

بررسی ظرفیت چشمه‌ی اتصال از نقطه‌نظر مبنای مقاومتی با شرایط هندسی متفاوت

بهرخ حسینی‌هاشمی (استادیار)
روح‌الله احمدی جزینی (کارشناس ارشد)
پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

چشمه‌ی اتصال یکی از مهم‌ترین المان‌های قاب خمشی فولادی در انتقال نیروی جانبی است. این المان بعضاً به‌علت رفتار شکل‌پذیر خود، شکل‌پذیری کلی قاب خمشی را به‌همراه تیرها، که خود عضوی شکل‌پذیرند، افزایش می‌دهد. طراحی درست این ناحیه و اجزاء و جزئیات آن ممکن است بر کارایی کلی قاب خمشی فولادی تأثیر زیادی داشته باشد. با توجه به این که تاکنون تحقیقات کمی در مورد رفتار لرزه‌ی چشمه‌ی اتصال، خصوصاً با تیرهای نابرابر در دو طرف، صورت گرفته است و تأثیرات نابرابری تیرها در دو طرف، بر چشمه‌ی اتصال در هنگام بارهای رفت و برگشتی کم‌تر مورد توجه بوده است. هدف اصلی این نوشتار بررسی تحلیلی ظرفیت چشمه‌ی اتصال خصوصاً در تیرهای نابرابر در دو طرف بر مبنای «طراحی مقاومتی چشمه‌ی اتصال» است.

روش تحقیق در این نوشتار به این صورت است که ابتدا مشخصات یک نمونه‌ی سرهم‌بندی‌شده‌ی آزمایشگاهی در نرم‌افزار اجزاء محدود ANSYS مدل‌سازی می‌شود و با استناد به انطباق جواب آزمایشگاهی و جواب تحلیلی، نمونه‌هایی تحلیلی که از نقطه‌نظر پارامتر هندسی چشمه اتصال، ارتفاع تیرهای دو طرف و ضخامت بال ستون متفاوت‌اند، مدل‌سازی می‌شوند. سپس نتایج لرزه‌ی چشمه‌ی اتصال برای بررسی و مقایسه‌ی ظرفیت‌های پیشنهادی آیین‌نامه‌ها از نظر مبنای مقاومتی (فرمول ارائه شده در استاندارد 2800°) برای چشمه‌ی اتصال به‌کار می‌رود. نتایج به دست آمده از این تحقیق حاکی از این است که فرمول‌های ارائه شده در استاندارد 2800° (ویرایش سوم) در مورد تخمین ظرفیت چشمه‌ی اتصال در برخی شرایط هندسی محافظه‌کارانه و در برخی غیر محافظه‌کارانه است. هنگامی که ضخامت بال ستون افزایش می‌یابد ظرفیت چشمه‌ی اتصال که در استاندارد 2800° ارائه شده است، نسبت به مقدار به دست آمده از نتایج تحلیل در این تحقیق کم‌تر است و هنگامی که ضخامت بال ستون کاهش می‌یابد در حالتی که ستون تنها به یک تیر متصل است، یا در تیرهای برابر، نتایج تحقیق نسبت به استاندارد 2800° کم‌تر است.

مقدمه

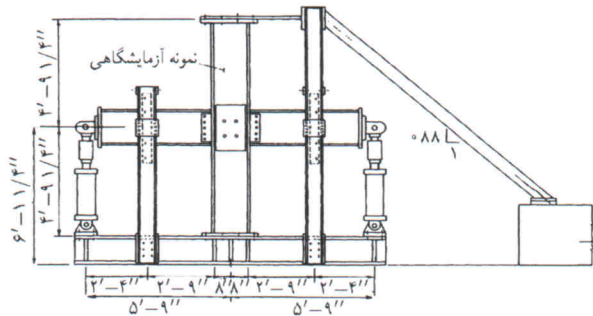
در مورد مبنای ظرفیتی چشمه‌ی اتصال با تیرهای برابر و نیز در مورد مبنای ظرفیتی چشمه‌ی اتصال ستون‌های خارجی ساختمان تحقیقات زیادی انجام شده است؛ اما هدف کلی این نوشتار تعیین ظرفیت چشمه‌ی اتصال در مورد تیرهای نابرابر در دو طرف (علاوه بر تیرهای با ارتفاع برابر در دو طرف و تیر در یک طرف در ستون خارجی) است که با استفاده از پوشی که بر روی منحنی‌های هیستریزس آنها رسم می‌شود میسر خواهد شد. در این نوشتار سه ویژگی خاص برای مبنای ظرفیت چشمه‌ی اتصال در نظر گرفته شده است:

۱. در تحقیقات گذشته در مورد مبنای ظرفیتی چشمه‌ی اتصال با تیرهای نابرابر در دو طرف مطالعات اندکی وجود داشته است^[۱]، و تأثیر نابرابری تیر در چشمه‌ی اتصال دیده نشده است.

۲. در مطالعات گذشته ظرفیت چشمه‌ی اتصال بیشتر براساس بارگذاری

افزاینده‌ی استاتیکی انجام شده است ولی در این نوشتار، مبنای ظرفیتی چشمه‌ی اتصال از طریق پوشی که بر روی منحنی هیستریزس رسم می‌شود، به دست می‌آید که به واقعیت رفتاری چشمه‌ی اتصال در هنگام بارگذاری لرزه‌ی نزدیک‌تر است.^[۲ و ۳]

۳. در اغلب تحقیقات گذشته و مخصوصاً در کارهای آزمایشگاهی به‌دلیل محدودیت‌های تغییر مکان جانبی و نیز به‌دلیل محدودیت الزامات دستگاه‌های بارگذاری در بالای نمونه‌ی تیر و ستون سرهم‌بندی شده، از تغییر مکان جانبی در داخل صفحه‌ی بالای ستون جلوگیری شده است، و تغییر مکان بالای ستون و امکان حرکت جانبی یک جزء قاب از بین رفته است.^[۴ و ۵] از آنجا که چشمه‌ی اتصال بیشتر در قاب‌های خمشی قابل بحث است، و نیز در قاب‌های خمشی امکان حرکت جانبی برای قاب و در نتیجه



شکل ۱. شمایی از نمونه‌ی آزمایشگاهی، شاسی، جک‌ها و تکیه‌گاه جانبی آزمایشگاه. [۶]

به صورت دقیق‌تری مشاهده کرد. در شکل مذکور می‌توان دید که با یک ابزار افقی جلوی تغییر مکان بالای ستون در داخل صفحه گرفته شده است، که این محدودیت به ناچار و به دلیل محدودیت حرکت جانبی جک محوری که بارگذاری محوری را روی ستون انجام می‌دهد اعمال شده است. نحوه‌ی بارگذاری روی تیرها از نوع کنترل نیرو بوده، و بار محوری ستون نیز براساس بیشترین بار محوری ناشی از بارگذاری ثقلی است که در ستون تنش 21 ksi ایجاد می‌کند انتخاب شده است. این مقدار بار محوری به همین صورت در طول آزمایش ثابت می‌ماند، سپس تیرها به صورت رفت و برگشتی بارگذاری می‌شوند. نحوه‌ی بارگذاری چنین است که یک تیر به سمت پایین بارگذاری، و طرف دیگر در همان لحظه به سمت بالا بارگذاری می‌شود. انتهای تیرها ابتدا در دو سیکل اول تا رسیدن به $\frac{1}{4}$ تنش مجاز خمشی اسمی (12 ksi) بارگذاری می‌شوند، و در مرحله‌ی بعد بارگذاری تیرها تا مرز تنش مجاز خمشی 24 ksi افزایش داده می‌شود و دو سیکل تکرار می‌شود. این بارگذاری‌ها بارها افزایش می‌یابند تا به تنش اسمی جاری شدگی 36 ksi برسند که براساس فرض کشسانی به دست آمده‌اند و یک یا دو سیکل در این محدوده تکرار می‌شوند. مرحله‌ی بارگذاری بعدی براساس تنش حد جاری شدن 36 ksi است که براساس مقطع خمیری قابل محاسبه است. مجدداً دو سیکل در این حالت تکرار می‌شود. با توجه به این حالت اخیر بارگذاری، و براساس حلقه‌های هیستریزس به دست آمده می‌توان به اطلاعاتی راجع به شکل‌پذیری مجموعه دست یافت. این افزایش بار تا آن جا که گسیختگی در نمونه اتفاق می‌افتد ادامه دارد. با توجه به این که نمونه‌ی آزمایشگاهی شماره ۸ از این مجموعه حلقه‌ی هیستریزس رفتاری کاملاً پایدار از خود نشان می‌دهد و لغزش در این نمونه، که از پیچ‌های مقاوم استفاده شده بود و از سطوح متصل شده‌ی خوبی بین دو قطعه تیر و اتصال برخوردار بود لغزش پیچ دیده نشد و هیچ‌گونه گسیختگی در جوش‌ها اتفاق نیفتاد، این نمونه مبنای مدل‌سازی قرار گرفت. جزئیات ساخت این نمونه در شکل ۲ نشان داده شده است. شکل ۳ شکست بال پایینی تیر را نشان می‌دهد. این نمونه دارای

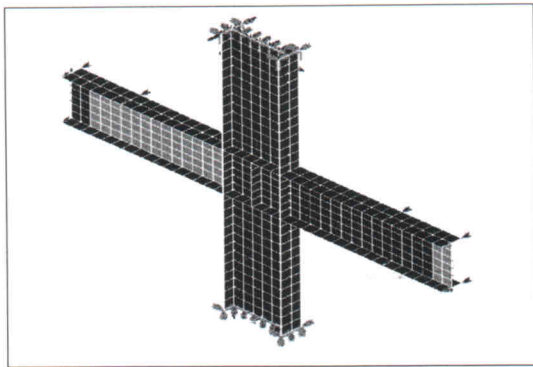
ستون در داخل صفحه‌ی خود وجود دارد، در نمونه‌های مدل‌سازی شده درجه‌ی آزادی سر ستون در داخل صفحه باز گذاشته می‌شود که این امر امکان بررسی و تأثیر کماتش کلی ستون در چشمه‌ی اتصال را فراهم می‌کند و به واقعیت فیزیکی نزدیک‌تر است. البته یادآور می‌شویم که واقعیت قضیه در اتصال صلیبی تیر به ستون که از یک قاب اقتباس شده است، حالتی بین‌گیرداری کامل بالای ستون اتصال صلیبی و آزادی کامل بالای ستون است و باید مثلاً بالای ستون به فنی متصل شود که سختی آن وابسته به سختی اجزای بالا و پایین و سمت راست و چپ اتصال صلیبی سرهم‌بندی شده است. اما چون عملاً پیدا کردن این سختی کاری دشوار و پیچیده است، بالای این اتصال صلیبی سرهم‌بندی شده باز گذاشته می‌شود و این کار، نسبت به حالتی که درجه‌ی آزادی بالای ستون بسته باشد به واقعیت نزدیک‌تر است؛ و از نظر پیدا کردن ظرفیت و شکل‌پذیری چشمه‌ی اتصال نیز محافظه‌کارانه است. [۵] مدل‌سازی نمونه‌های تعریف شده به استناد صحت عملکرد رفتاری و انطباق عملکرد مدل تحلیلی و آزمایشگاهی انجام می‌شود، و سعی خواهد شد مشخصات نمونه‌ها از نظر ابعاد هندسی با یک رواداری معین و نیز با فرض عملکرد مشابه در یک محدوده‌ی رواداری مشخص، تعریف شوند. در این نوشتار سه پارامتر اصلی مورد بحث قرار می‌گیرند که بر روی چشمه‌ی اتصال تأثیر گذارند:

۱. ضخامت چشمه‌ی اتصال بر مبنای طراحی ناحیه‌ی اتصال قوی طرح می‌شود و تغییر می‌کند؛
۲. ضخامت بال ستون تغییر می‌کند؛
۳. ارتفاع تیرهای دو طرف نسبت به هم تغییر می‌کند.

مروری بر آزمایش مینا و بارگذاری آن

با توجه به مواردی که درباره‌ی رفتار چشمه‌ی اتصال بیان شد، و در نتیجه لزوم انجام مجموعه آزمایشاتی نمونه‌هایی برای این آزمایش‌ها ساخته شد. [۶] به علت اینکه آزمایش و بارگذاری روی نمونه‌هایی با تیر و ستون‌های در مقیاس واقعی وجود نداشت، تصمیم گرفته شد که با فرض در وسط قرار گرفتن نقطه‌ی عطف در تیرها و ستون‌های نمونه‌ی سرهم‌بندی شده، تمام ابعاد طولی مدل‌ها تا نقطه‌ی عطف و در مقیاس $\frac{1}{4}$ ساخته شود. هر نمونه‌ی سرهم‌بندی شده، تیر و ستون در نقطه‌ی اتصال از یک تیر به ارتفاع نقطه‌ی عطف تا نقطه‌ی عطف ۹ فوت و ۶٫۵ اینچ ساخته شده بود. برای اطلاع از جزئیات آزمایش می‌توان به کارهای آزمایشگاهی انجام شده در این مورد مراجعه کرد. [۶]

شمایی از جزئیات دقیق‌تر آزمایش در شکل ۱ ترسیم شده است که در آن می‌توان جک‌ها و تکیه‌گاه‌های اصلی و جانبی و جزئیات اتصال را

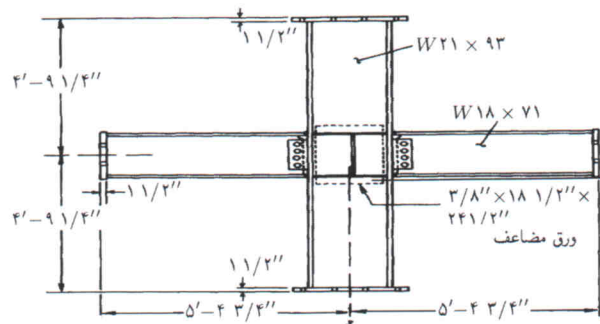


شکل ۴. مدل تحلیلی نمونه.

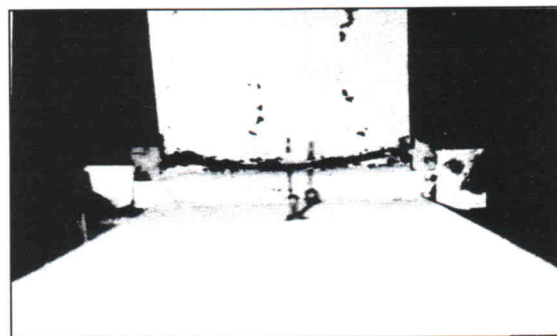
خودداری شد، زیرا براساس شواهد ناشی از نتایج آزمایشگاهی [۶] و به واسطه‌ی استفاده از پیچ‌هایی با مقاومت خیلی بالا (و با مراجعه به نتایج آزمایش نمونه‌های آزمایشگاهی که در آن مؤکداً ذکر شده است که در پیچ‌ها و برش‌گیر متصل به آن هیچ لغزشی رخ نداده است) لزومی بر مدل کردن پیچ‌ها دیده نشد. زیرا بحث اصلی عملکرد ناحیه‌ی اتصال بوده است و هر عاملی که تأثیری در نتایج نگذارد برای پیش‌گیری از اضافه شدن درجات آزادی، و نتیجتاً پیچیده شدن تحلیل (تا آنجا که در دقت تحلیل تأثیر نگذارد)، حذف شده است. [۷] برای مدل کردن تکیه‌گاه‌های جانبی که در مدل اصلی وجود داشت در محل تکیه‌گاه‌های جانبی در نمونه‌ی آزمایشگاهی، در نمونه تحلیلی جلوی درجه آزادی خارج صفحه گرفته شد. از آن‌جا که در نمونه‌های آزمایشگاهی مؤکداً در قسمت «بحث در مورد نتایج آزمایش» آمده بود که ورق‌های پیوستگی و ورق سخت‌کننده‌ی قائم به سمت بیرون صفحه‌ی ستون کمانش کرده‌اند، این مسئله نیز در مدل تحلیلی به وسیله‌ی تحلیل کمانش در جای خود گنجانده شده است. برای مدل کردن کمانش، تحلیل کمانش بر روی نمونه‌ی تحلیلی مورد نظر انجام شد تا مدهای کمانشی به دست آید. سپس بارهای کمانشی که معرف نقص اولیه در سازه‌اند در جای خود قرار داده شدند. نتایج تحلیلی ناشی از تحلیل کمانش در نمونه‌ی تحلیلی و انطباق آن با کمانش در نمونه‌ی واقعی در ادامه ارائه شده است.

فرضیات تحلیلی و بارگذاری نمونه‌ی تحلیلی

در تحلیل این مدل فرض شده است که مصالح به‌طور کامل از خواص خمیرسانی و کشسانی پیروی می‌کنند. سخت‌شدگی مجدد^۱ همسان در کشش و فشار در تحلیل با بارگذاری رفت و برگشتی برای فولاد فرض شد. خواص غیرخطی هندسی از طریق کرنش‌های کوچک و فرمول‌بندی تغییر مکان‌های بزرگ در نظر گرفته شده است که تمام این موارد با توجه به امکانات نرم‌افزار ایجاد شده است. این نرم‌افزار قابلیت در نظر گرفتن توأمان خواص غیرخطی مصالح و هندسی را دارد. باید به این نکته اشاره کرد که وجود جوش انگستانه در آزمایش واقعی، در



شکل ۲. شمایی از نمونه‌ی آزمایشگاهی. [۶]



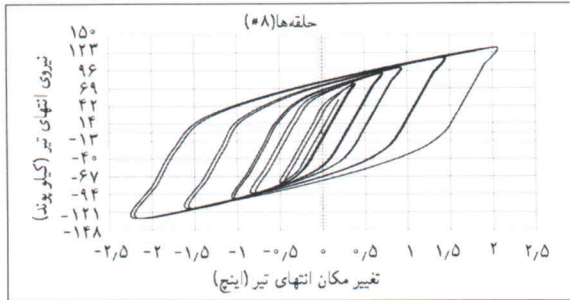
شکل ۳. گسیختگی بال پایینی نمونه آزمایشگاهی. [۶]

دو بال گسیخته شده در یک زمان بود. لازم است یاد آور شویم که در تمام حالات جوش انگستانه بر روی ورق مضاعف مؤثر تشخیص داده شده است. [۶]

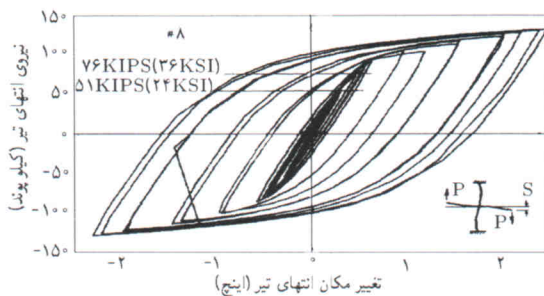
شرح مدل‌سازی

با توجه به مدل اصلی آزمایشگاهی که به آن اشاره شد، ابعاد هندسی مدل تحلیلی اصلی در نرم‌افزار ANSYS ساخته شد و با استفاده از المان غیرخطی شیل ۴۳ مش‌بندی شد و صحت روی هم افتادن گره‌های تک‌تک المان‌ها روی مرزها مورد بازبینی قرار گرفت. باید توجه داشت که انتخاب المان مذکور به صورت سعی و خطا انجام شده است تا جواب چرخه‌ی مدل تحلیلی و آزمایشگاهی با تقریب نزدیکی برابر باشند.

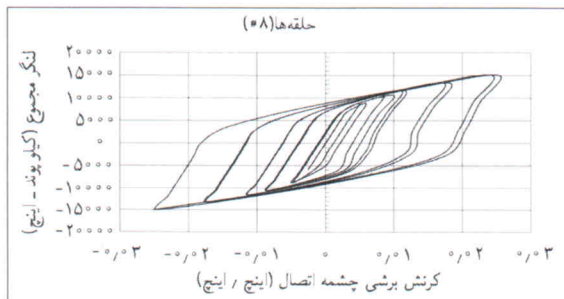
شمایی از مدل تحلیلی نمونه در شکل ۴ ارائه شده است. در این مدل به وضوح دیده می‌شود که جوش‌های بال‌های تیر به جان ستون مدل نشد، زیرا چنان که اشاره شد در این نمونه‌ی آزمایشگاهی جاری شدن بال‌ها در جوش و در منطقه‌ی حرارت‌زده رخ نداده است و هیچ شکستی در این نمونه‌ها در محل جوش‌ها، در محل برخورد بال تیر به بال ستون، و نیز در سایر مواضع جوشکاری رخ نداده است؛ بنابراین برای مدل کردن سازه در رایانه از مدل کردن جوش و خواص آن به‌عنوان یک جسم تَرِد صرف‌نظر شد. همچنین از مدل کردن پیچ‌ها و برش‌گیر



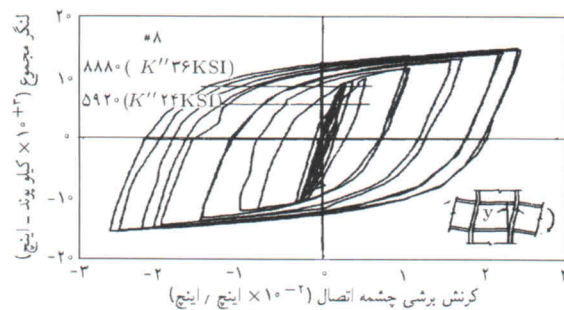
شکل ۵. منحنی رفتار لرزه‌یی نیرو - تغییر مکان برای مدل تحلیلی.



شکل ۶. منحنی رفتار لرزه‌یی نیرو - تغییر مکان برای مدل آزمایشگاهی. [۶]



شکل ۷. لنگر برحسب کرنش برشی چشمه‌ی اتصال برای نمونه‌ی تحلیلی.



شکل ۸. لنگر برحسب کرنش برشی چشمه اتصال برای نمونه آزمایشگاهی. [۶]

لحظه‌ی گسیختگی و از نظر شکل و تعداد حلقه‌ها در حین آزمایش) است. از مطالب فوق می‌توان چنین نتیجه گرفت که انطباق خوبی بین مدل آزمایشگاهی و تحلیلی وجود دارد و مدل تحلیلی تا حد زیادی در محدوده‌ی بارهای به‌کار برده شده قابل اطمینان است و می‌توان از آن برای مدل‌سازی نمونه‌های مشابه از نظر رفتاری استفاده کرد. در

الحاق کامل ورق مضاعف به جان ستون مؤثر تشخیص داده شده است و این دو صفحه به‌واسطه‌ی این جوش به هم دوخته شده‌اند. به همین دلیل موضوع کماتش نسبی ورق مضاعف نسبت به جان ستون مدل نشد، ولی تمام کماتش‌ها یعنی کماتش ورق مضاعف و جان ستون با هم و کماتش سخت‌کننده‌ها در چشمه‌ی اتصال مدل شده است. همچنین تحلیل از نوع غیرخطی و استاتیکی است و براساس نظریه‌ی خمیرسانی کلاسیک و براساس معیار گسیختگی فون میسز انجام شده است.

باید تأکید کرد که در مطالعات انجام شده موضوع انتشار ترک مورد ملاحظه قرار نگرفته است. این نکته به قابلیت ترک‌پذیری از طریق گسترش تنش در مصالح، که باعث تسهیل در شکست سازه می‌شود، بستگی دارد. و این امر به شرطی میسر است که یک ترک یا نامنظمی در سازه معرفی شده باشد. [۷] بارگذاری این مدل تحلیلی، همانند مدل آزمایشگاهی، از نوع کنترل نیرو بوده و تمام گام‌های بارگذاری که در نمونه‌ی اصلی آزمایشگاهی اعمال شده، و در بند ۳ به آن اشاره شد، در بارگذاری نمونه‌ی آزمایشگاهی گنجانده شده است. شرایط مرزی مدل آزمایشگاهی نیز عیناً در مدل تحلیلی گنجانده شده است.

تأیید مدل تحلیلی با توجه به نتایج آزمایشگاهی

با توجه به نکات گفته شده و با استفاده از قوانین تسلیم، سرانجام برای توجیه رفتار لرزه‌یی مدل تحلیلی و تحلیل نهایی مدل، منحنی رفتار لرزه‌یی کشیده شد. برابری منحنی‌های رفتار لرزه‌یی مدل تحلیلی و مدل آزمایشگاهی نشان‌دهنده‌ی صحت تقریبی مدل تحلیلی است. علت تقریبی بودن این انطباق فرض‌هایی است که بر مینای نظریه‌های خمیرسانی و خمیرسانی بر المان‌های اجزاء محدود حاکم است، و همچنین تقریب‌هایی که برای ساده‌سازی در مصالح بر روی آنها فرض می‌شود. [۸] در شکل ۵ و ۶ حلقه‌های هیستریزس نیرو، تغییر مکان نوک تیر طره در نمونه‌ی آزمایشگاهی و نمونه‌ی تحلیلی کشیده شده است که بیشینه‌ی بار نمونه‌ی تحلیلی در خاتمه‌ی تحلیل و لحظه‌ی عدم همگرایی تحلیل در نرم‌افزار به ۱۳۰ kips - و تغییر مکان متناظر به ۲/۲۸ inch - می‌رسد. این مقدار در نمونه‌ی آزمایشگاهی به ۱۳۲ kips، و تغییر مکان انتهایی به ۲/۵ inch - می‌رسد که اختلافی بسیار جزئی است و مطابقت خوبی بین حلقه‌های هیستریزس آزمایشگاهی و تحلیلی در حین آزمایش و در لحظه گسیختگی وجود دارد. همچنین منحنی لرزه‌یی لنگر خمشی مجموع وجه ستون برحسب کرنش متوسط برشی ناحیه‌ی اتصال برای نمونه‌ی تحلیلی و آزمایشگاهی در شکل ۷ و ۸ نشان داده شده است. بر این اساس، بیشترین مقدار لنگر برای هر دو تقریباً برابر ۱۵۰۰۰ kips-in و در اعوجاج ۰/۲۵ رادیان، رخ داده است، که باز هم حاکی از مطابقت خوب نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی (در

جدول ۲. مشخصات تیرهای ساخته شده به شکل I (با بال برابر).

تیر ۴	تیر ۳	تیر ۲	تیر ۱	
۲۵	۳۲	۴۰	۵۰	ارتفاع کلی جان تیر (cm)
۱	۱	۱	۱	ضخامت جان تیر (cm)
۱۵	۱۵	۱۵	۱۵	عرض بال تیر (cm)
۲	۲	۲	۲	ضخامت بال تیر (cm)

جدول ۳. مشخصات نمونه‌های سری ۱.

سری ۱	نوع ستون	تیر سمت چپ	تیر سمت راست
نمونه ۵۰-۵۰	ستون ۱	تیر ۱	تیر ۱
نمونه ۵۰-۴۰	ستون ۱	تیر ۲	تیر ۱
نمونه ۵۰-۳۲	ستون ۱	تیر ۳	تیر ۱
نمونه ۵۰-۲۵	ستون ۱	تیر ۴	تیر ۱
نمونه ۵۰-۰	ستون ۱	بدون تیر	تیر ۱

جدول ۴. مشخصات نمونه‌های سری ۲.

سری ۱	نوع ستون	تیر سمت چپ	تیر سمت راست
نمونه ۵۰-۵۰	ستون ۲	تیر ۱	تیر ۱
نمونه ۵۰-۴۰	ستون ۲	تیر ۲	تیر ۱
نمونه ۵۰-۳۲	ستون ۲	تیر ۳	تیر ۱
نمونه ۵۰-۲۵	ستون ۲	تیر ۴	تیر ۱
نمونه ۵۰-۰	ستون ۲	بدون تیر	تیر ۱

جدول ۵. مشخصات نمونه‌های سری ۳.

سری ۱	نوع ستون	تیر سمت چپ	تیر سمت راست
نمونه ۵۰-۵۰	ستون ۳	تیر ۱	تیر ۱
نمونه ۵۰-۴۰	ستون ۳	تیر ۲	تیر ۱
نمونه ۵۰-۳۲	ستون ۳	تیر ۳	تیر ۱
نمونه ۵۰-۲۵	ستون ۳	تیر ۴	تیر ۱
نمونه ۵۰-۰	ستون ۳	بدون تیر	تیر ۱

جدول ۶. طراحی ناحیه‌ی اتصال برای سری ۱.

سری ۱	طراحی بر مبنای مقاومتی		ضخامت ورق پیوستگی
	t_{pz}	V_{pz}	
نمونه ۵۰-۵۰	۲٫۳	۲۰۵۸۱۵	۲
نمونه ۵۰-۴۰	۲٫۲	۲۰۰۲۱۲	۲
نمونه ۵۰-۳۲	۲٫۱	۱۹۴۴۷۷	۲
نمونه ۵۰-۲۵	۲٫۱	۱۹۷۲۹۲	۲
نمونه ۵۰-۰	۲٫۱	۲۱۴۵۰۰	۲

خاتمه‌ی این بحث یادآور می‌شویم که اگر در شکل‌های مذکور دقت شود اختلاف محسوس در شکل‌های آزمایشگاهی و تحلیلی در نوک قله‌ی حلقه‌های هیستریزس دیده می‌شود که براساس تحقیقات گذشته علت تیزی حلقه‌ی هیستریزس در چشمه‌ی اتصال در حالت تحلیلی (نسبت به مدل آزمایشگاهی) این است که تنش‌های پس‌ماند در آنالیز تحلیلی گنجانده نشده است در حالی که در واقعیت وجود دارد. [۷ و ۸] نکته‌ی دیگری که مطرح بود لحاظ داشتن اثرکمانش، اعم از کلی و موضعی، و مطابقت آن با کمانش در نمونه‌ی آزمایشگاهی بود. نتیجه‌ی تحلیل مودال کمانش برای یافتن مودهای اصلی کمانش نمایان‌گر انطباق مناسب محل و مقدار کمانش، اعم از کلی و موضعی، در نمونه‌ی تحلیلی آزمایشگاهی با مدل تحلیلی است. کمانش موضعی در مرکز چشمه‌ی اتصال نمونه‌ی تحلیلی به مقدار ۰٫۵ سانتی‌متر رخ داده است؛ همچنین در محل ورق پیوستگی پشت نمونه که ورق پیوستگی قائم وجود ندارد در نمونه‌ی تحلیلی کمانش موضعی به اندازه‌ی ۱٫۲۷ سانتی‌متر در داخل صفحه به وجود آمده است که در نمونه‌ی آزمایشگاهی این کمانش‌ها با مقادیر نزدیک به مقادیر فوق گزارش شده است. [۶]

معرفی مدل‌های مقایسه‌ی تحلیلی

در این نوشتار از سه دسته مدل سرهم‌بندی شده استفاده شده است که اختلاف آنها فقط در ضخامت بال ستون در آنها است. در هر دسته ۵ ارتفاع متغیر تیر با ارتفاع‌های مشخص تعریف می‌شود و در هر اختلاف ارتفاع معین تیرها در هر سری چشمه‌ی اتصال براساس ناحیه‌ی اتصال قوی طراحی می‌شود و ضخامت چشمه‌ی اتصال برای آن‌ها به دست می‌آید که با این اوصاف، ما ۱۵ نمونه داریم. نکته‌ی که در اینجا قابل اهمیت است، استفاده از المان غیرخطی شل ۴۳ است که با همان ابعاد $10\text{ cm} \times 10\text{ cm}$ استفاده شده است و این ابعاد تقریباً همان ابعادی است که برای مدل‌سازی نمونه‌ی اصلی به‌کارگرفته شده است. تمام نمونه‌ها براساس آیین‌نامه‌ی فولاد ایران (مبحث ۱۰) [۹] و استاندارد ۲۸۰۰ (پیوست ۲ ویرایش ۳) [۱۰] طراحی شدند و مشخصات مصالح بر مبنای فولاد st-۳۷ است. [۱۱] مشخصات کلیه‌ی سری‌های و نمونه‌ها در جدول ۱ تا ۸ آمده است.

جدول ۱. مشخصات ستون‌های ساخته شده به شکل I (با بال برابر).

ستون ۱	ستون ۲	ستون ۳	
۶۰	۶۰	۶۰	ارتفاع کلی جان ستون (cm)
۱٫۵	۱٫۵	۱٫۵	ضخامت جان ستون (cm)
۲۷	۲۷	۲۷	عرض بال ستون (cm)
۲٫۵	۳٫۵	۴٫۵	ضخامت بال ستون (cm)

جدول ۷. طراحی ناحیه‌ی اتصال برای سری ۲.

سری ۲	طراحی بر مبنای مقاومتی		ضخامت ورق پیوستگی
	t_{pz}	V_{pz}	
نمونه ۵۰-۵۰	۲٫۱	۲۰۷۰۰۵	نیاز ندارد
نمونه ۵۰-۴۰	۲	۲۰۳۳۱۹	نیاز ندارد
نمونه ۵۰-۳۲	۱٫۹	۱۹۹۴۵۲	نیاز ندارد
نمونه ۵۰-۲۵	۱٫۸	۱۹۵۷۵۷	نیاز ندارد
نمونه ۵۰-۰	۱٫۸	۲۲۶۶۸۷	نیاز ندارد

جدول ۸. طراحی ناحیه‌ی اتصال برای سری ۳.

سری ۳	طراحی بر مبنای مقاومتی		ضخامت ورق پیوستگی
	t_{pz}	V_{pz}	
نمونه ۵۰-۵۰	۱٫۹	۲۱۲۹۴۷	نیاز ندارد
نمونه ۵۰-۴۰	۱٫۸	۲۱۱۸۶۰	نیاز ندارد
نمونه ۵۰-۳۲	۱٫۶	۲۰۱۶۶۱	نیاز ندارد
نمونه ۵۰-۲۵	۱٫۶	۲۰۹۶۱۰	نیاز ندارد
نمونه ۵۰-۰	۱٫۶	۲۶۰۱۵۲	نیاز ندارد

* تمامی واحدها برحسب kg و cm داده شده‌اند، و V_{pz} برش چشمه‌ی اتصال و t_{pz} ضخامت چشمه‌ی اتصال‌اند.

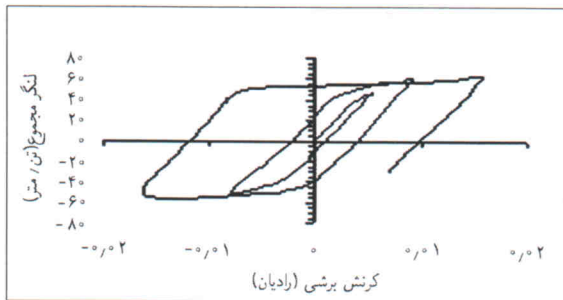
همچنین تغییر مکان تیر ۴۰ سمت چپ ($\frac{9}{16} = 1/25$) برابر تیر ۵۰ سمت راست و در جهت مخالف آن باشد. برای نمونه‌های ۳۲ و ۲۵ نیز این اعداد به ۱٫۶۷ و ۲ می‌رسند.

نکته‌ی که باید توجه داشت این است که در این روش فرض‌های زیادی وجود داشته است؛ مثلاً تغییر مکان‌های سر تیرها با فرض صلب بودن و عدم چرخش تکیه‌گاه به دست آمده است. همچنین این مسئله تا حد رفتار کشسانی صحیح است و در قسمت خمیری هیچ ضابطه‌ی که مؤید مطالب فوق باشد وجود ندارد. لذا به ناچار چند نمونه با نسبت‌های ارتفاع تیر مختلف در دو طرف با نسبت‌های تغییر مکانی متفاوت در تیر دو طرف تحلیل شد. از جمله این نمونه‌ها مدل ۵۰-۴۰ و ۵۰-۲۵ و ۵۰-۳۲ بود که در مورد مدل ۵۰-۲۵ این مدل با نسبت‌های $\frac{(\Delta_{max})_{Beam\uparrow}}{(\Delta_{max})_{Beam\downarrow}}$ برابر ۴٫۸۹ و ۲ و ۱ و ۰٫۵ این مدل بارگذاری و تحلیل شد. منحنی رفتار لرزه‌ی مجموع لنگر چشمه‌ی اتصال برحسب دَوران برشی چشمه‌ی اتصال در شکل‌های ۹ تا ۱۲ موجود است. از مقایسه‌ی حلقه‌های هیستریزس در بارگذاری‌های تغییر مکانی و با نسبت‌های مختلف مشاهده می‌شود که بیشترین لنگر نهایی و اعوجاج برشی، مربوط به منحنی‌ی است که بار تغییر مکانی در تیر ۲۵ آن دو برابر بار تغییر مکانی تیر ۵۰ و در جهت مخالف باشد که این تحلیل، نظریه‌ی فوق را تا حد زیادی تأیید می‌کند. تحلیل‌های فوق با نسبت‌های متفاوت بارگذاری برای تیرهای دو طرف در نمونه‌های

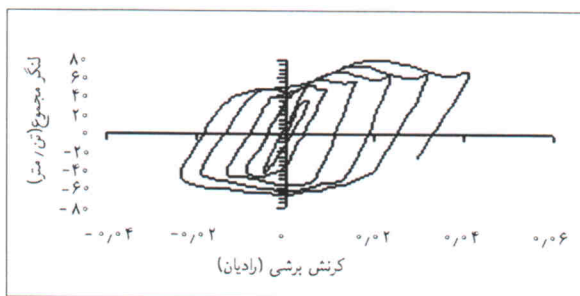
نحوه‌ی بارگذاری روی تیرهای دو طرف با ارتفاع

نابرابر، و بارگذاری روی ستون مدل‌ها

برای بارگذاری در دو سر تیر از نوع بارگذاری تغییر مکانی رفت و برگشتی استفاده شده است. تحلیل این نمونه‌ها از نوع کنترل تغییر مکان است. نکته‌ی اساسی دیگری که در اینجا مطرح بود مجهول بودن نسبت بارگذاری دو سر تیر طره به علت تیرهای متفاوت از نظر ابعاد در دو طرف بود. چون تیرهای دو طرف از نظر ارتفاعی و مشخصات هندسی مقطع نابرابرند، بنابراین باید طبق ضابطه‌ی مشخص تغییر مکان‌ها در دو طرف به طور متفاوت اعمال می‌شود. نکته‌ی که در اینجا مطرح است، اعمال تغییر مکان‌ها به‌گونه‌ی است که تغییر مکان‌ها و به تبع آن تنش در دو سر تیر نابرابر در دو طرف، با هم بیشینه شوند. اگر فرض شود که تیرها همگی با هم به تنش بیشینه برسند، با توجه به اینکه جنس مصالح در تمام مدل‌ها یکی است و از یک نوع فولاد، استفاده شده است، تا هنگام شروع تسلیم تقریباً روابط خطی مقاومت مصالح برقرار است. با استفاده از روابط تغییر مکانی و مقاومتی می‌توان در حالت خطی ثابت کرد که نسبت بارگذاری‌های تغییر مکانی در دو تیر نابرابر در دو طرف باید به نسبت عکس ارتفاع‌های مقاطع باشند^[۱۲]، یعنی در حالت کلی در نمونه‌های ۵۰-۵۰ و ۵۰-۴۰ و ۵۰-۳۲ و ۵۰-۲۵ و ۵۰-۰ به‌ترتیب تغییر مکان تیر ۵۰ سمت چپ برابر ۵۰ سمت راست باشد، و



شکل ۹. منحنی رفتار لرزه‌ی چشمه‌ی اتصال در نمونه‌ی ۵۰-۲۵ سری ۱، هنگامی که بارگذاری تغییر مکانی در تیر ۲۵ نصف تیر ۵۰ باشد.



شکل ۱۰. منحنی رفتار لرزه‌ی چشمه‌ی اتصال در نمونه‌ی ۵۰-۲۵ سری ۱، هنگامی که بارگذاری تغییر مکانی در تیر ۵۰ برابر تیر ۲۵ باشد.

و با لحاظ کردن اثر کماتشی و همچنین لحاظ کردن تغییر شکل‌های بزرگ انجام شد. معیار گسیختگی در این تحلیل معیار فون میسز بود که برای اجسام شکل‌پذیر فرض درستی است. [۱۴] فرضیات تحلیل همان است که در نمونه‌ی آزمایشگاهی و مدل تحلیلی اولیه توضیح داده شده است.

نتایج ناشی از تحلیل

نتایج ناشی از تحلیل در این بخش مشتمل بر منحنی رفتار لرزه‌ی لنگر مجموع، برحسب اعوجاج برشی چشمه‌ی اتصال است که برای ۱۵ نمونه‌ی مورد بحث انجام شده است. همچنین پوشی که بر این نمونه‌ها کشیده شده، مشخص‌کننده‌ی منحنی ظرفیت آنها است و قابل مقایسه با فرمول‌های ارائه شده در آیین‌نامه‌ها است.

در حلقه‌های هیستریزس ۱۵ نمونه، خط‌های مستقیمی به‌عنوان خطوط ظرفیت کشیده شده است. که این خطوط با فرمول‌های زیر متناظرند. فرمول‌های مذکور از استاندارد ۲۸۰۰ استخراج شده‌اند که در آیین‌نامه‌ها و مراجع مختلف نحوه به‌دست آوردن آن‌ها موجود است. [۱۵ و ۱۶] باید توجه داشت که فرمول‌های مذکور بر این اساس به‌دست آمده‌اند که چشمه‌ی اتصال در مود برشی تغییر شکل بدهد. اما از تغییر شکل‌های ناشی از تحلیل که از نمونه‌های تحلیلی به‌دست آمده است می‌توان دریافت که در تمامی حالات و در هندسه‌های مختلف این موضوع صحت ندارد. ظرفیت خمشی چشمه‌ی اتصال در استاندارد ۲۸۰۰ با فرمول ۱ مطابقت دارد، و فرمول ۲ با در نظر گرفتن اثر بارهای دائم در دیگر مراجع و استاندارد مذکور به‌دست آمده است.

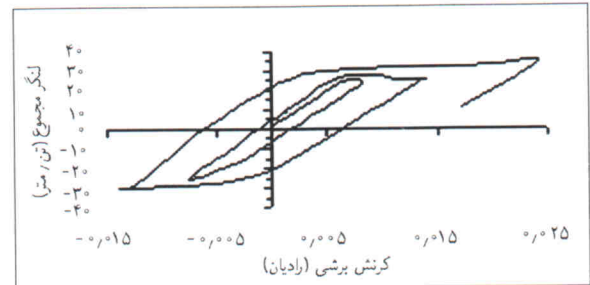
$$Mu1 = \frac{0.55 \cdot F_y \cdot t_c \cdot d_c \cdot db_{max}}{0.55 \cdot F_y \cdot t_c \cdot d_c \cdot db_{avg}} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot b_e \cdot t_{cf}}{db_{avg} \cdot d_c \cdot t_c}\right) \quad (1)$$

$$Mu2 = \frac{0.55 \cdot F_y \cdot t_c \cdot d_c \cdot db_{max}}{0.8} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot b_e \cdot t_{cf}}{db_{avg} \cdot d_c \cdot t_c}\right) \quad (2)$$

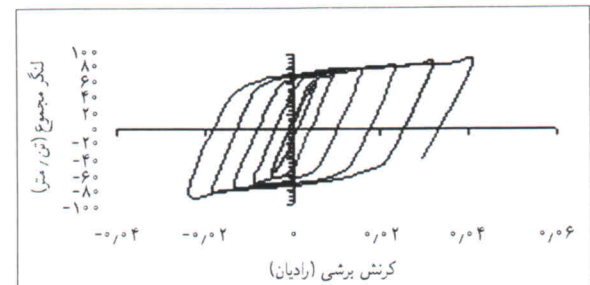
در این فرمول‌ها b_e عرض بال ستون، d_c ارتفاع مقطع ستون، db_{max} ارتفاع تیر متصل به ستون با ارتفاع بزرگ‌تر، db_{avg} میانگین ارتفاع تیرهای طرفین متصل به ستون، و t_c ضخامت جان ستون به‌علاوه‌ی ورق مضاعف، و t_{cf} ضخامت بال ستون است. شکل‌های ۱۳ تا ۲۷ منحنی و پوش رفتار لرزه‌ی این ۱۵ نمونه را نشان می‌دهند. در این نمونه‌ها منحنی خط‌چین نشان‌گر پوش حلقه‌های هیستریزس است، و همچنین خطوط مستقیم در این اشکال نشان‌دهنده‌ی ظرفیت‌های ارائه شده‌ی متناظر با فرمول‌های ۱ و ۲ هستند.

تفسیر و مقایسه‌ی نتایج تحلیل

چنان که در نمودارهای بخش پیشین و نمودار مقایسه‌ی شکل ۲۸ مشاهده می‌شود، با افزایش ضخامت بال ستون از سری ۱ نسبت به



شکل ۱۱. منحنی رفتار لرزه‌ی چشمه‌ی اتصال در نمونه‌ی ۲۵-۵۰ سری ۱، هنگامی که بارگذاری تغییرمکانی در تیر ۲۵، برابر $(\frac{h_{25}}{h_{50}} = 4/89)$ برابر ۴/۸۹، ۲۵ تیر ۵۰ باشد.



شکل ۱۲. منحنی رفتار لرزه‌ی چشمه‌ی اتصال در نمونه‌ی ۲۵-۵۰ سری ۱، هنگامی که بارگذاری تغییرمکانی در تیر ۲۵، دو برابر $(\frac{h_{25}}{h_{50}} = 2)$ برابر ۲، ۲۵ تیر ۵۰ باشد.

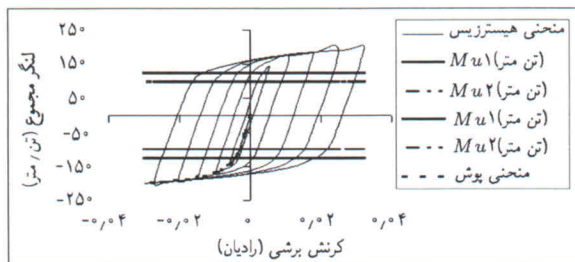
۳۲-۵۰ و ۴۰-۵۰ انجام شد. نتایج این تحلیل‌ها نیز در مورد نمونه‌های مذکور، مؤید صحت همین مطالب است.

مطلب دیگر بار محوری بود که روی ستون باید قرار داده شود تا شرایط، مشابه یک جزء قاب واقعی باشد. این بار محوری ممکن است در حد بار کماتشی ستون باشد؛ این مورد نیز تحلیل شد ولی با وجود بار محوری در حد بار کماتشی بعد از دو یا سه چرخه‌ی اولیه و با توجه به آزاد بودن سر ستون در تمام نمونه‌های تحلیلی، کماتش کلی سریعی اتفاق می‌افتاد. در واقع این حد بار، از بار واقعی ثقیلی بسیار دور بود. آیین‌نامه‌های مختلف بار معادل تنش اسمی $F_y/4$ را بار ثقیلی ستون قاب‌ها در نظر گرفته‌اند. [۱۳ و ۱۶] بنابراین میزان نیروی محوری بار معادل با تنش $96 \frac{kg}{cm^2}$ در ستون نمونه‌های تحلیلی قرار داده شد.

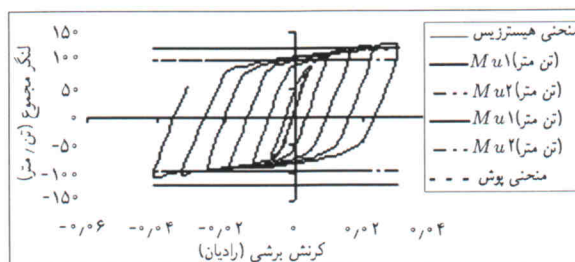
با توجه به مطالب یاد شده، بار رفت و برگشتی $\pm 2/cm$ و $\pm 4/cm$ و $\pm 6/cm$ تا $\pm 2/cm$ در 10 گام به تیر ۵۰ مدل اعمال شد. برای تیر طرف مقابل همان‌طور که گفته شد این میزان در نسبت‌های ارتفاعی تیر ۵۰ به تیر مذکور ضرب شد.

تحلیل اصلی

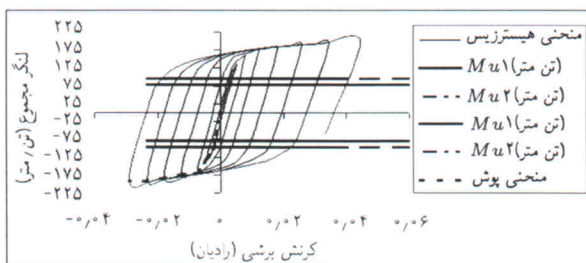
بعد از ملاحظات هندسی و تحلیلی و طراحی نمونه‌ها و بارگذاری، تحلیل اصلی (برای هر ۱۵ نمونه) انجام شد. تحلیل از نوع استاتیکی غیرخطی



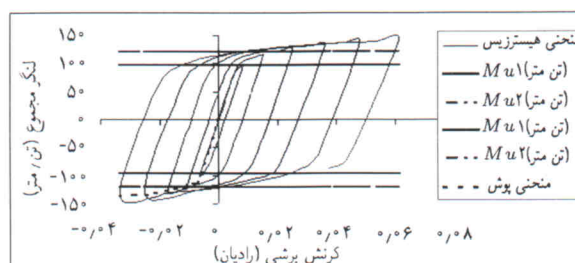
شکل ۱۸. منحنی رفتار لرزه‌یی نمونه‌ی ۵۰-۵۰ از سری ۲.



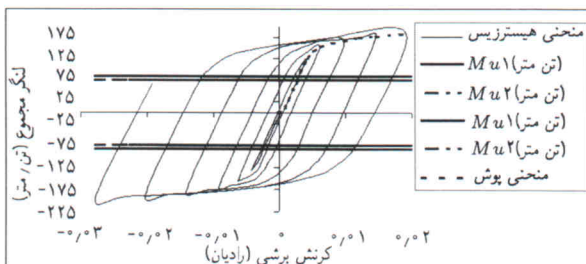
شکل ۱۳. منحنی رفتار لرزه‌یی نمونه‌ی ۵۰-۵۰ از سری ۱.



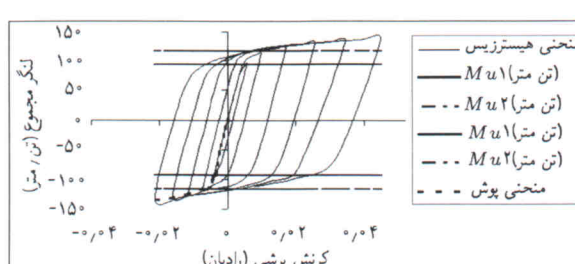
شکل ۱۹. منحنی رفتار لرزه‌یی نمونه‌ی ۵۰-۴۰ از سری ۲.



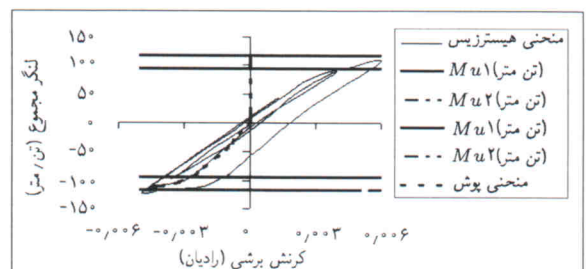
شکل ۱۴. منحنی رفتار لرزه‌یی نمونه‌ی ۵۰-۴۰ از سری ۱.



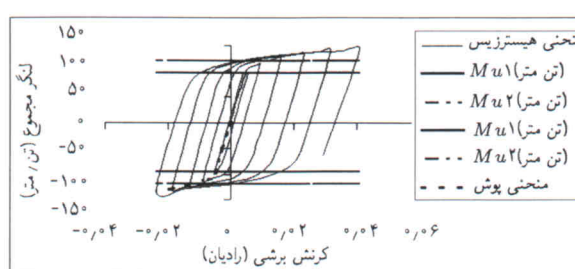
شکل ۲۰. منحنی رفتار لرزه‌یی نمونه‌ی ۵۰-۳۲ از سری ۲.



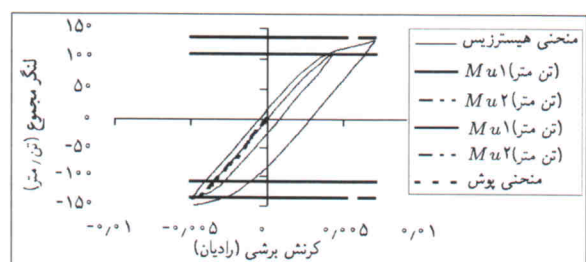
شکل ۱۵. منحنی رفتار لرزه‌یی نمونه ۵۰-۳۲ از سری ۱.



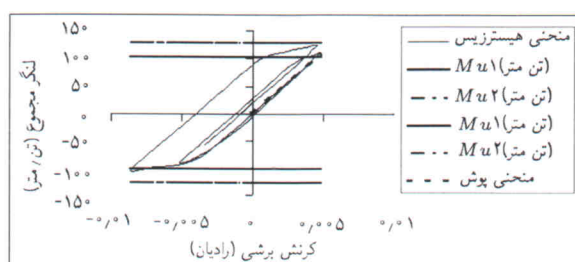
شکل ۲۱. منحنی رفتار لرزه‌یی نمونه‌ی ۵۰-۲۵ از سری ۲.



شکل ۱۶. منحنی رفتار لرزه‌یی نمونه‌ی ۵۰-۲۵ از سری ۱.

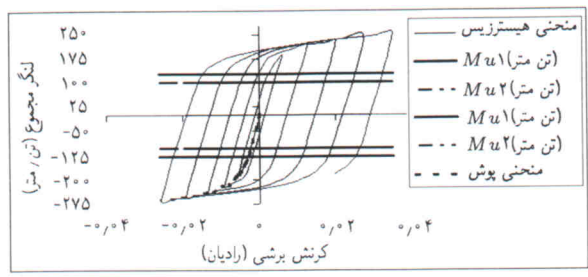


شکل ۲۲. منحنی رفتار لرزه‌یی نمونه‌ی ۵۰-۰ از سری ۲.

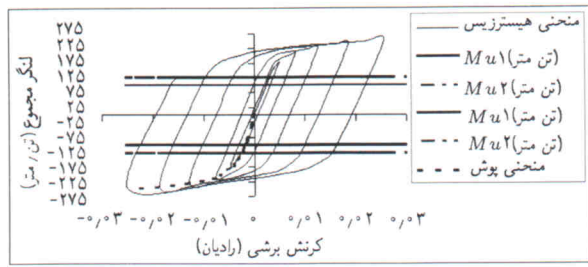


شکل ۱۷. منحنی رفتار لرزه‌یی نمونه‌ی ۵۰-۰ از سری ۱.

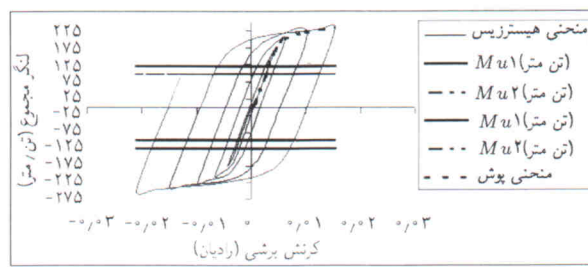
سری ۲ و همچنین از سری ۲ نسبت به سری ۳ ظرفیت چشمه‌ی اتصال افزایش می‌یابد. این ظرفیت در سری ۱، به‌ویژه در نمونه‌ی ۵۰-۵۰، با توجه به حلقه‌های هیستریزیس رسم‌شده در شکل ۱۳ در یک سمت (در قسمت فشاری) حداقل استاندارد ۲۸۰۰ (فرمول ۱ و ۲) را تأمین نمی‌کند. همچنین نمونه‌ی ۵۰-۰ از این سری، استاندارد مذکور این حداقل را تأمین نمی‌کند، اما دیگر نمونه‌های این سری این حداقل را تأمین می‌کنند. با مشاهده‌ی مود شکست در خروجی نرم‌افزار برای هر نمونه از این سری می‌توان مشاهده کرد که مود تغییرشکل غالب برشی است؛ به این معنی که مرزهای چشمه‌ی اتصال و بال ستون بعد از تغییر شکل تقریباً به‌صورت خط مستقیم باقی می‌مانند. تغییر شکل فقط در چهارگوشه‌ی چشمه‌ی اتصال در بال ستون به‌صورت تاب خوردگی مشاهده می‌شود. این فرض همان فرض مبنای فرمول‌های ۱ و ۲ است.^[۱۵] برای نمونه‌های این سری با مشاهده‌ی تغییر شکل چشمه‌ی اتصال می‌توان دریافت که این فرض تا حد زیادی صحیح است؛ همچنین در سری ۵۰-۵۰ و ۵۰-۰ دو ورق پیوستگی دارند و محیط چشمه‌ی اتصال یک محیط مربع مستطیل به ابعاد ۶۰×۵۰ سانتی‌متر است. علت تأمین نشدن حداقل استاندارد ۲۸۰۰ در این نمونه‌ها، کمانش خارج از صفحه‌ی مرکز چشمه‌ی اتصال است، در صورتی که در نمونه‌های دیگر از این سری، یعنی نمونه‌های ۵۰-۴۰ و ۵۰-۳۲ سانتی‌متر را دارد، به‌وسیله‌ی ورق پیوستگی مجاور بال تیر کوچک‌تر به دو ناحیه تقسیم می‌شود؛ در واقع این ورق پیوستگی برای این ناحیه نقش سخت‌کننده را نیز دارد. همچنین با مشاهده‌ی ضخامت چشمه‌ی اتصال در جدول ۶، می‌توان مشاهده کرد که ضخامت‌های اختصاص یافته‌ی چشمه‌ی اتصال برای سری ۱ طبق فرمول ۱ برابر ۱٫۲ و ۲٫۲ سانتی‌متر است که مقادیر تقریباً ثابتی است. ظرفیت چشمه‌ی اتصال در این سری، به جز نمونه‌هایی که چشمه‌ی اتصال آنها کمانش موضعی خارج از صفحه یافته (نمونه‌ی ۵۰-۵۰ و ۵۰-۰) تقریباً ثابت است. همان‌طور که در ابتدای این قسمت اشاره شد، افزایش ظرفیت چشمه‌ی اتصال با افزایش ضخامت بال ستون همراه است. با دیدن تصاویر تغییر شکل سری ۲ و ۳ می‌توان دریافت که مرزهای چشمه‌ی اتصال در مجاورت بال‌های ستون بعد از تغییر شکل به‌صورت مستقیم باقی نمی‌مانند، بلکه خمیده و منحنی شکل می‌شوند. این خمیدگی در نمونه‌های سری ۳، نسبت به سری ۲، بیشتر مشاهده می‌شود و مود خمشی در سری ۲، و خیلی بیشتر از آن در سری ۳، حاکم بر تغییر شکل چشمه‌ی اتصال است. نتایجی که محققین برای بارگذاری افزایش‌دهی تدریجی غیرخطی ارائه کرده‌اند^[۸] تأییدی بر این مطلب است. بنابراین محاسبه‌ی ظرفیت چشمه‌ی اتصال از فرمول‌های ۱ و ۲ (استاندارد ۲۸۰۰) که بر مبنای تغییر شکل برشی چشمه‌ی اتصال محاسبه شده‌اند^[۱۵] برای سری ۲ و



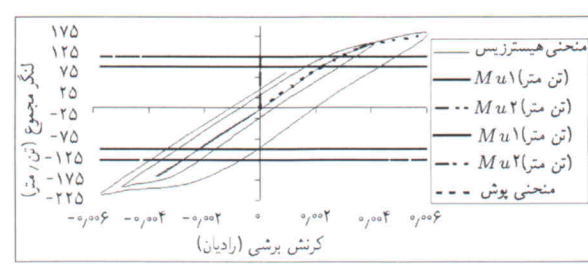
شکل ۲۳. منحنی رفتار لرزه‌یی نمونه‌ی ۵۰-۵۰ از سری ۳.



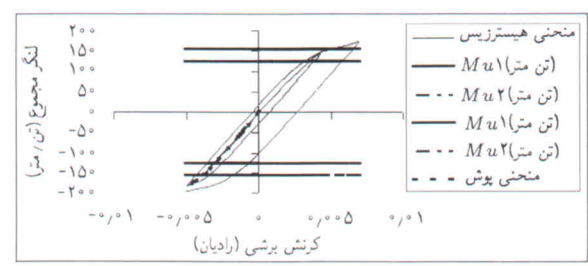
شکل ۲۴. منحنی رفتار لرزه‌یی نمونه‌ی ۵۰-۴۰ از سری ۳.



شکل ۲۵. منحنی رفتار لرزه‌یی نمونه‌ی ۵۰-۳۲ از سری ۳.



شکل ۲۶. منحنی رفتار لرزه‌یی نمونه‌ی ۵۰-۲۵ از سری ۳.

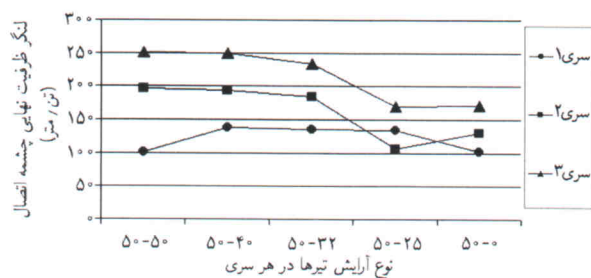


شکل ۲۷. منحنی رفتار لرزه‌یی نمونه‌ی ۵۰-۰ از سری ۳.

چشمه‌ی اتصال نسبت به نمونه‌ی ۵۰-۵۰ در هر سری شده است و در نتیجه ظرفیت نهایی چشمه‌ی اتصال نسبت به نمونه‌های ۵۰-۵۰ کم‌تر است.

بر اساس نتایج حاصل از تحلیل، در نمونه‌های سری ۳ با افزایش اختلاف ارتفاع تیر دو طرف ستون، ظرفیت چشمه‌ی اتصال کاهش می‌یابد (نمونه‌هایی با مود غالب تغییر شکل خمشی چشمه‌ی اتصال). این روند در سری ۲ نیز وجود دارد؛ البته در مورد نمونه‌ی ۵۰-۲۵ در این سری که با کماتش موضعی بال ستون متصل به تیر کوچک‌تر و جان ستون در ناحیه‌ی چشمه‌ی اتصال همراه است، کاهش ظرفیت چشمه‌ی اتصال نسبت به سایر نمونه‌ها - حتی نسبت به نمونه‌ی ۵۰-۰ - در این سری بیشتر است. در سری ۱ با توجه به وجود ۳ ورق پیوستگی در نمونه‌ها با تیرهای نابرابر در دو طرف چشمه‌ی اتصال (نمونه‌های ۵۰-۲۵ و ۵۰-۳۲ و ۵۰-۴۰) وجود یک ورق پیوستگی مقابل به بال پایینی تیر کوچک‌تر که در بین دو ورق پیوستگی دیگر در چشمه‌ی اتصال در هر طرف قرار دارد، از طرفی باعث ممانعت از کماتش خارج از صفحه‌ی چشمه‌ی اتصال شده است و از طرفی دیگر، به‌عنوان یک قید اضافی از کماتش موضعی بال ستون طرف تیر کوچک‌تر جلوگیری کرده است که در مجموع این عوامل باعث افزایش ظرفیت چشمه‌ی اتصال در مقایسه با نمونه‌های ۵۰-۰ و ۵۰-۵۰ در سری مذکور شده است، که در این نمونه‌ها فقط دو ورق پیوستگی در هر طرف چشمه‌ی اتصال وجود دارد. به‌طور کلی در شرایط یکسان، آرایش تیرها در هر نمونه با افزایش ضخامت بال ستون ظرفیت چشمه‌ی اتصال افزایش می‌یابد.

در سری ۲ نمونه ۵۰-۲۵ که با افزایش ضخامت بال ستون نسبت به سری ۱ همراه است (از مقدار ۲/۵ به ۳/۵ سانتی‌متر) با توجه به طراحی ورق پیوستگی بر اساس مبحث دهم آیین نامه فولاد ایران^[۹]، نیاز به ورق پیوستگی نیست، با توجه به عدم وجود ورق پیوستگی به عنوان یک سخت‌کننده جانبی چشمه‌ی اتصال در این سری، در چشمه‌ی اتصال و همچنین بال ستون در محل برخورد به بال پایینی تیر کوچک‌تر



شکل ۲۸. نمودارهای مقایسه‌ی ظرفیت برشی برای نمونه‌های با چشمه‌ی اتصال طراحی شده بر مبنای مقاومتی.

۳، به‌خصوص برای سری ۳، دور از واقعیت به نظر می‌رسد. همچنین با توجه به این که ضخامت بال ستون از سری ۱ به ۲، و از ۲ به ۳ افزایش یافته و در نتیجه گیرداری مرزهای چشمه‌ی اتصال بیشتر شده است. همچنین ضخامت ورق مضاعف فرض شده در هر نمونه (سری ۳ نسبت به ۲، و سری ۲ نسبت به سری ۱) با توجه به فرمول ۱ کم‌تر شده است. بنابراین با افزایش صلبیت مرزهای چشمه‌ی اتصال، امکان کماتش موضعی ورق چشمه‌ی اتصال از بین رفته است و در خروجی تصویری اقتباس شده از نرم‌افزار این کماتش موضعی ورق چشمه‌ی اتصال دیده نمی‌شود. نکته‌ی دیگر این که با توجه به شکل ۲۸، با کاهش ارتفاع تیر در یک سمت در سری ۲ و ۳ ظرفیت چشمه‌ی اتصال کاهش می‌یابد. که علت آن وجود بال پایینی تیر کوچک‌تر است که به بال ستون، در حد فاصل ارتفاع چشمه‌ی اتصال، متصل است و با توجه به مود تغییر شکلی این دو سری که بیشتر خمشی است، بال پایینی تیر کوچک‌تر از خم شدن کامل مرزهای چشمه‌ی اتصال در امتداد عمود بر بال ستون جلوگیری می‌کند. میزان تغییر شکل و انحنا مرزهای چشمه‌ی اتصال و بال‌های ستون در این قسمت، به‌واسطه‌ی وجود بال پایینی تیر کوچک‌تر در نمونه‌های ۵۰-۴۰ و ۵۰-۳۲ و ۵۰-۲۵ به‌عنوان مانع و تکیه‌گاه نسبی در برابر تغییر شکل چشمه‌ی اتصال به ترتیب با کاهش ارتفاع تیر کوچک‌تر و متمایل شدن بال تیر کوچک‌تر به وسط ارتفاع چشمه‌ی اتصال در مجاورت بال ستون، کاهش می‌یابد. همچنین با مراجعه به جداول ۷ و ۸ دیده می‌شود که میزان ضخامت چشمه‌ی اتصال مورد نیاز طبق فرمول ۱ به ترتیب از نمونه‌ی ۵۰-۴۰ تا ۵۰-۲۵ در سری ۲ و ۳ کاهش می‌یابد. با توجه به عوامل فوق، و با کم شدن میزان انحنا، در می‌یابیم که میزان ظرفیت نهایی نیز به ترتیب در نمونه‌های مذکور کاهش می‌یابد. با حذف تیر در یک سمت مانند نمونه‌های ۵۰-۰ در سری ۲ و ۳ مانع نسبی در تغییر شکل خمشی چشمه‌ی اتصال (مانند بال پایینی تیر کوچک‌تر در نمونه‌های ۵۰-۴۰ و ۵۰-۳۲) رفع شده و ظرفیت این نمونه‌ها نسبت به نمونه‌ی قبلی در هر سری، یعنی نمونه‌ی ۵۰-۲۵، افزایش محسوس می‌یابد. اما این مقدار به ظرفیت نمونه‌های ۵۰-۵۰ در هر سری که شرایط مرزی چشمه‌ی اتصال نزدیک‌تری با نمونه‌های مذکور دارند نمی‌رسد. با دیدن تصاویر تغییر شکل مرزهای چشمه‌ی اتصال چنین به نظر می‌رسد که مرزهای چشمه‌ی اتصال در این نمونه‌ها، چون از یک طرف محدود به تیر نیستند، میزان تغییر شکل‌ها و انحنا در مرز آزاد سمت بدون تیر و همچنین تنش‌های فون میس بسیار کم‌تر از قسمتی از چشمه‌ی اتصال است که به تیر متصل است. همچنین با توجه به جداول ۷ و ۸ مقدار ضخامت مورد نیاز در تحلیل، طبق فرمول ۱ در نمونه‌ی ۵۰-۰ در سری ۲ و ۳ بسیار کم‌تر از نمونه‌ی ۵۰-۵۰ است. در نتیجه می‌توان دریافت که عوامل مذکور باعث کم شدن انحنا و خمیدگی نهایی در

فرمول ۲ نیز در نمونه‌هایی که ارتفاع تیر کوچک‌تر بزرگ‌تر از نصف ارتفاع تیر بزرگ‌تر است محافظه‌کارانه است.

۳. نتیجه‌ی که از مشاهده‌ی تغییر شکل‌های چشمه‌ی اتصال در نمونه‌ها می‌توان دریافت این است که با افزایش ضخامت بال ستون مود رفتاری چشمه‌ی اتصال از برشی به خمشی تغییر می‌کند و روابط ۱ و ۲ که بر مبنای تغییر شکل در مود برش به وجود آمده‌اند برای آنها درست نیست. این مطلب در سری‌های ۲ و ۳ مشهود است و تفاوت‌های فاحشی که در ظرفیت چشمه‌ی اتصال ناشی از تحلیل نسبت به فرمول ارائه شده در استاندارد 28° برای تخمین ظرفیت چشمه‌ی اتصال در این سری‌ها دیده می‌شود، نشان دهنده‌ی این مطلب است. در مجموع به نظر می‌رسد روابط ارائه شده در استاندارد 28° باید طوری اصلاح شوند که همه‌ی شرایط هندسی را پوشش دهند.

۴. از شکل ۲۸ و مطالب بیان شده از بخش ۱۲ می‌توان دریافت که وجود ورق‌های پیوستگی — به‌خصوص در تیرهای نابرابر که باید ورق پیوستگی سومی روبروی بال پایینی تیر کوچک‌تر قرار داد — به‌خصوص در نمونه‌هایی که به ورق پیوستگی مطابق آیین‌نامه‌ی فولاد ایران^[۹] نیاز دارند به‌عنوان یک سخت‌کننده باعث جلوگیری از کماتش موضعی خارج از صفحه‌ی چشمه‌ی اتصال و نتیجتاً کاهش ظرفیت چشمه‌ی اتصال می‌شود. بنابراین، وجود ورق پیوستگی سوم روبروی بال پایینی تیر کوچک‌تر در برخی شرایط مستعد کماتش در چشمه‌ی اتصال، حتی در صورت عدم نیاز، در ظرفیت چشمه‌ی اتصال در تیرهای نابرابر در دو طرف مؤثر تشخیص داده می‌شود.^[۱۷]

کمانش جانبی صورت گرفته است و در نتیجه ظرفیت چشمه اتصال آن پایین‌تر از سری ۱ قرار گرفته است. اما در سری ۳ در نمونه 25° - 50° با افزایش ضخامت بال ستون به اندازه $4/5$ سانتی‌متر، موجب حذف کمانش‌های موضعی آن شده و ظرفیت آن را نسبت به همین آرایش تیر، در سری ۲ افزایش داده است.

نتیجه‌گیری

نتایج کلی حاصل از ارزیابی تحلیلی چشمه‌ی اتصال با شرایط هندسی متفاوت عبارت است از:

۱. در نمونه‌هایی که نسبت ضخامت بال ستون به ضخامت جان ستون عددی کوچک است (سری ۱) فرمول استفاده شده برای تخمین واقعی لنگر نظیر ظرفیت برشی چشمه‌ی اتصال (فرمول ۱) عددی نزدیک به واقعیت است. ولی فرمول ۲ برای چشمه‌ی اتصال با تیرهای برابر در دو طرف و یا برای ستون‌های خارجی عددی غیرمحافظه‌کارانه، و دور از واقعیت است. نتایج ارائه شده برای بارگذاری فزاینده‌ی تدریجی غیرخطی^[۷] مؤید این مطلب است، و بنابراین توصیه می‌شود در نمونه‌هایی که نسبت ضخامت بال ستون به جان ستون کوچک است، فرمول ۲ برای چشمه‌ی اتصال خارجی یا چشمه‌ی اتصال با تیرهای برابر استفاده نشود.
۲. در نمونه‌هایی که نسبت ضخامت بال ستون به جان ستون زیاد است (سری ۳)، فرمول ۱ که همان فرمول ارائه شده در استاندارد 28° است بسیار محافظه‌کارانه و دور از واقعیت است. حتی

پانویس

1. strain hardening

منابع

1. Federal management agency FEMA 355 D-2000- State of the Art report on Connection Performance.
2. Federal management agency FEMA 355 C-2000- State of the Art report System Performance of Steel moment frames Subject to Earthquake Ground Shaking.
3. Federal management agency FEMA 355 F-2000- State of the Art report on Performance Prediction and evaluation of Steel Moment Frames Bulding.
4. Popov, E.P., Blondet, M.M.Stepamov, L. and Stoja dinovic, B 1996 "Full-scale Steel Beam Coloumn Connection Tests", SAC 96-01 Part 2. SACjoint Venture.
5. Popov, E.P., Blondet, M.M.Stepamov, L. and Stoja dinovic, B 1996 "Full-scale Steel Beam Coloumn Connection Tests", SAC 96-01 Part 2. SACjoint Venture.
6. Popov, E.P, Amin, N.R.Louiej. j.c, and Stephen, "Cyclic behavior of Large Beam to Column assemblies" *Earthquake Spectra*, **1** (2), pp. 203-238 (1985).
7. EL-Tawil, S. "Panel Zone Yielding in Steel Moment Connections", *AISC Engineering Journal*, **3**, pp. 120-130 (2000).
8. EL-Tawil, S. Mikesell, T. kunnath, S. Vidarsson,

- E February "inelastic Behavior and Design of Steel Panel Zone", *Journal of Structural Engineering*, **125** (2), (2000).
۹. دفتر نظامات مهندسی، «مقررات ملی ساختمان ایران مبحث دهم طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی» چاپ صنوبر (۱۳۷۷).
۱۰. مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، «آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله» چاپخانه مرکز؛ ویرایش دوم (۱۳۷۹).
۱۱. طاحونی، شاپور، زندی امیرپیمان، «اتصالات در سازه‌های فولادی» انتشارات دهخدا (۱۳۷۴).
۱۲. احمدی جزینی، روح‌ا...؛ حسینی‌هاشمی. بهرخ، «بررسی اثر چشمه اتصال بر رفتار لرزه‌ی قاب مقاوم خمشی فولادی»، پایان‌نامه‌ی کارشناسی ارشد مهندسی زلزله (۱۳۸۴).
13. Schinder, S.P. and Amidi A. "Seismic Behavior of Steel Frames With Deformable Panel Zone", *Journal of Structural Engineering ASCE*, **124** (1), pp. 35-42 (1998).
14. Chen, W.F. "Joint Flexibility in Steel Frames", MC Graw-Hill Book Co. Third Printing (1987).
15. Krawinkler, H. "Shear Design of Steel Frame Joints", *Engineering Journal AISC*, **15** (3), (1978).
16. Popov, E.P. "Panel Zone Flexibility in Seismic Moment Joints", *Journal of Construction in Steel research Barking, England* Vol & pp. 91-118 (1987).
17. Englekirk, P.E.E, "Extant Panel Zone Design Procedures for Steel Frames are Questioned", *Earthquake Speaktra*, **15** (2), (1999).