

نشریه علمی پدافند غیرعامل

سال دهم، شماره ۲، تابستان ۱۳۹۸، (پیاپی ۳۸): صص ۱۳-۱

ارزیابی عملکرد سازه‌های فولادی با اتصال درختی در برابر خرابی

پیشرونده

سید شاکر هاشمی^{۱*}، سعید جاویدی^۲، حجت‌الله فرهادی^۳، علیرضا فیوض^۴

تاریخ دریافت: ۱۳۹۷/۱۱/۱۳

تاریخ پذیرش: ۱۳۹۸/۰۲/۱۵

چکیده

خرابی پیشرونده با حذف ظرفیت باربری موضعی قسمت کوچکی از سازه شروع می‌شود و در ادامه خرابی‌هایی در سازه به وجود می‌آورد که به طور مستقیم تحت تأثیر رخداد موضعی اولیه نمی‌باشند. در این تحقیق رفتار سازه‌های فولادی ۳ و ۶ طبقه دارای اتصالات خمشی ستون درختی با نسبت‌های دهانه به ارتفاع طبقه (L/H) ۱، ۱/۵ و ۲ در مواجهه با خرابی پیشرونده مورد بررسی قرار گرفته است. در مقایسه بین دو تحلیل استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی پاسخ تقریباً مشابهی مشاهده می‌شود. تغییر شکل‌ها در تحلیل استاتیکی غیرخطی اندکی بیشتر است که دلیل آن اعمال ضریب بار دینامیکی بیشتر از حد واقعی در تحلیل استاتیکی غیرخطی است. حداکثر تغییر شکل و تنش در سناریو حذف ستون گوشه رخ می‌دهد که اگر محل حذف در طبقات میانی سازه باشد، این اثر بیشتر است. سازه با طبقات بیشتر عملکرد بهتری در مواجهه با خرابی پیشرونده دارد. به عبارتی هرچه تعداد المان‌های سازه‌ای ناحیه حذف ستون و بالاتر از آن بیشتر باشد، مسیرهای جایگزین بار بیشتری برای انتقال بارهای مازاد ناشی از حذف ستون وجود دارد و تعداد اعضای بحرانی کاهش می‌یابد. با افزایش نسبت L/H، مقادیر تغییر شکل و تنش در اتصال محل حذف ستون افزایش می‌یابد. سازه‌های سه طبقه با نسبت L/H مساوی ۱ کاملاً در برابر خرابی پیشرونده مقاوم بوده و با افزایش نسبت L/H از میزان مقاومت آنها کاسته شده است. سازه شش طبقه با نسبت L/H مساوی ۲ به دلیل دارا بودن تعداد المان‌های سازه‌ای بیشتر در محل حذف ستون به منظور ایجاد مسیرهای جایگزین بار، در برابر خرابی پیشرونده نسبتاً مقاوم‌اند.

کلیدواژه‌ها: خرابی پیشرونده، سازه‌های فولادی، اتصال تیر به ستون درختی، تحلیل غیرخطی

۱- استادیار، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه خلیج فارس، بوشهر، (sh.hashemi@pgu.ac.ir) - نویسنده مسئول

۲- کارشناسی ارشد، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه خلیج فارس، بوشهر

۳- کارشناسی ارشد، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه خلیج فارس، بوشهر

۴- استادیار دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه خلیج فارس، بوشهر

۱- مقدمه

و نحوه فروریزش کامل برج‌های دوقلوی تجارت جهانی در سال ۲۰۰۱ بر اثر حمله تروریستی از نمونه‌های بارز خرابی پیشرونده هستند. ریزش ساختمان مسکونی هفت طبقه در سعادت‌آباد تهران در سال ۱۳۸۷ و ساختمان تجاری پلاسکو در زمستان سال ۱۳۹۵ از نمونه‌های خرابی پیشرونده در ایران هستند [۵]. با توجه به گسترش روزافزون صنعت ساختمان، بررسی عملکرد اعضا و اتصالات و ارزیابی پتانسیل خرابی پیشرونده از الزامات خاصی هستند که در طراحی و تحلیل سازه‌های مختلف مورد توجه قرار گرفته‌اند. رفتار اتصالات مختلف در ترکیب با سیستم‌های مقاوم سازه‌ای در برابر بارهای جانبی نقش تعیین‌کننده‌ای در پاسخ کلی سازه و نحوه بازتوزیع بارهای مازاد دارند. ظرفیت خرابی پیشرونده قاب‌های بتن مسلح ویژه توسط بدرلو [۶] مورد بررسی قرار گرفته است. کیم و جینکو [۷] با تحلیل خرابی پیشرونده قاب‌های خمشی فولادی به ارزیابی عملکرد چند نوع اتصال لرزه‌ای پرداختند. در این تحقیق عملکرد تیر با مقطع کاهش‌یافته RBS، صفحات زیرسری و بالاسری WCPF و اتصالات خمشی تقویت نشده جوشی WUF-W مورد بررسی قرار گرفتند. نتایج نشان می‌دهد WCPF بهترین عملکرد و کمترین پتانسیل در خرابی پیشرونده نسبت به دیگر اتصالات بررسی شده را دارد و همچنین RBS با بیشترین تغییرشکل قائم و چرخش‌های پلاستیک، ضعیف‌ترین عملکرد را از خود نشان داده است. نوع اتصال تیر به ستون و نحوه انتقال نیروهای خمشی و برشی در محل اتصال به صورت مستقیم رفتار کلی سازه را تحت تأثیر قرار می‌دهد. در زمینه تحلیل عملکرد اتصالات با استفاده از روش المان محدود، لیو [۸] به مطالعه تأثیر اتصال تیر به ستون در خرابی پیشرونده پرداخته است. نتایج این تحقیق بر روی تیر انتهایی قوی و ضعیف نشان می‌دهد که تقویت اتصال ساده تیر به ستون باعث کاهش پتانسیل خرابی پیشرونده شده است. استفاده از اتصالات پیچ و مهره خصوصاً اتصال ستون درختی به دلیل مونتاژ سریع در سازه‌های فولادی رو به افزایش است. در این زمینه، یانگ و تان [۹] تأثیر استحکام اتصالات پیچی زاویه‌دار تحت تنش را به روش مدل‌سازی مکانیکی در خرابی پیشرونده بررسی کردند. نتایج این تحقیق تجربی که بر روی چهارده نمونه انجام شده علاوه بر ارائه یک مدل جدید اتصال نشان می‌دهد که ظرفیت باربری اتصالات پیچی زاویه‌دار مورد بررسی، بیشتر از مقاومت تسلیم آنها است.

رفتار و استحکام سازه‌ها بعد از ایجاد خرابی موضعی اولیه تا حد زیادی به عملکرد اتصالات بین اعضا اصلی سازه بستگی دارد. توانایی اتصالات در انتقال بار مازاد وارده در اثر حذف المان‌های اصلی مجاور از اهمیت خاصی برخوردار است. اتصالات با شکل‌پذیری بالا قادرند با ایجاد تغییرشکل باعث استهلاک انرژی ایجاد شده و کاهش پتانسیل خرابی پیشرونده در سازه

خرابی پیشرونده یا فروریزش نامتناسب عباراتی هستند که به منظور تعریف پدیده انتشار شکست‌های موضعی اولیه در سیستم سازه‌ای در استانداردهای مختلف مورد استفاده قرار گرفته‌اند. این پدیده در ASCE41-13^۱ به صورت انتشار شکست‌های موضعی اولیه از عضوی به عضو دیگر که سرانجام آن، فروریزش کامل ساختمان یا فروریزش نامتناسب قسمت بزرگی از سازه که با خرابی اولیه نامتناسب است تعریف شده است [۱]. استانداردهای مختلف، تعاریف متفاوتی از این پدیده دارند اما نقطه اشتراک این تعاریف در عدم تناسب خرابی موضعی اولیه با خرابی نهایی و یا فروریزش کلی سازه است. خرابی موضعی اولیه دارای علل مختلفی است و در موسسه ملی فناوری و استانداردها NIST^۲ از بارهای غیرمتعارف، خطاهای طراحی و ساخت و همچنین استفاده از مصالح نامرغوب به عنوان مهم‌ترین عوامل ایجاد خرابی اولیه یاد شده است. عدم شکل‌پذیری، عدم پیوستگی و نامعینی سازه باعث انتقال بار اضافی به اعضا مجاور و انتشار آسیب موضعی شده و در نهایت می‌تواند باعث خرابی پیشرونده شود. در استانداردهای GSA^۳ و DOD^۴ به صورت تخصصی به بررسی این نوع خرابی پرداخته شده است و با ارائه راهکارهایی با رویکرد مقاوم‌سازی سیستم‌های سازه‌ای احتمال خرابی پیشرونده کاهش داده شده است [۲ و ۳]. به جز سیستم‌های محافظ طراحی شده خاص، عملاً طراحی مقاوم سایر سازه‌ها در برابر خرابی پیشرونده امکان‌پذیر نیست ولی می‌توان با محدود کردن اثرات خرابی موضعی در طراحی سازه، امکان انتشار خرابی موضعی و رخ دادن پدیده خرابی پیشرونده را کاهش داد. مقاومت سیستم سازه‌ای در برابر بارهای غیرمتعارف می‌تواند با بررسی وضعیت یکپارچگی اعضا اصلی، نحوه بازپخش انرژی و ارزیابی مسیرهای جایگزین انتقال بار^۵ ALP مورد مطالعه قرار گیرد. روش مسیر جایگزین بار از روش‌های معمول و کاربردی است که ظرفیت پل زدن سازه برای انتقال بار حاصل از حذف ناگهانی یک عضو اصلی به اعضا مجاور را مورد ارزیابی قرار می‌دهد. ظرفیت بالای سازه برای یافتن مسیرهای جایگزین بار به معنی محدود شدن خرابی موضعی و در نتیجه کاهش احتمال رخ داد خرابی پیشرونده است [۳].

نحوه تخریب بخش بزرگی از ساختمان رونانت پوینت در سال ۱۹۶۸ توجه محققان را به این پدیده نادر معطوف ساخت و بعد از آن مدل تخریب ساختمان تراست بانک در سال ۱۹۷۰ [۴]

¹ American Society of Civil Engineers

² National Institute of Standards and Technology

³ General Service Administration

⁴ Department of Defense

⁵ Alternate Load Path

ششم و دهم مقررات ملی ساختمان استفاده شده است [۱۳-۱۴]. بارهای جانبی بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ به سازه اعمال شده [۱۵] و بار ثقلی و ضریب دینامیکی طبق استاندارد DOD2013 محاسبه و در بارگذاری مورد استفاده قرار گرفته‌اند. سازه‌ها به دو روش استاتیکی و دینامیکی غیرخطی مورد تحلیل قرار گرفته‌اند. در تحلیل استاتیکی، بار مشخصه وارده بر کف‌های بالایی المان برابر حذف‌شده، طبق توصیه استاندارد DOD2013 از روابط زیر محاسبه شده است [۳].

$$G = 1.2DL + (0.5LL \text{ or } 0.2S)$$

$$G_{LD} = \Omega_{LD}[1.2DL + (0.5LL \text{ or } 0.2S)]$$

$$G_{LF} = \Omega_{LF}[1.2DL + (0.5LL \text{ or } 0.2S)]$$

در روابط اخیر، G بار ثقلی برای کف‌های غیر مجاور المان حذف‌شده است. G_{LD} و G_{LF} بار ثقلی بزرگنمایی‌شده برای کف‌های بالایی المان برابر حذف‌شده به ترتیب برای اعضا کنترل‌شونده توسط تغییرشکل و نیرو می‌باشند. همچنین Ω_{LD} و Ω_{LF} ضریب افزایش بار برای محاسبه عملکرد اعضا کنترل‌شونده توسط تغییرشکل و نیرو در تحلیل استاتیکی خطی تعریف می‌شوند.

ساختمان‌ها از نوع مسکونی و دارای ساکنین کمتر از ۵۰ نفر در نظر گرفته شده‌اند و طبق استاندارد DOD2013 در رده B قرار می‌گیرند [۳] و می‌بایست به روش مسیر بار جایگزین در برابر خرابی پیشرونده طراحی شوند. با تعریف سناریوهای حذف ستون در موقعیت‌های مختلف این امکان فراهم شده است که عملکرد اتصالات در شرایط مختلف مورد بررسی قرار گیرد. کلیه مقاطع مورد استفاده برای ستون‌ها، پروفیل‌های قوطی BOX و تیرها پروفیل نورد شده IPE از نوع فولاد نرمه ساختمانی ST37 دارای تنش تسلیم ۲۴۰ MPa و تنش نهایی ۳۷۰ MPa هستند. مقاطع تیر و ستون مدل‌ها در طبقات مختلف بعد از طراحی در نرم‌افزار ETABS در جدول (۱) ارائه شده است.

طراحی اتصالات با رعایت الزامات طراحی وصله تیرها در قاب خمشی لرزه‌ای مطابق با مبحث دهم مقررات ملی ساختمان صورت گرفته است [۱۴]. در این الزامات علاوه بر محاسبه مقاومت خمشی و برشی با نگرش LRFD، جزییات وصله اتصالات نیز ارائه شده است. تصویر شماتیک اتصال ستون درختی در شکل (۱) نشان داده شده است. جنس فولاد به‌کار رفته در همه اجزای اتصالات به‌جز پیچ‌ها از نوع SS400 با ضریب پواسون ۰/۳ است. فولاد پیچ‌ها از نوع (F10-T) است. جزییات اتصالات در طبقه اول سازه‌های طراحی‌شده در جدول (۲) ارائه شده است.

شوند [۱۰]. رفتار سازه‌های بلندمرتبه با سناریو حذف دو ستون توسط رهنورد و همکاران [۱۱] با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی مورد بررسی قرار گرفته است. سازه‌ها با دو سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی و در پلان‌های منظم و غیرمنظم مدل‌سازی شده‌اند و رفتار سازه در حالت‌های ذکرشده با هم مقایسه گردیده است. لی و همکاران [۱۲] با مدل‌سازی و تحلیل قاب‌های فولادی علاوه بر محاسبه ضریب بزرگنمایی دینامیکی، شاخصی جدید برای تعیین میزان استحکام سازه در برابر خرابی پیشرونده ارائه داده‌اند. این شاخص اثرات دینامیکی و توزیع ثانویه نیرو را در نظر می‌گیرد و وابسته به پارامترهای مختلف تأثیرگذار در رفتار سازه است.

با توجه به سرعت بالای مونتاژ سازه‌های فلزی و کاربرد فراوان اتصال تیر به ستون درختی، در این پژوهش به‌صورت خاص به نحوه عملکرد این نوع اتصال و بررسی تأثیر آن در رفتار کلی سازه در مواجهه با خرابی پیشرونده پرداخته شده است. اگرچه امروزه این نوع اتصال به‌صورت گسترده در طراحی و ساخت سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد اما تاکنون تحقیقات جامعی با رویکرد خرابی پیشرونده در این زمینه صورت نگرفته است. برای بررسی رفتار این نوع اتصال در خرابی پیشرونده، با توجه به محدودیت‌های آزمایشگاهی از روش المان محدود و نرم‌افزار ABAQUS (version 6.13.1) استفاده شده است.

۲- تئوری تحقیق

در روش مسیر جایگزین، سازه به‌گونه‌ای طراحی می‌شود که بتواند اثر خرابی موضعی پیش‌آمده را جذب کرده و مسیر جدیدی برای انتقال بارها به‌وجود آورد. در این روش تنها حذف یک المان اصلی و بحرانی مورد بررسی قرار گرفته و سازه برای تعیین اثر حذف این المان، تحلیل می‌شود. با حذف یک المان سازه‌ای، سازه باقی‌مانده بایستی پایدار باشد تا بتواند بارهای موجود در آن المان را برای مدت زمان کافی (حداقل برای تخلیه ایمن سازه و بازرسی وسعت خرابی) تحمل نماید [۳].

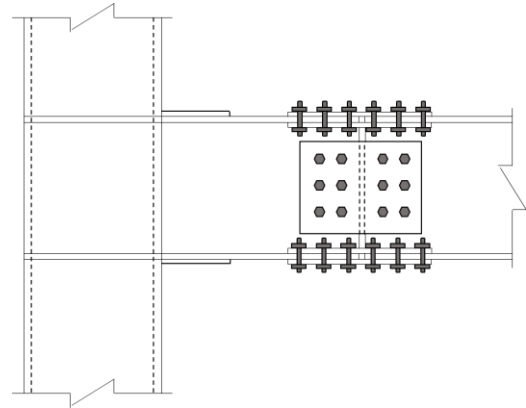
۲-۱- روش تحقیق

در این تحقیق طراحی سازه فولادی با سیستم قاب خمشی و تعداد طبقات ۳ و ۶ دارای نسبت طول دهانه به ارتفاع ۱، ۱، ۵ و ۲ با نرم‌افزار ETABS2015 صورت گرفته و در تحلیل خرابی پیشرونده به روش المان محدود، نرم‌افزار ABAQUS (Ver 6.13.1) به‌کار گرفته شده است. ارتفاع طبقات در تمامی مدل‌ها ثابت و برابر ۳/۲ متر است. برای بارگذاری و طراحی از مبحث

جدول (۱): مقاطع طراحی شده سازه‌ها

نام سازه	شماره طبقه	L/H	مقطع ستون	مقطع تیر
S3-1.0	۱	۱/۰	BOX200×200×25	IPE300
S3-1.0	۲	۱/۰	BOX200×200×15	IPE300
S3-1.0	۳	۱/۰	BOX200×200×10	IPE200
S3-1.5	۱	۱/۵	BOX240×240×20	IPE330
S3-1.5	۲	۱/۵	BOX240×240×16	IPE330
S3-1.5	۳	۱/۵	BOX240×240×10	IPE240
S3-2.0	۱	۲/۰	BOX280×280×30	IPE400
S3-2.0	۲	۲/۰	BOX280×280×22	IPE400
S3-2.0	۳	۲/۰	BOX280×280×12	IPE330
S6-2.0	۱	۲/۰	BOX400×400×30	IPE550
S6-2.0	۲	۲/۰	BOX400×400×30	IPE550
S6-2.0	۳	۲/۰	BOX400×400×20	IPE550
S6-2.0	۴	۲/۰	BOX400×400×20	IPE500
S6-2.0	۵	۲/۰	BOX400×400×14	IPE500
S6-2.0	۶	۲/۰	BOX400×400×14	IPE450

مشخصات مصالح فولاد پیچ‌های F-10T در جدول (۳) ارائه شده است. مشخصات مصالح فولاد تیر، ستون و ورق‌های اتصال در جدول (۴) ارائه شده است.



شکل (۱): تصویر شماتیک اتصال تیر به ستون درختی

جدول (۲): جزئیات اتصالات سازه‌های طراحی شده در طبقه اول

نام سازه	S6-2.0	S3-2.0	S3-1.5	S3-1.0
مقطع تیر	IPE550	IPE400	IPE330	IPE300
طول تیر (mm)	۶۸۰	۶۸۰	۴۸۰	۳۲۰
ورق وصله بال	PL750*210*27	PL620*180*20	PL470*160*18	PL400*150*16
ورق وصله جان	2PL400*400*11	2PL340*200*10	2PL260*200*8	2PL240*180*7
پیچ وصله بال	16Ø27	16Ø22	12Ø22	12Ø20
پیچ وصله جان	16Ø22	8Ø22	6Ø22	6Ø20
ورق تقویتی کششی اتصال تیر به ستون	PL350*190*27	PL160*160*17	PL110*140*15	PL110*130*15
ورق پیوستگی در چشمه اتصال	PL340*340*17	PL220*220*14	PL200*200*12	PL150*150*11

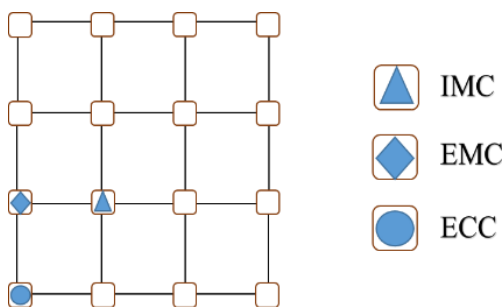
جدول (۳): مشخصات فولاد پیچ F-10T

پیچ	مقاومت تسلیم (MPa)	مقاومت گسیختگی (MPa)	درصد افزایش طول
F-10T	۹۰۰	۱۰۰۰-۱۲۰۰	۱۴

جدول (۴): مشخصات مصالح تیر، ستون و ورق‌های اتصالات

نوع فولاد	مقاومت تسلیم (MPa)	مقاومت گسیختگی (MPa)
بال و جان مقاطع تیر و ستون	۲۳۵	۴۰۰

حذف ستون در پلان به صورت حذف ستون گوشه خارجی ECC، ستون میانی خارجی EMC و ستون میانی داخلی IMC تعریف شده است.



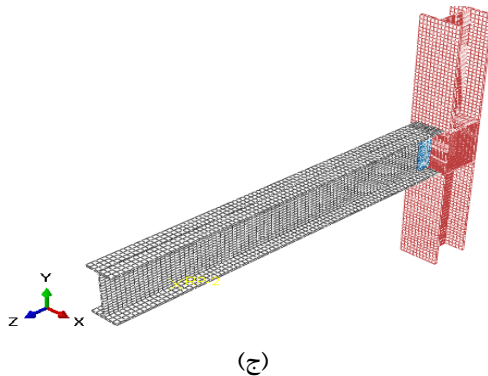
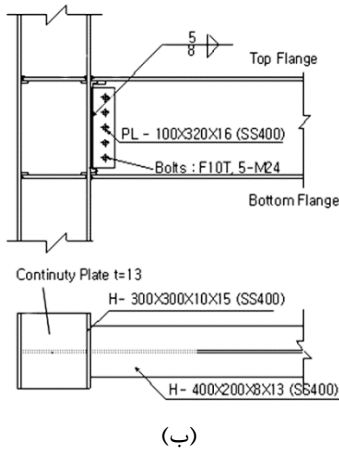
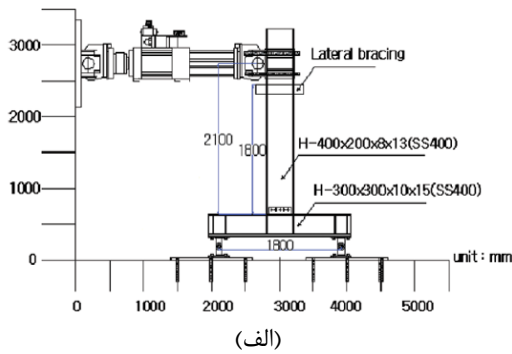
شکل (۲): موقعیت حذف ستون در پلان

منشأ بروز رفتار غیرخطی سازه، وجود رابطه غیرخطی بین تنش و کرنش در مدل رفتاری مصالح است که موجب تغییر سختی سازه در فرآیند بارگذاری می‌گردد. با بروز رفتار غیرخطی مصالح و کاهش سختی سازه، اثرات پدیده غیرخطی هندسی زیاد می‌شود و این اثرات تغییر در سختی سازه، در تحلیل غیرخطی مادی در نظر گرفته می‌شود. در این تحقیق از معیار تسلیم فون میسز^۱ برای مصالح فولاد استفاده شده است که معیاری مناسب و پرکاربرد برای تسلیم فولاد بشمار می‌رود.

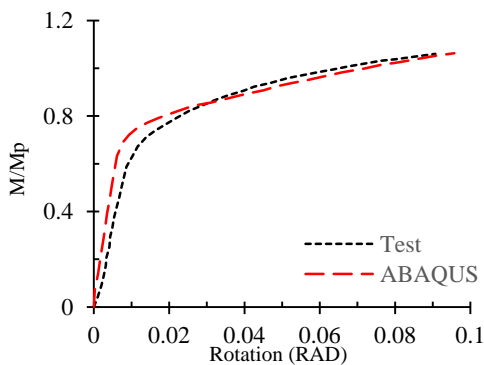
۲-۲- سناریو حذف ستون

برای درک بهتر محل حذف ستون مطابق شکل (۲)، سناریوی

^۱ Von Mises yield criterion



شکل (۳): (الف) مدل آزمایشگاهی و (ب) جزئیات اتصال در مطالعات کیم و همکاران [۱۶] (ج) مش‌بندی مدل در ABAQUS



شکل (۴): مقایسه منحنی $(M/M_p, \theta)$ حاصل از مدل‌سازی با منحنی مدل تجربی کیم و همکاران [۱۶]

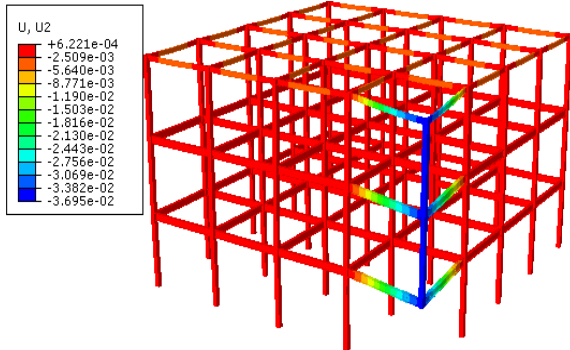
در هر سناریو علاوه بر حذف ستون طبقه اول، ستون طبقه میانی نیز حذف شده و رفتار سازه مورد ارزیابی قرار گرفته است. سناریوهای تعریف‌شده به صورت کلی به فرم Si-Rj-K-N تعریف شده‌اند. Si نشان‌دهنده تعداد طبقات سازه، Rj به معنای نسبت طول دهانه به ارتفاع در سازه L/H، K به معنای موقعیت حذف ستون در پلان سازه و N نشان‌دهنده طبقه مربوط به حذف ستون (طبقه اول سازه شماره ۱ و طبقه وسط سازه شماره ۲) هستند. به طور مثال عبارت S3-1.0 نشان‌دهنده سازه سه طبقه با نسبت طول دهانه به ارتفاع برابر با یک است. در ادامه این عبارت نام سناریو و طبقه حذف ستون می‌تواند قید شود مانند S3-1.0-ECC-1 که نشان‌دهنده سناریو حذف ستون گوشه طبقه اول در سازه سه طبقه با نسبت طول دهانه به ارتفاع برابر با یک است.

۳- اعتبار سنجی روش حل عددی

در این تحقیق به منظور اطمینان از صحت مدل‌سازی با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS به مدل‌سازی یک نمونه اتصال خمشی تقویت‌نشده پرداخته شده است. نمونه مورد آزمایش یک اتصال تیر به ستون با مقیاس واقعی از سیستم باربر ثقیلی سازه‌ای فلزی است که ظرفیت چرخش اتصال تحت بار فزاینده توسط کیم و همکاران [۱۶] مورد بررسی قرار گرفته است. اتصال جان تیر به بال ستون از نوع پیچی بوده و اتصال بال تیر به بال ستون با جوش نفوذی کامل صورت گرفته است. در پژوهش کیم و همکاران [۱۶] علاوه بر مطالعه آزمایشگاهی این نوع اتصال، به مدل‌سازی با روش المان محدود و بررسی رفتار اتصال در مواجهه با خرابی پیشرونده پرداخته شده است (شکل ۳).

مدل اتصال مورد استفاده در این تحقیق تقریباً مشابه با مدل مورد آزمایش توسط کیم و همکاران [۱۶] است لذا در این بخش به مدل‌سازی اتصال و مقایسه رفتار تحلیلی اتصال با رفتار تجربی پرداخته شده است. به منظور مدل‌سازی اتصال از المان‌های ۸ گره ای مکعبی با فرمول‌بندی انتگرال‌گیری کاهش‌یافته در نرم‌افزار ABAQUS استفاده شده است (شکل ۳). پس از مش‌بندی و با اختصاص مدل رفتار دو خطی به فولاد، مدل به روش استاتیکی غیرخطی تحت تحلیل بارافزون قرار گرفته است. نتیجه تحلیل به صورت نمودار نسبت لنگر به لنگر پلاستیک بر حسب دوران اتصال برداشت شده است و در شکل (۴) با نتایج آزمایشگاهی نمونه مورد مقایسه قرار گرفته است.

طبقه اول می‌شود. کانتور تغییر مکان قائم سازه در سناریو حذف ستون گوشه در سازه سه طبقه با نسبت L/H برابر با ۱ در شکل (۵) نشان داده شده است.



شکل (۵): کانتور تغییر مکان قائم سازه S3-1.0-ECC1 به سانتیمتر

در تحلیل دینامیکی غیرخطی اثر ستون به صورت اعمال بار نیروهای داخلی آن در محل حذف ستون اعمال می‌گردد و سازه ابتدا تحت اثر نیروی افزایش‌یابنده بارهای ثقلی قرار می‌گیرد و سپس نیرویی به اندازه نیروی داخلی ستون محذوف که از اول اعمال شده بود، اعمال می‌گردد و با تعریف بار ضربه‌ای، ستون در زمان خیلی کوچک از بین می‌رود و سازه در محل حذف ستون ارتعاش پیدا می‌کند. قابل ذکر است در تمامی تحلیل‌های دینامیکی این تحقیق میرایی برابر با ۵ درصد اعمال شده است. نتایج مربوط به دوران تیر و ستون در محل حذف ستون با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی در جدول (۶) ارائه شده و با مقادیر مجاز مقایسه شده است. در تحلیل دینامیکی نیز مشاهده می‌شود که اعضا در محل حذف ستون در تمامی سناریوها در وضعیت مطلوبی از لحاظ سطح عملکرد قرار دارند با این وجود تیر و ستون در سناریوهای ECC در حالت بحرانی‌تری نسبت به دیگر سناریوها قرار دارند. در سناریوهای ECC نیز سناریوی ECC2 منجر به ایجاد دوران بیشتری نسبت به سناریوی ECC1 در تیر و ستون شده است.

انطباق نتایج حاصل از تحلیل و نتایج تجربی نمونه در شکل (۴) به وضوح قابل مشاهده است که این موضوع نشان از توانایی نرم‌افزار در مدل‌سازی رفتار اتصال و همچنین صحت مدل‌سازی دارد.

۴- ارزیابی خرابی پیشرونده مدل‌ها

در این بخش به بررسی رفتار سازه‌ها تحت بارگذاری استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی پرداخته شده است. تحلیل‌ها به منظور مقایسه پاسخ سازه با معیارهای پذیرش آیین‌نامه ASCE/SEI 41-13 برای اعضای خمشی کنترل‌شونده توسط تغییر شکل صورت گرفته است. سطوح عملکرد با مقایسه تغییر شکل رخ داده در اعضا با مقادیر ارائه شده در آیین‌نامه UFC2013، به دست آمده است. مطابق آیین‌نامه UFC2013 ارزیابی خرابی پیشرونده، دوران تیرها تا دوران نظیر حد ایمنی جانی LS مجاز است و ستون به دلیل اهمیت زیاد می‌بایست دارای حد عملکرد استفاده بی‌وقفه IO باشد. علاوه بر موارد فوق، میزان آسیب‌پذیری قسمت‌های مختلف سازه با مشاهده حداکثر تنش موجود در آنها بررسی شده است [۳].

۴-۱- نتایج تحلیل سازه ۳ طبقه (L/H=1.0)

بعد از تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی مربوط به سناریوهای حذف ستون در سازه سه طبقه، نتایج با توجه به موقعیت ستون محذوف ارائه شده است. در تحلیل استاتیکی غیرخطی مطابق با آیین‌نامه UFC2013، در گام اول بارگذاری ثقلی اعمال شده سپس ستون مورد نظر حذف می‌شود. نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی سناریوهای حذف ستون EMC، ECC، IMC در طبقه اول و میانی سازه ۳ طبقه با نسبت طول دهانه به ارتفاع برابر با یک، در جدول (۵) ارائه شده است. با مقایسه میزان چرخش اعضا، چرخش مجاز سطوح عملکردی و نوع عملکرد اعضای سازه مشاهده می‌شود گرچه میزان دوران تمامی اعضا از دوران مجاز کمتر است اما حذف ستون در طبقه میانی باعث ایجاد دوران بیشتری در اعضا نسبت به حذف همان ستون در

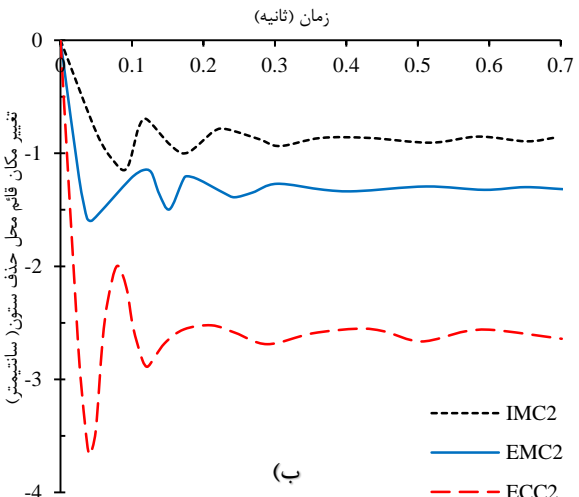
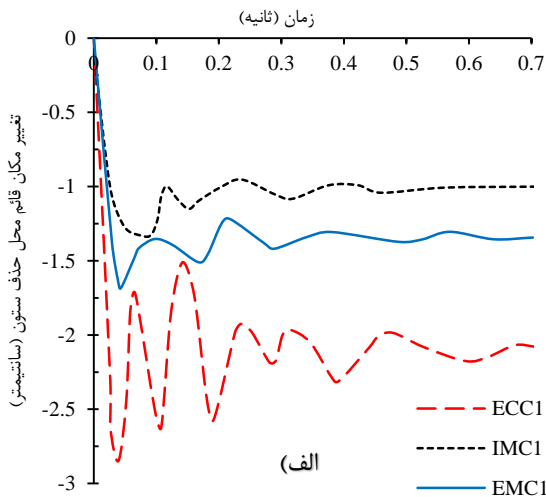
جدول (۵): دوران اعضا در سازه (S3-1.0) و سناریوهای حذف ستون در طبقه اول و میانی با تحلیل NSP (رادیان)

سطح عملکرد عضو			دوران مجاز سطوح عملکرد و دوران عضو مورد نظر (رادیان)						طبقه حذف ستون	اعضا در محل حذف ستون
نام سناریو			دوران عضو در سناریو			دوران مجاز سطوح عملکرد				
IMC	ECC	EMC	IMC	ECC	EMC	CP	LS	IO		
<IO	<LS	<LS	۰/۰۰۴۱	۰/۰۱۰۸	۰/۰۰۶۶	۰/۰۴۴۵	۰/۰۳۳۳	۰/۰۰۵۶	اول	تیر
<IO	<IO	<IO	۰/۰۰۱۲	۰/۰۰۲۹	۰/۰۰۲۶	۰/۰۷۵۲	۰/۰۵۶۴	۰/۰۰۹۴		ستون
<IO	<LS	<LS	۰/۰۰۴۵	۰/۰۱۳۱	۰/۰۰۷۷	۰/۰۴۴۵	۰/۰۳۳۳	۰/۰۰۵۶	میانی	تیر
<IO	<IO	<IO	۰/۰۰۱۸	۰/۰۰۳۹	۰/۰۰۲۹	۰/۰۷۵۲	۰/۰۵۶۴	۰/۰۰۹۴		ستون

جدول (۶): دوران اعضا در سازه (S3-1.0) و سناریوهای حذف ستون در طبقه اول و میانی با تحلیل NDP (رادیان)

سطح عملکرد عضو			دوران مجاز سطوح عملکرد و دوران عضو مورد نظر (رادیان)						طبقه حذف ستون	اعضا در محل حذف ستون
نام سناریو			دوران عضو در سناریو			دوران مجاز سطوح عملکرد				
IMC	ECC	EMC	IMC	ECC	EMC	CP	LS	IO		
<IO	<LS	<IO	۰/۰۰۳۲	۰/۰۰۸۶	۰/۰۰۵۳	۰/۰۴۴۵	۰/۰۳۳۳	۰/۰۰۵۶	اول	تیر
<IO	<IO	<IO	۰/۰۰۰۵	۰/۰۰۱۹	۰/۰۰۱۴	۰/۰۷۵۲	۰/۰۵۶۴	۰/۰۰۹۴		ستون
<IO	<LS	<LS	۰/۰۰۳۵	۰/۰۱۰۶	۰/۰۰۶۴	۰/۰۴۴۵	۰/۰۳۳۳	۰/۰۰۵۶	میانی	تیر
<IO	<IO	<IO	۰/۰۰۰۸	۰/۰۰۳۲	۰/۰۰۱۸	۰/۰۷۵۲	۰/۰۵۶۴	۰/۰۰۹۴		ستون

سناریو ECC بیشترین مقدار و در سناریو IMC کمترین مقدار را داراست. مقادیر ارتعاش قائم در سناریوهای حذف ستون در طبقه اول بیشتر از مقادیر متناظر با حذف ستون در طبقه میانی است.



شکل (۶): منحنی ارتعاش قائم محل حذف ستون در سناریوهای سازه (S3-1.0) با تحلیل NDP (الف) حذف ستون در طبقه اول (ب) حذف ستون در طبقه میانی

قرار دارند. اگرچه در سناریوهای حذف ستون طبقه میانی اعضا مجاور محل حذف ستون و همچنین اتصالات، تنش‌های بیشتری را نسبت به سناریوهای حذف ستون در طبقه اول تجربه می‌کنند اما سازه در مواجهه با خرابی پیشرونده کاملاً مقاوم است.

۴-۲- نتایج تحلیل سازه ۳ طبقه (L/H=1.5)

نتایج دوران اعضا محل حذف ستون در تحلیل دینامیکی سازه سه طبقه با L/H برابر با ۱/۵ در جدول (۷) ارائه شده است. دوران اعضا در این سازه نسبت به سازه S3-1.0 وضعیت بحرانی‌تری دارند. با افزایش طول تیر اتصال از توان ایجاد پل برای انتقال نیروهای ایجاد شده داخلی کاسته شده و این ضعف باعث خارج شدن عضو سازه‌ای از سطح عملکرد مورد نیاز شده است. با توجه به نمودارهای شکل (۷)، بیشترین تغییر مکان قائم مربوط به

با مقایسه نتایج تحلیل استاتیکی و دینامیکی مشاهده می‌شود عملکرد سازه در هر دو تحلیل تقریباً یکسان است اگرچه تا حدی در تحلیل استاتیکی غیرخطی اعضا در وضعیت بحرانی‌تری قرار دارند. این وضعیت بحرانی‌تر شامل درصد میزان چرخش غیرخطی اعضا و همچنین مقدار تنش در مواضع با تمرکز تنش زیاد بوده است که به جهت پرهیز از طولانی شدن متن، نتایج تنش ارائه نشده است. یکی از علل آن اعمال ضریب افزایش بار دینامیکی است. از آنجا که تحلیل دینامیکی غیرخطی برخلاف تحلیل استاتیکی غیرخطی که از بارهای افزایشی و از محافظه‌کاری بیشتری برخوردار است، بارهای واقعی‌تری را اعمال می‌کند. لذا برای سایر مدل‌ها از تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده می‌شود.

در سازه سه طبقه با نسبت L/H برابر با یک مشاهده می‌شود تیرها و ستون‌ها در تمامی سناریوها در سطح عملکرد مطلوبی

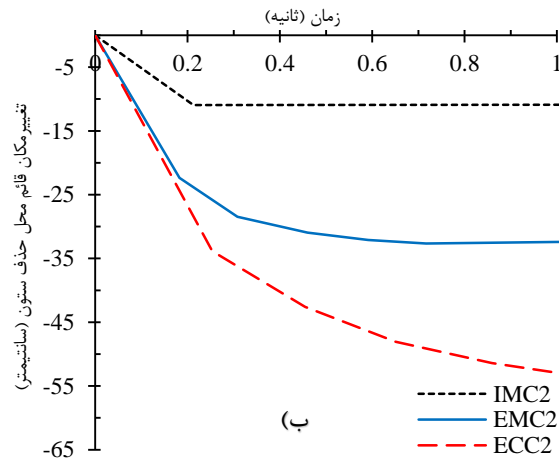
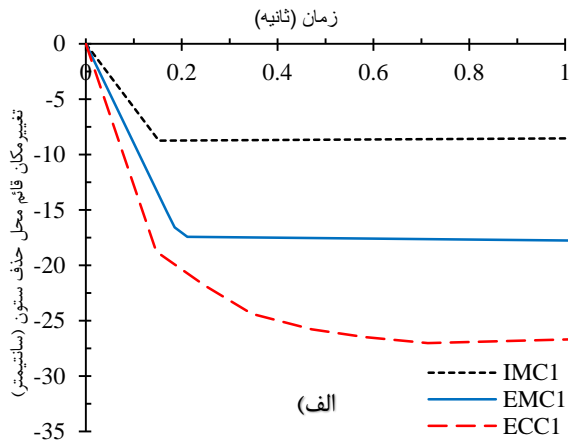
بارضربه دینامیکی وارد ناحیه غیرخطی شده و نمی‌تواند مانند سازه S3-1.0 مرتعش شود. در سازه S3-1.0 منحنی قائم سازه در لحظه انهدام ستون بیشترین تغییر مکان را دارد اما در سازه S3-1.5 این خاصیت به‌خصوص برای سناریو ECC وجود ندارد و در این سناریو تغییر مکان رفته‌رفته بیشتر می‌شود.

سناریو ECC است و بعد از مدت‌زمان بیشتری به حالت ثابت می‌رسد اما در دو سناریو EMC و IMC، تقریباً در یک زمان به تثبیت می‌رسد.

در هیچ یک از این سناریوها، منحنی تغییر مکان قائم دچار ارتعاش نشده و بعد از لحظه کوتاهی در حداکثر مقدار خود ثابت می‌ماند. این موضوع نشان‌گر این است که اعضا تحت اعمال

جدول (۷): دوران اعضا در سازه S3-1.5 و سناریوهای حذف ستون در طبقه اول و میانی با تحلیل NDP (رادیان)

سطح عملکرد عضو			دوران مجاز سطوح عملکرد و دوران عضو مورد نظر (رادیان)						طبقه حذف ستون	اعضا در محل حذف ستون
نام سناریو			دوران عضو در سناریو			دوران مجاز سطوح عملکرد				
IMC	ECC	EMC	IMC	ECC	EMC	CP	LS	IO		
<LS	>CP	<LS	۰/۰۱۷۹	۰/۰۶۲۲	۰/۰۳۹۹	۰/۰۶۱۱	۰/۰۴۵۸	۰/۰۰۷۶	اول	تیر
<IO	<LS	<LS	۰/۰۰۲۵	۰/۰۱۰۱	۰/۰۰۷۱	۰/۰۵۵۴	۰/۰۴۱۶	۰/۰۰۶۹		ستون
<LS	>CP	>CP	۰/۰۲۱۹	۰/۱۱۶۲	۰/۰۰۷۱	۰/۰۶۱۱	۰/۰۴۵۸	۰/۰۰۷۶	میانی	تیر
<IO	<LS	<LS	۰/۰۰۴۵	۰/۰۱۷۸	۰/۰۱۴۲	۰/۰۵۵۴	۰/۰۴۱۶	۰/۰۰۶۹		ستون



شکل (۷): منحنی ارتعاش قائم محل حذف ستون در سناریوهای سازه (S3-1.5) با تحلیل NDP (الف) حذف ستون در طبقه اول (ب) حذف ستون در طبقه میانی

در مدل‌های سازه S3-1.5 در سناریوهای طبقه اول، فقط تیر محل حذف ستون در سناریو ECC از سطح عملکرد فروریزش عبور کرده است و در سناریوهای طبقه وسط، تیرها علاوه بر سناریو ECC در سناریو EMC نیز از سطح عملکرد فروریزش عبور کرده‌اند و حالت بحرانی‌تری دارند. بنابراین، این سازه برابری خرابی پیش‌رونده مقاوم نیست.

۴-۳- نتایج تحلیل سازه ۳ طبقه (L/H=2.0)

با توجه نتایج حاصل از دوران اعضا و بررسی وضعیت سطوح عملکرد در جدول (۸)، همه تیرها سطوح عملکرد موردنیاز را از دست داده‌اند به‌طوری‌که در همه سناریوها سطح عملکرد ایمنی جانی را از دست داده و وارد سطح عملکرد فروریزش گردیده‌اند.

مقدار تغییر مکان قائم نهایی محل حذف ستون در سناریو IMC1، ۵۰ درصد کمتر از سناریو EMC1 و ۶۸ درصد کمتر از سناریو ECC1 است. همچنین این مقادیر در سناریو EMC1، ۳۴ درصد کمتر از سناریو ECC1 بوده و در سناریو IMC2، ۶۶ درصد کمتر از سناریو EMC2 و ۷۹ درصد کمتر از سناریو ECC2 است. تغییر مکان قائم در سناریوهای حذف ستون در طبقات اول و وسط سازه، در مدل‌های با نسبت طول دهانه به ارتفاع طبقه ۱/۵، مقدار بیشتری نسبت به مقادیر مذکور در مدل‌های با نسبت طول دهانه به ارتفاع ۱/۰ دارد. مقدار تغییر مکان قائم نهایی در سناریو IMC1، ۲۰ درصد کمتر از IMC2 است. این مقدار در سناریو EMC1، ۴۶ درصد کمتر از EMC2 است و در سناریو ECC1، ۴۶ درصد کمتر از ECC2 است.

لذا ادامه تحلیل به دلیل عدم همگرایی نتایج متوقف شده است.

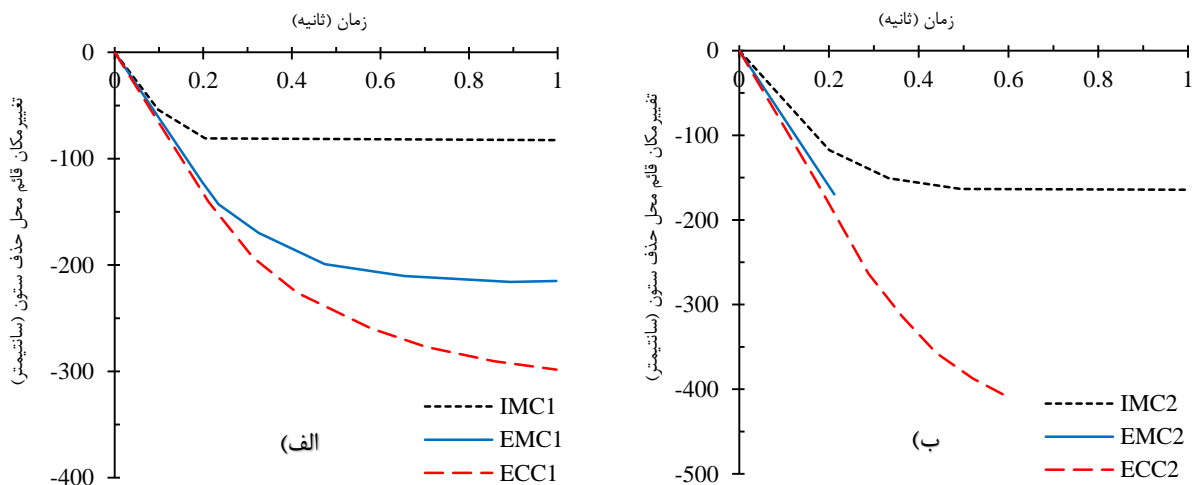
با توجه به شکل (۸)، حداکثر تغییر مکان قائم در سناریو ECC بیشتر از EMC و IMC است که علت آن وجود دهانه‌های کمتر نسبت به دو سناریو دیگری است. در دو سناریو دیگر به علت تعداد دهانه بیشتر، المان‌های سازه‌ای بیشتری وجود دارد. این موضوع موجب تقویت کنش زنجیره‌ای اعضا جهت حمل بار و همچنین تثبیت فوری وضعیت به وجود آمده می‌گردد. همچنین سناریو حذف ستون در طبقه بالاتر وضعیت بحرانی‌تری نسبت به سناریو حذف ستون در طبقه پایین دارد. تقریباً می‌توان گفت که منحنی در اولین لحظه انهدام، برای سناریوهایی که بیشترین تغییر مکان قائم را دارند، دارای شیب بیشتری است و سخت‌تر به حالت تثبیت می‌رسند. اتصال ستون درختی در سناریو حذف ستون گوشه برخلاف سناریو میانی خارجی، شکل‌پذیری بیشتری دارد.

در سناریو EMC1 و IMC1، ستون‌ها سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه را از دست داده و وارد سطح عملکرد ایمنی جانی شده‌اند. ستون در سناریو ECC نه تنها از حد ایمنی جانی گذر کرده است بلکه وارد سطح عملکرد فروریزش گردیده است و این اولین باری است که در مدل‌های تحلیل شده تا به اینجا ستون به این سطح عملکرد می‌رسد.

با بررسی منحنی‌های ارتعاش قائم محل حذف ستون در این سناریوها (شکل ۸) مشاهده می‌شود تغییر مکان قائم محل حذف ستون در این سازه نسبت به سازه‌های قبل که طول دهانه کوچک‌تری داشتند خیلی بیشتر است و حالت بحرانی‌تری به وجود آمده است. تغییر مکان قائم سازه در سناریوهای حذف ستون خارجی بیشتر از سناریو حذف ستون داخلی است. بیشترین تغییر مکان قائم مربوط به سناریو ECC است. در دو سناریو EMC2 و ECC2، ستون بعد از مدت کوتاهی منهدم شده

جدول (۸): دوران اعضا در سازه (S3-2) و سناریوهای حذف ستون در طبقه اول و میانی با تحلیل NDP (رادبان)

سطح عملکرد عضو			دوران مجاز سطوح عملکرد و دوران عضو مورد نظر (رادبان)						طبقه حذف ستون	اعضا در محل حذف ستون
نام سناریو			دوران عضو در سناریو			دوران مجاز سطوح عملکرد				
IMC	ECC	EMC	IMC	ECC	EMC	CP	LS	IO		
>CP	>CP	>CP	۰/۱۳۰۹	۰/۴۸۲۲	۰/۳۴۵	۰/۰۶۷۲	۰/۰۵۰۴	۰/۰۰۸۴	اول	تیر
<LS	>CP	<LS	۰/۰۰۷۰	۰/۰۵۸۵	۰/۰۳۴	۰/۰۴۷۳	۰/۰۳۵۴	۰/۰۰۵۹		ستون
>CP	>CP	>CP	۰/۲۵۷۷	۰/۶۵۷۶	۰/۳۴۷	۰/۰۶۷۲	۰/۰۵۰۴	۰/۰۰۸۴	میانی	تیر
<LS	>CP	>CP	۰/۰۲۱۰	۰/۰۷۲۲	۰/۰۵۶	۰/۰۴۷۳	۰/۰۳۵۴	۰/۰۰۵۹		ستون



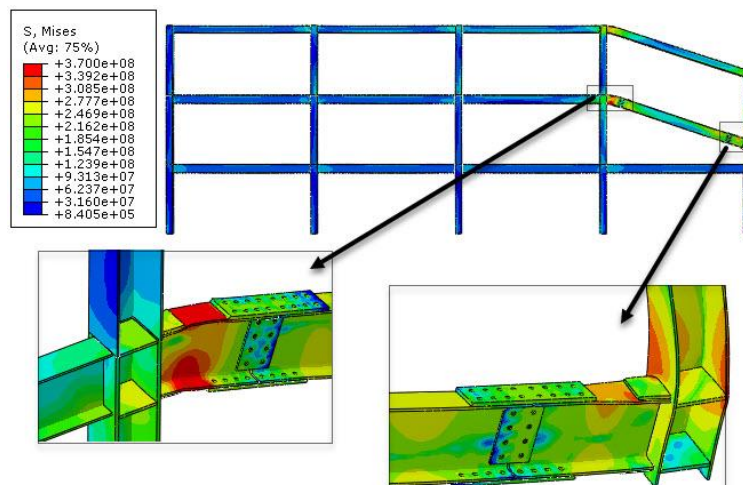
شکل (۸): منحنی ارتعاش قائم محل حذف ستون در سناریوهای سازه (S3-2) با تحلیل NDP الف) حذف ستون در طبقه اول (ب) حذف ستون در طبقه میانی

تقویتی کششی و ورق پیوستگی چشمه اتصال به حداکثر تنش خود رسیده‌اند. همچنین مقدار تنش در پیچ‌ها نسبت به سازه‌های دیگر به شدت افزایش یافته است. کانتور تنش فون میسر قاب محل حذف ستون در شکل (۹) نشان داده شده است.

حداکثر تنش در اعضای اتصال در جدول (۹) ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهد که در هر سه سناریو همه اعضای اتصال وارد ناحیه رفتاری غیرخطی شده‌اند و در سناریو ECC که بحرانی‌تر است، در اعضای نظیر تیر در محل تشکیل مفصل، ستون، ورق

جدول (۹): حداکثر تنش فون میسر اعضا در سناریوهای سازه (S3-2.0) در طبقه اول و میانی با تحلیل NDP (مگا پاسکال)

IMC1	ECC1	EMC1	IMC2	ECC2	EMC2	اعضا
۳۰۱	۳۷۰	۳۷۰	۳۶۵	۳۷۰	۳۷۰	تیر در محل مفصل پلاستیک
۲۵۷	۲۹۱	۲۷۵	۲۷۵	۳۷۰	۲۷۷	ستون
۲۴۲	۲۵۸	۲۶۲	۲۴۹	۲۴۵	۲۶۸	ورق وصله بال
۲۴۱	۲۵۳	۲۵۷	۲۴۲	۲۵۹	۲۶۳	ورق وصله جان
۲۴۱	۲۹۳	۲۸۵	۲۵۲	۳۷۰	۲۹۳	ورق تقویتی کششی
۲۳۶	۳۱۷	۲۶۵	۲۵۵	۲۶۷	۲۹۵	ورق پیوستگی چشمه اتصال ستون کناری
۲۲۲	۲۵۳	۲۴۸	۲۵۵	۳۷۰	۲۶۲	ورق پیوستگی چشمه اتصال ستون بالایی
۶۶۱	۷۱۷	۷۲۴	۷۰۳	۷۱۹	۷۳۲	پیچ وصله بال
۶۴۹	۶۷۵	۶۸۰	۶۶۱	۶۷۶	۶۸۷	پیچ وصله جان



شکل (۹): کانتور تنش فون میسر قاب محل حذف ستون در سازه S3-2.0-ECC2 (پاسکال)

دوران تیرها در سناریو ECC از حد ایمنی جانی عبور کرده ولی در مقایسه با دوران در سناریو متناظر در سازه سه طبقه با نسبت L/H برابر با ۲ از وضعیت بهتری برخوردارند.

با توجه به شکل (۱۰)، حداکثر تغییر مکان قائم در سناریو ECC مشاهده می‌شود. وجود دهانه‌های کمتر نسبت به دیگر سناریوها باعث شده تعداد کمتری از اعضا سازه‌ای در تحمل بار مشارکت داشته باشند که این موضوع دلیل رخ دادن حداکثر تغییر مکان قائم در این سناریو و نیز ایجاد وضعیت بحرانی‌تری از نظر دوران است. در سناریوهای IMC و EMC، توزیع بار اضافی در تعداد اعضا بیشتر، باعث تقویت کنش زنجیره‌ای اعضا جهت حمل بار و همچنین تثبیت فوری وضعیت به وجود آمده می‌گردد.

در مدل‌های سازه S3-2.0 در سناریوهای طبقه اول، به جز ستون‌های محل حذف ستون در سناریو EMC و IMC، تیر و ستون محل حذف ستون از سطح عملکرد فروریزش عبور کرده است و در سناریوهای طبقه وسط، ستون محل حذف ستون در سناریو EMC نیز از سطح عملکرد فروریزش عبور کرده است. بنابراین، عملکرد این سازه در برابر خرابی پیشرونده بسیار ضعیف است.

۴-۴- نتایج تحلیل سازه ۶ طبقه ($L/H=2.0$)

نتایج مربوط به دوران تیر و ستون در محل حذف ستون سازه ۶ طبقه با نسبت L/H برابر با ۲ در مقایسه با مقادیر مجاز جهت رضای سطوح عملکرد در جدول (۱۰) ارائه شده است. گرچه

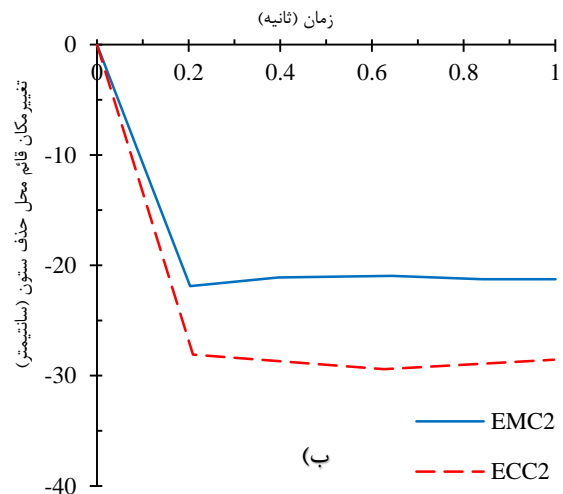
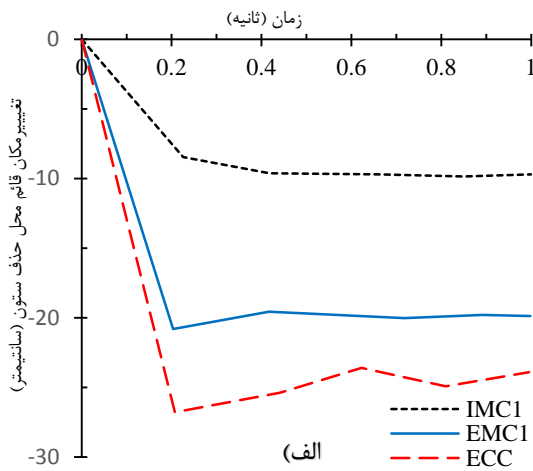
طبقه میانی دارای مقادیر بیشتری نسبت به سناریوهای حذف ستون متناظر آن در طبقه اول هستند. منحنی تغییر مکان قائم سازه در سناریوهای حذف ستون طبقه میانی نسبت به طبقه اول، ارتعاش کمتری دارند و یا می‌توان گفت ارتعاش ندارد که این موضوع نشان‌دهنده وضعیت بحرانی‌تر در سناریوهای حذف ستون در طبقات بالاتر است.

در اولین لحظه انهدام، سناریوهایی که بیشترین تغییر مکان قائم را دارند، دارای شیب بیشتری هستند و تغییر مکان قائم دیرتر به حالت تثبیت رسیده‌اند.

مانند مدل‌های سه طبقه که در این تحقیق مورد بررسی قرار گرفته‌اند، تغییر مکان قائم سازه در سناریوهای حذف ستون در

جدول (۱۰): دوران اعضا در سازه (S6-2) و سناریوهای حذف ستون در طبقه اول و میانی با تحلیل NDP (رادیان)

سطح عملکرد عضو			دوران مجاز سطوح عملکرد و دوران عضو مورد نظر (رادیان)						طبقه حذف ستون	اعضا در محل حذف ستون
نام سناریو			دوران عضو در سناریو			دوران مجاز سطوح عملکرد				
IMC	ECC	EMC	IMC	ECC	EMC	CP	LS	IO		
<LS	>LS	<LS	۰/۰۱۵۲	۰/۰۳۷۶	۰/۰۳۱۲	۰/۰۴۹۷	۰/۰۳۷۳	۰/۰۰۶۲	اول	تیر
<IO	<IO	<IO	۰/۰۰۱۸	۰/۰۰۳۱	۰/۰۰۲۷	۰/۰۳۴۵	۰/۰۲۹۵	۰/۰۰۴۳		ستون
-	>LS	<LS	-	۰/۰۴۴۰	۰/۰۳۳۰	۰/۰۴۹۷	۰/۰۳۷۳	۰/۰۰۶۲	میانی	تیر
-	<IO	<IO	-	۰/۰۰۳۵	۰/۰۰۲۹	۰/۰۳۴۵	۰/۰۲۹۵	۰/۰۰۴۳		ستون



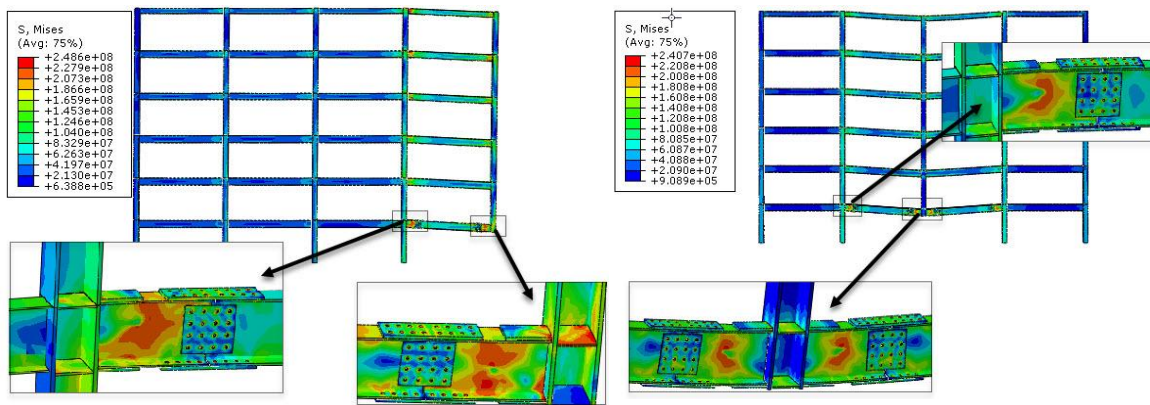
شکل (۱۰): منحنی ارتعاش قائم محل حذف ستون در سناریوهای سازه (S6-2) با تحلیل NDP الف) حذف ستون در طبقه اول ب) حذف ستون در طبقه میانی

شکل (۱۱) نشان‌دهنده کانتور تنش فون میسر در اتصال محل حذف ستون در سناریوهای S6-2-IMC1 و S6-2-ECC1 است. نتایج نشان می‌دهد در هر دو سناریو، حداکثر تنش در ورق وصله جان رخ داده است با این تفاوت که در سناریو ECC1، اعضا تنش‌های بالاتری را نسبت به سناریو IMC1 تجربه می‌کنند که دلیل آن وجود اعضا بیشتر جهت توزیع بار در سناریو IMC1 و در نتیجه راه‌های جایگزین بیشتر جهت انتقال بار حاصل از حذف ستون است.

بعد از تحلیل سازه ۶ طبقه با سناریوهای EMC، ECC و IMC، تنش اعضای مختلف اتصال محل حذف ستون، برداشت شده و نتایج در جدول (۱۱) ارائه شده است. اعضا اتصال در سناریو حذف ستون گوشه در طبقه میانی سازه دارای بیشترین تنش‌ها هستند و حالت بحرانی‌تری نسبت به دیگر سناریوها دارند. تنش اجزای اتصال در این سازه نسبت به سازه S3-2.0 کمتر و در برابر خرابی پیش‌رونده مقاوم‌تر است. برخلاف سازه S3-2.0، در مدل‌های سازه S6-2.0، ستون بالای ستون محذوف، وارد ناحیه غیرخطی نمی‌شود.

جدول (۱۱): حداکثر تنش فون میسرز اعضا در سناریوهای سازه (S6-2.0) در طبقه اول و میانی با تحلیل NDP (مگا پاسکال)

ECC2	EMC2	IMC1	ECC1	EMC1	اعضا
۲۵۵	۲۴۱	۲۴۱	۲۴۹	۲۲۴	تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک
۲۳۶	۲۳۴	۲۲۰	۲۳۷	۲۳۲	ستون
۲۴۱	۲۴۲	۲۴۲	۲۴۰	۲۴۲	ورق وصله بال
۲۴۰	۲۴۱	۲۳۹	۲۴۰	۲۴۱	ورق وصله جان
۲۵۳	۲۳۹	۲۳۷	۲۴۹	۲۳۷	ورق تقویتی کششی
۲۴۴	۲۳۴	۱۷۰	۲۳۹	۲۲۲	ورق پیوستگی
۶۴۳	۶۴۴	۶۴۲	۶۴۳	۶۴۲	پیچ‌های وصله بال
۶۴۱	۶۴۲	۶۴۱	۶۴۱	۶۴۱	پیچ‌های وصله جان



شکل (۱۱): کانتور تنش در مدل‌های S6-2-IMC1 و S6-2-ECC1 (پاسکال)

پیشرونده مقاوم بوده و با افزایش نسبت L/H از میزان مقاومت آنها کاسته شده است. سازه شش طبقه با نسبت $L/H=2$ ، به دلیل دارا بودن تعداد المان‌های سازه‌ای بیشتر در محل حذف ستون به منظور ایجاد مسیرهای جایگزین بار، در برابر خرابی پیشرونده نسبتاً مقاوم‌اند بنابراین، استنباط می‌شود هر چه نسبت طول دهانه به ارتفاع بیشتر باشد، اتصال ستون درختی عملکرد ضعیف‌تری خواهد داشت.

ج) در سازه‌های با نسبت L/H یکسان، اتصال ستون درختی در سازه با طبقات بیشتر، عملکرد بهتری از خود نشان می‌دهد. هرچه تعداد المان‌های سازه‌ای ناحیه حذف ستون و بالاتر از آن بیشتر باشد، مسیرهای جایگزین بار بیشتری برای انتقال بارهای مازاد ناشی از حذف ستون وجود دارد و تعداد اعضای بحرانی کاهش می‌یابد در نتیجه سازه عملکرد بهتری در مواجهه با خرابی پیشرونده خواهد داشت. حذف ستون در طبقات بالاتر شرایط بحرانی‌تری را برای سازه به وجود می‌آورد و منحنی تغییر مکان قائم محل حذف ستون با توجه به نوع مدل‌ها و سناریوها و محل حذف ستون در طبقه اول یا وسط، متفاوت است به گونه‌ای که هرچه سناریو وضعیت بحرانی‌تری برای مدل ایجاد نماید، این منحنی در اولین لحظات بعد از انهدام ستون، داری شیب بیشتری است و دیرتر به حالت تثبیت می‌رسد.

در مدل‌های سازه S6-2.0، در همه سناریوها، تیر و ستون دارای سطح عملکرد موردنیاز هستند اما در مقایسه با مدل S3-1.0 که همگی تیرها و ستون‌ها دارای حداقل یک سطح عملکرد بالاتر از سطح عملکرد موردنیاز می‌باشند، در مدل S6-2.0، تیرهای محل حذف ستون، در حداقل سطح عملکرد مطلوب موردنیاز خود هستند. بنابراین، هرچند این سازه در برابر خرابی پیشرونده مقاوم است، اما عملکرد سازه S3-1.0 به مراتب بهتر از آن است.

۵- نتیجه‌گیری

طی تحقیق حاضر نتایج حاصل از بررسی رفتار قاب‌های خمشی فولادی با اتصالات درختی متأثر از وقوع خرابی پیشرونده به صورت زیر قابل بیان می‌باشد:

الف) در مقایسه بین تحلیل استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی، مقادیر تنش اجزای اتصال درختی و تغییر مکان قائم محل حذف ستون در تحلیل استاتیکی غیرخطی نسبت به تحلیل دینامیکی غیرخطی بیشتر است و استنباط می‌شود ضریب بزرگنمایی دینامیکی ارائه شده در آیین‌نامه UFC2013 تا حدی محافظه‌کارانه و بیش از مقدار واقعی باشد.

ب) در بررسی نسبت طول دهانه به ارتفاع مشاهده می‌شود سازه‌های سه طبقه با نسبت $L/H=1$ کاملاً در برابر خرابی

- civil engineering and architecture, K. N. Toosi University, 2017. (In Persian)
6. B. Badarlu, "Studying the progressive collapse of concrete special moment frames caused by column removing," Passive defense, IH University, 2018. (In Persian)
 7. T. Kim and J. Kim, "Collapse analysis of steel moment frames with various seismic connections," Journal of Constructional Steel Research, vol. 65, no. 6, pp. 1316-1322, 2009.
 8. J. L. Liu, "Preventing progressive collapse through strengthening beam-to-column connection," Part 2: Finite element analysis, Journal of Constructional Steel Research, vol. 66, no. 2, pp. 238-247, 2010.
 9. B. Yang and K. H. Tan, "Robustness of bolted-angle connections against progressive collapse: Mechanical modelling of bolted-angle connections under tension," Engineering Structures 57, pp. 153-168, 2013.
 10. P. M. Stylianidis and D. A. Nethercot, "Modelling of connection behaviour for progressive collapse analysis," Journal of Constructional Steel Research, vol. 113, pp. 169-184, 2015.
 11. R. Rahnavard, F. F. Z. Fard, A. Hosseini, and M. Suleiman, "Nonlinear analysis on progressive collapse of tall steel composite buildings," Case studies in construction materials, vol. 8, pp. 359-379, 2018.
 12. L. L. Li, G. Q. Li, B. Jiang, and Y. Lu, "Analysis of robustness of steel frames against progressive collapse," Journal of Constructional Steel Research, vol. 143, pp. 264-278, 2018.
 13. Iran National Building Code, Part 6, Loading on Structures, Ministry of Road and Urban Development, 2013. (In Persian)
 14. Iran National Building Code, Part 10, Design of Steel Structures, Ministry of Road and Urban Development, 2013. (In Persian)
 15. Road, "Housing and Urban Development Research Center," Iranian code of practice for seismic-resistant design of buildings, Iranian Building Code, Standard no. 2800, 4th Edn., 2014. (In Persian)
 16. T. Kim, U. S. Kim, and J. Kim, "Collapse resistance of unreinforced steel moment connections," The Structural Design of Tall and Special Buildings, vol. 21, no. 10, pp. 724-735, 2012.

د) بحرانی‌ترین پاسخ سازه در سناریو حذف ستون گوشه رخ می‌دهد که یکی از دلایل آن کمبود مسیر برای انتقال بار است. بنابراین، طراحی اتصالات و اعضای سازه‌ای دهانه‌های گوشه سازه به‌خصوص در طبقات فوقانی و دهانه‌های بزرگ می‌بایست با توجه خاصی صورت پذیرد. برخلاف سناریو حذف ستون گوشه ECC که وضعیت بحرانی‌تری از نظر عملکردی دارد، در سناریو حذف ستون میانی خارجی EMC، اعضای اتصال محل وصله بیشترین تنش‌ها را داشته و شکل‌پذیری کمتری ندارد. در یک سازه مشخص، حذف ستون در طبقات بالاتر منجر به تغییر شکل‌ها و تنش‌های بزرگ‌تری در اعضا اصلی محل حذف ستون می‌شود، به‌طور مثال در سازه با نسبت L/H برابر با $1/5$ مقدار تغییر مکان قائم نهایی محل حذف ستون در سناریو EMC1، IMC1 و ECC1 به ترتیب ۲۰، ۴۶ و ۴۶ درصد کمتر از مقادیر سناریو متناظر با حذف ستون در طبقه میانی هستند. در نتیجه دوران تیر و ستون محل حذف ستون، در سناریو حذف ستون گوشه، در طبقه میانی و در سازه با ارتفاع کمتر و نسبت طول دهانه به ارتفاع بزرگ‌تر، دارای بیشترین مقدار است.

۶- منابع

1. American Society of Civil Engineers (ASCE/SEI 41-13), "Seismic Evaluation," 2013.
2. General Services Administration (GSA), "Progressive collapse analysis and design guideline for new federal office buildings and major modernization," Washington (DC), 2003.
3. United States Department of Defence (DOD), "Design of building to resist progressive collapse," Unified Facilities Criteria (UFC), 4-023-03, Washington (DC), 2013.
4. B. R. Ellingwood, R. Smilowitz, D. O. Dusenberry, D. Duthinh, H. S. Lew, and N. J. Carino, "Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings, Gaithersburg: National Institute of Standards and Technology, 2007.
5. A. Eidi and S. Golizadefard, "Progressive collapse of steel structures and exploring the causes of the Plasco's building collapse," 4th national conference of

Evaluation the Progressive Collapse of Steel Structures with Beam to Column - Tree Connections

S. S. Hashemi*, S. Javidi , H. Farhadi, A. Fiouz

Abstract

Progressive collapse begins by removing the local bearing capacity of a small part of the structures and causes structural failures which are not directly affected by the initial local event. In this research, the behavior of 3 and 6-story moment resisting structures with tree column bending connections and span length to story height ratios (L/H) of 1.0, 1.5 and 2.0 were investigated under the effects of progressive collapse. In comparison between nonlinear static and dynamic analysis in terms of performance, the structure has almost the same response in two analysis. The deformations are slightly higher in nonlinear static analysis due to the fact that the dynamic load factor is more than actual in static nonlinear analysis. The maximum deformation occurs at the corner scenarios, which is higher if it is located in the middle story scenarios. Structures with more stories show better performance against progressive collapse, in other words, more structural elements in removed column connection area and upper stories means the structure has more alternate paths to carry and transfer the extra load. Therefore the number of critical members will decrease. Increasing the L/H ratio raises tensions and deformations in removed column connection zone. Three-story structures with L/H ratio of 1.0 are thoughtfully resistant to progressive collapse and their resistance decreases by increasing L/H ratio. Six-story structures with L/H ratio of 2.0 are relatively resistant, because they have more structural members to carry extra load although their L/H ratio is relatively high.

Key Words: *Progressive collapse, Steel structures, Column-tree connection, Nonlinear analysis.*

* Persian Gulf University - (sh.hashemi@pgu.ac.ir) - Writer-in-Charge