

مطالعه‌ی رفتار و شکل‌پذیری اتصالات خمشی تیرهای غیرمنشوری با استفاده از تئوری خطوط تسلیم

یوسف حسین زاده (دانشیار)

علیرضا علی‌محمدی* (دانشجوی دکتری)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

مهندسی عمران شریف، تابستان (۱۳۹۹)
دوره‌ی ۲، ۳۶-۲، شماره‌ی ۲/۲، ص. ۱۱۵-۱۲۵

شکل‌پذیری به عنوان یکی از مفاهیم اصلی در طرح خمیری و لرزه‌یی سازه‌ها مطرح است. شکل‌پذیری در طراحی عموماً با ظرفیت چرخشی عضو اندازه‌گیری می‌شود. در صورت طرح صحیح اتصال و تأمین فشردگی لرزه‌یی جان و بال مقطع تیر، خرابی‌های رخ داده ناشی از وقوع کماتنش خمیری درون‌صفحه یا برون‌صفحه خواهد بود. در نوشتار حاضر، ظرفیت دورانی اتصالات خمشی تیر به ستون با مقاطع فشرده‌ی لرزه‌یی غیرمنشوری در جان با بهره‌گیری از تئوری خطوط تسلیم و استفاده از اصول تحلیل خمیری صلب ناشی از بارگذاری چرخه‌ی و کمیته‌سازی انرژی پتانسیل محاسبه شده است. سپس شکل‌پذیری به دست آمده از روش مذکور با محاسبات عددی ناشی از تحلیل المان محدود مقایسه و در نهایت با ساخت یک نمونه‌ی آزمایشگاهی، مکانیسم خرابی رخ داده با مکانیسم‌های به دست آمده از تحلیل خمیری مقایسه شده است. نتایج حاصل، نشان از تطابق مناسب شکل‌پذیری محاسبه شده با استفاده از سه روش ذکر شده و تأمین الزام‌های آیین‌نامه‌ی در استفاده از اتصالات‌های مذکور در قاب‌های خمشی ویژه دارد.

واژگان کلیدی: تیر با مقاطع غیرمنشوری، شکل‌پذیری، رفتار چرخه‌یی، تئوری خطوط تسلیم، تحلیل اجزاء محدود.

hosseinzadeh@tabrizu.ac.ir
alimohammadi.alireza@znu.ac.ir

۱. مقدمه

نزدیک می‌شود، عدم قطعیت‌های زیادی ناشی از تغییرپذیری و پراکندگی در ارزیابی نیروهای لرزه‌یی اتفاق می‌افتد که این مهم می‌تواند منجر به فروپاشی جزئی یا کلی سازه شود که در فلسفه‌ی طراحی لرزه‌یی پذیرفتنی نیست.

به منظور در نظر گرفتن این وضعیت، سازه باید طوری طراحی شود که قادر به تحمل و تاب‌آوری در برابر نیروهای لرزه‌یی حتی بیشتر از نیروهای طراحی اولیه باشد. به توانایی ذکر شده، ثبات یا شکل‌پذیری^۱ گفته می‌شود. عموماً شکل‌پذیری به وسیله‌ی ظرفیت دوران خمیری به شکل یک عدد بدون بُعد با توجه به دوران نهایی عضو به دست می‌آید. مطابق اصول اولیه‌ی طراحی خمیری، عضو باید قادر به تشکیل مفاصل خمیری باشد؛ به طوری که مفصل‌های خمیری تا زمان وقوع مکانیسم نهایی خرابی، کاهش قابل توجهی در ظرفیت تحمل لنگر نداشته باشند و بتوانند باز توزیع خمشی در عضو را تضمین کنند. در طراحی لرزه‌یی، اطمینان از حصول ظرفیت دوران کافی، به طوری که بتواند با رفتار خمیری خود مقدار قابل توجهی از انرژی لرزه‌یی ورودی را مستهلک کند، ضروری است. با این حال ممکن است در مراحل مختلف بارگذاری با وقوع کماتنش محلی یا کلی، شکل‌پذیری موجود با ایرادهایی مواجه شود. قاب‌های خمشی فولادی (SMRF)^۲ به طور گسترده‌یی در ساختمان‌های مختلف به کار برده می‌شوند.

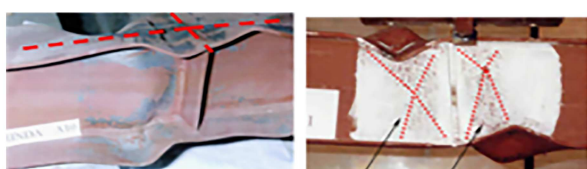
چالش اصلی برای یک طراحی لرزه‌یی مناسب، حل مشکل برقراری تعادل بین نیاز لرزه‌یی و ظرفیت سازه است. نیاز لرزه‌یی مربوط به اثر زلزله در سازه است و بستگی به ویژگی‌های حرکت زمین دارد، در حالی که ظرفیت سازه توانایی مقاومت در برابر آثار ذکر شده بدون وقوع شکست در سازه است. با توجه به پیشرفت‌های حاصل در مباحث زمین‌شناسی و مهندسی زلزله، تلاش‌های پژوهشگران به سوی تحلیل واکنش سازه در برابر زلزله بوده است؛ ولی هنوز پیش‌بینی‌ها از حرکات زمین به دلیل پیچیدگی‌های پدیده‌های لرزه‌یی، سطح رضایت‌بخشی ندارد. بنابراین در طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله، طراحان سازه با بسیاری از عدم قطعیت‌ها مواجه هستند. لذا اطمینان یافتن از رفتار مناسب سازه در مواقع وقوع زلزله با در نظر گرفتن سه سطح عملکردی: خدمت‌رسانی، ایمنی جانی و حد نهایی است. برای دو سطح عملکرد ابتدایی معمولاً محدودیت‌های اعمال شده بر سازه از الزامات طراحی بیشتر است و از این جنبه، مشکل خاصی وجود ندارد. اما در عوض در هنگام وقوع زمین‌لرزه‌های شدید، وقتی که رفتار سازه به وضعیت نهایی یا فروپاشی

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۷/۱۱/۲۲، اصلاحیه ۱۳۹۷/۱۲/۲۲، پذیرش ۱۳۹۸/۱/۱۸

DOI:10.24200/J30.2019.52585.2491

مشاهدات آزمایشگاهی نشان‌دهنده‌ی وقوع تغییرشکل‌های خمیری در نقاط محدودی از عضو است و این در حالی است که بقیه‌ی قسمت‌های آن در حالت کشسان باقی می‌مانند. در قسمت خمیری، تمرکز دوران‌های بزرگ، مفصل خمیری را تشکیل می‌دهد. در صورت وقوع کمانش در قسمت بال و یا جان مفصل، دوران‌های خمیری افزایش پیدا می‌کنند. در طی افزایش تغییرشکل‌های خمیری، خرابی ناشی از یک مکانیسم محلی، که شامل خطوط تسلیم و نواحی خمیری است، قابل مشاهده است. شکل‌های زیادی از کمانش خمیری محلی وجود دارند که وابسته به خصوصیات هندسی مقطع تیر هستند. با این حال کمانش درون‌صفحه (نامتقارن با مقطع) (شکل الف)، و کمانش برون‌صفحه (نامتقارن نسبت به وسط دهانه‌ی تیر) (شکل ب)، از مهم‌ترین آن‌ها هستند. ذکر این نکته ضروری به نظر می‌رسد که کمانش خارج از صفحه مرتبط با تغییرشکل محلی مقطع است و نباید با تغییرشکل کلی تیر ناشی از کمانش جانبی اشتباه گرفته شود (شکل ۲). ارتباط خاصی بین این دو حالت ناپایداری در طول آزمایش‌های تجربی مشاهده می‌شود. در بیشتر حالت‌ها، کمانش خمیری با یک کمانش درون‌صفحه آغاز می‌شود، که تغییرشکل‌های خمیری آن منجر به تضعیف بال و جان ستون می‌شود که در ادامه به کمانش خارج از صفحه می‌انجامد. بر طبق نتایج برخی مطالعات^[۱-۹] ارتباط مذکور، وابسته به طراحی است و با تعیین نسبت لاغری بال و جان، امکان وقوع یک یا دو مد کمانشی به شکل هم‌زمان به‌وقوع می‌پیوندد.



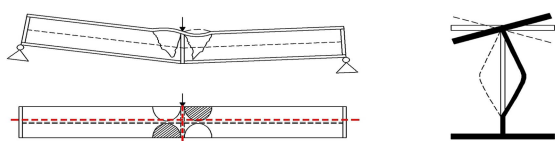
ناحیه پلاستیک خطوط تسلیم

الف) کمانش درون صفحه؛



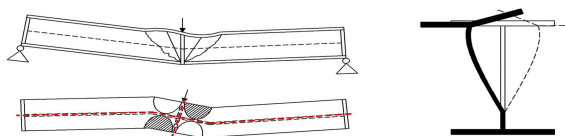
ب) کمانش برون صفحه.

شکل ۱. مشاهدات آزمایشگاهی برای تیرهای I شکل.



ب) کمانش برون صفحه.

الف) کمانش درون صفحه؛



شکل ۲. شکل‌های شماتیکی از مدهای کمانشی.

شکل‌پذیری و ظرفیت استهلاک انرژی زیاد، از خصوصیات بارز سازه‌های ساخته شده با سیستم مذکور است. اتصالات تیر به ستون به عنوان مهم‌ترین بخش قاب‌های خمشی فولادی، نیروهای جانبی وارد بر سازه را تحمل می‌کنند. کاربرد قاب‌های خمشی فولادی از سال ۱۹۶۴ تا ۱۹۹۴ در ساختمان‌های بلندمرتبه رایج بودند. دو زلزله نورث‌ریج و کوبه تصور قابل اعتماد بودن رفتار قاب‌های خمشی فولادی در زلزله را زیر سؤال برد. لذا نمی‌توان به صرف استفاده از فولاد در یک سازه از تضمین رفتار شکل‌پذیر سازه اطمینان حاصل کرد.^[۱] مقاطع قبل از این به ۳ دسته‌ی: فشرده، نیمه‌فشرده و لاغر تقسیم‌بندی می‌شدند؛ اما بیشتر آیین‌نامه‌ها پس از وقوع زمین‌لرزه‌های اخیر با طرح مقاطع جدیدی به نام فشرده‌ی لرزه‌ی (شکل‌پذیر)، الزامات سخت‌گیرانه‌تری برای نسبت‌های ضخامت بال و جان و اطمینان از عملکرد آن توصیه کرده‌اند. یکی از مهم‌ترین عوامل مؤثر در رفتار خمیری یک عضو، وقوع کمانش محلی است. کمانش محلی بال و جان به شدت باعث کاهش ظرفیت چرخشی عضو می‌شود. با این حال در شرایط خاص وقوع کمانش مذکور به عنوان یک فیوز از وقوع کرنش‌های بزرگ در بال کششی جلوگیری می‌کند و خطر شکستگی‌های ترد را کاهش می‌دهد.^[۲]

استفاده از روش خطوط تسلیم به‌عنوان یک روش قدرتمند، سریع و کم‌هزینه با دقتی قابل قبول در مقایسه با سایر روش‌های تحلیلی و تجربی جهت تعیین شکل‌پذیری مقاطع فولادی به‌کار برده می‌شود. گیونسیو^۳ و مازولانی^۴ مطالعات گسترده‌ی در این زمینه انجام داده‌اند. تشخیص اینکه در مرحله‌ی اول، یک تیر I شکل تمایل به کمانش درون‌صفحه^۵ یا برون‌صفحه^۶ دارد، اهمیت به‌سزایی دارد.^[۲-۶] در مرحله‌ی بعد، محاسبات و اقدامات لازم برای اطمینان از کنترل کمانش به‌دست آمده به‌عمل می‌آید.^[۷-۸]

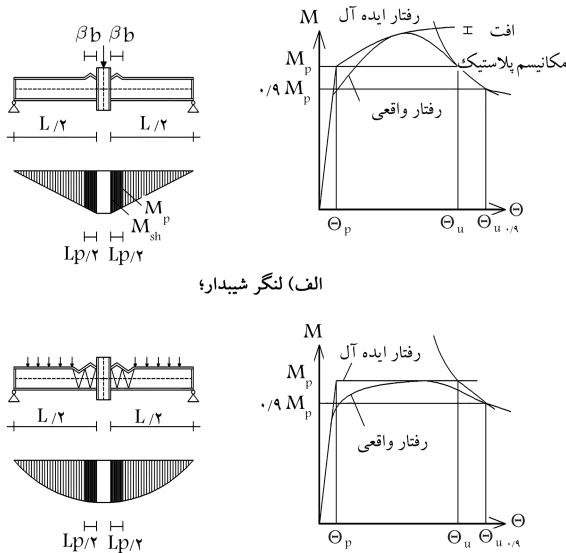
فلسفه‌ی طرح اتصالات بعد از زلزله‌های نورث‌ریج و کوبه براساس ایجاد مفصل خمیری در فاصله‌ی مناسبی از انتهای تیر استوار است. بدین ترتیب با ایجاد ناحیه‌ی امن برای نقاط آسیب‌پذیر اتصال، مفصل خمیری به داخل تیر انتقال می‌یابد. همچنین با این تدبیر، مهم‌ترین عضو سازه‌ی ساختمان‌ها، یعنی ستون‌ها سالم می‌مانند. در این حالت، انرژی زلزله توسط تیرها جذب می‌شود و با سالم ماندن اتصالات و ستون‌ها، از فرو ریختن ساختمان جلوگیری به‌عمل می‌آید.

در ایران، ایده‌ی انتقال مفصل خمیری به ناحیه‌ی دور از محل اتصال تیر به ستون و طرح خود اتصال با لنگر موردانتظار افزایش یافته در بر ستون، با شیوه‌هایی از اجرا موسوم به روش ستون درختی پیاده شده است. در سیستم ستون درختی، قطعات کوتاه تیر با طولی در حدود ۶۰ الی ۱۲۰ سانتی‌متر به ستون در محل کارخانه جوش داده می‌شوند. پس از نصب ستون‌های درختی در کارگاه، تیر اصلی به انتهای دو قطعه‌ی تیر جوش داده شده به ستون پیچ خواهد شد. در روش اخیر، جوش اجرا شده در محل کارخانه، کیفیت و قیمت مناسب دارد. همچنین، بازرسی جوش نیز به سهولت امکان‌پذیر است. گستردگی کاربرد اتصالات ذکر شده در کشور از یک طرف و از پیش تأیید نشده بودن آن‌ها از طرف دیگر، انجام مطالعات جامع در خصوص اتصالات‌های اشاره شده را ضروری می‌سازد.

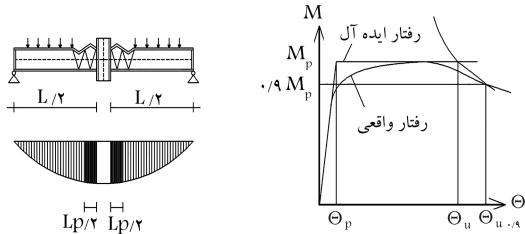
۲. مکانیسم خمیری تیرهای غیرمنشوری

۲.۱. مشاهدات تجربی تیرهای I شکل

هدف تمامی آیین‌نامه‌ها جلوگیری از وقوع کمانش کشسان در اعضاء است. بدین منظور ضوابط سخت‌گیرانه‌ی را در محدودیت ابعاد تیرها و ستون‌ها اعمال می‌کنند.

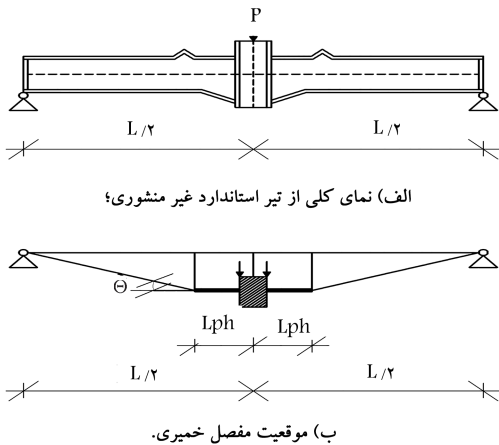


الف) لنگر شیبدار؛

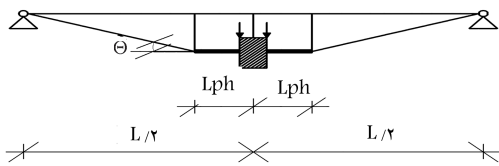


ب) لنگر با شیب ثابت.

شکل ۳. مکانیسم خمیری محلی در تیرهای استاندارد.



الف) نمای کلی از تیر استاندارد غیر منشوری؛



ب) موقعیت مفصل خمیری.

شکل ۴. تیر استاندارد برای لنگر شیب دار.

لنگر با شیب یکنواخت، ۴ مکانیسم خمیری محلی رخ می‌دهد (شکل ۳ ب). شکل مکانیسم خمیری محلی برای تیر دارای قسمت غیرمنشوری در شکل ۵ پیشنهاد شده است.

کمانش خمیری شامل ناپایداری در بال فشاری و تغییر شکل در جان تیر است. طول قسمت کمانش شده بال از رابطه ۲ به دست می‌آید.^[۱۲]

$$L_p \cong 2\beta C \quad (2)$$

که در آن، β از رابطه ۳ به دست می‌آید:

$$\beta = 0.713 \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^{2.4} \left(\frac{d}{b} \right)^{1.4} \quad (3)$$

که در آن، b عرض بال تیر، d عمق جان، t_f ضخامت بال و t_w ضخامت جان تیر غیرمنشوری هستند. در خطوط تسلیم، لنگر خمیری بدون توجه به اثر کاهشی هم‌زمانی خمش و فشار تعیین می‌شود، این مورد توسط آثار سخت‌شدگی کرنش^{۱۳} جبران می‌شود. شکل واقعی بال کمانش کرده با یک مکانیزم خمیری که شامل خطوط

۲.۲. ظرفیت دوران موجود

شکل‌پذیری یک سازه (μ_θ) در طراحی را عموماً با ظرفیت چرخشی یک عضو اندازه‌گیری می‌کنند که مقدار آن مطابق رابطه ۱ محاسبه می‌شود:

$$\mu_\theta = \frac{\theta_{ru}}{\theta_p} = \frac{\theta_u}{\theta_p} - 1 \quad (1)$$

که در آن، θ_{ru} دوران خمیری نهایی، θ_p مقدار دوران متناظر با وقوع اولین مفصل خمیری و θ_u میزان دوران نهایی عضو تعریف می‌شود.

با توجه به تعدد عوامل مؤثر و پیچیدگی رفتار اجزاء سازه، ارزیابی دوران نهایی سازه کار بسیار دشواری خواهد بود. بنابراین به یک روش عملی و ساده بدین منظور نیاز است، روشی که طی این دو مرحله، قابل تعمیم باشد:

۱. تعیین شکل‌پذیری محلی با به‌کار بردن روش‌های استاتیکی،

۲. اصلاح مقادیر به دست آمده با توجه به تأثیر دینامیکی بارهای لرزه‌یی.

برای استفاده از روش استاتیکی، ساده‌سازی تحلیل بسیار مهم است. کار اجزاء واقعی در یک مکانیسم خمیری با کار یک عضو ساده رفتار مشابهی دارد. این عضو ساده، تیر استاندارد^{۱۴} نام دارد. انجام مطالعات توری و آزمایشگاهی، صحت عملکرد تیر استاندارد را تأیید می‌کند.

دو نوع تیر استاندارد در تعیین شکل‌پذیری سازه استفاده می‌شود:

-- SB۱ تیر با بار متمرکز و دارای لنگر خطی شیب‌دار (شکل ۳ الف)؛

-- SB۲ تیر با بار گسترده و دارای لنگر با شیب ثابت (شکل ۳ ب).

در هر دو حالت، کاهش در منحنی لنگر - دوران، ناشی از وقوع کمانش خمیری محلی درون صفحه یا برون صفحه در بال فشاری است. دوران نهایی در ناحیه‌ی پس از کمانش و در تقاطع با نقاط M_p یا $0.9M_p$ تعیین می‌شود.

در حال حاضر برای تعیین ظرفیت دوران، سه روش کلی به کار برده می‌شود:

۱. روش توری^۸ (بر پایه‌ی تحلیل‌های المان محدود و استخراج منحنی لنگر - دوران)،

۲. روش تقریبی^۹ (بر پایه‌ی بهره‌گیری از مکانیسم خمیری محلی و عرض مؤثر)،

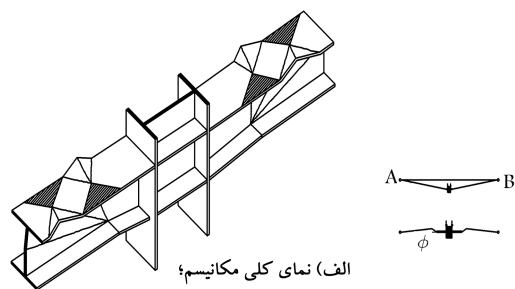
۳. روش تجربی^{۱۰} براساس داده‌های تجربی به دست آمده ناشی از انجام آزمایش.

در بین روش‌های اخیر، مسلماً بهترین آن‌ها استفاده از تحلیل‌های المان محدود است، اما زمان و هزینه‌های مرتبط با برنامه‌های رایانه‌یی بسیار بالاست. استفاده از روش‌های تجربی و آزمایشگاهی هم به دلیل پراکندگی بالای نتایج آن زیاد قابل اعتماد نیستند. با این شرایط به نظر می‌رسد استفاده از روش مکانیسم خرابی خمیری برای تعیین ظرفیت دوران جهت استفاده در طراحی لرزه‌یی، دقت کافی داشته باشد. با توجه به اینکه تیر مورد استفاده برای تحلیل مسئله از نوع غیرمنشوری است، لذا باید یک تیر استاندارد اصلاح شده برای این حالت در نظر گرفته شود. از آنجا که نوع بارگذاری در تحلیل منجر به وقوع لنگر شیب‌دار خواهد شد، اصلاحات برای تیر SB۱ مطابق با (شکل ۴) صورت می‌پذیرد.

۳.۲. ظرفیت دوران موجود برای بارهای یکنواخت^{۱۱}

۱.۳.۲. کمانش درون صفحه^{۱۲}

مکانیسم خمیری محلی به تغییرات لنگر وابسته است. برای لنگر شیب‌دار، خرابی از دو مکانیسم خمیری محلی (شکل ۳ الف) تشکیل شده است؛ در حالی که برای



الف) نمای کلی مکانیسم؛



ج) نمای جان در حالت وقوع مکانیسم خمیری. ب) نمای بال فشاری در مکانیسم خمیری؛

شکل ۷. مکانیسم M شکل پیشنهادی برای حالت کمانش خارج از صفحه‌ی تیر غیرمنشوری.

از تغییرشکل‌های سایر قسمت‌ها صرف‌نظر کرد و با انجام تحلیل خمیری صلب بر پایه‌ی اصل کمینه‌سازی انرژی پتانسیل^{۱۶} (V) کل، مکانیسم خمیری احتمالی را که اتفاق می‌افتد، تعیین کرد (رابطه‌ی ۵):

$$\frac{\partial V}{\partial d_i} = 0 \quad (5)$$

که در آن، V از رابطه‌ی ۶ به دست می‌آید:

$$V = U - U_p \quad (6)$$

که در آن، U برابر با انرژی کرنشی (انرژی پتانسیل داخلی)، U_p پتانسیل بارگذاری (انرژی پتانسیل خارجی) و d_i یک تغییرشکل سازگار با مکانیسم خمیری است، که می‌تواند شامل تغییرمکان یا چرخش باشد. انرژی کرنشی ناشی از کار مکانیسم خمیری (U) از رابطه‌ی ۷ به دست می‌آید:

$$U = \sum u_i + \sum u_z = \sum_i M_{pi} \theta_i l_i \sum_j N_{pzj} \varepsilon_j A_j \quad (7)$$

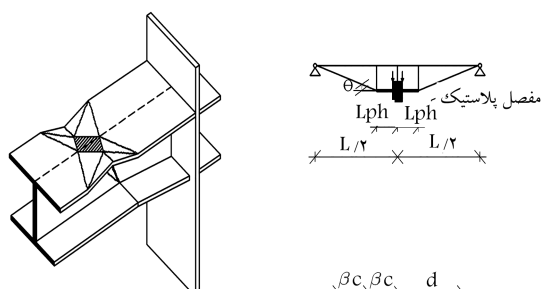
که در آن، U_i و U_z به ترتیب برابر انرژی‌های کرنشی در خطوط تسلیم و نواحی خمیری M_{pi} ، θ_i و l_i به ترتیب برابر با لنگر خمیری، دوران و طول خطوط خمیری هستند. همچنین N_{pzj} ، ε_j و A_j نیز به ترتیب برابر با نیروی محوری، تغییرشکل محوری و مساحت ناحیه‌ی خمیری تعریف می‌شوند.

مقدار انرژی پتانسیل بارگذاری نیز از رابطه‌ی ۸ به دست می‌آید:

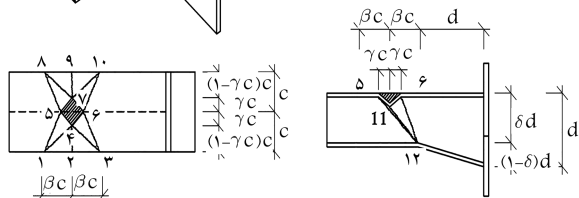
$$U_p = \int_{\delta} F_k d \delta_k + \int_{\theta} M_l d \theta_l \quad (8)$$

که در آن، F_k و M_l برابر با نیروهای خارجی و لنگر اعمالی بر المان هستند. δ_k و θ_l میزان جابه‌جایی و دوران حاصل تحت بارها و لنگرهای خارجی هستند. برخلاف خطوط تسلیم ثابت که پس از وقوع کمانش خمیری در محل خود ثابت باقی می‌مانند، برخی دیگر از این خطوط پس از رخداد کمانش خمیری موقعیت خود را تا رسیدن به بهترین الگوی مکانیسم تغییر می‌دهند. اگر χ پارامتر حاکم بر الگوی خطوط تسلیم متمرکز باشد، شکل مکانیسم خرابی باید با کمینه‌سازی مقدار معادله‌ی ۷ به صورت رابطه‌ی ۹ به دست آید:

$$U_{\min} = \min_{\chi} U \quad (9)$$

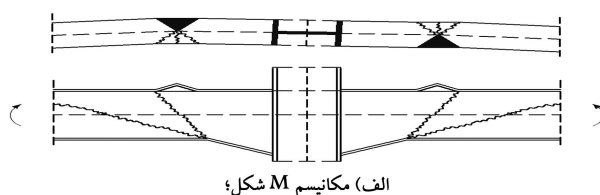


مفصل پلاستیک
Lph Lph
L/۲ L/۲

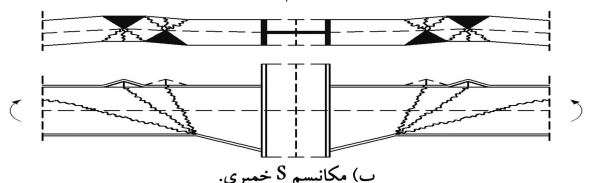


ناحیه پلاستیک
خطوط تسلیم

شکل ۵. مکانیسم خمیری پیشنهادی برای کمانش درون صفحه‌ی تیر غیرمنشوری.



الف) مکانیسم M شکل؛



ب) مکانیسم S خمیری.

شکل ۶. مکانیسم کمانش خارج از صفحه برای تیر غیرمنشوری.

تسلیم و مناطق خمیری است، جایگزین می‌شود. در حالت لنگر شیب دار، افزایش تنش تسلیم برای بال فشاری مطابق رابطه‌ی ۴ در نظر گرفته می‌شود.

$$\frac{f_{yf}^*}{f_{yf}} \cong \frac{1}{1 - \frac{L_p}{L}} \quad (4)$$

که در آن، f_{yf}^* تنش تسلیم بال فشاری با در نظر گرفتن آثار سخت‌شدگی کرنش، f_{yf} تنش اسمی تسلیم بال فشاری، L_p طول مفصل خمیری و L طول تیر غیرمنشوری استاندارد هستند.

۲.۳.۲. کمانش خارج از صفحه^{۱۴}

دو مکانیسم S شکل و M شکل مطابق با شکل ۶، برای حالت کمانش خارج از صفحه در نظر گرفته می‌شود. مکانیسم S شکل هنگامی اتفاق می‌افتد که هیچ المانی به‌عنوان تکیه‌گاه جانبی برای جلوگیری از چرخش عضو وجود نداشته باشد. مکانیسم M شکل در مواقعی رخ می‌دهد که ستون صلبیت پیچشی کافی دارد و تیرهای عرضی به‌عنوان تکیه‌گاه جانبی وجود داشته باشند. مکانیسم مذکور در بیشتر حالت‌ها اتفاق افتاده و کلیات آن برای تیرهای غیرمنشوری مطابق شکل ۷ پیشنهاد شده است.

۳.۳.۲. تحلیل خمیری صلب^{۱۵}

کار انجام شده توسط یک مکانیسم خرابی، نشان‌دهنده‌ی جذب انرژی‌های زیاد در قسمت‌های کوچکی از خطوط تسلیم و نواحی خمیری است. بنابراین می‌توان

می‌شود. مطابق همین روش برای لنگر با شیب ثابت، رابطه‌ی لنگر دوران برابر با معادله‌ی ۱۴ به دست می‌آید:

$$\frac{M}{M_P} = [\alpha_1 M + \alpha_2 M \left(\frac{\theta}{\theta}\right)^{1/2}] \quad (14)$$

-- مکانیسم کمانشی برون صفحه (مکانیسم M شکل): با نوشتن معادلات انرژی برای مکانیسم کمانشی پیشنهادی برون صفحه برای تیر غیرمنشوری (شکل ۷)، معادله‌ی ۱۵ را خواهیم داشت:

$$\frac{M}{M_P} = \alpha_1 M + \alpha_2 M \frac{1}{\theta^{1/2}} + \alpha_3 M \frac{1}{\theta^{3/2}} \quad (15)$$

که در آن، ضرایب جملات معادله از رابطه‌ی ۱۶ به دست می‌آیند:

$$\alpha_1 M = \frac{A}{C}; \quad \alpha_2 M = \frac{B_1}{C}; \quad \alpha_3 M = \frac{B_2}{C} \quad (16)$$

که در آن، ضرایب A، B₁، B₂ و C از رابطه‌ی ۱۷ (الف، ب، ج و د) به دست می‌آیند:

$$A = \frac{c_t}{c} \frac{t_{ft}^*}{dt_f} \frac{f_{yf}^*}{f_{yf}} + \frac{1}{2} (1 - \delta)^2 \frac{dt_w}{ct_f} \frac{f_{yw}}{f_{yf}} + 2(1 - \delta) \frac{ct}{c} \frac{t_{ft}}{t_f} \quad (17الف)$$

$$B_1 = 2^{1/2} \delta^{1/2} \left(\frac{c}{d}\right)^{1/2} \frac{f_{yf}^*}{f_{yf}} + \left\{ \frac{1}{2} \delta \left(\frac{r}{r}\right) \left(\frac{1 + \frac{1}{\delta} \frac{c}{d} \frac{r}{r}}{1 + \frac{1}{\delta} \frac{c}{d} \frac{r}{r}} + 1 + \frac{r}{\delta} \frac{c}{d} \frac{r}{r} \right) \left(\frac{c}{d}\right)^{1/2} + \delta^{1/2} \frac{[1 + (\frac{r}{\delta} \frac{c}{d} + 2\delta \frac{d}{L})]^2}{1 - \frac{r}{L}} \right\} \frac{t_w^*}{ct_f} \frac{f_{yw}}{f_{yf}} \quad (17ب)$$

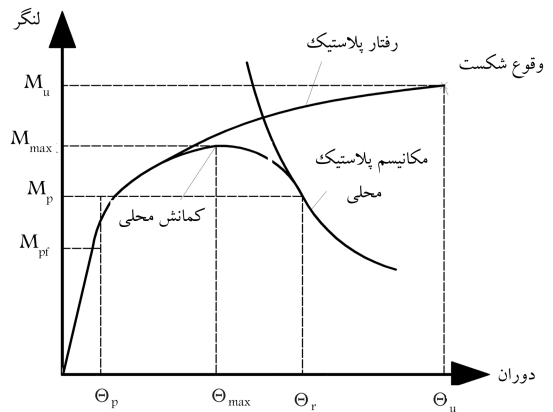
$$B_2 = \frac{3}{2} 2^{1/2} \delta^{1/2} \left(\frac{d}{c}\right)^{1/2} \frac{t_f}{d} \quad (17ج)$$

$$C = 4 \left(1 + \frac{t_f}{d}\right) + \frac{1}{2} \frac{dt_w}{ct_f} \frac{f_{yw}}{f_{yf}} \quad (17د)$$

چرخش خمیری نهایی θ_{ru} یا دوران نهایی θ_u از تلاقی مقدار لنگر خمیری M_p یا $0.9M_p$ با منحنی‌های پس از کمانشی حاصل از معادله‌های ۱۰ و ۱۵ (شکل ۹) کدام که مقدار کمتری از دوران را نتیجه دهند) تعیین می‌شود (شکل ۹).

۴.۲. ظرفیت دوران موجود برای بارهای چرخه‌یی^{۱۸}

امروزه به مدد شبکه‌ی بزرگ ابزار دقیق در نقاط مختلف جهان، اندازه‌گیری حرکت زمین برای فاصله‌های مختلف کانونی زلزله میسر شده است. زلزله‌ها به دو گروه نزدیک و دور تقسیم بندی می‌شوند که هر یک از آن‌ها، آثار مختلفی در سازه دارند. در مناطق نزدیک به محل وقوع زلزله، بسامد پایین در نتیجه‌ی سرعت حرکت بسیار بالاست، که این امر موجب وقوع نسبت‌های کرنشی بالا در سازه خواهد شد. در مقابل، برای مناطق دور از محل زلزله، شتاب، سرعت و جابه‌جایی ماهیت چرخه‌یی دارند و منجر به انباشت تغییرشکل‌های خمیری و کاهش ظرفیت شکل‌پذیری سازه می‌شوند. لذا بررسی رفتار چرخه‌یی اتصال‌ها برای سازه‌هایی که در معرض زلزله‌هایی با فاصله‌ی مکانی دور قرار می‌گیرند، اهمیت به‌سزایی دارد. بروز افت‌های شدید در جابه‌جایی نسبی بالای ۲٪، به دلیل لهیدگی جان در محل اتصال قسمت غیرمنشوری به تیر منشوری کاملاً مشهود است. در نتیجه استفاده از اتصال‌های ذکرشده به شکل حاضر



شکل ۸. منحنی پس از وقوع کمانش در مکانیسم خمیری نهایی.

۴.۳.۲. تعیین ظرفیت دوران^{۱۷}

دوران نهایی عضو با استفاده از منحنی لنگر - دوران (شکل ۸) تعیین می‌شود. عموماً به دلیل تفاوت در تشریح عملکرد پس از وقوع کمانش، روش‌های تحلیلی تا محل نقطه‌ی پیشینه‌ی لنگر منحنی را در نظر می‌گیرند. در حالی که مکانیسم خمیری خرابی مربوط به بررسی قسمت پس از کمانش منحنی لنگر - دوران است. بنابراین ترکیب این دو روش جهت تعیین ظرفیت چرخش خمیری نهایی و ظرفیت دوران بسیار مفید خواهد بود.

در نهایت با به‌کارگیری معادله‌های ۵ و ۶ با برقراری تساوی بین انرژی پتانسیل خارجی و داخلی، منحنی‌های مربوط به بعد از وقوع کمانش به این شرح به دست می‌آیند:

-- مکانیسم کمانشی درون صفحه برای لنگر شیب دار (مطابق رابطه‌ی ۱۰):

$$\frac{M}{M_P} = \alpha_1 M + \alpha_2 M \frac{1}{\theta^{1/2}} \quad (10)$$

که جملات آن مطابق رابطه‌ی ۱۱ محاسبه می‌شوند:

$$\alpha_1 M = \frac{A}{C}; \quad \alpha_2 M = \frac{B}{C} \quad (11)$$

که در آن، پارامترهای A، B و C از رابطه‌ی ۱۲ (الف، ب و ج) به دست می‌آیند:

$$A = 2 \left[\gamma \delta \left(1 + \frac{1}{2} \frac{t_w}{t_f} \frac{f_{yw}}{f_{yt}} \right) + \frac{1}{2} (1 - \delta)^2 \frac{dt_w}{ct_f} \frac{f_{yw}}{f_{yt}} + (2 - \delta) + \frac{1}{2} \frac{t_f}{d} \frac{f_{yf}^*}{f_{yf}} \right] \quad (12الف)$$

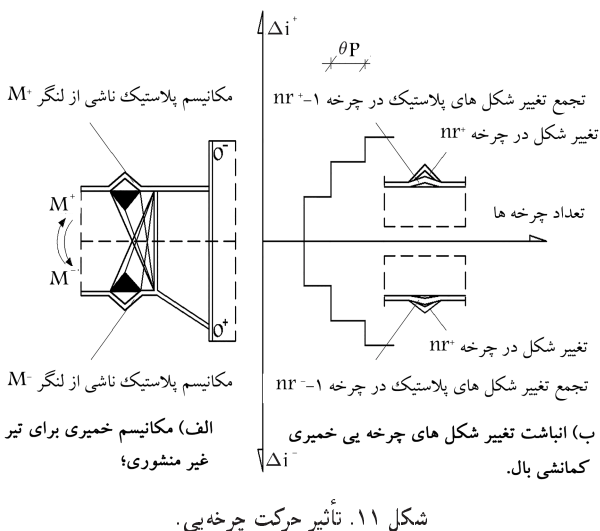
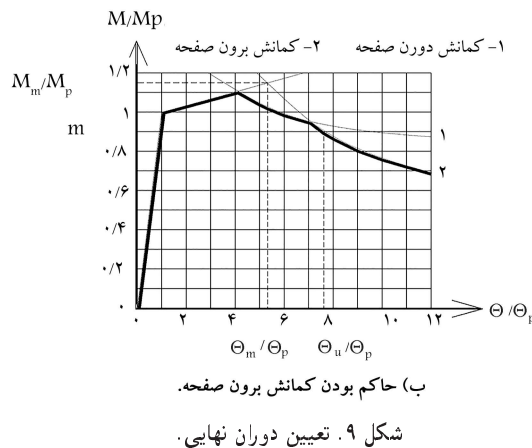
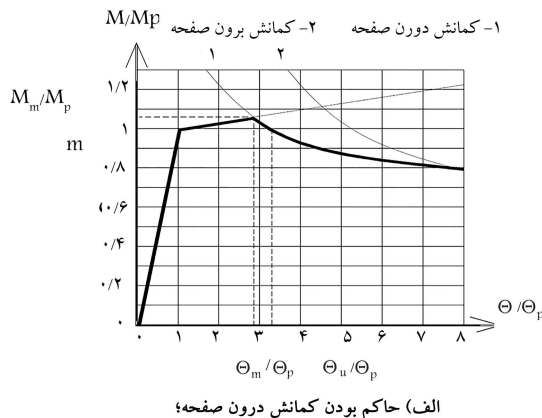
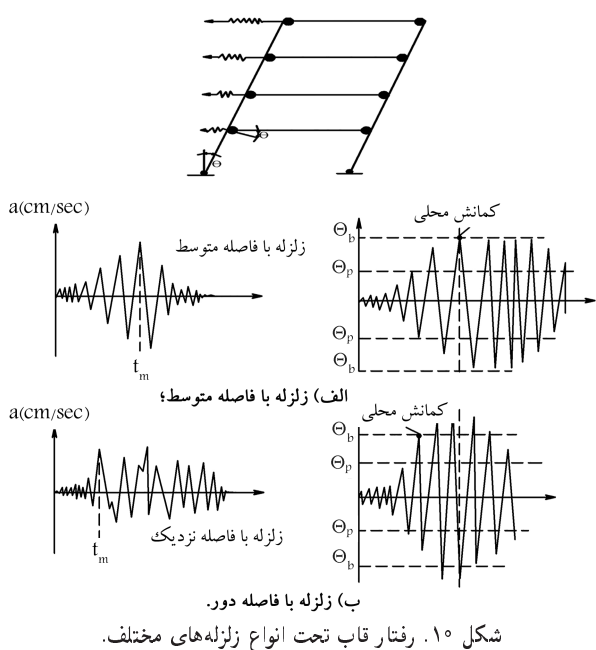
$$B = 2 \left[\frac{1}{2} \left[\frac{1-\gamma}{\beta} + \frac{\beta}{1-\gamma} + \frac{2+2\beta^2-2\beta\gamma+\gamma^2}{\gamma(1+\beta-\gamma)} \right] + \frac{t_f}{d} \frac{(\beta\gamma)^{1/2}}{x^{1/2}} \right] + 1/2 \delta \frac{(2+x) \left(1 + \frac{2}{\gamma} \right) x^2 - x(2+x^2)}{x^{1/2} [(1-x)^2 - \eta^2 x^2 / \gamma]^2} \frac{t_w}{ct_f} \frac{f_{yw}}{f_{yf}} \quad (12ب)$$

$$C = \left[4 \left(1 + \frac{t_f}{d} \right) + 1/2 \frac{dt_w}{ct_f} \frac{f_{yw}}{f_{yf}} \right] \quad (12ج)$$

که در آن‌ها، پارامتر x از رابطه‌ی ۱۳ به دست می‌آید:

$$x = \frac{\gamma c}{\delta} \quad (13)$$

رابطه‌ی ۱۳ یک پارامتر هندسی است که از مکانیسم ارائه شده در شکل ۵ به دست می‌آید. همچنین مطابق مکانیسم مذکور، $\eta = \beta c$ در رابطه‌ها جای‌گذاری



متفاوتی قرار دارند، از این رو کرنش های کششی به حدی کوچک هستند که قادر به تقویت بال های کمانش کرده نیستند. بنابراین مکانیسم خمیری خرابی تحت عملکرد چرخه بی پی در پی بر روی هم انباشته می شود. در طول چرخه بی بعدی، سطح مقطع با تغییر شکل هندسی حاصل از چرخه بی قبلی کار می کند. بنابراین رفتار چرخه بی با در نظر داشتن تغییر شکل های خمیری انباشته در بال تیر خواهد بود (شکل ۱۱ ب). تا قبل از وقوع کمانش در بال فشاری، هیچ تفاوتی بین بارگذاری یکنواخت و چرخه بی وجود نخواهد داشت؛ ولی بعد از وقوع کمانش خمیری، تفاوت فاحشی در هر دو نوع رفتار بارگذاری پدید می آید (شکل ۱۲).

با استفاده از معیارهای مشابه برای تعیین ظرفیت دوران نهایی برای بارهای یکنواخت، رابطه ی ۱۹ را خواهیم داشت:

$$\theta_{uc} = \theta_u - \theta_{ar} \quad (19)$$

که در آن، θ_{uc} دوران نهایی برای بارهای چرخه بی، θ_u چرخش نهایی تحت بارگذاری

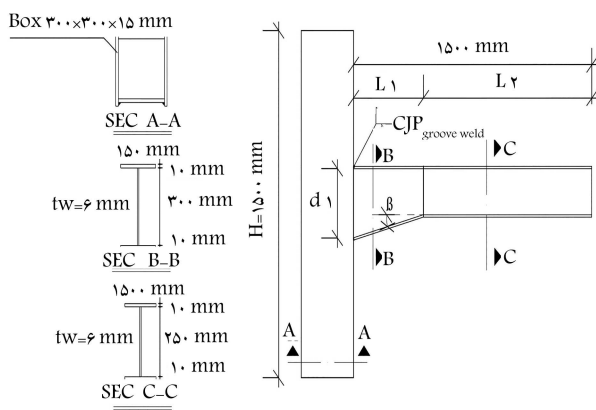
برای قاب های خمشی با شکل پذیری متوسط و ویژه، عملاً غیرممکن است. از این رو جهت اصلاح رفتار اتصال های مذکور بر طبق مطالعاتی که در ادامه ارائه شده است، استفاده از سخت کننده های قائم مناسب به نظر می رسد. لذا بررسی رفتار چرخه بی اتصال غیرمنشوری با استفاده از سخت کننده های قائم خواهد بود. از آنجا که بررسی رفتار مفاصل خمیری در طول زلزله بسیار پیچیده و مشکل است و برای ساده سازی آن از برخی فرضیه های مربوط به مفاصل خمیری باید استفاده کرد. اولین زمان تناوب در چرخه با یک افزایش آرام شتاب همراه است، که منجر به ایجاد دوران کشسان در سازه می شود (شکل ۱۰). در گام های بعدی و پس از افزایش قابل توجه در شتاب زلزله، مفصل خمیری ایجاد می شود، که دوران (θ_p) دارد. این میزان دوران تا وقوع کمانش در بال فشاری مقدار ثابتی است. پس از وقوع کمانش، چرخش خمیری بسته به مشخصات زلزله، افزایش، کاهش و یا ثابت باقی می ماند. کاهش ظرفیت دوران به تعداد سیکل های n_r که پس از کمانش محلی اتفاق می افتد، بستگی دارد (رابطه ی ۱۸).

$$n_r = n - n_b \quad (18)$$

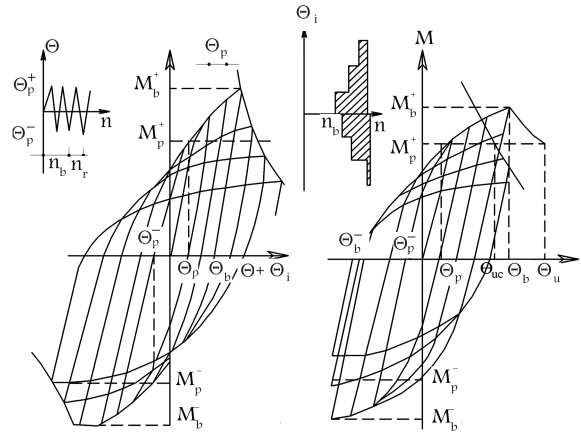
که در آن، n تعداد نهایی چرخه های خمیری و n_b تعداد چرخه ها تا رخداد کمانش خمیری هستند. در طول سیکل های چرخشی n_b تجمع چرخش های خمیری رخ می دهد. اولین لنگر مثبت منجر به ایجاد کمانش در بال فشاری و مقطع حول نقطه ی O^+ نزدیک به بال مخالف دوران می کند (شکل ۱۱ الف). سپس با تغییر جهت و وقوع اولین لنگر منفی بال دیگر دچار کمانش می شود و مقطع حول نقطه ی O^- دوران می کند، و این روند به شکل متناوب در سیکل های بعدی نیز اتفاق می افتد. با توجه به اینکه محل کمانش بال و نقطه ی دوران مقطع در حالت های

جدول ۱. مشخصات مدل‌های تحلیلی در المان محدود.

مدل‌های المان محدود	بیشترین ارتفاع جان (میلی‌متر)	ناحیه‌ی غیرمنشوری		طول تیر منشوری (میلی‌متر)
		طول (میلی‌متر)	زاویه‌ی α (درجه)	
N۳۰۰-L۱	۳۰۰	۳۰۰	۹٫۵	۱۲۰۰
N۳۰۰-L۰٫۸	۳۰۰	۲۴۰	۱۱٫۸	۱۲۶۰
N۳۰۰-L۱٫۲	۳۰۰	۲۶۰	۸	۱۱۴۰
UN	۲۲۰	-	-	۱۵۰۰

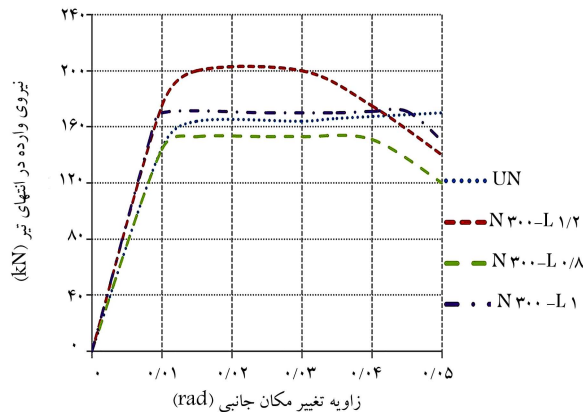


شکل ۱۳. جزئیات کلی از هندسه‌ی اتصال.



شکل ۱۲. منحنی لنگر دوران. (الف) منحنی لنگر- دوران نهایی؛ (ب) منحنی لنگر دوران.

شکل ۱۴. دوران با دامنه‌ی ثابت.



شکل ۱۴. نمودار نیروی انتهایی تیر در زاویه‌های نسبی جابه‌جایی، برای برخی از مدل‌ها.

قسمت غیرمنشوری ستون برای اطمینان از تشکیل مفصل خمیری در ناحیه‌ی دورتر از بر ستون به ترتیب برابر با ۱، ۰٫۸ و ۱٫۲ انتخاب شده است. جزئیات کلی اتصال مورد بررسی در شکل ۱۳ ارائه شده است.

۲.۳. بررسی نتایج

منحنی نیروهای انتهایی تیر در مقابل زاویه‌ی تغییرمکان جانبی ۲۲ برای مدل‌ها در شکل ۱۴ نشان داده شده است. زاویه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقه از تقسیم جابه‌جایی نقطه‌ی انتهایی تیر، به فاصله‌ی این نقطه تا مرکز ستون به دست می‌آید. کلیه‌ی مدل‌ها تا قبل از جابه‌جایی نسبی ۱٪ از خود رفتار کشسان نشان می‌دهند که برای استفاده در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری معمولی مناسب هستند. با توجه به افزایش ارتفاع جان، مدل‌های دارای قسمت غیرمنشوری، سختی

یکناخت و θ_{ar} میزان انباشت چرخش خمیری در چرخه‌ی r ام است، که با توجه به نوع بارگذاری به این روش‌ها قابل محاسبه است.^[۱۲]
-- برای بارگذاری با دامنه‌ی ثابت (رابطه‌ی ۲۰):

$$\theta_{ar} = (n_r - 1) \theta_p \quad (20)$$

-- برای بارگذاری با دامنه‌ی افزایشی (رابطه‌ی ۲۱):

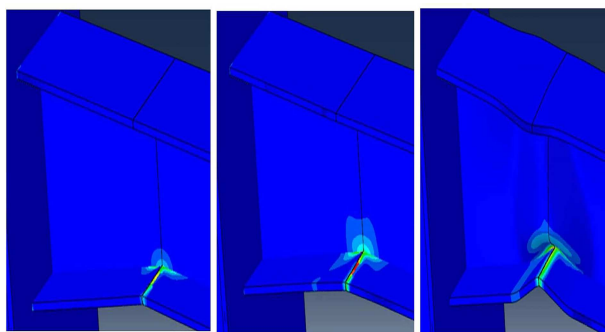
$$\theta_{ar} = \left(\frac{n_r(n_r - 1)}{2} \right) \theta_p \quad (21)$$

۳. آنالیز المان محدود

۱.۳. مدل‌سازی المان محدود

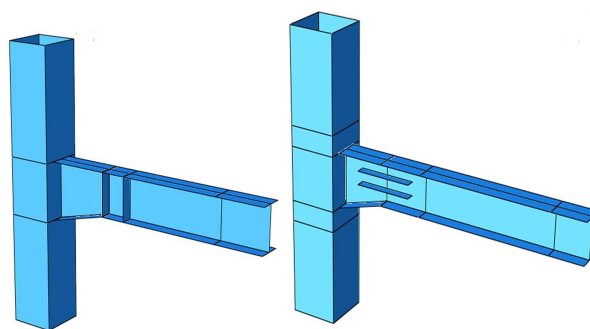
جهت مقایسه‌ی نتایج حاصل از روش تحلیل صلب خمیری با استفاده از نرم‌افزار تحلیل غیرخطی المان محدود آباکوس ۲۰، پارامترهای گوناگون از اتصال جان غیرمنشوری مدل‌سازی و آنالیز شدند. نحوه‌ی تأثیر پارامترها در رفتار اتصال دقیقاً بررسی شد. مدل‌های المان محدود با به‌کارگیری از المان‌های shell-A۴ ایجاد شدند.

مطابق جدول ۱، تعداد ۴ مدل برای بررسی جزئیات طراحی و یک اتصال معمولی (تیر به ستون) جهت مقایسه و بررسی تأثیر قسمت‌های مختلف تیر با جان غیرمنشوری مدل‌ها در نظر گرفته شده است (UN). برای ساده‌سازی روابط تنش - کرنش سازه‌ی فازی بر پایه‌ی یک رفتار سخت‌شوندگی ایزوتروپیک دو سویه مدل‌سازی شده است، علاوه بر این، خمیری شدن مدل‌ها براساس معیار فون مایسز^{۲۱} تعیین و رفتار سخت‌شوندگی کینماتیکی برای عملکرد چرخه‌ی اتصال فرض شده است. در تمامی مدل‌های مورد بررسی و مطالعه‌ی نسبت پیشینه‌ی ارتفاع جان به طول



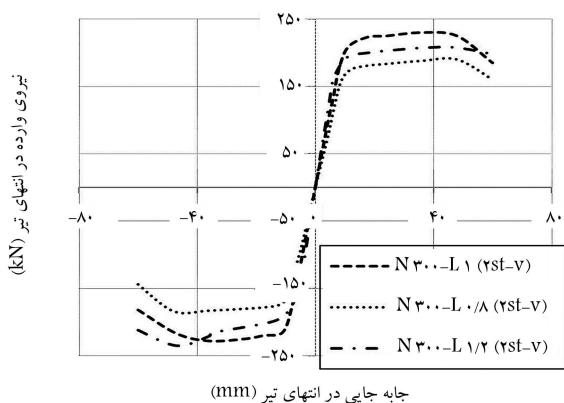
الف) ۱٪ ب) ۲٪ ج) ۵٪

شکل ۱۶. کانتورهای کرنش خمیری معادل برای مدل $N30^\circ-L1$ در زاویه‌های دریافت.



الف) سخت کننده های افقی؛ ب) سخت کننده های قائم.

شکل ۱۵. آرایش استفاده از سخت‌کننده‌ها.



شکل ۱۷. منحنی پوش نیرو - جابه جایی.

غیرمنشوری به منشوری است. با تعبیه‌ی سخت‌کننده (خصوصاً سخت‌کننده‌های قائم) در قسمت اشاره شده افزایش سختی ناحیه‌ی اتصال، ضمن افزایش ظرفیت باربری در بارگذاری چرخه‌یی، مفصل خمیری قدری به داخل ناحیه‌ی غیرمنشوری نیز ورود پیدا می‌کند. همچنین بررسی نمونه‌های تقویت شده با به کارگیری سخت‌کننده‌های افقی مطابق شکل ۱۵ الف نشان می‌دهد که استفاده از سخت‌کننده‌های افقی می‌تواند تا حدودی شرایط پذیرش اتصال را در حالت طول‌های بزرگ‌تر از ۱ تأمین کند، ولی جذب انرژی آن به نسبت سخت‌کننده‌های قائم در برخی از حالت‌ها کمتر است. برای مقایسه‌ی مدل‌های مذکور با یکدیگر در شکل ۱۷، منحنی‌های پوش نیروی تیر در بر تکیه‌گاه، در مقابل تغییرمکان نسبی رسم شده است. نمودارها نشان می‌دهند که تأثیر طول این قسمت غیرمنشوری در صورت استفاده از سخت‌کننده در رفتار کلی نمونه ناچیز است.

۴. مطالعه‌ی تجربی

۴.۱. نمونه‌ی مورد آزمایش

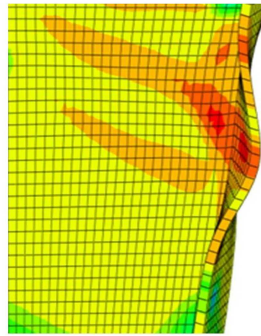
یک مطالعه‌ی آزمایشگاهی برای مقایسه‌ی رفتار اتصال‌های ستون - درختی با تیر غیرمنشوری با نمونه‌های تقریبی و عددی مورد بررسی، انجام و در آن نسبت به ساخت نمونه‌ی $N30^\circ - L1.2 (Yst - V)$ در مقایسه‌ی واقعی اقدام شده است. فولاد مصرفی برای ساخت نمونه‌ی اخیر، از نوع $st27$ مطابق مشخصات مندرج در جدول ۲ است. تیر اصلی به شکل I به ابعاد $150 \times 6 \times 250$ (همگی

کشسان و مقاومت غیرکشسان بیشتری نسبت به مدل معمولی از خود نشان می‌دهند. البته این افزایش ارتفاع و طول در قسمت غیرمنشوری در حالت عادی پس از یک مقدار خاص، نتایج معکوسی خواهد داشت که بعد از جابه‌جایی نسبی ۳٪ با افت مقاومت مواجه شده است که نشانگر وقوع لهیدگی جان در محل پیوند دو قسمت غیرمنشوری و منشوری است. لازم به ذکر است از آنجا که بسیاری از اتصال‌های خمشی در هنگام زلزله دچار آسیب‌های زودرس در حالت‌های محدود خمیری می‌شوند، از این رو زاویه‌ی تغییرمکان جانبی ۵٪ برای مشخص کردن پاسخ اجزاء مدل‌ها در محدوده‌ی کشسان انتخاب شده است. به منظور ارزیابی پتانسیل شکست ترد و با توجه به اینکه غالباً ترک‌ها در محل تنش‌های اصلی بیشینه به وقوع می‌پیوندند، محل تنش‌های مذکور در مدل‌ها مشخص می‌شوند. مشاهده‌ها نشان می‌دهند در بال تیر و در محلی که جوش نفوذی کامل انجام شده است، بیشترین تنش در اتصال خمشی وجود دارد. اندازه‌ی بردار تنش، مقدار آن را مشخص می‌کند، بزرگ‌ترین مقدار تنش اصلی (نرمال شده با مقدار تنش تسلیم مصالح تیر) در نمونه‌ی UN مساوی ۱/۱۲۷ به دست آمده است، در حالی که این مقدار برای مدل $N30^\circ - L1.2$ با اختلاف کمی ۱/۱۲۲ است. بیشترین مقدار تنش در هر دو حالت در لبه‌ها رخ داده است. بررسی رفتار چرخه‌یی اتصال‌های غیرمنشوری، نشان دهنده‌ی وجود ضعف‌هایی در آن است. بروز افت‌های شدید در جابه‌جایی نسبی بالای ۲٪ کاملاً مشهود است که در نتیجه استفاده از اتصال‌های غیرمنشوری را به شکل حاضر برای قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری متوسط و ویژه، غیرممکن می‌سازد. لذا جهت اصلاح رفتار اتصال غیرمنشوری، استفاده از سخت‌کننده‌های افقی و قائم مناسب به نظر می‌رسد.

با استفاده از سخت‌کننده‌های مختلف و بررسی اثربخشی آن‌ها در بهبود رفتار اتصال غیرمنشوری، استفاده از دو جفت سخت‌کننده‌ی قائم به فاصله‌ی $1.5B_f$ (برابر با عرض بال تیر) و دو جفت سخت‌کننده‌ی افقی به فاصله‌ی $\frac{1}{4}$ ارتفاعی مقطع نتایج مطلوبی را به همراه داشتند. در استفاده از سخت‌کننده‌های ذکر شده، کلیه‌ی ضوابط آیین‌نامه از جمله جلوگیری از وقوع ناپایداری‌های موضعی رعایت شده است. در شکل ۱۵، حالت‌های تعبیه‌ی آن‌ها در دو حالت قائم و افقی مشاهده می‌شود. برای مشاهده‌ی روند خمیری شدن مقطع و تشکیل مفصل خمیری در اتصال‌های غیرمنشوری، توزیع‌های مختلفی از کرنش خمیری معادل ϵ_{st} در گام‌های مختلف بارگذاری مدل $N30^\circ - L1$ در شکل ۱۶ نشان داده شده است. افزایش کانتورکرنش خمیری معادل در زوایای دریافت 1° ، 1.5° و 5° نشان‌دهنده‌ی این است که بیشترین کرنش خمیری معادل در جوش شیباری بال تیر رخ نمی‌دهد و در منطقه‌ی دورتر از بر ستون، مفصل خمیری شکل می‌گیرد. این محل در نقطه‌ی اتصال قسمت

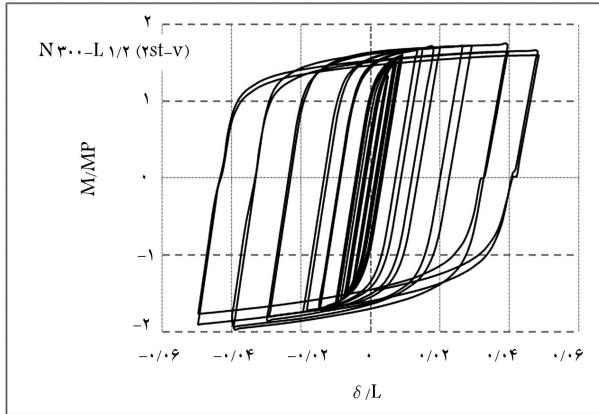


(ب) آزمایش.



(الف) المان محدود؛

شکل ۲۰. مد خرابی و مقایسه‌ی نتیجه‌ی آزمایش و تحلیل المان محدود.



شکل ۲۱. نمودار شمال‌شده‌ی لنگر - دوران حاصل از آزمایش برای نمونه‌ی st-(2v)-L1/2-N3000.

جدول ۳. محاسبه‌ی ظرفیت شکل‌پذیری موجود مدل‌ها تحت بارهای چرخه‌بی با استفاده از تئوری خطوط تسلیم.

θ_{rc}	θ_r کمانش		θ_p (رادیان)	نام مدل
	برون صفحه	درون صفحه		
۰٫۰۵۳	۰٫۰۷۲	۰٫۱۶۵	۰٫۱۰۶	N3000-L1(2st-v)
۰٫۰۵۷	۰٫۰۷۳	۰٫۱۶۳	۰٫۱۰۹	N3000-L0/8(2st-v)
۰٫۰۶۱	۰٫۰۷۴	۰٫۱۶۷	۰٫۱۰۹۸	N3000-L1/2(2st-v)

شرایط واقعی با یک جک دیگر به ستون‌ها نیروی محوری ثابتی اعمال شده است (شکل ۱۸).

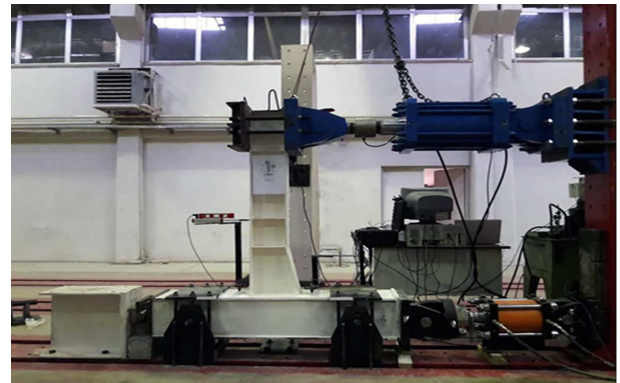
۳.۴. بررسی نتایج آزمایش

همانند نتایج حاصل از آنالیز المان محدود شروع تسلیم در لبه‌های بال تیر غیرمنشوری اتفاق افتاده است. وقتی که زاویه‌ی دوران به بیش از ۳٪ می‌رسد، تغییر مکان‌های بزرگ در محل اتصال ستون به تیر اصلی مشاهده می‌شود. با رسیدن زاویه به ۴٪ وقوع کمانش خمیری در بال تحتانی قسمت غیرمنشوری تیر آغاز می‌شود. محل تسلیم و وقوع کمانش خمیری محلی ۲۶ در شکل ۲۰ مشاهده می‌شود.

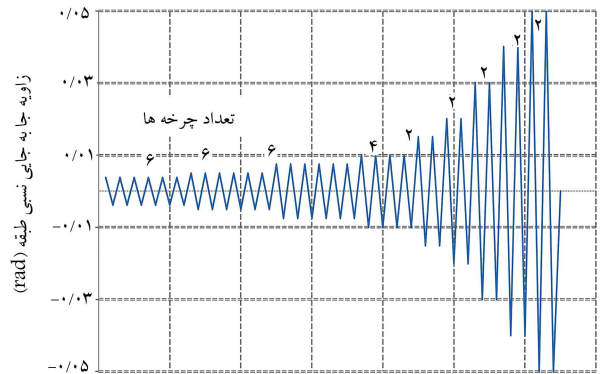
با رسیدن زاویه‌ی دوران به ۵٪، میزان کمانش بال افزایش و قدرت اتصال به مرور کاهش پیدا می‌کند. مطابق نتایج به دست آمده از تحلیل المان محدود و تئوری خطوط تسلیم مفصل خمیری در فاصله‌ی دورتری از محل اتصال تیر به

جدول ۲. مشخصات فولاد مصرفی استفاده شده در ساخت نمونه.

عضو	محل تهیه‌ی کوپن جهت آزمایش کشش	نوع فولاد	مقاومت تسلیم (مگاپاسکال)	نهایی
تیر	بال تیر	st37	۲۹۵	۴۲۰
	جان تیر	st37	۳۱۰	۴۲۵
ستون	بال ستون	st37	۳۰۰	۴۳۸



شکل ۱۸. تصویر نمونه‌ی مورد آزمایش.



شکل ۱۹. پروتکل بارگذاری

به میلی‌متر) که به ترتیب ارتفاع جان، ضخامت جان، عرض بال، و ضخامت بال و ستون از مقطع جعبه‌بی به ابعاد $15 \times 15 \times 300 \times 300$ (همگی به میلی‌متر) در نمونه ذکر شده‌ی اتصال تیر غیرمنشوری به ستون با جوش نفوذی کامل و تیر اصلی به تیر منشوری با جوش نفوذی بوده است. هر چند عملاً اتصال مذکور به وسیله‌ی فلنج پیچی انجام می‌شود، ولی در آزمایش حاضر جهت جلوگیری از هرگونه لغزش و آثار آن در رفتار اتصال، از جوش استفاده شده است.

۲.۴. تنظیمات ۲۵ و بارگذاری آزمایش

در شکل ۱۸، تصویری از نمونه‌ی مورد آزمایش، تنظیمات، مشخصات، و شرایط تکیه‌گاهی نشان داده شده است. نیروی جانبی توسط یک جک به انتهای تیر وارد می‌شود. پروتکل بارگذاری نیز بر طبق آیین‌نامه‌ی AISC 341-16^[۱۳] برای بررسی حالت چرخه‌بی در نظر گرفته شده است.

این بارگذاری مطابق با شکل ۱۹ از زاویه‌ی دریفت ۰٫۳۷۵٪ شروع شده و تا زاویه‌ی ۵٪ ادامه پیدا کرده است. ضمناً در طول انجام آزمایش، جهت تأمین

نمی‌تواند الزامات تغییرشکل‌های خمیری و مقاومت مربوط به قاب‌های خمشی ویژه را برآورده سازد.

وقوع کمناش خمیری در مقطع تیر و حالت نامتعادل قسمت غیرمنشوری موجب شده است در رفتار چرخه‌ی یک عدم تقارن شدید اتفاق بیفتد که باعث کاهش سریع مقاومت می‌شود. لذا برای جبران این نقیصه، طرح به‌کارگیری سخت‌کننده‌های افقی و قائم بررسی شد، که از این میان سخت‌کننده‌های قائم حاوی نتایج بهتری بودند. مفصل خمیری کلیه‌ی نمونه‌ها در نقطه‌ی دورتر از صفحه‌ی ستون اتفاق می‌افتد. و بدین ترتیب تأمین‌کننده‌ی الزامات لرزه‌ی آیین‌نامه‌ی ۱۶-۳۴۱ AISC است.

حلقه‌های هیستریزس نشان از پایداری و مقاومت نمونه‌ها در رفتار چرخه‌ی دارند. افت مقاومتی که در برخی از چرخه‌ها مشاهده می‌شود، ناشی از وقوع کمناش خمیری محلی در بال و جان تیر است. تمامی نمونه‌های تقویت‌شده با سخت‌کننده‌های قائم، قابلیت تحمل رفتار غیرکشسان را تا زاویه‌ی دررفت ۵٪ رادیان را از خود به خوبی نشان می‌دهند. بیشترین چرخش خمیری در محدوده‌ی دررفت ۴ تا ۴٫۹ درصد رادیان اتفاق می‌افتد. مطابق با ضوابط مندرج در آیین‌نامه‌ی ۱۶-۲۰ AISC اتصال وقتی مورد پذیرش قرار می‌گیرد که مقدار لنگر در وجه ستون در زاویه‌ی دررفت ۴٪ رادیان از ۸٪ لنگر خمیری تیر کمتر نباشد. همان‌طور که در منحنی لنگر - دوران مشاهده می‌شود، در تمامی مدل‌ها مقدار لنگر در وجه ستون در زاویه‌ی دوران ۴٪ از $0.8(Mp)$ بیشتر است.

بررسی شکل‌پذیری با استفاده از روش تئوری خطوط تسلیم نشان می‌دهد که در تمامی مدل‌ها حالت کمناش خارج از صفحه‌ی حاکم است و نتایج به‌دست‌آمده از روش اخیر در کل تطبیق مناسبی با شکل‌پذیری‌های حاصل از روش المان محدود دارد. در ادامه، یک بررسی و مطالعه‌ی آزمایشگاهی اولیه از تیر با ناحیه‌ی غیرمنشوری انجام شده است، که نتایج حاصل، حاکی از تطبیق مناسب مکانیسم پیش‌بینی‌شده در روش تحلیل خمیری با روش‌های المان محدود و تجربی است.

ستون تشکیل یافته است، که این خود تضمین‌کننده‌ی رفتار غیرکشسان اتصال است. در پایان آزمایش نیز هیچ‌گونه نشانه‌ی از شکست و خرابی در محل اتصال تیر به ستون مشاهده نشده است. با استفاده از نتایج حاصل از آزمایش و محاسبه‌ی لنگر نهایی وارده بر اتصال و جابه‌جایی‌های به‌دست آمده، نمودار چرخه‌ی هیستریزس ۲۷ لنگر - دوران برای نمونه‌ی $N - 300L1/2(2st - v)$ در شکل ۲۱ مشاهده می‌شود. این نمودار با نتایج حاصل از آنالیز المان محدود نیز تطابق مناسبی دارد.

همان‌گونه که در شکل ۲۱ مشاهده می‌شود، حلقه‌های هیستریزس، یک رفتار چرخه‌ی قابل اعتماد را از خود نشان می‌دهند. کاهش تدریجی حاصل در انتهای چرخه نیز به دلیل وقوع کمناش خمیری در بال قسمت غیرمنشوری رخ داده است. نمونه‌ی مورد آزمایش توانسته است تا زاویه‌ی دوران ۵٪، که از ۴٪ تا ۴٫۹٪ آن چرخش خمیری است، را تاب بیاورد که در این صورت می‌توان نتایج حاصل از این نظر را قابل قبول دانست. در نهایت، ظرفیت شکل‌پذیری موجود برای مدل‌های دارای سخت‌کننده‌ی قائم تحت بارهای چرخه‌ی محاسبه و در جدول ۳ ارائه شده است.

۵. نتیجه‌گیری

بر طبق نتایج حاصل از مطالعات المان محدود، مطالعات مقدماتی از رفتار چرخه‌ی اتصال‌های غیرمنشوری پیشنهادی برای قاب خمشی ستون - درختی نشان می‌دهد که با بهره‌گیری از مقاطع فشرده لرزه‌ی، از تشکیل مفصل خمیری در نقطه‌ی دورتر از بر ستون (محل اتصال دو قسمت منشوری و غیرمنشوری) اطمینان حاصل می‌شود. اتصال‌ها در حالت عادی، قابلیت استفاده در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری عادی را دارند. اما بر طبق نتایج حاصل، اتصال غیرمنشوری ذکرشده در حالت عادی

پانوشته‌ها

1. ductility
2. resistant frames steel moment (SMRF)
3. Gioncu
4. Mazzolani
5. in-plan buckling
6. out-plan buckling
7. standard beam
8. Fem
9. Approximate
10. Empirical
11. monotonic loads
12. in-plane buckling
13. strain hardening
14. out-plane buckling
15. the rigid plastic analysis
16. potential energy
17. rotation capacity
18. cyclic loads
19. finite element analysis
20. Abaqus
21. Von Mises

22. lateral displacement angle
23. PEEQ
24. Drift
25. setup
26. local buckling
27. Hysteresis loops

منابع (References)

1. Gioncu, V. and Mazzolani, F.M. "Earthquake engineering for structural design", Spon Press, London (2011).
2. Gioncu, V. and Petcu, D. "Available rotation capacity of wide-flange beams and beam-columns, Part 1: (Theoretical approaches), Part 2: (Experimental and numerical tests)", *Journal of Constructional Steel Research*, **43**(161-18), pp. 219-244 (1997).
3. Lukey, A.F. and Adams, P.F. "Rotation capacity of beams under moment gradient", *Journal of Structural Division*, **ST-6**, pp. 1173-1188 (1995).

4. Lay, M.G. and Galambos, T.V. "Inelastic beams under moment gradient", *Journal of the Structural Division*, **93**, pp. 381-399 (1967).
5. Climenhaga, J.J. and Johnson, R.P. "Moment-rotation curves for locally buckling beams", *Journal of Structural Division*, **ST-9**, pp. 1239-1254 (1972).
6. Ivanyi, M. "Moment rotation characteristics of locally buckling beams Periodica Polytechnica", *Civil Engineering*, **23**(3/4), pp. 217-230 (1979).
7. Gioncu, V. and Mazzolani, F.M. "Ductility of seismic resistant steel structures", Spon Press, London (2002).
8. Gioncu, V. and Anastasiadis A. "Plastic coupled instabilities of I-shaped steel beams", *Thin-Wall Structures*, **81**, pp. 67-77 (2014).
9. Gioncu, V., Mosoarca, M. and Anastasiadis, A. " Prediction of available rotation capacity and ductility of wide-flange beams, part 1: DUCTROT-M computer program", *Journal of Constructional Steel Research*, **69**, pp. 8-19 (2012).
10. Huang, C.T. "Considerations of multimode structural response for near-field earthquakes", *J. Eng. Mech.*, **129**(4), pp. 458-467 (2003).
11. Gioncu, V. and Mazzolani, F.M. "Influence of earthquake types on the design of seismic resistant steel structures, Part 1: Challenges for new design approaches, Part 2: Structural responses for different earthquake types", *Proceedings of behaviour of steel structures in seismic areas*, **113-120**, pp. 121-127 (2006).
12. Petcu, D. and Gioncu, V. "Computer program for available ductility analysis of steel structures", *Computers and Structures*, **81**(22-23), pp. 2149-2164 (2003).
13. AISC, "Seismic Provisions for structural steel buildings", Chicago (IL) American Institute of Steel Construction (2016).