود. ولی اتصالات قاب‌های ساده، کاملاً به صورت مفصلی عمل نمی‌کنند و مقداری از لنگر خمشی را انتقال می‌دهند، که می‌تواند باعث اختلاف نتایج حاصل با واقعیت شود. در این نوشتار، برای قاب‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه با طول دهانه‌های ۳، ۵ و ۷ متر، اتصالات تیر به ستون با جفت نبشی جان و نبشی نشیمن با استفاده از مدل کیشی و چن مدل‌سازی شده و محدوده‌ی درجات گیرداری اتصالات مذکور در تمام حالات کمتر از ۱۰٪ محاسبه شده است. برای مثال، بیشینه‌ی درصد گیرداری برای اتصال TSC-۷ در قاب ۸ طبقه برابر ۹٫۳٪ به دست آمد. در حالت کلی، گیرداری جزئی موجود در اتصال ساده‌ی طراحی شده با نبشی نشیمن بیشتر از اتصال مشابه با نبشی جان است.

با در نظر گرفتن رفتار واقعی اتصالات، نیروهای داخلی در اعضای سازه‌ی دچار تغییر می‌شود و در واقع نیروهای به‌کاررفته در طراحی را دچار تغییر می‌کند. با در نظر گرفتن رفتار واقعی اتصالات قاب‌های ساده‌ی مهاربندی شده تحت بارهای ثقلی، وضعیت تیرها بهتر و وضعیت ستون‌ها بدتر می‌شود. بهبود وضعیت تیرها تقریباً یکسان و بین ۴ الی ۱۸ درصد است، ولی ستون‌ها وضعیت متفاوتی دارند.

طبقات و طول دهانه‌های مختلف نیز کمابیش مشابه این حالت است. این تذکر لازم است که در تمامی قاب‌های مورد مطالعه، کمینه‌ی کاهش لنگر مثبت وسط دهانه ۴٪ و بیشینه‌ی کاهش لنگر مثبت وسط دهانه ۱۸٪ به دست آمده است.

گام بعدی در این بخش بررسی وضعیت ستون‌ها در اثر اعمال شرایط واقعی اتصالات تیر به ستون تحت بارگذاری ثقلی است. فاکتورهای مؤثر در تعیین مقاطع ستون در قاب ساده، تنش محوری ناشی از خمش و نیروی محوری (عموماً فشاری) بیشینه است. نسبت تنش‌های ستون با اعمال ضرایب تعدیل و تشدید (طبق آیین‌نامه‌ی مبحث دهم، قسمت تنش مجاز) در حالت اتصال نبشی جان و نبشی نشیمن به حالت اتصال مفصلی ایده‌آل در قاب‌های با طول دهانه‌ی ۵ متر در جدول ۷ آورده شده است. تمامی مقادیر این جدول بزرگ‌تر از ۱ هستند و در نتیجه صرف‌نظر کردن از رفتار واقعی اتصال، برای ستون‌ها در جهت اطمینان نیست. می‌توان این مطلب را چنین تفسیر کرد که با لحاظ کردن سختی دورانی برای اتصالات ساده، مقداری لنگر به ستون‌ها منتقل می‌شود و دیگر لنگر خمشی آن‌ها برابر صفر نخواهد بود، در حالی که نیروی محوری منتقل شده تغییر محسوسی نمی‌کند و لذا در کل وضعیت ستون‌ها بدتر می‌شود.

همچنین همان‌طور که ملاحظه می‌شود، اختلاف نتایج حاصل برای ستون‌های میانی در حالت اتصال واقعی نسبت به حالت اتصال مفصلی قابل اغماض است؛ ولی در ستون‌های کناری مخصوصاً طبقات فوقانی این اختلاف قابل ملاحظه است. دلیل تفاوت نتایج ستون‌های کناری و میانی این است که در ستون‌های میانی لنگرهای نیمه‌گیرداری انتقالی از دو تیر جناحین تقریباً اثر یکدیگر را خنثی می‌کنند، ولی در ستون‌های کناری چنین اتفاقی نمی‌افتد. در ستون‌های کناری طبقات تحتانی چون نیروی محوری در مقایسه با لنگر خمشی انتقالی از تیر سهم بیشتری در مقادیر طراحی دارد، در حالت مدل‌سازی اتصالات واقعی، افزایش نتایج طراحی ستون کمتر است؛ ولی در طبقات فوقانی به دلیل سهم کم نیروی محوری، این اختلاف زیاد است.

نتایج سایر مدل‌ها نیز که از نظر تعداد طبقات و طول دهانه‌ها متفاوت هستند، مشابه نتایج ارائه‌شده در جدول ۷ است. یعنی اختلاف نتایج ستون‌های کناری طبقه‌ی فوقانی قابل توجه است و توصیه می‌شود در صورت طراحی با اتصالات مفصلی ایده‌آل، مقاطع این ستون‌ها با ضرایب اطمینان بزرگ‌تری انتخاب شوند. برای این منظور می‌توان شکل ۱۳ را مورد ملاحظه قرار داد. در این شکل نسبت تنش‌های طراحی ستون‌های کناری طبقه‌ی آخر با اعمال ضرایب تعدیل و تشدید آیین‌نامه‌ی بی در حالت اتصال نبشی جان و نبشی نشیمن به حالت اتصال مفصلی ایده‌آل در قاب‌های با تعداد طبقات و طول دهانه‌های متفاوت خلاصه شده است. اولاً ملاحظه می‌شود که تأثیر در نظر گرفتن گیرداری جزئی در اتصال با نبشی نشیمن در تمامی حالات متناظر از اتصال با نبشی جان بیشتر بوده و ضرایب نسبی بیشتری حاصل شده است. ثانیاً حساسیت نتایج به تعداد طبقات چندان زیاد نبوده است (مخصوصاً در مورد اتصال با نبشی جان)، ولی با افزایش طول دهانه، تأثیر گیرداری جزئی موجود در اتصالات ساده و تفاوت نتایج با حالت اتصال مفصلی ایده‌آل بیشتر می‌شود (به استثناء اتصال با نبشی نشیمن در قاب‌های با طول دهانه‌ی بسیار کم یعنی ۳ متر). برای طول دهانه‌های معمول (حدود ۵ متر)، این نسبت تنش طراحی برای اتصال با نبشی جان در حدود ۱٫۲۵ و برای نبشی نشیمن در حدود ۱٫۷۵ است. در صورتی که طراحی قاب‌ها با فرض اتصال مفصلی ایده‌آل انجام شده باشد، در نهایت می‌توان از ضرایب شکل ۱۳ برای افزایش مقدار تنش طراحی ستون‌های کناری طبقه‌ی آخر استفاده کرد. البته عملاً نیز به دلیل استفاده از چندین تپ محدود برای ستون‌های یک ساختمان، در بسیاری موارد ممکن است ستون‌های کناری طبقات فوقانی با

نسبت به ستون‌های میانی بیشتر است، زیرا در ستون‌های میانی لنگرهای انتقالی از دو وجه ستون تا حدی می‌توانند یک دیگر را خنثی کنند. لذا توصیه می‌شود به این موضوع در طراحی توجه شود و در صورت طراحی با اتصالات مفصلی ایده‌آل، مقاطع ستون‌های کناری مخصوصاً در طبقات فوقانی با ضرایب اطمینان بزرگ‌تری انتخاب شوند. برای این منظور می‌توان از ضرایب ارائه شده در نمودار شکل ۱۳ برای افزایش تنش طراحی ستون‌های کناری طبقه‌ی فوقانی استفاده کرد.

همان‌طور که اشاره شد، وضعیت ستون‌ها با اعمال رفتار واقعی اتصالات بدتر شده و به عبارت دیگر مقادیر حاصل برای طراحی ستون‌ها در حالت اتصال واقعی نسبت به حالت اتصال مفصلی ایده‌آل بیشتر شده است، که این افزایش در اثر انتقال لنگر به ستون‌هاست. این افزایش در ستون‌های طبقات فوقانی بیشتر است، چون دارای بار محوری کمتری هستند و سهم لنگر اضافه شده در حالت اتصال نیمه‌گیردار در طراحی ستون بیشتر است. همچنین این افزایش در ستون‌های کناری

پانویس‌ها

1. end fixity factor
2. multi-linear plastic link

منابع (References)

1. Lewitt, C.W., Munse, W.H. and Chesson, E., *Restraint Characteristics of Flexible Riveted and Bolted Beam-to-Column Connections*, University of Illinois Bulletin, Report no. 500 (1969).
2. Jones, S.W., Kirby, P.A. and Nethercot, D.A. "The analysis of frames with semi-rigid connections - A state-of-the-art report", *Journal of Constructional Steel Research*, **3**(2), pp. 2-13 (1983).
3. Davison, J.B., Kirby, P.A. and Nethercot, D.A. "Rotational stiffness characteristics of steel beam-to-column connections", *Journal of Constructional Steel Research*, **8**, pp. 17-54 (1987).
4. Lee, S. and Moon, T. "Moment-rotation model of semi-rigid connections with angles", *Engineering Structures*, **24**(2), pp. 227-237 (2002).
5. Gizejowski, M.A., Barszcz, A.M., Branicki, C.J. and Uzoegbo, H.C. "Review of analysis methods for inelastic design of steel semi-continuous frames", *Journal of Constructional Steel Research*, **62**(1-2), pp. 81-92 (2006).
6. Asharf, M., Nethercot, D.A. and Ahmed, B. "Sway of semi-rigid steel frames, part 2: Irregular frames", *Engineering Structures*, **29**(8), pp. 1854-1863 (2007).
7. Lui, E.M. "Strength of H-column with small end restraints", *The Structure Engineer*, **61**(B1), pp. 17-26 (1983).
8. Stelmack, T.W., Marley, M.J. and Gerstle, K.H. "Analysis and test of flexibly connected steel frames", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **112**(7), pp. 1573-1588 (1986).
9. Razzaq, Z. "End restraints effect on steel beam-to-column strength", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **109**(2), pp. 314-334 (1983).
10. Frye, M.J. and Morris, G.A. "Analysis of flexibly connected steel frames", *Canadian Journal of Civil Engineering*, **2**(3), pp. 280-291 (1975).
11. Lui, E.M. and Chen, W.F. "Analysis and behavior of flexibly-jointed frames", *Engineering Structures*, **8**(2), pp. 107-118 (1986).
12. Chen, W.F. and Kishi, N., "Semirigid steel beam-to-column connections: Data base and modeling", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **115**(1), pp. 105-119 (1989).
13. Kishi, N. and Chen, W.F. "Moment-rotation relations of semirigid connections with angles", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **116**(7), pp. 1813-1834 (1990).
14. Liew, J.Y.R., White, D.W. and Chen, W.F. "Limit states design of semi-rigid frames using advanced analysis: Part 1: Connection modeling and classification", *Journal of Constructional Steel Research*, **26**(1), pp. 1-27 (1993).
15. Yu, C.H. and Shanmugam, N.E. "Stability of frames with semirigid joints", *Computers and Structures*, **23**(5), pp. 639-648 (1986).
16. Xu, L. and Liu, Y., "Story stability of semi-braced steel frames", *Journal of Constructional Steel Research*, **58**(4), pp. 467-491 (2002).
17. Raftoyiannis, I.G. "The effect of semi-rigid joints and an elastic bracing system on the buckling load of simple rectangular steel frames", *Journal of Constructional Steel Research*, **61**(9), pp. 1205-1225 (2005).
18. Lui, E.M. and Chen, W.F. "Behavior of braced and unbraced semi-rigid frames", *International Journal of Solids Structures*, **24**(9), pp. 893-913 (1988).
19. Bursi, O.S. and Gerstle, K.H. "Analysis of flexibly connected braced steel frames", *Journal of Constructional Steel Research*, **30**(1), pp. 61-68 (1994).
20. Sekulovic, M., Salatic, R. and Nefovska, M. "Dynamic analysis of steel frames with flexible connections", *Computers and Structures*, **80**(11), pp. 935-955 (2002).
21. Sekulovic, M. and Nefovska, M. "Contribution to transient analysis of inelastic steel frames with semi-rigid connections", *Engineering Structures*, **30**(4), pp. 976-989 (2008).

22. Silva, J.G.S., Lima, L.R.O., Vellasco, P.C.G., Andrade, S.A.L. and Castro, R.A. "Nonlinear dynamic analysis of steel portal frames with semi-rigid connections", *Engineering Structures*, **30**(9), pp. 2566-2579 (2008).
23. Iranian National Building Code, Part 10: Design and construction of steel structures, Ministry of Housing and Urban Development, Tehran, Iran (In Persian) (2008).
24. Mazrooe, A., Simonian, W. and Nikkhah Eshghi M., Experimental Evaluation of rigid welded Connections Used in Iran, Building and Housing Research Center, Report no. 305, Tehran, Iran (In Persian)(2009).
25. Batho, C. and Rowan, H.C., *Investigations on Beam and Stanchion Connections*, Report of the Steel Structures Committee of the Division of Scientific and Industrial Research (1934).
26. Chen, W.F. and Lui, E.M. "Effects of joint flexibility on the behavior of steel frames", *Computer and Structures*, **26**(5), pp. 719-732 (1987).
27. Kaveh, A. and Moez, H. "Analysis of frames with semi-rigid joints: A graph-theoretical approach", *Engineering Structures*, **28**(6), pp. 829-836 (2006).
28. Helleland, J. "Second order approximate analysis of unbraced multistorey frames with single curvature regions", *Engineering Structures*, **31**(8), pp. 1734-1744 (2009).
29. Cabrero, J.M. and Bayo, E. "Development of practical design methods for steel structures with semi-rigid connections", *Engineering Structures*, **27**(8), pp. 1125-1137 (2005).
30. Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Building and Housing Research Center, Standard no. 2800, 3rd edition, Tehran, Iran (In Persian)(2005).
31. SAP2000, *Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures*, Computers and Structures Inc., Berkeley, California (2009).
32. Tahouni, S., *Design of Steel Structures Based on the Iranian Steel Design Code*, Elm va Adab Press, Tehran, Iran (In Persian) (1999).
33. Kishi, N., Chen, W.F., Goto, Y. and Matsuoka, K.G. "Applicability of three-parameter power model to structural analysis of flexibly jointed frames", *Proceeding of Mechanics Computing in 1990's and Beyond, ASCE*, Columbus OH, pp. 233-237 (1991).