

# عملکرد قاب پرتال فولادی با اتصال RBS تحت بارگذاری چرخه‌ای با در نظر گرفتن پارامترهای آسیب

علی عرفانی<sup>۱</sup>، مهدی دهستانی<sup>۲\*</sup>

۱- دانشجوی دکتری مهندسی سازه دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

۲- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

dehestani@nit.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۱۳۹۹/۱۰/۲۳]

تاریخ دریافت: [۱۳۹۸/۱۱/۱۹]

## چکیده

از جمله روش‌های کنترل خسارت ناشی از بارهای لرزه‌ای، متمرکز ساختن آسیب‌ها در اعضای از پیش تعیین شده است. استفاده از اتصال مستقیم تیر به ستون با مقطع کاهش یافته در قاب پرتال خمشی فولادی یکی از گزینه‌های ایجاد چنین شرایطی است. این اتصال با ایجاد شکل‌پذیری و قابلیت جذب انرژی بسیار مطلوب در قاب خمشی به ویژه در نواحی لرزه‌ای انتخاب مناسبی است. تمرکز تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی در ناحیه اتصال موجب تشدید تنش‌ها شده که در بارگذاری‌های رفت و برگشتی سبب تجمع آسیب‌ها می‌شود. ضروری به نظر می‌رسد که در مدلسازی عددی علاوه بر پارامترهای مکانیکی مرسوم مصالح، از پارامترهای زوال مشخصات مکانیکی به ویژه در این ناحیه چشم‌پوشی نشود. پارامترهای معیار آغاز و تکمیل آسیب بر اساس رفتار نمونه تحت آزمایش کشش فولاد استخراج و با مدل عددی اعتبارسنجی شد. همچنین به منظور درستی آزمایشی رفتار مدلسازی قاب پرتال فولادی با اتصال RBS، در دو مرحله رفتار قاب پرتال و سپس اتصال بر اساس داده‌های آزمایشگاهی موجود در ادبیات فنی درستی آزمایشی شدند. جدا از عملکرد مطلوب قاب پرتال با اتصال RBS، نتایج بررسی‌ها نشان داد که در نظر گرفتن پارامترهای آسیب در رفتار قاب نام‌برده در تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی منجر به کاهش اندازه چرخه‌های استهلاک انرژی می‌شود. بنابراین در صورتی که تمرکز مطالعات بر روی سطوح بارگذاری است که سبب تغییرشکل‌های زیاد در سازه می‌شوند، در نظرگیری پارامترهای آسیب به منظور افزایش اطمینان در نتایج الزامی به نظر می‌رسد.

**واژگان کلیدی:** قاب پرتال فولادی، اتصال مستقیم تیر به ستون با مقطع کاهش یافته RBS، عملکرد چرخه‌ای، نواقص هندسی

اولیه، پارامترهای آسیب فولاد

## ۱- مقدمه

عملکرد اعضا در برابر بارگذاری چرخه‌ای و توانایی آن‌ها در جذب و استهلاک انرژی معیاری است که امروزه به عنوان یکی از شرایط اساسی در طراحی سازه‌ها مطرح می‌شود [1]. دیدگاهی که سال‌ها پیش پارک و پاولی<sup>۱</sup> به عنوان اصل طراحی بر اساس ظرفیت مطرح کردند، امروزه منجر به تغییر اساسی در طراحی‌ها و ارائه شیوه‌های نوین جذب انرژی‌های ناشی از بارهای دینامیکی شد [2]. شکست ترد اتصالات در زلزله نورتریج<sup>۲</sup> سال ۱۹۹۴ و کوبه<sup>۳</sup> سال ۱۹۵۵ پژوهشگران را بر آن داشت تا جزئیات اتصالی را ارائه دهند که تقاضای مقاومت در نواحی تردشکن سازه مانند جوش محل اتصال تیر به ستون را کاهش دهد. در ضوابط و استانداردهای طراحی لرزه‌ای سازه‌ها ورود برخی اعضا به فاز پلاستیک و ایجاد آسیب در آن‌ها تا حدی مجاز است. مجوز ایجاد مفصل پلاستیک مطابق آیین‌نامه‌ها معمولاً در نواحی نزدیک به محل اتصالات خمشی تیر به ستون داده شده است؛ بنابراین این نواحی در صورت وقوع زمین‌لرزه‌های شدید مستعد ایجاد انواع آسیب شامل تغییرشکل موضعی پسماند، اعوجاج، تسلیم موضعی، ایجاد مفاصل پلاستیک، کاهش سختی، تغییر رفتار مکانیکی فولاد، ترک خوردگی، و حتی حذف یک قسمت از مقطع یا جوش است. در صورت وقوع چنین شرایطی به اعضا و المان‌های سازه‌ای به تبع در مقابل پیامدهای ثانویه زلزله آسیب‌پذیر است [3]. بنابراین لازم است ضمن بررسی موضعی آسیب‌های ایجاد شده تاثیر شدت، نوع و دیگر مشخصات آسیب به منظور درک و ارزیابی پاسخ سازه فولادی بررسی شود. قاب فولادی به گونه‌ای طراحی می‌شود که در صورت وقوع زلزله شدید مفصل خمشی پلاستیک در محل مناسبی از اعضای قاب (دو انتهای تیر در ناحیه اتصال خمشی و پای ستون طبقه اول) ایجاد شود [4].

در اتصال مستقیم تیر به ستون از نوع RBS در قاب فولادی با ایجاد تجمع تغییرشکل پلاستیک در اطراف ناحیه محافظت شده انرژی زلزله جذب و مستهلک و مانع افزایش بیش از حد مقاومت مورد نیاز در ناحیه اتصال و ستون‌ها

می‌شود. این اتصال با ایجاد شکل‌پذیری و قابلیت جذب انرژی مطلوب در قاب خمشی به ویژه در نواحی لرزه‌ای انتخاب مناسبی است [5]. با عنایت به گسترش روزافزون استفاده از اتصال مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته در نواحی لرزه‌خیز تمرکز اصلی این پژوهش روی این نوع اتصال خمشی است. در شکل ۱) اتصال خمشی مذکور همراه با پارامترهای هندسی آن نشان داده شده است. در این نوع اتصال برای اطمینان از وقوع مفصل پلاستیک در داخل تیر، عرض بال تیر را به طور مناسبی کاهش داده تا ظرفیت مقطع در این ناحیه کاهش یابد. نواقص و عیوب جزئی موجود در هر عضو فولادی می‌تواند در مراحل ساخت و تولید یا در مراحل نصب یا دوره بهره‌برداری برداری رخ دهد. چنین آسیب‌هایی عموماً بسیار کوچک هستند و به صورت تصادفی پخش شده‌اند. در هنگام بهره‌برداری تحت بارهای سرویس این نواقص کوچک اثر بسیار ناچیزی در رفتار کلی سازه دارند. طول عمر سازه‌های فولادی بیش از ۱۰۰ سال در نظر گرفته می‌شود و در این دوره تحت انواع گوناگونی از بارگذاری‌ها قرار می‌گیرند [6].

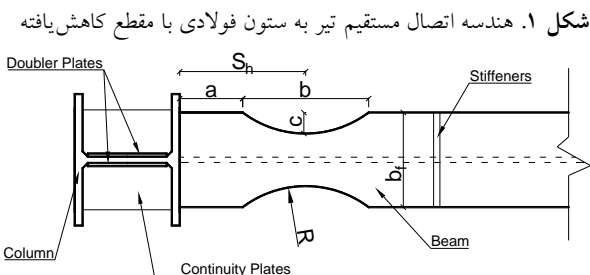


Fig. 1. Typical geometry details of RBS connection

در صورتی که بارگذاری موجب افزایش سطوح تنش و رسیدن مصالح فولادی به ناحیه غیرخطی در نقاط مستعد و دارای آسیب‌های جزئی شود، آثار حضور ریزترک‌ها و آسیب‌های دیگر تشدید خواهد شد و با گسترش آن‌ها مصالح فولادی نرم شده و ظرفیت باربری آن کاهش می‌یابد. بنابراین با توجه به اینکه وجود نواقص و عیوب جزئی در عضو فولادی غیرقابل انکار است، در صورتی که این اعضا در یک قاب فولادی تحت بارگذاری زلزله و یا هر نوع بارگذاری که موجب گسترش

مصالح فولادی و تغییرشکل‌های پسماند به همراه نواقص اولیه موجود در قاب خمشی بررسی شدند.

## ۲- مکانیک آسیب

تمرکز تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی در اعضای فولادی قاب به ویژه اتصالات، موجب تشدید تنش‌ها شده و در بارگذاری‌های رفت و برگشتی سبب تجمع آسیب‌ها در این نواحی می‌شود. ضروری به نظر می‌رسد که در مدلسازی عددی علاوه بر پارامترهای مکانیکی مرسوم مصالح، از پارامترهای زوال مشخصات مکانیکی به ویژه در نقاط مستعد تمرکز تنش یا اعضای فداشونده قاب فولادی چشم‌پوشی نشود [12].

زمانی که یک ماده تحت بارگذاری شدید، عملیات کار گرم یا کار سرد، تغییر دما یا واکنش شیمیایی قرار می‌گیرد، عیوب میکروسکوپی و ترک‌ها گسترش می‌یابند. به طور کلی، ترک‌ها و آسیب‌ها از تکثیر و افزایش ابعاد و همچنین جوانه‌زنی ریزحفره‌ها شکل می‌گیرند. ریز حفره‌های توزیع شده در یک ماده نه تنها در شکل‌گیری ترک‌ها نقش ایفا می‌کنند، بلکه روی خواص مکانیکی مانند چقرمگی، صلبیت، کاهش استحکام، پایداری و نیز رفتارهای مکانیکی مانند پدیده آسیب سهیم هستند [13].

پیدایش آسیب در فلزات به عوامل مختلفی بستگی دارد که از آن میان می‌توان به ماهیت ماده، نوع بارگذاری و درجه حرارت اشاره نمود. در بیشتر آلیاژهای فلزی مشاهده شده است که ریز تخلخل‌هایی که با کار مکانیکی ایجاد می‌شوند به آسیب در ماده منجر می‌شوند. لازم به ذکر است که این ریز تخلخل‌ها با ریزتخلخل‌هایی که گاهی بر اثر ریخته‌گری و دیگر عیوبی که در فرآیندهای تولید ماده به وجود آمده است، تفاوت دارند. این ریزتخلخل‌ها ناشی از انجام کار و یا فرآیندهای دیگری که منجر به آسیب ماده می‌شوند، ایجاد شده است و آنهایی که در فرآیند تولید ماده بوجود می‌آیند جزئی از ماهیت هر مصالحی هستند. مدل‌های متنوعی برای آسیب ارائه شده

نواقص شود، قرار گیرند، می‌توانند سطوح مختلفی از آسیب را در آن ایجاد کرده و باعث کاهش ظرفیت باربری کل سازه شوند. علاوه بر این محل اتصالات در سازه‌های فولادی نیز جز نواحی مستعد ایجاد آسیب به علل گوناگون است.

رفتار آزمایشگاهی قاب پرتال خمشی فولادی تحت بارهای استاتیکی و رفت و برگشتی توسط واکابایاشی<sup>۱</sup> و همکاران [7] ارزیابی شد. در سال ۲۰۱۰ پاچومیس<sup>۲</sup> و همکاران با هدف ارزیابی هندسه ناحیه کاهش یافته اتصال RBS، نتایج دو آزمایش بارگذاری چرخه را منتشر نمودند [8]. در سال ۲۰۱۱ سوفیانوپولو<sup>۳</sup> و همکاران، ۱۲ پارامترهای موثر بر رفتار لرزه‌ای اتصال RBS را بررسی کردند [9]. در سال ۲۰۱۵ راه‌نورد<sup>۴</sup> و همکاران با استفاده از تحلیل اجزای محدود و ارائه برش خاصی از RBS نشان دادند حفره‌های ایجاد شده باعث شکل‌پذیری بیشتر اتصال می‌شود [10]. او<sup>۵</sup> و همکاران در سال ۲۰۱۵ رفتار اتصال RBS را برای ستون‌های از نوع درختی بررسی کردند که نتایج حاکی از شکل‌پذیر بودن این اتصال است [11].

مدل‌های عددی بسیار محدودی از رفتار قاب پرتال فولادی بدون در نظر گرفتن آثار موضعی آسیب روی المان‌های مستعد و با نگاه به رفتار کلی سازه مطالعه شدند. در این مطالعه با انجام تحلیل‌های سه‌بعدی و با تمرکز بر تاثیر آسیب موضعی بر اعضا قاب فولادی اهمیت منظور نمودن رفتار موضعی بررسی خواهد شد. در قاب خمشی فولادی با اتصال RBS با توجه به فلسفه این نوع اتصال و تمرکز تغییرشکل‌ها روی ناحیه کاهش یافته عملاً دستیابی به رفتار واقعی بدون مدل‌سازی دقیق با المان‌های سه بعدی و با در نظر گرفتن زوال مصالح در چرخه‌های بارگذاری غیرممکن است. بنابراین این پژوهش خلاء موجود در مطالعات قبلی را تکمیل و مسیر جدیدی در ذهن پژوهش‌گران آینده برای توسعه مطالعات از این دست نشان می‌دهد. دو دسته از آسیب شامل آسیب نرم در

۴ Rahnavard

۵ Oh

۱ Wakabayashi

۲ Pachoumis

۳ Sophianopoulo

اساس روابط مکانیک محیط پیوسته در معادله (۲) نشان داده شده است.

$$\epsilon_{eq} = \frac{2}{3} \sqrt{\frac{3(e_{xx}^2 + e_{yy}^2 + e_{zz}^2)}{2} + \frac{3(\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{zx}^2)}{4}} \quad (2)$$

تنش‌های انحرافی به صورت معادله (۳) تعریف می‌شوند.

$$\begin{aligned} e_{xx} &= +\frac{2}{3}\epsilon_{xx} - \frac{1}{3}\epsilon_{yy} - \frac{1}{3}\epsilon_{zz} \\ e_{yy} &= -\frac{1}{3}\epsilon_{xx} + \frac{2}{3}\epsilon_{yy} - \frac{1}{3}\epsilon_{zz} \\ e_{zz} &= -\frac{1}{3}\epsilon_{xx} - \frac{1}{3}\epsilon_{yy} + \frac{2}{3}\epsilon_{zz} \end{aligned} \quad (3)$$

جدای از اثر غیریکنواخت افزایش سه محوری بودن تنش روی افزایش کرنش پلاستیک معادل، به منظور پیش‌بینی معیار آغاز آسیب برای مصالح همسانگرد، سه پارامتر مستقل بر اساس مدل ریاضی کولموگروف<sup>۷</sup> در نظر گرفته می‌شود [16]. در نتیجه برای چنین مصالحی معیار آسیب بر اساس معادله (۴) تعریف خواهد شد.

$$\bar{\epsilon}_f^{pl}(\eta) = a e^{-c\eta} + b e^{c\eta} \quad (4)$$

و

$$\begin{aligned} \eta &= \frac{\sigma_m}{\sigma_{eq}} \\ &= \frac{\frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{\sigma_{eq}} \\ &= \frac{\frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{\sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]}} \end{aligned} \quad (5)$$

که در آن پارامترهای  $\bar{\epsilon}_f^{pl}$ ،  $\sigma_m$ ،  $\sigma_{eq}$  و  $\eta$  به ترتیب برابر کرنش پلاستیک معادل هنگام شکست (کرنش شکست)، تنش میانگین، تنش معادل فون میسز و سه محوری بودن تنش است. معادله (۴) نشان دهنده کاهش غیریکنواخت کرنش شکست با افزایش سه محوری بودن است. در این شرایط شکست کامل زمانی رقم می‌خورد که معادله (۶) ارضا شود.

$$D = \int_0^{\bar{\epsilon}_f^{pl}} \frac{d\epsilon_{eq}}{\bar{\epsilon}_f^{pl}(\eta)} = 1 \quad (6)$$

در انتگرال معادله (۶) پارامتر  $D$  متغیر شکست است که از صفر (حالت مصالح بدون هرگونه کرنش) تا ۱ (مصالح شکسته

است که در این زمینه می‌توان به آسیب نرم، آسیب ترد، آسیب خزشی و آسیب‌های خستگی پرچرخه و کم‌چرخه اشاره نمود. چنانچه در بروز ترک و شکست ماده کرنش پلاستیک قابل توجه نباشد، آسیب ترد خواهد بود. در مقابل، آسیب نرم زمانی اتفاق می‌افتد که تغییرشکل پلاستیک قابل توجهی وجود داشته باشد. هنگامی که بارگذاری ماده با افزایش دما همراه شود، آنگاه ممکن است ماده تحت تنش ثابت دارای تغییرشکل شود. در این حالت وقتی کرنش به اندازه کافی بزرگ شود، جدایی درون دانه‌ای اتفاق می‌افتد که پدیده آسیب و افزایش نرخ کرنش به واسطه خزش را به همراه دارد. آسیب خستگی زمانی رخ می‌دهد که ماده در معرض بارگذاری دوره‌ای با مقادیر قابل توجه تنش قرار می‌گیرد. اگر تنش‌های وارد شده به جسم از تنش تسلیم ماده کمتر باشد، طبیعتاً آسیب پرچرخه خواهد بود و در صورت بالا بودن تنش‌های اعمالی از تنش تسلیم ماده، آسیب کم‌چرخه رخ خواهد داد [14].

در سال ۲۰۰۴ گروهی از پژوهشگران آلمانی تحت سرپرستی هوپوترا<sup>۱</sup> روشی جامع به منظور پیش‌بینی رفتار آسیب بر اساس نمودار ماکروسکوپی تنش و کرنش فلزات نرم ارائه دادند [15]. برای نمونه، آن‌ها پارامترهای آسیب آلومینیوم ۷۰۷۶ را در حالت استاتیکی و دینامیکی بدست آورده که با دقت بالایی به نتایج رفتار واقعی نزدیک بود.

از معیار آسیب نرم<sup>۲</sup> در مصالح همسانگرد<sup>۳</sup> نرم استفاده می‌شود. در این معیار چگونگی و میزان تنش و کرنش واقعی در المان با شرایط اعلام شده کنترل می‌شود که بر این اساس در صورتی که کرنش واقعی معادل<sup>۴</sup> در المانی به مقدار مشخص یعنی  $\bar{\epsilon}_D^{pl}$  برسد، آسیب در مدل شروع می‌شود. این مقدار مشخص مطابق معادله (۱) تابع سه محوری بودن تنش<sup>۵</sup>  $\eta$  و نرخ کرنش پلاستیک معادل<sup>۶</sup>  $\dot{\bar{\epsilon}}_D^{pl}$  در المان است [15].

$$\bar{\epsilon}_D^{pl} = \bar{\epsilon}_D^{pl}(\eta, \dot{\bar{\epsilon}}_D^{pl}) \quad (1)$$

نرخ کرنش پلاستیک معادل برابر با تغییرات کرنش پلاستیک معادل تعریف می‌شود. کرنش پلاستیک معادل بر

<sup>۵</sup> Stress triaxiality

<sup>۶</sup> Equivalent plastic strain rate

<sup>۷</sup> Kolmogorov

<sup>۱</sup> Hooputra

<sup>۲</sup> Ductile damage

<sup>۳</sup> Isotropic

<sup>۴</sup> Equivalent true strain

تراتیگ و همکاران<sup>۴</sup> با انجام یک سری از آزمایش‌ها تابع تعیین کرنش معادل پلاستیک شکست بر اساس پارامتر سه محوری بودن تنش را به صورت نمایی مطابق معادله (۸) ارائه دادند که در آن  $a$  و  $\beta$  ثابت‌های ماده می‌باشند [17]. رایس و تریسی<sup>۵</sup> نیز معادله نمایی مشابهی بر اساس سه محوری بودن تنش ارائه نمودند [18].

$$\bar{\epsilon}_f^{pl} = a \cdot \exp(-\beta \cdot \eta) \quad (۸)$$

با تقسیم معادله فوق بر چنین تابعی در حالت تک محوری که در آن بر اساس معادله (۵) ( $\eta = 1/3$ ) است یعنی  $\epsilon_f^{pl} = a \cdot \exp(-\beta \cdot \frac{1}{3})$ ، نسبت کرنش شکست معادل به کرنش شکست تک محوره  $\bar{\epsilon}_f^{pl} / \epsilon_f^{pl}$  مطابق معادله (۹) بدست می‌آید.

$$\bar{\epsilon}_f^{pl} / \epsilon_f^{pl} = \exp\left[-\beta \cdot \left(\eta - \frac{1}{3}\right)\right] \quad (۹)$$

فرض می‌شود که نسبت کرنش معادل به تک محوره در حالت شکست و در آغاز آسیب برابرازد:  $\bar{\epsilon}_f^{pl} / \epsilon_f^{pl} = \bar{\epsilon}_0^{pl} / \epsilon_0^{pl}$ . بنابراین کرنش پلاستیک معادل در آغاز آسیب  $\bar{\epsilon}_0^{pl}$  مطابق معادله (۱۰) تابع سه محوری بودن تنش و بر پایه کرنش پلاستیک تک محوری در آغاز آسیب  $\epsilon_0^{pl}$  بدست می‌آید.

$$\bar{\epsilon}_0^{pl}(\eta) = \epsilon_0^{pl} \cdot \exp\left[-\beta \cdot \left(\eta - \frac{1}{3}\right)\right] \quad (۱۰)$$

پارامتر مصالح بر اساس پیشنهاد رایس و تریسی  $\beta = 1.5$  انتخاب می‌شود. در نهایت با جایگزینی  $\epsilon_0^{pl} = \epsilon_n^{pl}$  معیار آغاز آسیب مطابق (۱۱) بدست می‌آید که با لحاظ  $\epsilon_n^{pl} = 0.225$  برای فولاد نرم S235 این تابع در شکل ۳ (۳) رسم شده است.

$$\bar{\epsilon}_0^{pl}(\eta) = \epsilon_n^{pl} \cdot \exp\left[-1.5 \cdot \left(\eta - \frac{1}{3}\right)\right] \quad (۱۱)$$

شده) متغیر است و به صورت یکنواخت با کرنش پلاستیک معادل در هر گام بارگذاری مطابق معادله (۷) افزایش می‌یابد.

$$\Delta D = \frac{\Delta \epsilon_{eq}}{\bar{\epsilon}_f^{pl}(\eta)} \geq 0 \quad (۷)$$

همچنین  $a$ ،  $b$ ، و  $c$  پارامترهای آسیب مصالح بوده و به جنس مصالح و دمای محیط وابسته هستند.

در این پژوهش از مدل آسیب نرم ارائه شده برای فولاد S235 استفاده می‌شود. پارامترهای معیار آغاز<sup>۱</sup> و قوانین گسترش آسیب<sup>۲</sup> بر اساس رفتار نمونه تحت آزمایش استاندارد کشش و آنالیز داده‌های خروجی در نرم‌افزار استخراج شدند. در ابتدا لازم است کرنش پلاستیک معادل در زمان شروع آسیب  $\bar{\epsilon}_0^{pl}$  تابع سه محوری بودن تنش  $\eta$  تعریف شود (از اثر نرخ کرنش چشمپوشی شده است). در حالت تنش تک محوره ( $\eta = 1/3$ ) که در آزمایش کشش استاندارد رخ می‌دهد، کرنش پلاستیک معادل در آغاز آسیب به صورت  $\bar{\epsilon}_0^{pl} = \epsilon_0^{pl}$  تعریف می‌شود که  $\epsilon_n^{pl}$  در آن مطابق شکل ۲) برابر کرنش واقعی معادل در آغاز لاغری<sup>۳</sup> نمونه در آزمایش کشش استاندارد است.

شکل ۲. نمودار تنش و کرنش به همراه روند استخراج آسیب

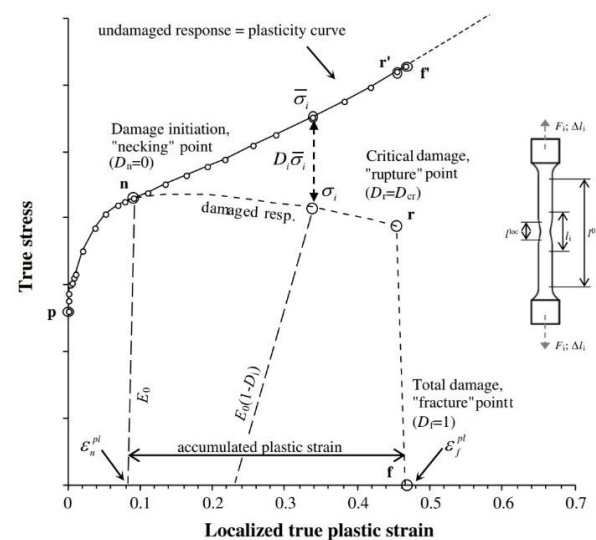


Fig. 2. True stress-strain curve and damage extraction procedure

۴ Trattnig et al.

۵ Rice and Tracey

۱ Damage initiation criterions

۲ Damage evolution laws

۳ Necking

خود به اعداد  $0/55 - 0/65$  برای آسیب بحرانی اشاره کرده‌اند [21]. بنابراین پاولویچ نیز ضریب  $1/5$  را برای اصلاح نمودار آسیب فولاد S235 ارائه کرد.

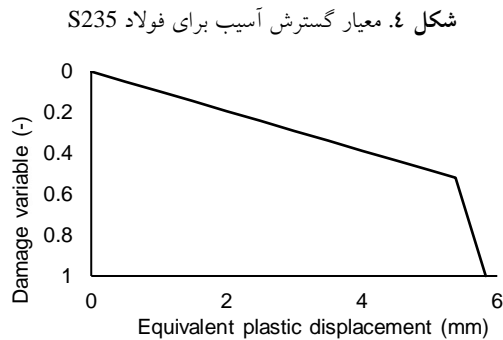


Fig. 4. Damage evolution law for S235 Steel

بر این اساس پارامتر معیار آغاز و گسترش آسیب استخراج و با توجه به رویه مدلسازی و دستورالعمل نرم‌افزار در نظر گرفته شد [22]. به منظور بررسی درستی پارامترهای بدست آمده از نتایج آزمایشگاهی پالویچ نمونه تست استاندارد بر اساس روش ASTM E8 (مطابق شکل ۵) مدلسازی و با نتایج تست کشش استاندارد فولاد S235 مقایسه شد [23]. در شکل ۶ نمونه استاندارد در دو حالت لحاظ پارامترهای آسیب و بدون در نظر گرفتن آن تحت بارگذاری یکسان نشان داده شده است.

شکل ۵. مدلسازی اجزای محدود نمونه آزمایش استاندارد کشش

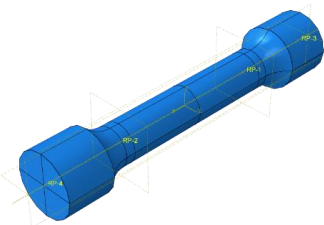


Fig. 5. FEA model of standard tensile test specimen

شکل ۶. مقایسه رفتار مدل نمونه استاندارد کشش در حالت الف) بدون

لحاظ پارامترهای آسیب ب) با لحاظ پارامترهای آسیب

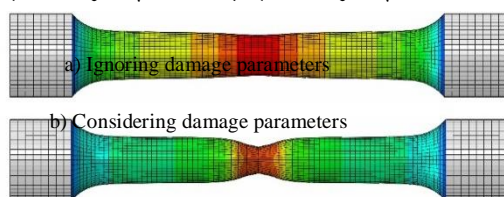


Fig. 6. Comparison of FEA model behavior of standard tensile test

شکل ۳. نمودار کرنش معادل آغاز آسیب بر اساس مقدار سه محوری بودن تنش فولاد S235

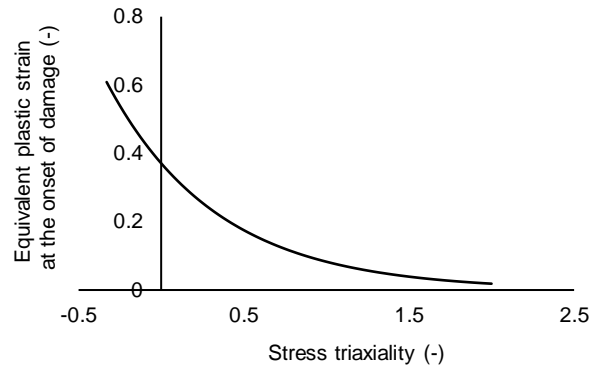


Fig. 3. Damage initiation criterion for S235 steel

پس از تعریف نمودار معیار آغاز آسیب، مدل گسترش آسیب بر اساس نتایج آزمایش کشش استاندارد قابل استخراج است. نقاطی روی نمودار تنش و کرنش اسمی و واقعی در ادامه نیاز به تعریف دارند: P- آغاز رفتار غیرخطی (پلاستیک)، n- آغاز لاغری (شروع آسیب)، r- نقطه پارگی (آسیب بحرانی)، f- نقطه شکست (آسیب کامل). این نقاط در نمودار تنش-کرنش (شکل ۲) برای نوعی فولاد نشان داده شده‌اند.

پس از آغاز لاغری، کرنش محوری روی ناحیه لاغر شده نمونه شروع به تجمع می‌کند و کرنش در دیگر نقاط روی نمونه ثابت و برابر لحظه آغاز لاغری می‌ماند [19]. پس از آنکه در یک المان معیارهای آغاز آسیب اتفاق می‌افتد کرنش به صورت پیوسته افزایش یافته و تنش در آن ناحیه کاهش می‌یابد. پاولویچ<sup>۱</sup> و همکاران با پایش دقیق‌تر ناحیه آسیب دیده در آزمایش کشش استاندارد بر روی فولاد S235 توانستند نمودار متغیر آسیب را بر حسب تغییر مکان پلاستیک معادل بدست آورد [20]. این نمودار در شکل ۴) نشان داده شده است. روش پاولویچ در پایش نمونه به صورت کلی صورت گرفت و از بررسی دقیق نقاط مختلف مقطع عرضی در مراحل مختلف آسیب به علت عدم وجود ابزار دقیق چشمپوشی شد و میانگین پاسخ مقطع آسیب دیده پایش شد. در حالی که با بررسی عددی مقطع مشاهده می‌شود که غیر یکنواختی ضریب متغیر آسیب در نقاط مختلف مقطع قابل توجه خواهد بود. پژوهشگران دیگر همچون بونورا<sup>۲</sup> و همکاران نیز در مقالات

تحت بار چرخه‌ای افقی قرار گرفت. اعضای قاب از مقاطع H شکل ژاپنی ساخته شدند که جزئیات آن‌ها در شکل ۸ ترسیم شده است. همان‌گونه که در این شکل نشان داده شده است برای جلوگیری از تسلیم و تغییر شکل زیاد چشمه اتصال از سخت‌کننده‌های قطری در محل اتصال تیر به ستون استفاده شده است. در محل تکیه‌گاه، پای ستون‌ها به تیر با مقطع  $H200 \times 200 \times 8 \times 12$  متصل و به صورت گیردار به کف آزمایشگاه بسته شد. برای جلوگیری از کمانش جانبی، قاب در هفت نقطه به صورت جانبی مهار شد. دو مهار در محل اتصال تیر به ستون، یک مهار در میانه تیر و دو تا در یک پنجم دهانه تیر و دو مهار در میانه ستون‌ها.

جدول ۱. هندسی کلی و شرایط بارگذاری نمونه‌ها برای درستی آزمایشی

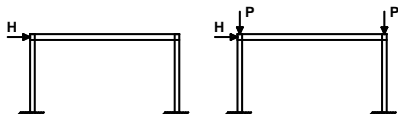
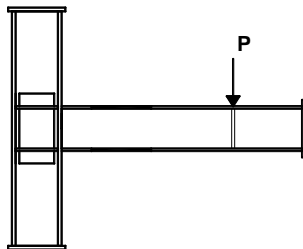
| شماره آزمایش | مطالعه                   | هندسه کلی و شرایط بارگذاری در آزمایش‌ها   |
|--------------|--------------------------|---|
| ۱            | واکابایاشی و همکاران [7] |  |
| ۲            | پاچومیس و همکاران [8]    |  |

Table 1. Test specimen geometric and loading conditions to verify the numerical model

هندسه و شرایط بارگذاری نمونه‌ها در شکل ۸ آورده شده است که در آن P بار قائم است و به بالای ستون وارد می‌شود. دو نمونه بدون در نظر گرفتن بار قائم آزمایش شدند. مطابق نمونه‌هایی که در آزمایش بکار گرفته شده بودند، علاوه بر ورق‌های پیوستگی در محل اتصال تیر به ستون از ورق سخت‌کننده قطری نیز استفاده شده بودند. مطابق نمونه‌های آزمایشگاهی تکیه‌گاه‌ها نیز به کمک تیرهای بستر که به کمک سخت‌کننده‌هایی در محل خود محکم شده بودند، مدلسازی شدند. بال پایینی تیر کاملاً در بستر آزمایشگاهی

با مقایسه رفتار تنش-کرنش نمونه المان محدود تست استاندارد کشش و داده‌های آزمایشگاهی موجود از نمودار تنش-کرنش فولاد S235، همانطور که در شکل ۷ نیز آمده است، هماهنگی خوبی بین نتایج آزمایشگاهی و عددی با در نظر گرفتن رفتار آسیب در نمونه مشاهده شد. در نتیجه از چنین رفتار آسیب فولاد S235 در مدلسازی آتی استفاده خواهد شد.

شکل ۷. مقایسه رفتار تنش-کرنش مدل عددی مصالح و رفتار آزمایشگاهی

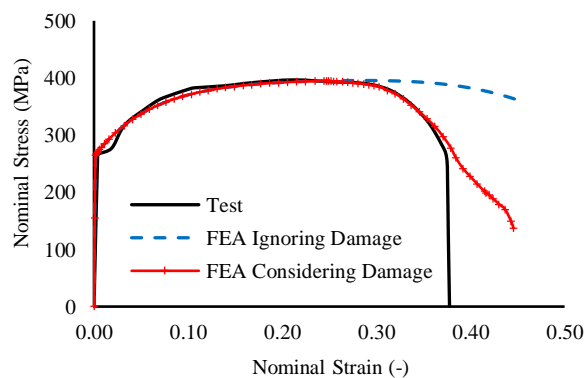


Fig. 7. Comparison of FEA material stress-strain behavior with experimental results

### ۳- اعتبار سنجی مدل عددی

در این قسمت، مدل اجزای محدود ساخته شده با نتایج آزمایشگاهی موجود در ادبیات فنی درستی آزمایشی خواهند شد. با توجه به اینکه نتایج آزمایشگاهی قابل استناد از رفتار قاب پرتال خمشی فولادی دارای RBS موجود نیست بنابراین به منظور اعتبارسنجی مدل اجزای محدود ساخته شده در نرم‌افزار ABAQUS از نتایج دو آزمایش مجزا استفاده شده است [22]. رفتار کلی قاب پرتال خمشی فولادی با نتایج آزمایش‌های واکابایاشی و همکاران و رفتار اتصال مستقیم تیر به ستون با مقطع کاهش یافته با نتایج آزمایشگاهی پاچومیس و همکاران مقایسه می‌شود [7, 8]. هندسه کلی و شرایط بارگذاری نمونه‌های مدل شده در جدول ۱ نشان داده شده است.

چهار نمونه قاب خمشی فولادی یک طبقه تک دهانه با مقیاس واقعی توسط واکابایاشی و همکاران تحت آزمایش قرار گرفت. دو قاب تحت بار استاتیکی یکنواخت و دو قاب دیگر

که اثر کجی جزئی تر بود. با این وجود ناشاقولی معکوس نسبت به جهت بار جانبی اولیه به همراه ناشاقولی داخل و بیرون صفحه همزمان به صورت شرایط اولیه قاب در نظر گرفته شدند. در همه تحلیل‌های عددی، بار ناشی از وزن قاب با فرض چگالی فولاد برابر  $7850 \text{ kg/m}^3$  لحاظ شد.

نتیجه اعتبارسنجی با مقایسه نتایج آزمایشگاهی و مدل عددی در شکل ۹ ارائه شده است. مشاهده می‌شود که رفتار و مقادیر بیشینه مقاومت بدست آمده از هر دو مدل هم در حالت بارگذاری جانبی یکنواخت و بارگذاری چرخه‌ای به نتایج آزمایشگاهی بسیار نزدیک است.

شکل ۹. مقایسه نتایج مدل‌سازی و آزمایشگاهی با بارگذاری یکنواخت

(الف) بدون بار قائم (ب) دارای بار قائم روی ستون

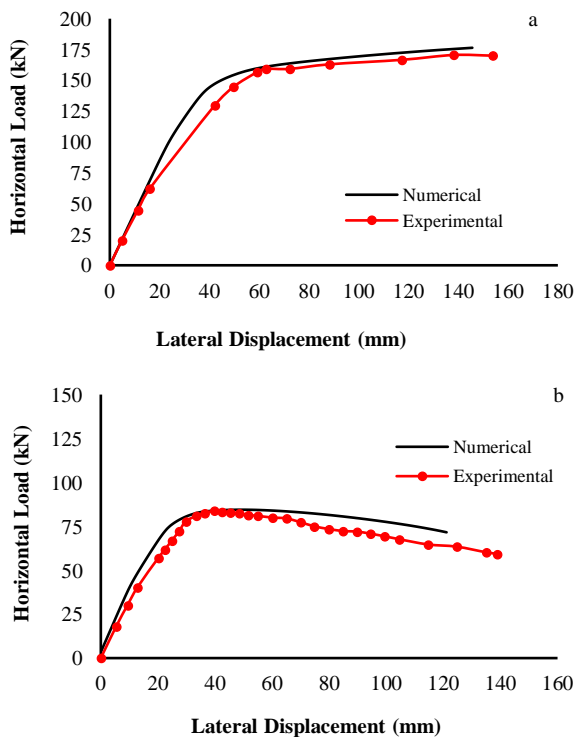


Fig. 9. Comparison of test and FEM with monotonic loading: a) without vertical load, b) with vertical loads on columns

حداکثر ظرفیت بار جانبی در از نتایج آزمایشگاهی بارگذاری یکنواخت در دو حالت بدون در نظر گرفتن سربار قائم و با در نظر گرفتن سربار قائم، به ترتیب برابر  $170/6 \text{ kN}$  و  $83/8 \text{ kN}$  بدست آمده است که این مقدار توسط مدل عددی

محکم شده بودند، بنابراین در مدل‌سازی با کمک بستن جابه‌جایی تمامی نقاط گره‌ای بال پایین تیر بستر چنین شرایطی مهیا شد. مهارهای جانبی به کمک مقیدسازی جابه‌جایی عمود بر صفحه قاب در نظر گرفته شد.

محل تکیه‌گاه‌ها نیز مطابق نمونه‌های آزمایشگاهی به کمک تیرهای کف که با سخت‌کننده‌هایی در محل خود محکم شده بودند، مدل شد. این کار به منظور شبیه‌سازی دقیق شرایط تکیه‌گاهی آزمایشگاه و عدم گیرداری کامل محل تکیه‌گاه قاب انجام شد. به علت اینکه بال پایینی تیر کاملاً در بستر محکم شده بودند، با کمک بستن جابه‌جایی تمامی نقاط گره‌ای بال پایینی تیر بستر این شرایط مهیا شد. مهارهای جانبی به کمک بستن جابه‌جایی عمود بر صفحه قاب در نظر گرفته شد.

شکل ۸. شماتیک نمونه‌های قاب خمشی فولادی در آزمایش‌های

واکابایاشی و همکاران [7]

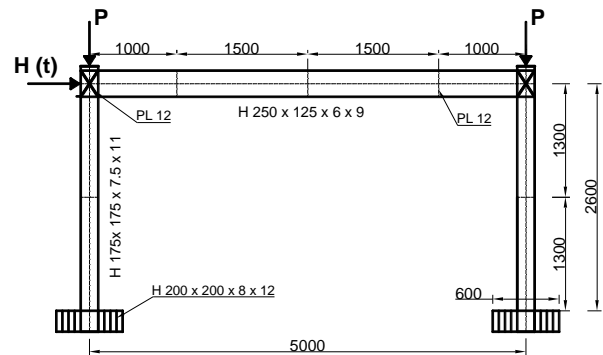


Fig. 8. Configuration of the moment-resisting frame after Wakabayashi [7]

با عنایت به اینکه واکابایاشی هیچ‌گونه شکل و مقداری از نقایص هندسی اولیه از نمونه خود ارائه نکرد، بنابراین از الگو و مقادیر توصیه شده در آیین‌نامه AISC 360 برای کجی، ناشاقولی و نقایص هندسی موضعی اعضا استفاده می‌شود [24]. بنابراین مطابق استاندارد ذکر شده مقادیر  $1/1000$ ،

$1/500$  و  $1/200$  به ترتیب برای کجی، ناشاقولی و نواقص هندسی موضعی اعضا لحاظ شد. شایان ذکر است علاوه بر ناشاقولی داخل صفحه، ناشاقولی خارج صفحه نیز در نظر گرفته شد و اثر آن حساسیت‌سنجی شد. ناشاقولی قاب بیشترین اثر روی پاسخ و ظرفیت نهایی قاب پرتال فولادی داشت درحالی



همچنین اعتبارسنجی نمونه‌های اتصال RBS بر اساس آزمایش‌های پاچومیس انجام شده است [8]. به همین منظور مدلسازی در نرم‌افزار بر اساس هندسه نمونه‌ها و وضعیت قرارگیری در هنگام آزمایش مطابق آنچه در شکل (۱۱) نشان داده شده است انجام شد. نمونه اتصال از تیر با مقطع HE180A به طول ۱۲۰۰ mm و ستون با مقطع HE300A به طول ۱۷۹۷ mm تشکیل شده است. همچنین از ورق مضاعف با ضخامت ۱۲ mm و ورق پیوستگی با ضخامت برابر بال تیر یعنی ۱۰ mm در ناحیه اتصال بهره برده شد تا ناحیه اتصال تقویت شده و شکل پذیری در ناحیه تضعیف شده متمرکز شود.

شکل ۱۱. پیکربندی اتصال فولادی با مقطع کاهش یافته در آزمایش

پاچومیس [8]

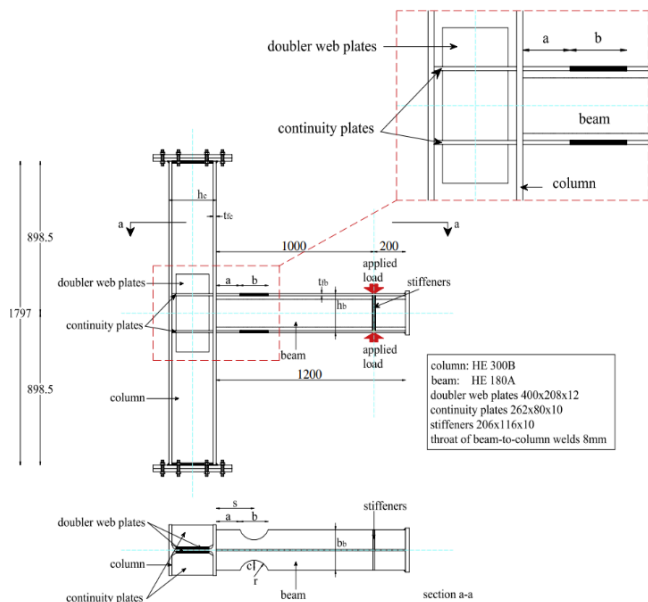


Fig. 11. Configuration of steel RBS connection after Pachoumis [8]

چرخه هیستریزس پاسخ لنگر-انحنای مدل اجزای محدود اتصال تیر به ستون RBS (در شکل ۱۲) با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شدند. همان‌گونه که مشاهده می‌شود پاسخ‌ها دارای اختلاف ناچیزی با یکدیگر هستند و بیشترین اختلاف میانگین سطح زیر نمودار چرخه‌های هیستریزس بین پاسخ آزمایشگاهی و نتایج عددی در نمودار ممان-انحنا فاصله ۷۵

به ترتیب ۱۷۶/۴ kN و ۸۴/۵ kN پیش‌بینی شده است. بنابراین بار پیش‌بینی شده توسط مدل در مقایسه با مدل آزمایشگاهی به ترتیب دارای ۳/۴٪ و ۰/۸٪ خطا بوده و با تقریب خوبی قابل قبول است. شایان ذکر است در مراحل ابتدایی آزمایش با بارگذاری یکنواخت، قاب رفتار نرم‌تری نشان داده است. علت اختلاف موجود با توجه به اظهارات و اکابایاشی در گزارش‌ها، نیروهای خمشی ایجاد شده در اعضای قاب ناشی از انجام فرآیند نصب و راه‌اندازی آن بر روی بستر آزمایشگاه است. همچنین میانگین اختلاف سطح زیر نمودار چرخه‌های هیستریزس بین مدل عددی و نتایج آزمایشگاهی، در دو حالت بدون در نظر گرفتن سربار قائم و با در نظر گرفتن سربار قائم، به ترتیب ۷/۱ درصد و ۸/۳ درصد بدست آمد. در نتیجه رفتار مدل عددی قابل قبول بوده و با تقریب خوبی معتبر است.

شکل ۱۰. مقایسه نتایج مدلسازی و آزمایشگاهی بارگذاری چرخه‌ای (الف بدون سربار قائم ب) دارای بار قائم روی ستون

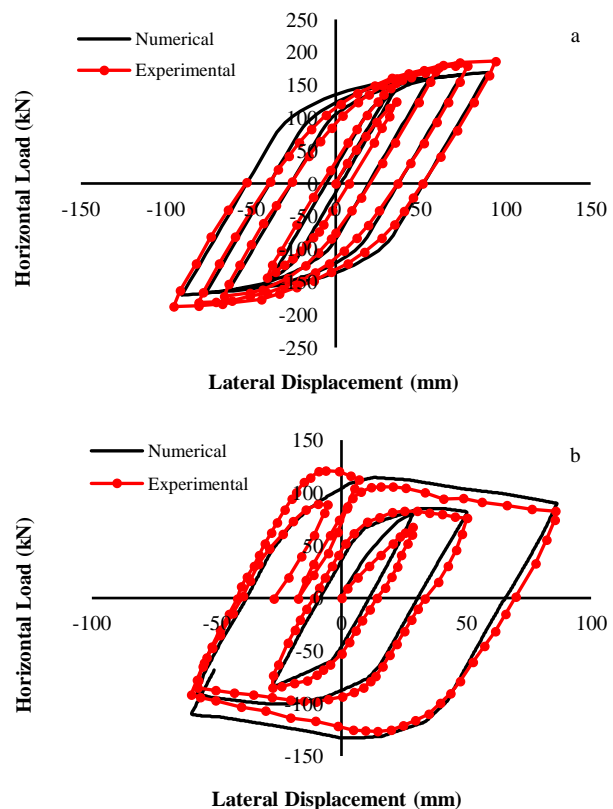


Fig. 10. Comparison of test and FEM with cyclic loading: a) without vertical load, b) with vertical loads on columns

با انجام تحلیل اجزای محدود اثر در نظر گرفتن پارامترهای آسیب در رفتار قاب خمشی مذکور بررسی شد.

در قاب منتخب نواقص هندسی اولیه با استفاده از الگو و مقادیر توصیه شده در آیین‌نامه AISC 360 برای کجی، ناشاقولی و نقایص هندسی موضعی اعضا استفاده شد [13].

بنابراین مطابق استاندارد ذکر شده مقادیر  $\frac{1}{1000}$ ،  $\frac{1}{500}$  و  $\frac{1}{200}$  به ترتیب برای کجی، ناشاقولی و نواقص هندسی موضعی اعضا لحاظ و با استفاده از کلمه کلیدی "IMPERFECTION\*" در نرم‌افزار و "FILE=InitialImperfection STEP=1"

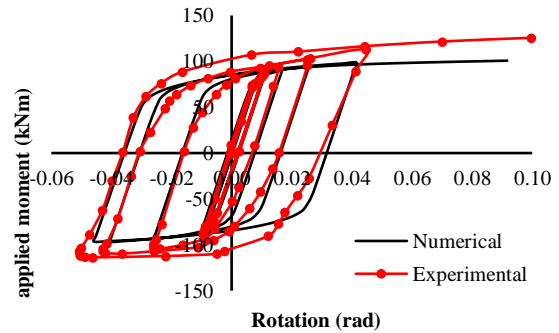
تغییر شرایط اولیه مدل مطابق با نواقص هندسی اولیه اعمال شد. بدست آوردن شرایط اولیه مطابق با مقادیر ذکر شده برای هرکدام از نواقص هندسی اولیه، مرحله به مرحله انجام شد. بدین منظور ابتدا با انجام تحلیل کمانش و ترکیب مدهای کمانش موضعی، نواقص هندسی موضعی اعضای فولادی بدست آمد. در مرحله بعد کجی و ناشاقولی اعضا همزمان به کمک اعمال جابه‌جایی نسبی در نقاطی مشخص از قاب حاصل شدند. مجموعه این وضعیت به صورت یک شرایط اولیه در مدلسازی لحاظ شد و سپس بارگذاری‌های مکانیکی اعمال شدند.

همان‌گونه که در شکل ۱۳ نیز نشان داده شده است به منظور جلوگیری از تجمع تغییرشکل‌های پلاستیک در ناحیه اتصال تیر به ستون در اثر برش در چشمه اتصال از ورق مضاعف و برای کاهش آثار موضعی تیر بر روی ستون شامل لهیدگی فشاری جان از ورق پیوستگی استفاده شده است. قاب روی تیر بستر که با سخت‌کننده‌هایی تقویت شده است قرار می‌گیرد. اتصالات تیر به ستون و ستون به تیر بستر به صورت جوشی با نفوذ کامل CJP با بعد حداقل برابر ضخامت در نظر گرفته شدند. اعضا به صورت سه بعدی پیوسته با استفاده از المان هشت گره‌ای C3D8R مدل شدند. فولاد مورد نظر از نوع S235 دارای مدول الاستیک ۲۱۰ GPa با تنش تسلیم ۲۳۵ MPa و  $۷۸۵۰ \text{ kg/m}^3$  و تنش نهایی ۳۷۰ MPa و همچنین چگالی  $۷۸۵۰ \text{ kg/m}^3$  است. مدل آسیب در مصالح فولادی از نوع آسیب نرم در گام اول تحلیل یعنی بارگذاری چرخه‌ای روی قاب فولادی با توجه پارامتر معیار آغاز و گسترش آسیب استخراج که به ترتیب در شکل‌های ۳ و ۴ نشان داده شده است در نظر گرفته شد.

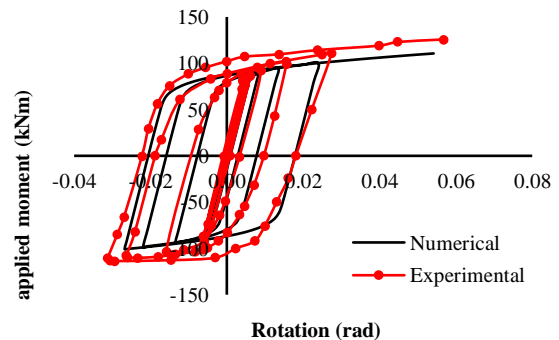
سانتی‌متری از بال ستون اتفاق افتاد، که این خطا از  $۱۳/۲\%$  تجاوز نمی‌کند. بنابراین می‌توان با جایگزینی اتصالات یک قاب پرتال خمشی فولادی با چنین مدل صحیح از اتصال تیر به ستون با مقطع کاهش یافته پژوهش‌های جدید روی این موضوع انجام داد.

شکل ۱۲. مقایسه نتایج مدلسازی اتصال RBS و آزمایشگاهی

M- $\phi$  (at 75 cm from the column face)



M- $\phi$  (at the RBS joint)



M- $\phi$  (at 4 cm from the column face)

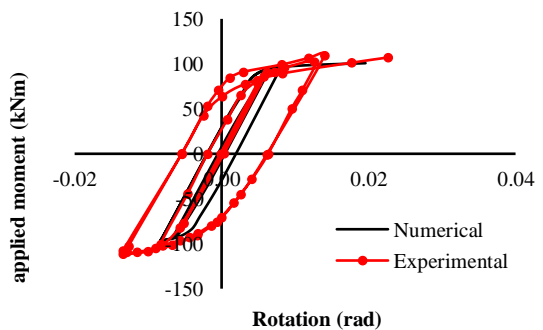


Fig. 12. Comparison of experimental and FEM results of RBS connection moment-rotation

#### ۴- طراحی قاب نمونه

در این مرحله بر اساس روابط آیین‌نامه فولاد AISC 360 و AISC 341 یک نمونه سازه قاب خمشی فولادی دارای اتصال RBS طراحی شد. سپس با انتخاب و استخراج یک قاب پرتال یک دهانه از آن مطابق آنچه در شکل ۱۳ نشان داده شده است،

شکل ۱۳. هندسه و ابعاد قاب خمشی فولادی طراحی شده

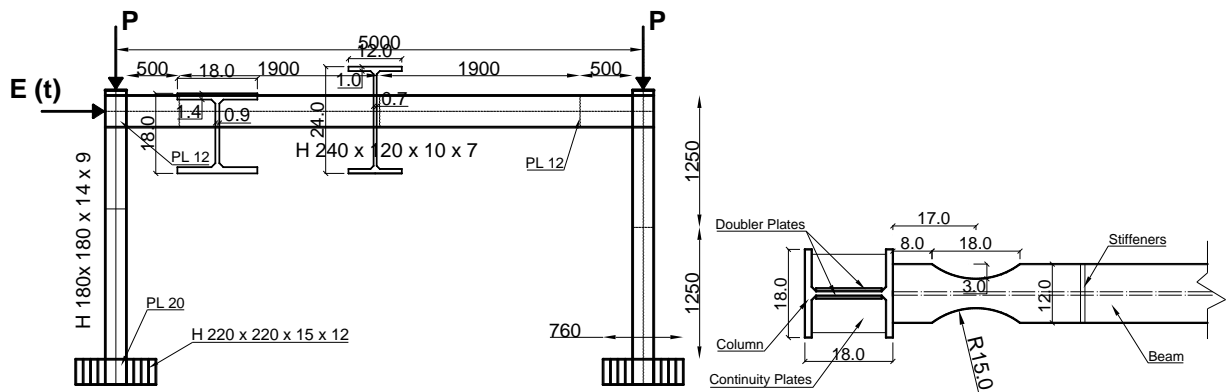


Fig. 13. Steel frame configuration used in computational solution

تاریخچه بارگذاری بر اساس پروتوکل ATC-24 شامل افزایش گام به گام تغییر مکان چرخه‌ای و با لحاظ تقارن در نقطه اوج تغییر مکان‌ها در نظر گرفته شد. مطابق شکل ۱۵ حداقل شش چرخه با اوج تغییر مکان کمتر از  $\delta y$  (تغییر مکان تسلیم) انجام می‌شود و سپس سه گروه که هر کدام شامل سه چرخه به ترتیب با تغییر مکان‌های  $\delta y$ ،  $\delta y + \Delta$  و  $\delta y + 2\Delta$  هستند انجام می‌شود. آزمایش می‌تواند با گروه‌هایی دارای دو چرخه با تغییر مکان اوج برابر  $\delta y + 3\Delta$  و  $\delta y + 4\Delta$  تا خرابی کامل المان مورد نظر ادامه پیدا کند. تغییر مکان تسلیم  $\delta y$  بر اساس دستورالعمل ATC24، با مدلسازی عددی اعمال بار جانبی یکنواخت به سطح تراز تیر بدست آمد.

شکل ۱۵. تاریخچه بارگذاری چرخه‌ای در پروتوکل ATC-24 برای سازه‌های فولادی

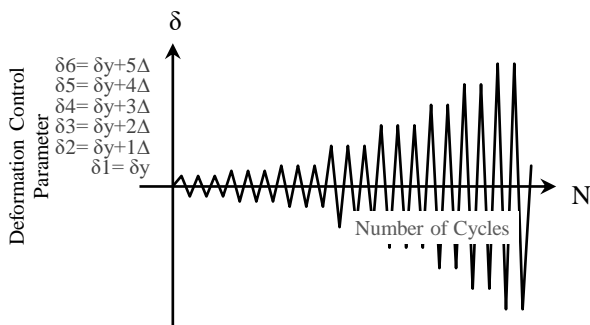


Fig. 15. ATC-24 cyclic-loading protocol for steel structures

نمودار تغییر مکان جانبی-بارجانبی در دو حالت بدون بارگذاری قائم و دارای بارگذاری قائم (در شکل ۱۶) رسم شده است. اثر لحاظ نمودن پارامترهای آسیب بر اساس نتایج بدست

به منظور تعیین رفتار قاب با بیشترین دقت ممکن، المان‌های قاب به کمک المان Solid در نواحی مستعد آسیب با ابعاد ۵ میلی‌متر و دیگر قسمت‌ها با ابعاد غالب ۱۰ میلی‌متر مدل شد که در شکل ۱۴ نشان داده شده است.

شکل ۱۴. مدل اجزای محدود قاب خمشی فولادی

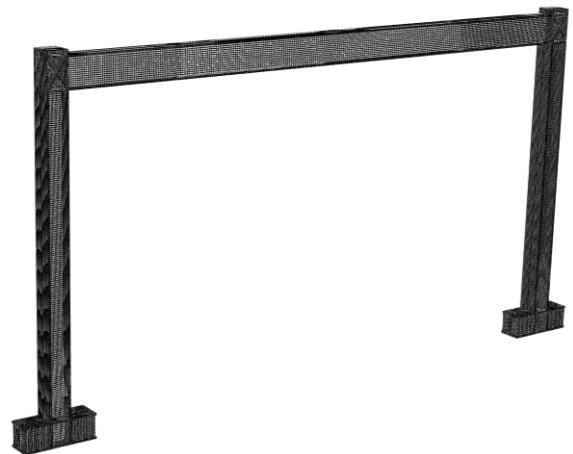


Fig. 14. Steel moment frame finite element model

## ۵- ارزیابی اثر در نظر گرفتن پارامترهای آسیب در رفتار قاب خمشی فولادی

در این بخش با در نظر گرفتن پارامترهای آسیب فولاد S235 در رفتار مصالح عملکرد قاب پرتال خمشی فولادی دارای اتصال RBS طراحی شده در بخش قبلی، ارزیابی می‌شود. به منظور در نظر گرفتن اثر بارگذاری قائم روی ستون‌ها و اثر P- $\Delta$ ، مقدار بار P در شکل ۱۳ یکبار برابر صفر و بار دیگر برابر مقداری معادل ۵۰ درصد ظرفیت محوری ستون‌ها لحاظ شد.

ادامه گسترش زوال ناحیه RBS به علت گسترش آسیب‌ها، خرابی کامل قاب را به همراه دارد که در صورت صرف نظر از پارامترهای آسیب به درستی پیش‌بینی نخواهد شد.

علاوه بر این همانطور که در شکل (۱۸) مشاهده می‌شود افزایش چرخه‌ها و تجمع آسیب به المان‌ها در چرخه‌های مختلف و در نهایت با رسیدن به حد آسیب کامل (متغیر آسیب  $d=1$ ) قاب در ناحیه RBS که به منظور تجمع و تمرکز آسیب‌ها نیز پیش‌بینی شده، موجب شروع شکست المان‌های بال تیر در ناحیه نام‌برده شد. همچنین افزایش این متغیر در المان‌های مستعد آسیب ناحیه RBS یا به تعبیری کاهش ظرفیت تحمل بار در این المان‌ها موجب بازتوزیع نیروها در المان‌های مجاور شده که افزایش تنش و تغییرشکل‌ها در آن المان‌ها و نواحی را به دنبال دارد. نتایج بررسی‌ها نشان داد تجمع آسیب‌ها در قاب پرتال فولادی با اتصال RBS در ناحیه اتصال RBS و پای ستون‌ها متمرکز می‌شوند.

مقایسه نمودارهای شکل (۱۷) نشان می‌دهد حضور سربار قائم منجر به کوچکتر شدن چرخه‌های هیستریزس و کاهش مقاومت نهایی قاب پرتال فولادی در برابر بارگذاری جانبی شده است. همچنین اثر  $P-\Delta$  سبب تشدید آسیب‌ها به خصوص در نواحی پای ستون می‌شود. در چنین شرایطی در نظر گرفتن پارامترهای آسیب در بررسی عملکرد قاب فولادی در تغییرشکل‌های چند برابر حد تسلیم ضروری‌تر می‌شود. اختلاف ذکر شده در سطح زیر نمودار در آخرین چرخه بارگذاری مدل جامع (رفتار کلی قاب) در دو حالت بدون در نظر گرفتن سربار قائم و با در نظر گرفتن سربار قائم موید چنین موضوعی است.

گذشته از آثار در نظر گرفتن پارامترهای آسیب در ارزیابی رفتار چرخه‌ای قاب فولادی با اتصال RBS، عملکرد این نوع قاب با داشتن چرخه‌های هیستریزس کامل و پایدار مطابق شکل (۱۷) صرف نظر از آثار سربار قائم مطلوب ارزیابی می‌شود.

آمده در رفتار قاب تحت بارهای غیر چرخه‌ای در تغییر مکان‌هایی تا چند برابر تغییر مکان تسلیم قابل چشم‌پوشی است، بنابراین از تکرار نمودار بدست آمده از نتایج مدلسازی با پارامترهای آسیب در این حالت صرف نظر شده است.

شکل ۱۶. رفتار قاب خمشی با اتصال RBS تحت بارگذاری جانبی یکنواخت

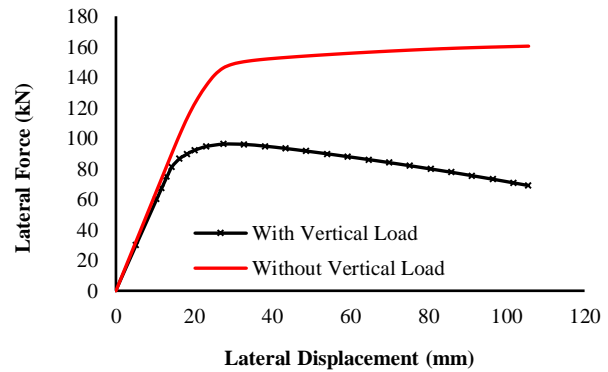


Fig. 16. Behavior of steel moment frame with RBS connection under monotonic loading

بر این اساس و به شرح نمودار شکل (۱۷)، اثر لحاظ پارامتر آسیب در پاسخ چرخه‌ای قاب خمشی فولادی بدست آمد. در این نمودار نیروی جانبی اعمالی به قاب بر حسب تغییر مکان نسبی تراز تیر رسم شده است. همان‌گونه که پیش‌بینی شد در نواحی الاستیک و تا قبل از رسیدن قاب به چرخه‌های فرا ارتجاعی رفتار قاب بدون تغییر بوده است. اما به تدریج با افزایش چرخه‌ها صرف نظر از اثر بار قائم، کوچکتر شدن چرخه‌ها و مقاومت نهایی مرتبط با آن را شاهد هستیم. بنابراین در صورتی که تمرکز مطالعات در سطوح بارگذاری که منجر به تغییرشکل‌های زیاد در سازه می‌شود باشد، در نظر گرفتن پارامترهای آسیب به منظور افزایش اطمینان در نتایج لازم به نظر می‌رسد.

اندازه‌گیری سطح زیر نمودار در آخرین چرخه بارگذاری نشان داد که انرژی مستهلک شده در دو حالت بدون در نظر گرفتن سربار قائم و با در نظر گرفتن سربار قائم به ترتیب ۲/۶ درصد و ۴/۱ درصد کاهش یافتند. شایان توجه است اختلاف ذکر شده در رفتار جامع مدل (رفتار کلی قاب) ایجاد شده است و در رفتار موضعی پاسخ مدل به شدت دچار تغییر می‌شود.

شکل ۱۷. اثر لحاظ پارامتر آسیب در پاسخ چرخه‌ای قاب خمشی فولادی (a) دارای بار قائم (b) بدون بار قائم

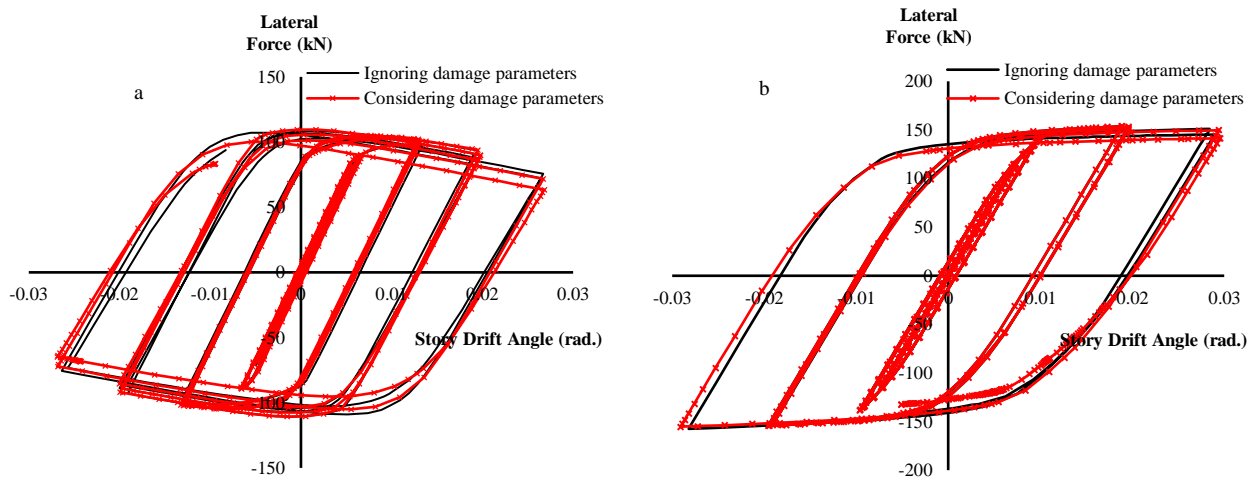


Fig. 17. Global response of the frame under monotonic loading and effects of considering damage parameters in the cyclic response

شکل ۱۸. مقایسه اثر در نظر گرفتن پارامترهای آسیب در تغییر شکل‌های موضعی ناحیه اتصال RBS (a) لحاظ پارامترهای آسیب (b) صرف نظر از پارامترهای آسیب

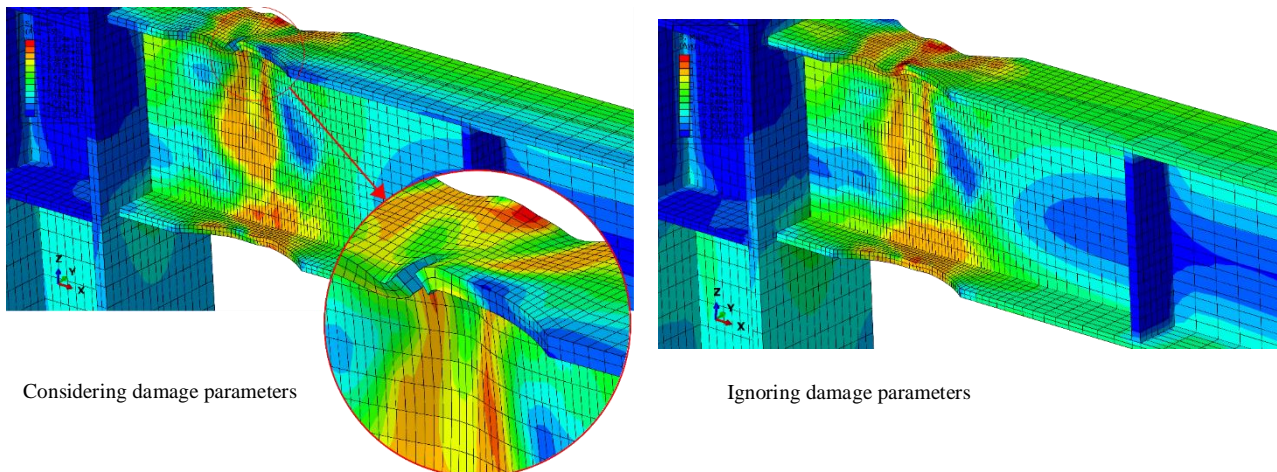


Fig. 18. Effect of damage parameters on the local deformations of RBS joint

شونده در چنین قاب‌هایی ناحیه کاهش یافته بال تیر است. بنابراین این ناحیه مستعد تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی و تحمل آسیب بوده که در بارگذاری چرخه‌ای نیز تشدید خواهد شد.

- رفتار قاب با در نظر گرفتن پارامترهای آسیب مصالح در چرخه‌های اولیه و تا قبل از رسیدن قاب به چرخه‌های فرا ارتجاعی بدون تغییر بوده است. اما به تدریج با پیشروی در چرخه‌های بارگذاری صرف نظر از اثر بار قائم، کوچک شدن چرخه‌های هیستریزیس و مقاومت نهایی مربوطه حاصل خواهد شد.

- در نظر گرفتن پارامترهای آسیب در رفتار قاب پرتال فولادی، در تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی منجر به کاهش

## ۶- نتیجه‌گیری

در این پژوهش با بهره‌گیری از روش تحلیل عددی و با بهره‌گیری از روندی مشخص عملکرد چرخه‌ای قاب پرتال فولادی دارای اتصال مستقیم تیر به ستون از نوع RBS بررسی و مطالعه شد. در هر گام ابتدا مدل‌سازی عددی با نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی موجود در ادبیات فنی درستی آزمایشی شدند. بر این اساس با در نظر گرفتن پارامترهای آسیب در مصالح فولادی نتایج ذیل از تحلیل نمونه‌های قاب پرتال فولادی با اتصال RBS بدست آمد:

- پیشبینی رفتار قاب پرتال فولادی با اتصال RBS با دقت خوبی به کمک تحلیل‌های عددی قابل انجام است. عضو فدا

- 8- Pachoumis.D.T.,E.G. Galoussis,C.N. Kalfas,and I.Z. Efthimiou 2010, Cyclic performance of steel moment-resisting connections with reduced beam sections—experimental analysis and finite element model simulation, *Eng. Struct.*, vol. 32, no. 9, pp. 2683–2692.
- 9- Sophianopoulos.D.S. and A.E. Deri 2011, Parameters affecting response and design of steel moment frame reduced beam section connections: an overview, *Int. J. Steel Struct.*, vol. 11, no. 2, pp. 133–144.
- 10- Rahnavard.R.,A. Hassanipour,and N. Siahpolo 2015, Analytical study on new types of reduced beam section moment connections affecting cyclic behavior, *Case Stud. Struct. Eng.*, vol. 3, pp. 33–51.
- 11- Oh.K.,K. Lee,L. Chen,S.-B. Hong,and Y. Yang 2015, Seismic performance evaluation of weak axis column-tree moment connections with reduced beam section, *J. Constr. Steel Res.*, vol. 105, pp. 28–38.
- 12- Tsutsumi.S.,T. Kitamura,and R. Fincato 2020, Ductile behaviour of carbon steel for welded structures: Experiments and numerical simulations, *J. Constr. Steel Res.*, vol. 172, p. 106185.
- 13- Smith.T.R.,J.D. Sugar,J.M. Schoenung,and C. San Marchi 2019, Relationship between manufacturing defects and fatigue properties of additive manufactured austenitic stainless steel, *Mater. Sci. Eng. A*, vol. 765, p. 138268.
- 14- Liu.X.,E. Chen,F. Zeng,T. Cong,and J.P. Domblesky 2019, Mechanisms of interior crack initiation in very-high-cycle fatigue of high-strength alloys, *Eng. Fract. Mech.*, vol. 212, pp. 153–163.
- 15- Hooputra.H.,H. Gese,H. Dell,and H. Werner 2004, A comprehensive failure model for crashworthiness simulation of aluminium extrusions, *Int. J. Crashworthiness*, vol. 9, no. 5, pp. 449–464.
- 16- Kolmogorov.W.L. 1970, Spannungen deformationen bruch, *Metallurgija*. p. 230.
- 17- Trattng.G.,T. Antretter,and R. Pippan 2008, Fracture of austenitic steel subject to a wide range of stress triaxiality ratios and crack deformation modes, *Eng. Fract. Mech.*, vol. 75, no. 2, pp. 223–235.
- 18- Rice.J.R. and D.M. Tracey 1969, On the ductile enlargement of voids in triaxial stress fields\*, *J. Mech. Phys. Solids*, vol. 17, no. 3, pp. 201–217.
- 19- Lemaitre.J. 1985, A continuous damage mechanics model for ductile fracture.
- 20- Pavlović.M.,Z. Marković,M. Veljković,and D. Buđevac 2013, Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests, *J. Constr. Steel Res.*, vol. 88, pp. 134–149.
- 21- Bonora.N.,A. Ruggiero,L. Esposito,and D. Gentile 2006, CDM modeling of ductile failure in ferritic steels: assessment of the geometry transferability of model parameters, *Int. J. Plast.*, vol. 22, no. 11, pp. 2015–2047.
- 22- Manual.A.U. 2013, Abaqus 6.13. Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, RI, USA.
- 23- Standard.A. 2011, E8/E8M, *Stand. test methods Tens. Test. Met. Mater.*, vol. 3, p. 66, 2011.
- 24- ANSI.B. 2016, AISC 360-16, Specification for Structural Steel Buildings, *Chicago, Am. Inst. Steel Constr.*

اندازه چرخه‌های هیستریزس می‌شود. اندازه‌گیری سطح زیر نمودار در آخرین چرخه بارگذاری نشان داد که انرژی مستهلک شده در دو حالت بدون در نظر گرفتن سربار قائم و با در نظر گرفتن سربار قائم به ترتیب ۲/۶ درصد و ۴/۱ درصد کاهش یافتند. شایان توجه است اختلاف ذکر شده در رفتار جامع مدل (رفتار کلی قاب) ایجاد شده است و در رفتار موضعی پاسخ مدل به شدت دچار تغییر می‌شود. بنابراین در صورتی که تمرکز مطالعات در سطوح بارگذاری است که منجر به تغییرشکل‌های زیاد در سازه می‌شود، در نظر گرفتن پارامترهای آسیب به منظور افزایش اطمینان در نتایج الزامی به نظر می‌رسد.

- حضور سربار قائم و تشدید اثر  $P-\Delta$  سببه افزایش سطوح آسیب به ویژه در نواحی پای ستون می‌شود. در چنین شرایطی در نظر گرفتن پارامترهای آسیب در بررسی عملکرد قاب فولادی در تغییرشکل‌های چند برابر حد تسلیم ضروری‌تر می‌شود.
- کاهش ظرفیت باربری المان‌های ناحیه آسیب دیده منجر به بازتوزیع تنش‌ها، کماتش و لهیدگی در نواحی مجاور می‌شود.

## ۷- مراجع

- 1- Shariati.M.,M. Ghorbani,M. Naghipour,N. Alinejad,and A. Toghroli 2020, The effect of RBS connection on energy absorption in tall buildings with braced tube frame system, *Steel Compos. Struct.*, vol. 34, no. 3, pp. 393–407.
- 2- Park.R. and T. Paulay 1975, *Reinforced concrete structures*. John Wiley & Sons.
- 3- Zhou.M.,L. Jiang,S. Chen,R.P.R. Cardoso,and A. Usmani 2020, Remaining fire resistance of steel frames following a moderate earthquake—A case study, *J. Constr. Steel Res.*, vol. 164, p. 105754.
- 4- Lu.X.,X. Zeng,Z. Xu,and H. Guan 2019, Physics-based simulation and high-fidelity visualization of fire following earthquake considering building seismic damage, *J. Earthq. Eng.*, vol. 23, no. 7, pp. 1173–1193.
- 5- Meng.B.,W. Zhong,J. Hao,and X. Song 2020, Improving anti-collapse performance of steel frame with RBS connection, *J. Constr. Steel Res.*, vol. 170, p. 106119.
- 6- Mirza.O.,S.K. Shill,F. Mashiri,and D. Schroot 2017, Behaviour of retrofitted steel structures using cost effective retrofitting techniques, *J. Constr. Steel Res.*, vol. 131, pp. 38–50.
- 7- Wakabayashi.M.,C. Matsui,K. Minami,and I. Mitani 1974, Inelastic behavior of full-scale steel frames with and without bracings.

# Performance of steel portal frame with RBS connection under cyclic load considering damage parameters

Ali Erfani<sup>1</sup>, Mehdi Dehestani<sup>2\*</sup>

1 Ph.D. Candidate, Faculty of Civil Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Iran, Email: avm.erfani@gmail.com

2\* Corresponding author, Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran

dehestani@nit.ac.ir

## ABSTRACT:

There are some Innovative methods to control the damage caused by seismic loads, and one of them is to concentrate the damages on the designated region or members. The reduced beam section connection, also known as the dogbone connection, is a promising option for improving the ductility of steel beam to column moment connections, especially in high-risk regions. By symmetrically trimming the width of the beam flanges over a discreet length in the vicinity of the beam ends, a ductile fuse can be created to accommodate the inelasticity that is required for seismic energy dissipation while is not only protecting the beam to column connection but also prevent causing the catastrophic and progressive collapse of the structure. This paper's emphasis is the performance of the steel portal frame with RBS connections based on detail provided by AISC specification. The concentration of plastic deformations in the RBS region under cyclic load causes intensified stresses that accumulate damage. The prediction of ductile damage and fracture is one of the most important challenges in many engineering applications. Damages in a structure are caused by material degradation due to initiation, growth, and coalescence of microcracks/voids in a real-life material element from monotonic, cyclic/fatigue, or dynamic/explosive impact loading. The damage evolution law describes the rate of degradation of the material stiffness once the corresponding initiation criterion has been reached. In this study, the ductile damage model presented for steel is used. Damage Initiation parameters and damage evolution rules were obtained based on standard tensile test from literature and software procedure analysis. A coupon model has been established based on the standard tensile test to evaluate the ductile damage model. Also, to validate the steel portal frame with the RBS connection model two-step has been considered. In the first step, the global response of the steel moment frame was validated based on Wakabayashi's test. Also validation of the RBS connection model was checked based on Pachoumis experiments in the next step. Then, according to AISC 360 steel and AISC 341 steel, a steel moment frame design with RBS connection was designed. By selecting and extracting a single-span portal frame, the effect of considering damage was investigated by finite element analysis. Initial geometrical imperfections were determined using the AISC 360 Recommendation for out-of-plumbness, out-of-straightness, and localized geometrical defects. The cyclic displacement amplitude followed the loading protocol in the ATC-24. The study results show in the elastic region the behavior of the frame remains unchanged before the frame reaches the high amplitude cycle. But gradually, with increasing cycles, the size of the hysteresis loop and ultimate resistance became smaller. Thereby, if the aim is to focus on the load levels that lead to large localized plastic deformations, it is critical to consider the damage parameters to improve the reliability of the results. Measurement of the area below the graph in the last loading cycle shows that the dissipated energy in the two cases without vertical load and with a vertical load on the columns is decreased by 2.6% and 4.1%, respectively. The continued deterioration of the RBS region due to damage spreads leads to complete frame failure, which is not properly predicted when damage parameters are ignored.

**Keywords:** Steel portal frame, Cyclic performance, RBS connection, Initial imperfections, Steel damage parameters, Finite element method