

Investigation the effects of HPFRCC materials on the robustness of RC frames subjected to progressive collapse

Hamid Mirzahosseini¹, S. Mohammad Mirhosseini^{2*}, Ehsanollah Zeighami²

1- PhD student in structural engineering, Department of Civil Engineering, Arak Branch, Islamic Azad University, Arak, Iran

2- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Arak Branch, Islamic Azad University, Arak, Iran

ABSTRACT

The beam-column joints play a key role in maintaining the stability of reinforced concrete structures against progressive collapse, and proper design of beam-column joints prevents sudden collapse of the structure. Fiber reinforcement cementitious composite materials (HPFRCC) with strain hardening behavior under tensile loads are a new alternative to conventional concrete. In this study, the effects of using HPFRCC in the beam-column joints on the robustness of concrete structures against progressive collapse have been investigated. For this purpose, after verifying the simulations with experimental results using OpenSees software, the performance of two 10-story reinforced concrete structures against progressive collapse has been studied. The robustness of the studied structures has been measured using the robustness index proposed by Fascetti et al., which is one of the most comprehensive and reliable methods available for evaluating the robustness of concrete structures. The results of analysis show that the use of HPFRCC materials in the beam-column joint can increase the robustness of the structure against progressive collapse by increasing the strength and ductility of the structure. It was also observed that the use of HPFRCC materials in the beam-column joints increases the nonlinear dynamic and static robustness index of the structure by 25.22% and 58.32%, respectively, compared to the structure with conventional concrete joints.

ARTICLE INFO

Receive Date: 03 January 2022

Revise Date: 22 May 2022

Accept Date: 24 June 2022

Keywords:

Progressive collapse,
Reinforced concrete structures,
Robustness index,
Beam-Column joints,
HPFRCC

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2022.322690.2685>

*Corresponding author: S. Mohammad Mirhosseini.
Email address: m-mirhoseini@iau-arak.ac.ir

بررسی تاثیرات مصالح کامپوزیتی پایه سیمانی الیافی بر مقاومت سیستم قاب خمشی بتنی تحت شرایط خرابی پیشرونده

حمید میرزاحسینی^۱، سید محمد میرحسینی^{۲*}، احسان الله ضیغمی^۲

۱- دانشجوی دکتری عمران سازه، گروه مهندسی عمران، واحد اراک، دانشگاه آزاد اسلامی، اراک، ایران

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد اراک، دانشگاه آزاد اسلامی، اراک، ایران

چکیده

عملکرد اتصالات تیر - ستون نقشی کلیدی در حفظ پایداری سازه‌های بتن مسلح تحت شرایط خرابی پیشرونده داشته و طراحی مناسب این ناحیه از انهدام ناگهانی سازه جلوگیری می‌نماید. رفتار منحصر به فرد مصالح کامپوزیتی پایه سیمانی الیافی باعث گردیده است ایده استفاده از این مصالح به عنوان جایگزینی برای بتن معمولی در سالهای اخیر موضوع تحقیق بسیاری از مهندسين سازه باشد. در این مطالعه به ارزیابی تاثیرات بکارگیری مصالح کامپوزیتی پایه سیمانی الیافی در نواحی اتصالات تیر - ستون و اثرات استفاده از آن بر مقاومت سازه‌های بتنی در برابر خرابی پیشرونده پرداخته شده است. به این منظور بعد از صحت سنجی شبیه سازی‌ها با نتایج آزمایشگاهی با استفاده از نرم افزار OpenSees عملکرد مقاومتی دو سازه ۱۰ طبقه بتنی تحت شرایط خرابی پیشرونده مورد مطالعه قرار گرفته است. مقاومت نمونه‌های مورد مطالعه با استفاده از شاخص مقاومت پیشنهادی توسط فستی و همکاران سنجیده شده است که یکی از جامع ترین و قابل اعتماد ترین روشهای موجود جهت ارزیابی مقاومتی سازه‌های بتنی می‌باشد. شاخص مقاومت فستی تلفیقی از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و استاتیکی غیرخطی می‌باشد که مقاومت سازه در برابر خرابی پیشرونده را مورد ارزیابی قرار می‌دهد. نتایج حاصل از تحلیل نمونه‌ها نشان می‌دهد استفاده از مصالح کامپوزیتی پایه سیمانی الیافی در نواحی اتصال تیر - ستون با افزایش مقاومت و شکل پذیری سازه می‌تواند مقاومت سازه در برابر خرابی پیشرونده را بهبود بخشد. همچنین مشاهده گردید استفاده از مصالح کامپوزیتی پایه سیمانی الیافی در نواحی اتصالات تیر - ستون شاخص‌های مقاومت دینامیکی غیرخطی و استاتیکی غیرخطی سازه را به ترتیب ۲۵/۲۲ و ۵۸/۳۲٪ نسبت به سازه با اتصالات بتن معمولی افزایش می‌دهد.

کلمات کلیدی: خرابی پیشرونده، قاب خمشی بتنی، شاخص مقاومت، اتصالات تیر - ستون، مصالح کامپوزیتی پایه سیمانی الیافی.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
دریافت	بازنگری	پذیرش	انتشار آنلاین	چاپ	https://doi.org/10.22065/jsce.2022.322690.2685
۱۴۰۰/۱۰/۱۳	۱۴۰۱/۰۳/۰۱	۱۴۰۱/۰۴/۰۳	۱۴۰۱/۰۴/۰۳	۱۴۰۱/۱۱/۳۰	doi: 10.22065/jsce.2022.322690.2685
*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:					سید محمد میرحسینی m-mirhoseini@iau-arak.ac.ir

۱- مقدمه

بحث خرابی پیشرونده سازه‌های بتنی بیش از یک دهه یکی از مهمترین موضوعات مورد توجه محققین مهندسی سازه بوده است و تحقیقات گسترده صورت گرفته در این زمینه نمایانگر اهمیت این موضوع می‌باشد. خرابی پیشرونده را می‌توان به صورت انتشار نامتعارف خرابی در سازه، ناشی از حذف یک یا چند المان باربر کلیدی توصیف نمود [۱]. نتایج فاجعه بار مالی و جانی رخداد خرابی پیشرونده باعث گردیده طراحان سازه توجه ویژه‌ای به نحوه عملکرد سازه‌ها تحت شرایط خرابی پیشرونده داشته باشند. جهت ارزیابی عملکرد سازه‌ها در برابر خرابی پیشرونده آیین نامه‌های مختلف، روش‌ها و تحلیل‌های گوناگونی را متذکر شده‌اند. آیین نامه‌های UFC^۱ [۲] و GSA^۲ [۳] از جمله آیین نامه‌هایی هستند که بطور گسترده برای ارزیابی مقاومت سازه‌ها تحت شرایط خرابی پیشرونده مورد استفاده قرار می‌گیرند. بین روش‌های مطرح شده در آیین نامه GSA برای ارزیابی مقاومت سازه تحت شرایط خرابی پیشرونده، روش مسیر جایگزین بار (ALP)^۳ یکی از مناسب‌ترین گزینه‌ها می‌باشد. روش مسیر جایگزین بار روشی ساده شده می‌باشد که به وسیله آن می‌توان عملکرد سازه در هنگام حذف المان‌های کلیدی باربر را ارزیابی نمود. استفاده از تحلیل‌های استاتیکی خطی، استاتیکی غیرخطی، دینامیکی خطی و دینامیکی غیرخطی در روش مسیر جایگزین بار مجاز می‌باشد. در میان تحلیل‌های قابل استفاده در روش مسیر جایگزین بار، تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی و غیرخطی استاتیکی قادر به ارائه نزدیک ترین پاسخ‌ها نسبت به عملکرد واقعی سازه تحت شرایط خرابی پیشرونده می‌باشند. بررسی تعداد زیادی از موارد مطالعاتی توسط یی و همکاران^۴ [۴] نشان می‌دهد در عموم مطالعات مرتبط با خرابی پیشرونده تحلیل‌های دینامیکی و استاتیکی غیرخطی پرکاربردترین نوع تحلیل‌ها جهت بررسی عملکرد سازه می‌باشند. با استفاده از روش‌های تحلیلی ذکر شده در آیین نامه‌ها امکان تعریف شاخص‌های مقاومتی برای سازه‌ها امکان پذیر می‌باشد.

شاخص‌های مقاومتی معیاری جهت ارزیابی توانایی سازه برای مقاومت در برابر خرابی پیشرونده می‌باشند که بخش وسیعی از تحقیقات در ارتباط با موضوع خرابی پیشرونده را در بر می‌گیرند. اگرچه تاکنون قانون مشخصی جهت برآورد شاخص مقاومتی سازه‌ها تدوین نشده است اما اکثر شاخص‌های مقاومتی ارائه شده، بر اساس سطوح عملکردی سازه، احتمال انهدام و احتمالات موجود محاسبه شده است. در شاخص‌های مقاومتی محاسبه شده بر اساس سطوح عملکردی سازه، محققین میزان آسیب‌های وارده به سازه در اثر حذف المان‌های باربر را مبنای محاسبه شاخص مقاومت در نظر می‌گیرند. خیزآب و همکاران [۵] شاخص تنومندی را به عنوان عدم حساسیت نسبت به خرابی موضعی در نظر گرفته و طی یک مطالعه عملکرد سیستم دوگانه قاب خمشی با دیوار برشی فولادی را مورد بررسی قرار دادند، نتایج حاصل از این تحقیق نشان می‌دهد بر اساس شاخص تنومندی تعریف شده در این مطالعه، رفتار قاب خمشی با دیوار برشی فولادی تحت بارهای انفجاری بهبود می‌یابد. تحقیقات یعقوبی و همکاران [۶] در رابطه با عملکرد سیستم دال - دیوار تحت شرایط خرابی پیشرونده نشان داد که در این سیستم حذف دیوارهای خارجی آسیب‌های بیشتری به نسبت حذف ستون‌های میانی به سازه وارد می‌نماید. در شاخص‌های مقاومتی بر پایه احتمال انهدام، مقاومت سازه به عنوان تابعی از احتمال انهدام در نظر گرفته می‌شود. صادقی و همکاران [۷] احتمال انهدام و فروریزش قاب‌های فولادی تحت بارهای لرزه‌ای را طی یک تحقیق بررسی نمودند، نتایج حاصله نشان دهنده افزایش احتمال فروریزش سازه‌های بررسی شده تحت بارهای لرزه‌ای دور از گسل و کاهش این احتمال تحت بارهای لرزه‌ای نزدیک گسل می‌باشد. در شاخص‌های مقاومتی بر پایه احتمال، شاخص مقاومت بر اساس توانایی سازه در حفظ پایداری هنگام وقوع اتفاقات تصادفی مانند آتش سوزی یا برخورد وسایل نقلیه و آسیب‌های ناحیه‌ای سنجیده می‌شود.

در سیستم قاب خمشی بتنی رفتار اتصالات تیر - ستون نقشی کلیدی در حفظ پایداری و مقاومت سازه در برابر بارهای وارده ایفا می‌نماید. تحقیقات پناهی و زهرایی [۸] در ارتباط با عملکرد سیستم قاب خمشی بتنی تحت شرایط خرابی پیشرونده نشان می‌دهد نواحی اتصالات تیر - ستون اولین قسمتی از سازه می‌باشند که تحت تاثیر باز توزیع نیروها قرار خواهند گرفت. نتایج تحقیقات کریمیان [۹] در ارتباط با ارزیابی لرزه‌ای خرابی پیشرونده ساختمان‌های بتنی کوتاه مرتبه نشان می‌دهد توزیع خرابی پیشرونده ابتدا در تیرهای

¹ Unified Facilities Criteria.

² General Services Administration.

³ Alternative Load Path Method.

⁴ Yi et al.

مجاور ستون محذوف گسترش یافته و سپس به صورت عمودی در سازه انتشار می‌یابد و در نهایت به صورت افقی در سازه منتشر می‌گردد. نتایج تحقیقات اشرفی و حسن زاده [۱۰] در ارتباط با نحوه عملکرد قاب‌های ۴ و ۸ طبقه بتنی تحت شرایط خرابی پیشرونده نشان می‌دهد نواحی صلب انتهایی تیرها نقش بسزایی در افزایش سختی قائم سازه ایفا می‌نمایند و این در حالی است که این تأثیر در دوران تیرها و ظرفیت سازه نقش کمتری را ایفا نموده است. جهت بهبود عملکرد اتصالات تیر - ستون در قاب خمشی بتنی راهکارهای مختلفی ارائه شده است. یکی از این موارد توصیه آیین نامه ACI^۵ [۱۱] به استفاده کافی از آرماتورهای عرضی در نواحی بحرانی اتصالات تیر و ستون می‌باشد. افزایش میزان آرماتور در نواحی اتصال تیر - ستون اگر چه عملکرد ناحیه اتصال تیر - ستون را تا حدودی بهبود می‌بخشد اما با مشکلاتی از قبیل تراکم آرماتور در نواحی اتصال تیر - ستون همراه می‌باشد. تراکم آرماتورها در نواحی اتصال تیر - ستون می‌تواند باعث کاهش کیفیت بتن این ناحیه گردد و از مقاومت اتصالات تیر - ستون بکاهد. در سالهای اخیر استفاده از کامپوزیت‌های پایه سیمانی الیافی^۶ (HPFRCC) به عنوان مصالحی با رفتار سخت شونده کرنشی تحت بارهای کششی و کاربرد آن در نواحی اتصال تیر - ستون و سایر قسمت‌های قاب‌های بتنی مورد توجه مهندسين سازه قرار گرفته است. تحقیقات همتی و همکاران [۱۲] در ارتباط با بکارگیری کامپوزیت‌های پایه سیمانی الیافی در نواحی اتصال تیر - ستون یک قاب بتنی دهانه نشان می‌دهد استفاده از این مصالح، سختی و مقاومت قاب بتنی و نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک تحت بارهای جانبی را به میزان چشمگیری بهبود می‌بخشد. نتیجه مطالعات ثقفی و همکاران [۱۳] در ارتباط با عملکرد قاب‌های بتنی و تأثیر بکارگیری کامپوزیت‌های پایه سیمانی الیافی در نواحی اتصال تیر - ستون تحت بارهای لرزه‌ای نشان می‌دهد بکارگیری کامپوزیت‌های پایه سیمانی الیافی مقاومت و شکل پذیری قاب بتنی را بصورت چشمگیری افزایش می‌دهد.

اگرچه تاکنون تحقیقاتی در ارتباط با جایگزینی مصالح کامپوزیتی پایه سیمانی الیافی در نواحی اتصال تیر - ستون و تأثیرات آن بر عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها صورت گرفته است اما تاکنون هیچ مطالعه‌ای در ارتباط با کارایی روش ذکر شده تحت شرایط خرابی پیشرونده صورت نگرفته است. ماهیت بارهای لرزه‌ای و چرخه‌ای بسیار متفاوت از نیروهایی می‌باشد که در صورت وقوع خرابی پیشرونده به سازه اعمال خواهد گردید، در نتیجه بررسی رفتار اتصالات تیر - ستون تشکیل شده از مصالح کامپوزیتی پایه سیمانی الیافی تحت شرایط خرابی پیشرونده و تأثیرات آن بر عملکرد مقاومتی سازه اطلاعات ارزشمندی به همراه خواهد داشت. هدف از مطالعه پیش رو محاسبه شاخص مقاومت سازه‌های بتن مسلح خمشی با جایگذاری مصالح کامپوزیتی پایه سیمانی در نواحی اتصال تیر - ستون می‌باشد. به این منظور شاخص مقاومت یک ساختمان ۱۰ طبقه بتن مسلح با جایگذاری مصالح کامپوزیتی پایه سیمانی الیافی در نواحی اتصال تیر - ستون محاسبه گردیده و نتایج حاصل از آن با یک ساختمان مشابه و الگوی بتن ریزی معمولی مقایسه شده است. برای محاسبه شاخص مقاومت از روش پیشنهادی فستی و همکاران^۷ [۱۴] استفاده گردیده است. در این روش شاخص مقاومت با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی و حذف متوالی ستون‌ها به ترتیب ستون‌های بحرانی سنجیده می‌شود. تحلیل‌ها و شبیه سازی نمونه‌های بررسی شده در این تحقیق به روش اجزای محدود و با استفاده از نرم افزار OpenSees^۸ [۱۵] انجام شده است.

۲- مطالعات عددی

۲-۱- مشخصات نمونه‌های بررسی شده

جهت انجام مطالعات، دو سازه ۱۰ طبقه قاب خمشی بتنی با شکل پذیری متوسط به صورت سه بعدی شبیه سازی گردید و مورد بررسی قرار گرفت. سیستم قاب خمشی بتنی با شکل پذیری متوسط از متداول‌ترین سیستم‌های سازه‌ای ایران به شمار می‌آید و همانطور که در بخش قبلی ذکر گردید تراکم آرماتورها در سیستم‌های قاب خمشی با شکل پذیری ویژه ممکن است موجب کاهش کیفیت بتن در نواحی اتصال تیر - ستون گردد از این رو انتخاب سیستم قاب خمشی با شکل پذیری متوسط مناسب‌ترین گزینه برای انجام مطالعات در این تحقیق می‌باشد. سازه ۱۰ طبقه انتخاب شده مشابه نمونه بررسی شده توسط فستی و همکاران می‌باشد و این امر امکان کنترل مضاعف

^۵ American Concrete Institute.

^۶ High Performance Fibre Reinforced Cementitious Composite.

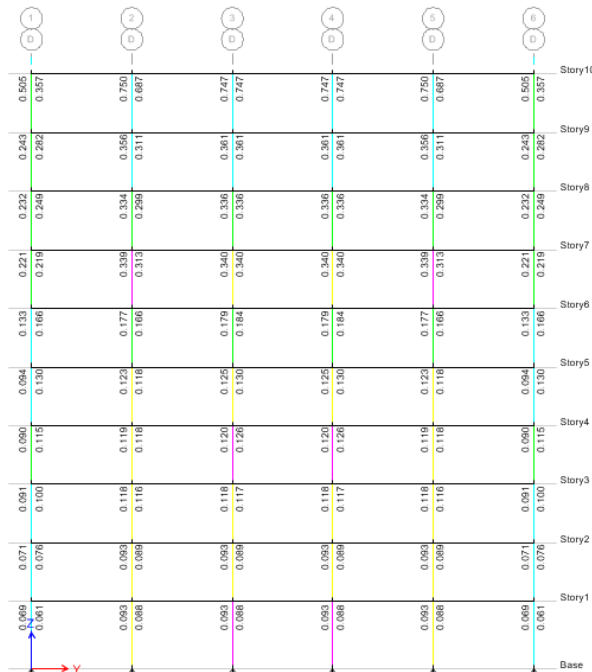
^۷ Fascetti et al.

^۸ Open System for Earthquake Engineering Simulation.

صحت نتایج را فراهم می‌نماید. در سازه‌های بررسی شده طول دهانه‌ها در دو جهت برابر ۶ متر، ارتفاع طبقه اول ۴ متر و سایر طبقات ۳/۵ متر در نظر گرفته شده است. کاربری سازه‌ها مسکونی و جهت در نظر گرفتن شرایط نامساعد فرض گردیده سازه‌های مورد مطالعه بر روی خاک تیپ III استاندارد ۲۸۰۰ در تهران واقع شده است. کف صلب از نوع دال می‌باشد و در تحلیل و طراحی سازه‌های مورد مطالعه از مباحث ششم [۱۶] و نهم [۱۷] مقررات ملی ساختمان و از استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [۱۸] جهت بارگذاری جانبی استفاده شده است. طبق ضوابط میحث ششم مقررات ملی بار مرده و زنده برای تمامی طبقات به ترتیب برابر ۷ و ۲ کیلو نیوتن بر متر مربع در نظر گرفته شده است. مشخصات مقاطع تیر و ستون برای هر دو سازه یکسان بوده و ابعاد مقاطع در جدول ۱ قابل مشاهده می‌باشد. ابعاد مقاطع تیر و ستون با استفاده از روش آزمون و خطا و کنترل تغییر مکان جانبی سازه در حد مجاز استاندارد ۲۸۰۰ و با استفاده از نرم افزار ETABS 2015 [۱۹] به دست آمده است، شکل ۱ نسبت تنش مقاطع قاب D در راستای محور Y را نشان می‌دهد. شکل ۲ پلان سازه ۱۰ طبقه و نمای سازه‌های مورد مطالعه را نشان می‌دهد. پس از طراحی سازه‌ها در نرم افزار ETABS نمونه‌ها جهت بررسی تحت شرایط خرابی پیشرونده در نرم افزار OpenSees شبیه سازی شده‌اند. جهت بررسی تاثیر کامپوزیت‌های پایه سیمانی الیافی دو الگوی مختلف بتن ریزی برای سازه‌های ۱۰ طبقه در نظر گرفته شده است. در الگوی RC^۹ از بتن معمولی جهت بتن ریزی تیرها و ستون‌ها استفاده گردیده و در الگوی RH^{۱۰} مصالح کامپوزیتی پایه سیمانی الیافی در دو انتهای تیر و ستون برابر با طول دو برابر عمق تیر، برای تیرها و دو برابر عمق ستون برای ستون جایگذاری شده است.

جدول ۱: مشخصات مقاطع تیر و ستون نمونه‌های بررسی شده.

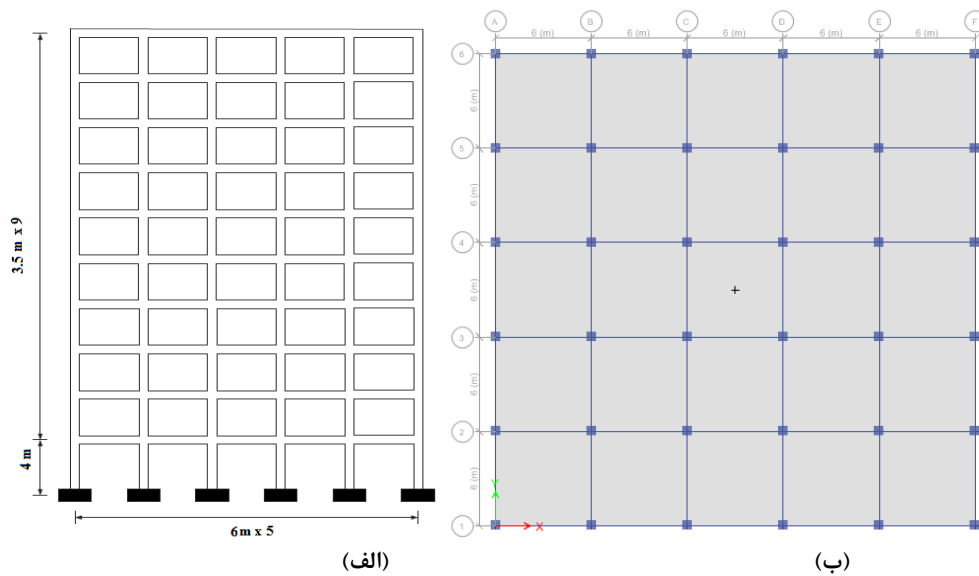
مقاطع	ابعاد (سانتی متر)	خاموت ها
ستون طبقات اول تا سوم	۶۰ * ۶۰ / ۱۴ ϕ ۲۵	سانتی متر ۱۲.۵ @ ۱۰ ϕ ۳
ستون طبقات چهارم تا ششم	۵۰ * ۵۰ / ۱۴ ϕ ۲۰	سانتی متر ۱۲.۵ @ ۱۰ ϕ ۳
ستون طبقات هفتم تا دهم	۴۰ * ۴۰ / ۱۲ ϕ ۲۰	سانتی متر ۱۲.۵ @ ۱۰ ϕ ۳
تیر طبقات اول تا سوم	ارتفاع ۵۰ * عرض ۳۵ / ۴ ϕ ۲۰ بالا - ۴ ϕ ۱۸ - پایین - ۲ ϕ ۱۲ میانی	سانتی متر ۱۰ @ ۱۰ ϕ ۲
تیر طبقات چهارم تا ششم	ارتفاع ۵۰ * عرض ۳۵ / ۴ ϕ ۲۰ بالا - ۴ ϕ ۱۸ - پایین - ۲ ϕ ۱۲ میانی	سانتی متر ۱۰ @ ۱۰ ϕ ۲
تیر طبقات هفتم تا دهم	ارتفاع ۴۰ * عرض ۳۰ / ۴ ϕ ۱۸ بالا - ۴ ϕ ۱۶ پایین	سانتی متر ۷.۵ @ ۱۰ ϕ ۲



شکل ۱: نسبت تنش مقاطع یکی از قابهای سازه‌های مورد مطالعه (قاب D در راستای محور Y).

⁹ Reinforced Concrete building.

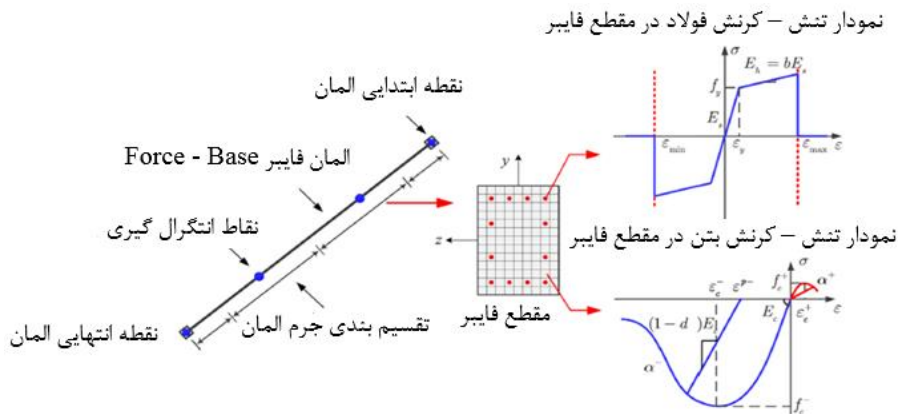
¹⁰ Reinforced Concrete building with HPFRCC Hing.



شکل ۲: (الف) پلان سازه ۱۰ طبقه، (ب) ارتفاع و طول دهانه‌ها.

۲-۲- شبیه سازی سازه‌های مورد مطالعه

جهت شبیه سازی تیر و ستون از المان‌های غیرخطی Force - Base با مقاطع فایبر در نرم افزار OpenSees استفاده شده است. مقاطع فایبر بخوبی قادر به شبیه سازی رفتار مقاطع بتنی تحت شرایط خرابی پیشرونده می‌باشند [۲۰]. در روش فایبر اعضای سازه‌ای به رشته‌های طولی تقسیم بندی شده و ضمن مشخص نمودن روابط تنش - کرنش محوری برای هر تار، روابط نیرو - تغییر شکل کلی هر مقطع با انتگرال گیری از تنش - کرنش تارهای آن مقطع به دست می‌آید. شکل ۳ شماتیک یک المان غیرخطی Force - Base در مقطع فایبر را نشان می‌دهد. در نمودار تنش - کرنش فولاد مقادیر E_s و E_h به ترتیب برابر تانژانت ناحیه الاستیک و تانژانت ناحیه سخت شونده کرنشی (نسبت تانژانت ناحیه سخت شونده کرنشی به تانژانت ناحیه الاستیک $b =$) بوده و F_y تنش تسلیم فولاد ϵ_y ، ϵ_{min} و ϵ_{max} به ترتیب کرنش تسلیم و کرنش‌ها در ناحیه کششی و فشاری می‌باشند. در نمودار تنش - کرنش بتن مقادیر f_c^+ و f_c^- به ترتیب برابر با مقاومت کششی و فشاری بتن می‌باشند و مقادیر ϵ_c^+ ، ϵ_c^- ، ϵ_p^- و E_c و d به ترتیب کرنش نظیر نقاط حداکثری مقاومت کششی و فشاری، کرنش پلاستیک، مدول الاستیک بتن و نسبت شیب باربرداری به شیب اولیه می‌باشد. المان غیرخطی Force - Base براساس معادلات نیرو قادر به محاسبه توزیع پلاستیسیته و مفاصل پلاستیک در اعضای سازه‌ای می‌باشد و افزایش نقاط انتگرال گیری دقت رفتار غیرخطی المان را بهبود می‌بخشد. از آنجایی که المان Force - Base به خوبی قادر به برقراری معادلات نیرو می‌باشد برای شبیه سازی تمام المان‌های سازه‌ای می‌توان از آن استفاده نمود [۲۱-۲۲].



شکل ۳: المان فایبر - Base .

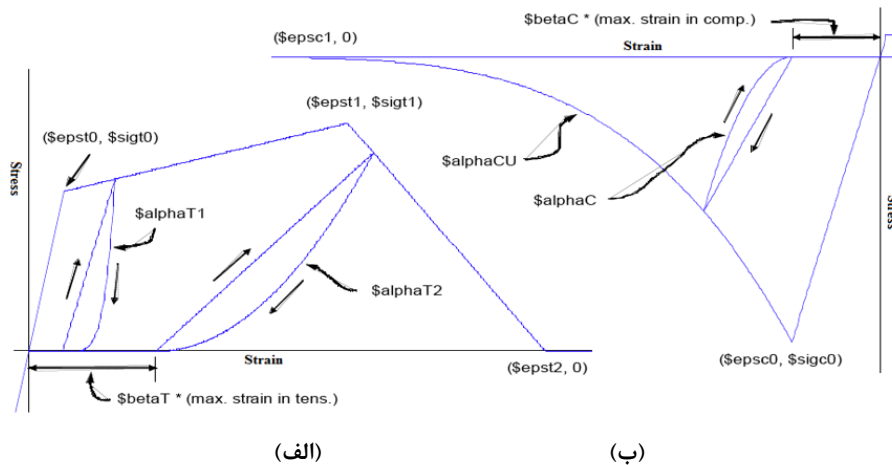
۲-۳- مشخصات مصالح

با توجه به نرخ بالای کرنش مصالح در موارد مربوط به خرابی پیشرونده در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح امری الزامی می-باشد. در بین مدل‌های متفاوت بتن که در نرم افزار OpenSees قابل دسترسی می‌باشد برای شبیه سازی بتن معمولی از مدل Concrete D استفاده شده است. این مدل به خوبی قادر به شبیه سازی رفتارهای فشاری و کششی بتن بوده و امکان مدلسازی زوال مقاومت فشاری و کششی در آن فراهم می‌باشد. همچنین شبیه سازی رفتار پلاستیک بتن در این مدل در دسترس بوده و می‌توان جهت تعریف خصوصیات پلاستیک بتن از آن استفاده نمود. برای شبیه سازی المان‌های فولادی از مدل Dodd-Restrepo که به خوبی قادر به شبیه سازی عملکرد فولاد در نواحی غیرخطی می‌باشد استفاده شده است. به دلیل شرایط بحرانی ناشی از خرابی پیشرونده اختصاص کرنش گسیختگی به المان‌های فولادی می‌تواند دقت شبیه سازی‌ها را افزایش دهد، کرنش گسیختگی آرماتورها در هر دو سازه بتنی برابر ۰/۱۷ در نظر گرفته شده است و هنگامی که کرنش‌های اعضای فولادی به این میزان برسد مقاومت آنها به سمت صفر میل خواهد نمود. جدول ۲ مشخصات بتن معمولی و آرماتورهای فولادی در نمونه‌های بررسی شده را نشان می‌دهد. به منظور شبیه سازی مصالح کامپوزیتی پایه سیمانی الیافی از مدل ECC Material استفاده شده است، بر اساس مدل ارائه شده توسط هان و همکاران^{۱۱} [۲۳] این مدل به خوبی قادر به شبیه سازی طیف گسترده‌ای از مصالح کامپوزیتی پایه سیمانی الیافی می‌باشد. شکل ۴ عملکرد مصالح HPRCC در نواحی کششی و فشاری مطابق با مدل ارائه شده در نرم افزار OpenSees را نشان می‌دهد، می‌توان مشاهده نمود رفتار مصالح کامپوزیتی پایه سیمانی الیافی بر مبنای نیروی خالص کششی قابل تفکیک به سه ناحیه می‌باشد: الف) ناحیه الاستیک، ب) ناحیه سخت شونده کرنشی، ج) ناحیه زوال مقاومت کششی. مشخصات مصالح کامپوزیتی پایه سیمانی استفاده شده در سازه‌ها مطابق با جدول ۳ در بخش ۲-۳ در نظر گرفته شده است.

جدول ۲: مشخصات بتن معمولی و آرماتورهای فولادی نمونه‌های بررسی شده.

کرنش گسیختگی فولاد	تنش نهایی فولاد	تنش تسلیم فولاد	مدول الاستیک فولاد	مقاومت کششی بتن	حداکثر کرنش بتن در ناحیه فشاری	مقاومت فشاری بتن
۰/۱۷	۶۵۰ MPa	۴۰۰ MPa	۲۰۰۰۰۰ MPa	۲ MPa	۰/۰۰۲	۲۲ MPa

^{۱۱} Han et al.

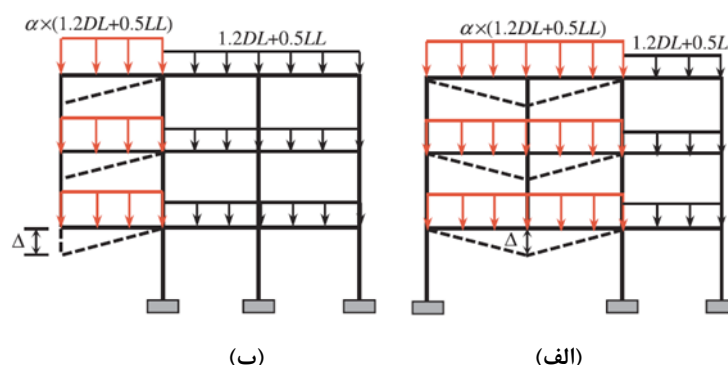


شکل ۴: عملکرد مصالح HPFRCC در ناحیه کشش و فشار.

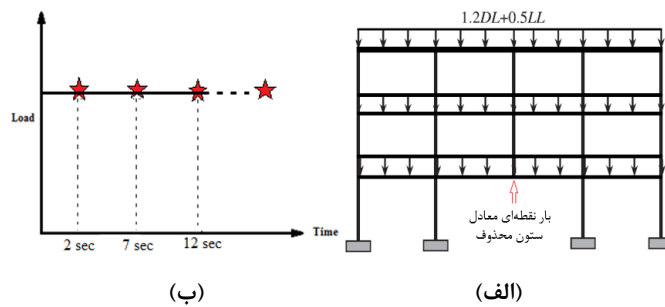
۲-۴- تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی

تحلیل استاتیکی غیرخطی (بار افزون قائم) به صورت گسترده جهت ارزیابی مقاومت سازه‌ها در روش مسیر جایگزین بار (ALP) مورد استفاده قرار می‌گیرد. در روش مسیر جایگزین بار ابتدا یکی از ستون‌های سازه حذف می‌گردد و سپس توانایی سازه در تحمل بارهای قائم مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. بارهای قائم در این تحلیل مطابق با آیین نامه GSA شامل ترکیب بار مرده و زنده به صورت $(1.2 DL + 0.5 LL)$ می‌باشد و در طی تحلیل، نیروهای قائم تنها در دهانه آسیب دیده افزایش پیدا کرده و نیروهای قائم در سایر نواحی به صورت ثابت باقی خواهند ماند [۲۴-۲۵]. شکل ۵ نحوه اعمال بار قائم در تحلیل استاتیکی غیرخطی را برای ستون‌های گوشه و ستون‌های میانی نشان می‌دهد. در شکل ۵، α ضریب اضافه بار قائم می‌باشد که با افزایش آن عملکرد سازه وارد ناحیه غیرخطی گردیده و تا انهدام کامل سازه ادامه می‌یابد. نمودار حاصل از تغییرات Δ و α به عنوان نمودار بار افزون قائم معرفی می‌گردد.

جهت انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی ابتدا نیروهای محوری ستون یا ستون‌های مورد نظر تحت ترکیب بار $(1.2 DL + 0.5 LL)$ استخراج گردیده و سپس ستون‌ها با بار نقطه‌ای معادل جایگزین می‌گردند و بعد از گذشت چند ثانیه فرایند حذف ستون‌ها آغاز می‌گردد. جهت جلوگیری از تحریک دینامیکی، فرآیند حذف ستون‌ها با فاصله زمانی مشخص انجام می‌گیرد. شکل ۶ ترکیب بار مطابق با آیین نامه GSA جهت انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی و تاریخچه زمانی حذف بار معادل ستون‌ها را نشان می‌دهد.



شکل ۵: نحوه اعمال بار در تحلیل استاتیکی غیرخطی برای حالت (الف) حذف ستون میانی و (ب) حذف ستون گوشه.



شکل ۶: بارگذاری مطابق با آیین نامه GSA در (الف) تحلیل دینامیکی غیرخطی و (ب) تاریخچه حذف بار معادل ستون.

۳- صحت سنجی

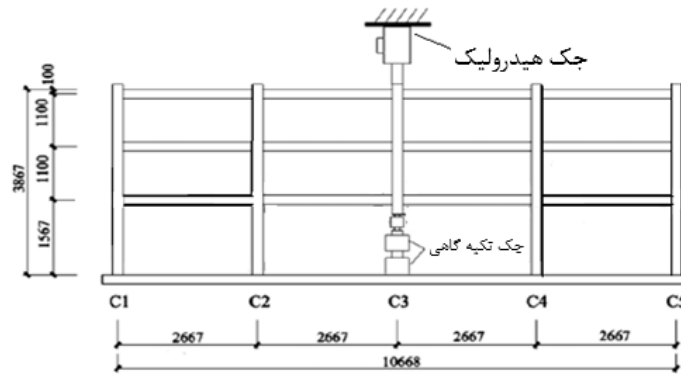
۳-۱- صحت سنجی قاب بتنی

مهم‌ترین بخش یک تحقیق عددی اطمینان از صحت روش‌های شبیه‌سازی استفاده شده می‌باشد. به منظور ارزیابی صحت روش‌های شبیه‌سازی بیان شده در بخش‌های قبل یک قاب بتنی سه طبقه با چهار دهانه که توسط یی و همکاران^{۱۲} [۲۶] در محیط آزمایشگاهی تحت شرایط خرابی پیشرونده در حالت حذف ستون میانی مورد بررسی قرار گرفته است شبیه‌سازی گردیده (شکل ۷). قاب بررسی شده توسط یی و همکاران سه طبقه ابتدایی یک سازه ۱۱ طبقه بوده که با مقیاس ۱ به ۳ در محیط آزمایشگاهی ساخته شده است. بار ۸ طبقه فوقانی توسط یک جک هیدرولیک به قاب بتنی اعمال گردیده است. ارتفاع طبقات، طول دهانه‌ها، ابعاد مقاطع تیر و ستون و نحوه آرماتور گذاری و در شکل ۸ نشان داده شده است. جهت شبیه‌سازی شرایط خرابی پیشرونده در نمونه آزمایشگاهی، نیروهای تکیه‌گاه ستون مرکزی طبقه اول توسط یک جک هیدرولیک به تدریج حذف گردیده است. بعد از اعمال تغییر مکان قائم ۵ میلی متری توسط جک هیدرولیک، قاب بتنی از ناحیه الاستیک وارد ناحیه پلاستیک گردیده و در بازه ۵ الی ۲۵ میلی متری زوال مقاومت فشاری بتن مشاهده گردید و در نهایت در تغییر مکان ۴۵۰ میلی متری گسیختگی آرماتورها اتفاق افتاد. شکل ۹ نمودار نیرو - تغییر مکان قائم زیر ستون محذوف در نمونه آزمایشگاهی و نمونه شبیه‌سازی شده را نشان می‌دهد. میزان خطا و عدم مطابقت نمونه صحت سنجی شده با نمونه آزمایشگاهی کمتر از ۵٪ بوده و با توجه به حساسیت‌ها و پیچیدگی‌های تحلیل دینامیکی و همچنین عدم اطلاعات کافی از سرعت حذف نیروهای تکیه‌گاهی و .. می‌توان بیان نمود شبیه‌سازی‌ها بخوبی قادر به ارائه نتایج صحیح می‌باشند.

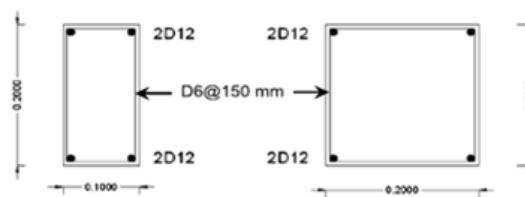


شکل ۷: قاب بتنی بررسی شده توسط یی و همکاران در محیط آزمایشگاهی [۲۶].

¹² Yi et al.



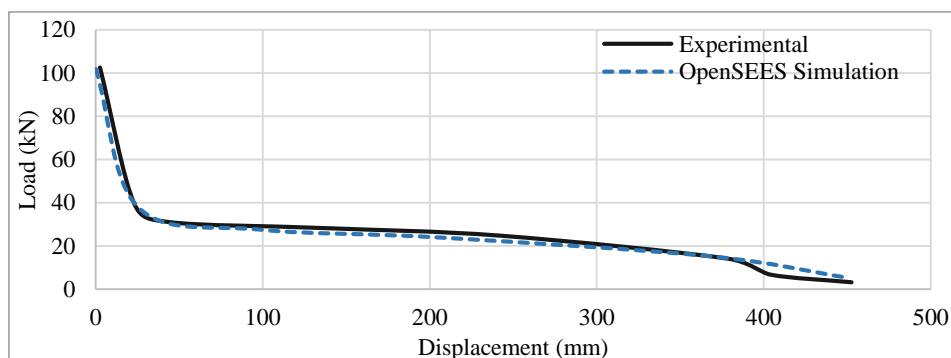
(الف)



(ج)

(ب)

شکل ۸: قاب بتنی آزمایش شده (الف) فاصله ستون‌ها و طول دهانه‌ها (ابعاد بر حسب میلی متر)، (ب) ابعاد مقاطع و آرماتورگذاری ستون‌ها، (ج) ابعاد مقاطع و آرماتورگذاری تیرها [۲۶].



شکل ۹: مقایسه نمودار نیرو - تغییر مکان قائم زیر ستون محذوف در نمونه آزمایشگاهی و نمونه شبیه سازی شده.

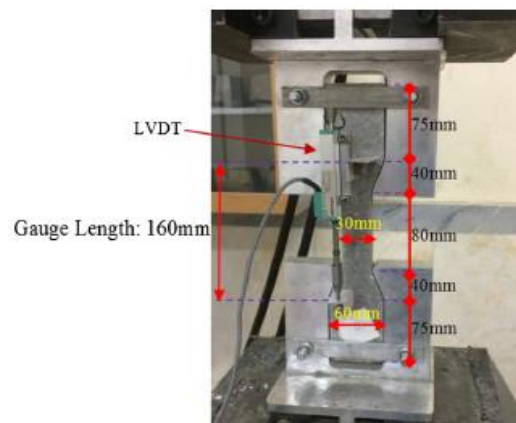
۲-۳- صحت سنجی کامپوزیت‌های پایه سیمانی الیافی

بمنظور کالیبره نمودن مصالح کامپوزیتی پایه سیمانی الیافی، یک نمونه دمبل شکل تحت آزمایش کشش خالص (شکل ۱۰) که در محیط آزمایشگاهی توسط ثقفی و همکاران [۲۷] مورد بررسی قرار گرفته در محیط نرم افزاری شبیه سازی شده است. جدول ۳ نقاط نظیر تنش-کرنش مصالح کامپوزیتی پایه سیمانی الیافی در نواحی کشش (+) و فشار (-) را نشان می‌دهد. در نمونه آزمایشگاهی رفتار سخت شونده در کرنش نظیر ۰/۰۰۰۲۱ با شکل‌گیری ترک‌ها آغاز گردیده و تا کرنش معادل ۰/۰۰۷۳ ادامه پیدا نموده و پس از آن رفتار نرم شونده تا کرنش نظیر ۰/۰۱۳ ادامه یافته است. شکل ۱۱ مطابقت نمودار تنش کششی - کرنش نمونه شبیه سازی شده و نمونه

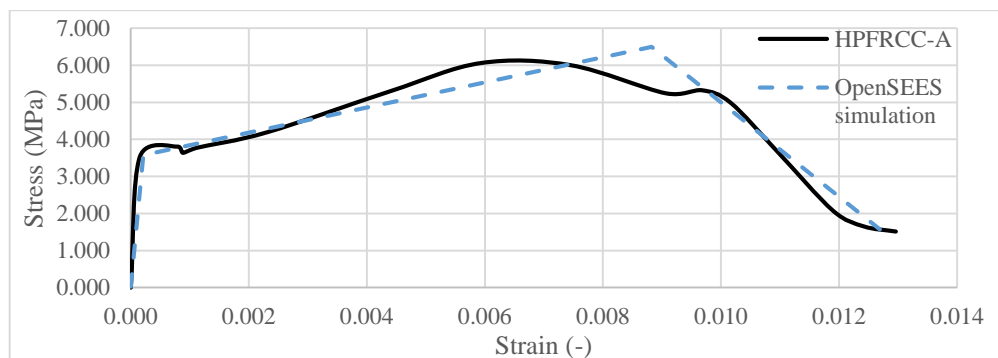
آزمایشگاهی را نشان می‌دهد، همانگونه که در شکل ۱۱ قابل مشاهده می‌باشد استفاده از مدل ECC Material بخوبی قادر به شبیه سازی رفتار مصالح HPFRCC می‌باشد.

جدول ۳: نقاط نظیر تنش - کرنش مصالح کامپوزیتی پایه سیمانی الیافی.

σ_{t0}	ϵ_{pst0}	σ_{t1}	ϵ_{pst1}	σ_{t2}	σ_{sc0}	ϵ_{psc0}	ϵ_{psc1}
تنش ترک	کرنش نظیر تنش	حداکثر تنش در	کرنش نظیر	حداکثر	مقاومت فشاری	کرنش نظیر	کرنش
خوردگی در ناحیه کشش	ترک خوردگی در ناحیه کشش	ناحیه کشش	حداکثر تنش در ناحیه کشش	کرنش در ناحیه کشش		مقاومت فشاری	نهایی در ناحیه فشاری
۳/۷ MPa	۰/۰۰۰۲۱	۶/۲ MPa	۰/۰۰۷۳	۰/۰۱۳	-۴۱/۴۷ MPa	-۰/۰۰۳۷	-۰/۰۰۶



شکل ۱۰: نمونه دمبل شکل تحت کشش خالص [۲۷].



شکل ۱۱: مقایسه نمودار تنش - کرنش نمونه آزمایشگاهی و نمونه شبیه سازی شده.

۴- محاسبه شاخص مقاومت نمونه‌های بررسی شده

جهت محاسبه شاخص مقاومت سازه‌های مورد مطالعه در برابر خرابی پیشرونده از روش ارائه شده توسط فستی و همکاران استفاده گردیده است. شکل ۱۲ روند نما محاسبه شاخص‌های مقاومت دینامیکی غیرخطی و استاتیکی غیرخطی بر اساس روش پیشنهادی فستی و همکاران را نشان می‌دهد. مطابق روش پیشنهادی در مرحله اول نیاز به شبیه سازی سه بعدی سازه بتنی می‌باشد. در مرحله دوم طبقه بحرانی انتخاب می‌گردد، به طور معمول طبقه اول به عنوان طبقه بحرانی در نظر گرفته می‌شود اما منعی برای انتخاب طبقات دیگر در نظر گرفته نشده است. در مرحله دوم همچنین نیروهای محوری ستون‌ها تحت بارگذاری دینامیکی محاسبه می‌گردد. در مرحله سوم

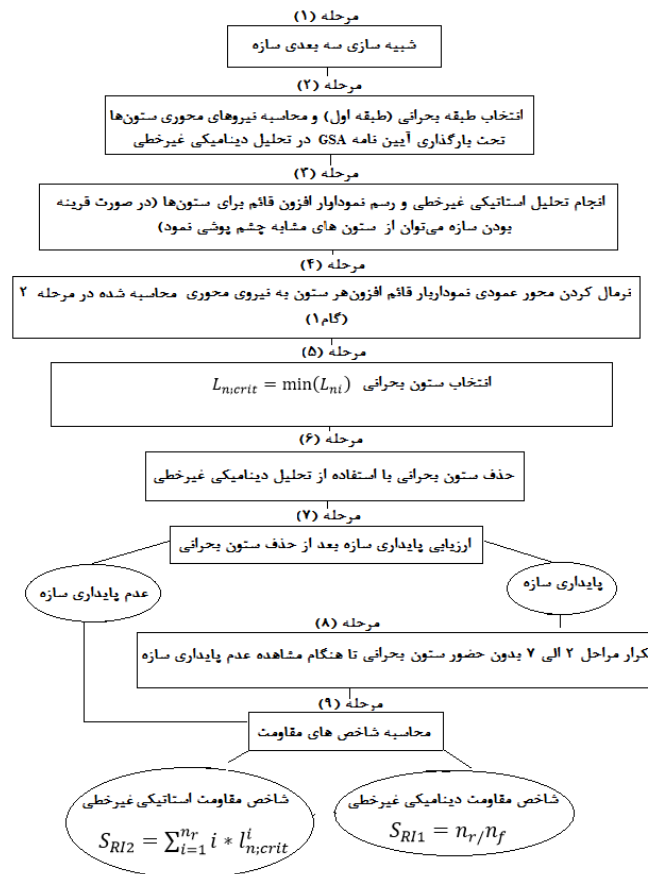
نمودار بار افزون قائم برای ستون‌های طبقه منتخب رسم می‌گردد، در روش ارائه شده توسط فستی و همکاران در صورت قرینه بودن سازه جهت کاهش محاسبات می‌توان از رسم نمودارهای بار افزون قائم برای ستون‌های قرینه صرف نظر نمود. با توجه به پلان نمونه‌های مورد مطالعه (شکل ۱۳) می‌توان مشاهده نمود پلان سازه‌های مورد مطالعه از ۴ ناحیه مشابه به ناحیه L2 تشکیل شده است، با محاسبه نیروهای محوری ستون‌ها مشاهده گردید ستون‌های قرینه نیروی محوری مشابه را متحمل می‌شوند و بر همین اساس نیاز به رسم نمودار بار افزون قائم برای تمام ستون‌های طبقه اول نمی‌باشد و می‌توان جهت انتخاب اولین ستون بحرانی بر روی ناحیه L2 تمرکز نمود. جهت در نظر گرفتن حالات متفاوت وقوع خرابی پیشرونده شاخص‌های مقاومت یکبار برای ناحیه L1 و یکبار برای ناحیه L2 محاسبه شده است. در مرحله چهارم پس از رسم نمودارهای بار افزون قائم ستون‌های مورد نظر، محور عمودی نمودارهای بار افزون قائم به نیروی محوری ستون متناظر حاصله از مرحله دوم نرمال می‌گردد (نرمال سازی) که نتیجه آن دستیابی به مقداری بی‌بعد خواهد بود. در مرحله پنجم ستون با کمترین نیروی محوری نرمال شده به عنوان ستون بحرانی انتخاب می‌گردد (معادله ۱). در مرحله ششم ستون بحرانی انتخاب شده از مرحله قبل با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی حذف می‌گردد. در مرحله هفتم پایداری سازه بعد از حذف ستون بحرانی سنجیده می‌شود، عدم پایداری سازه را هنگامی می‌توان تایید نمود که در صورت حذف هر یک از ستون‌های بحرانی تغییر مکان قائم یک ناحیه به سمت بی‌نهایت میل کند. در صورت عدم مشاهده عدم پایداری مراحل دوم الی هفتم تا هنگام مشاهده علائم عدم پایداری سازه تکرار می‌گردد (گام‌های بعدی). در مرحله نهم می‌توان شاخص‌های مقاومت دینامیکی و استاتیکی غیرخطی را برای سازه مورد نظر طبق معادله ۲ و ۳ محاسبه نمود.

$$L_{n,crit} = \min(L_{ni}) \quad (1)$$

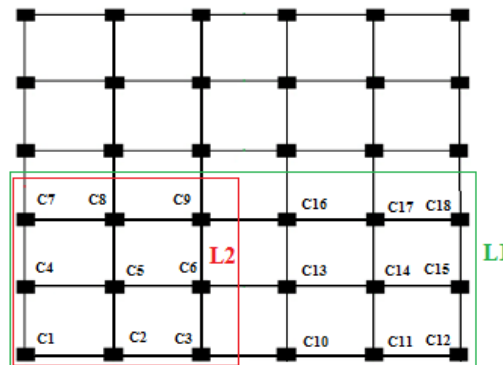
$$S_{RI1} = n_r n_f \quad (2)$$

$$S_{RI2} = \sum_{i=1}^{n_r} i * L_{n,crit}^i \quad (3)$$

در معادله ۱ مقدار L_{ni} برابر نمودار بار افزون قائم نرمال شده در هر گام می‌باشد. در معادله ۲ مقادیر n_r و n_f به ترتیب تعداد ستون‌های حذف شده تا زمان مشاهده خرابی پیشرونده و تعداد کل ستون‌های سازه می‌باشد. مقادیر S_{RI1} و S_{RI2} نیز به ترتیب شاخص‌های مقاومت دینامیکی غیرخطی و استاتیکی غیرخطی می‌باشند.



شکل ۱۲: روند نما محاسبه شاخص مقاومت نمونه‌ها بر اساس روش ارائه شده توسط فستی و همکاران [۱۴].

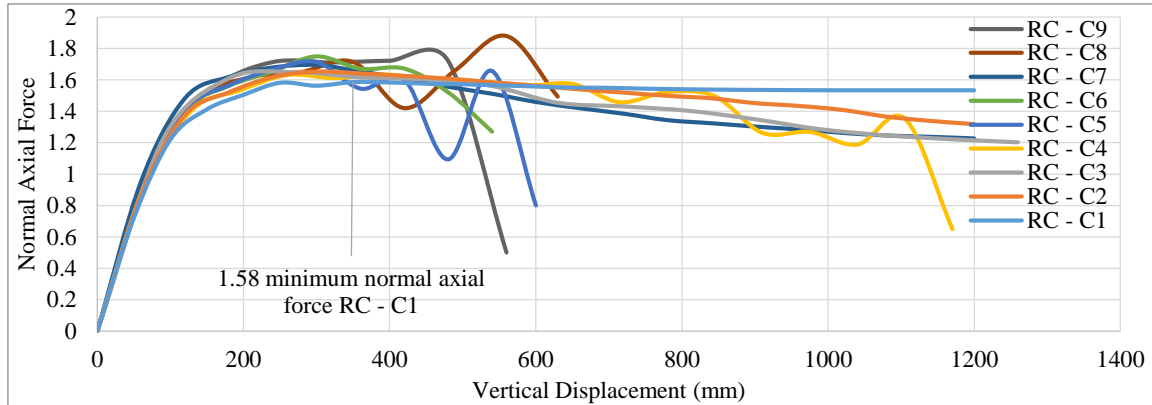


شکل ۱۳: پلان سازه‌های مورد مطالعه.

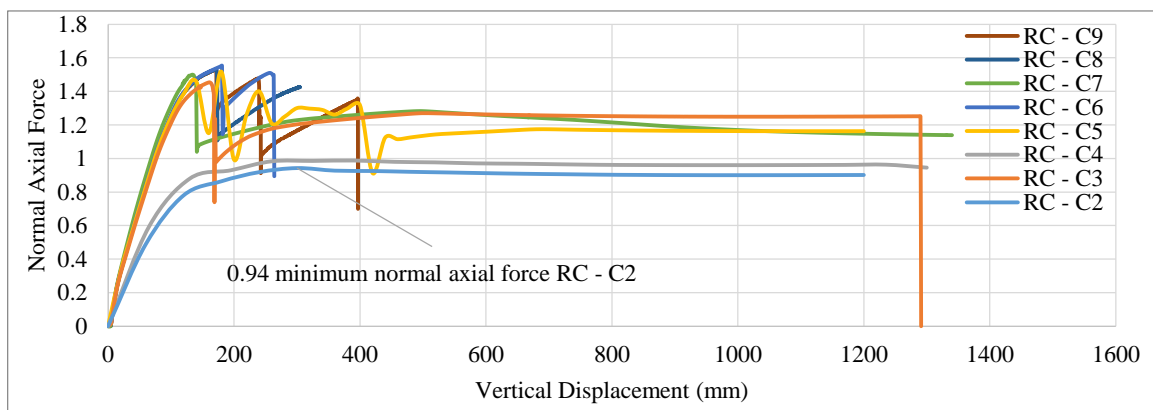
۴-۱- شاخص مقاومت در ناحیه L2

اشکال ۱۴ الی ۱۷ نمودار بار افزون قائم شده ستون‌های مدل RC در گام ۱ الی ۴ را نشان می‌دهند، محور نیروی نمودارهای بار افزون قائم به دلیل نرمال شدن مقادیر بی بُعد می‌باشند (جایگذاری ستون‌ها و ستون‌های حذف شده در شکل ۱۳ قابل مشاهده می‌باشد). همانطور که در نمودار بار افزون قائم گام ۱ قابل مشاهده می‌باشد ستون C1 با نیروی محوری نرمال شده ۱/۵۸ به عنوان ستون بحرانی شناسایی گردیده و در گام‌های ۲، ۳ و ۴ به ترتیب ستون‌های C2، C3 و C4 با نیروی محوری نرمال شده ۰/۷۴، ۰/۹۴ و

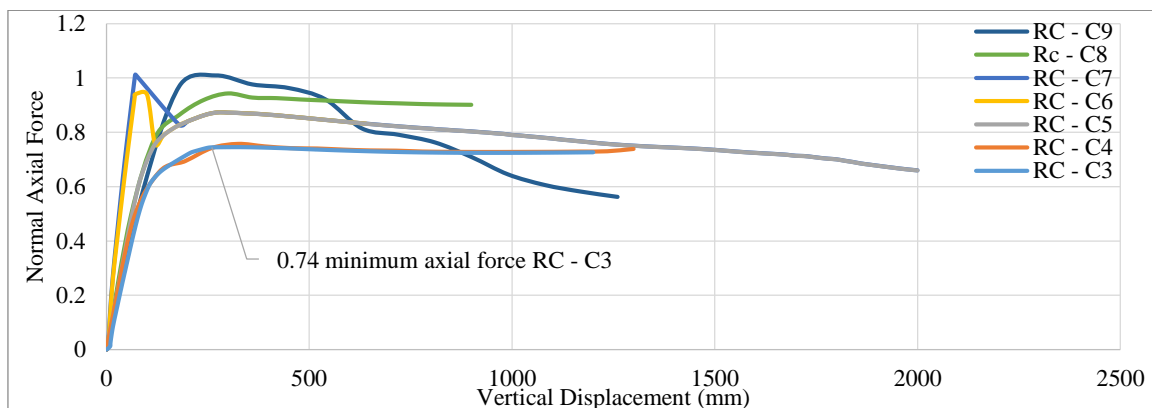
۰/۶۷ به عنوان ستون بحرانی شناسایی شده‌اند. در مدل RC بعد از حذف ستون C4 خرابی پیشرونده در سازه مشاهده گردید و سازه توانست با حذف سه ستون مجاور پایداری خود را حفظ نماید.



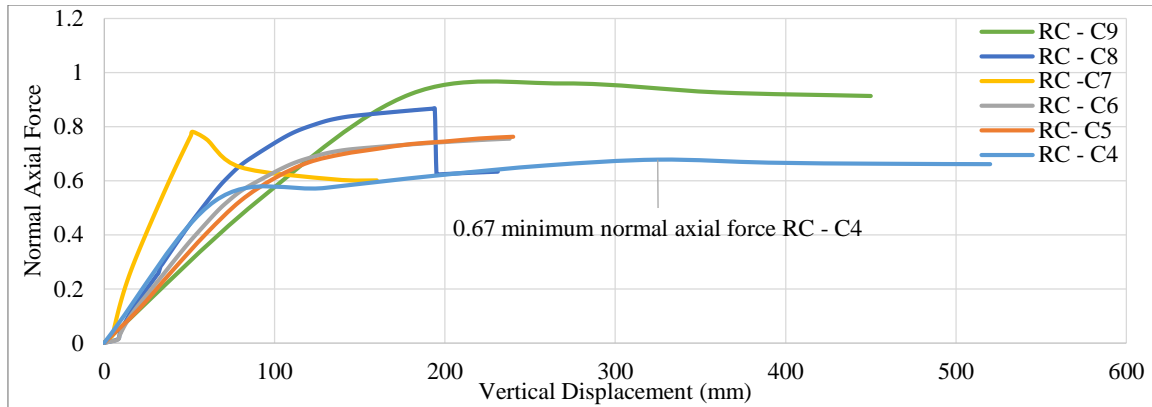
شکل ۱۴: نمودار بار افزون قائم گام ۱ مدل RC.



شکل ۱۵: نمودار بار افزون قائم گام ۲ مدل RC.

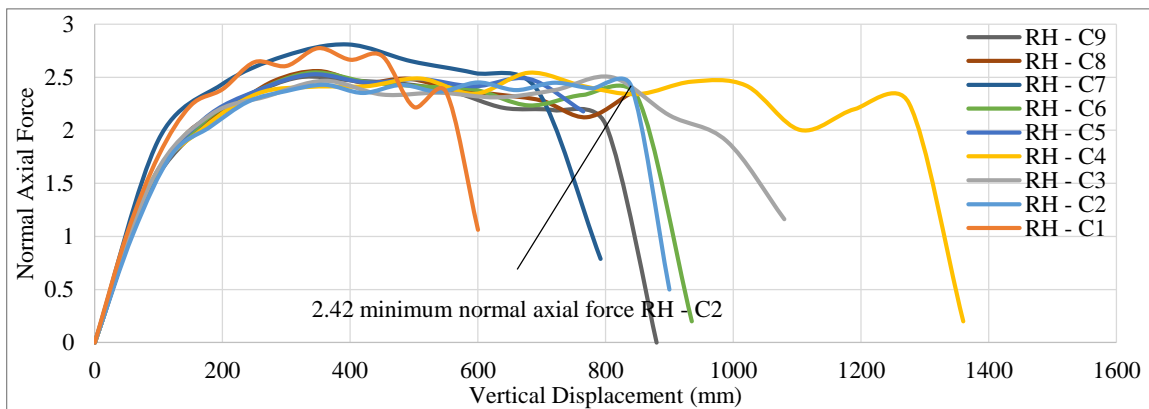


شکل ۱۶: نمودار بار افزون قائم گام ۳ مدل RC.

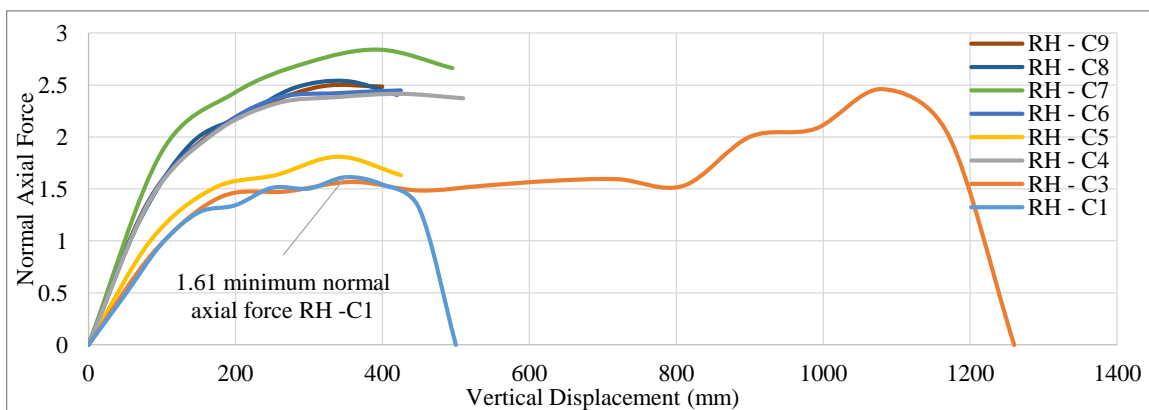


شکل ۱۷: نمودار بار افزون قائم گام ۴ مدل RC.

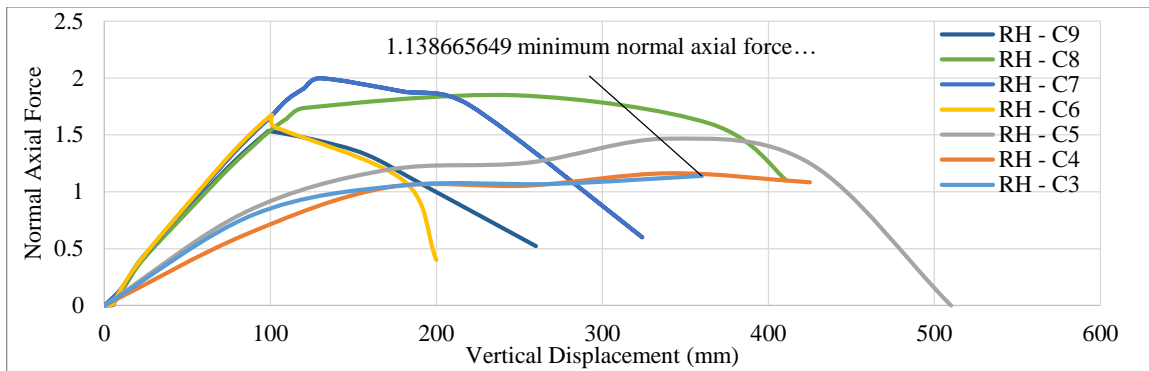
اشکال ۱۸ الی ۲۲ نمودار بار افزون قائم نرمال شده ستون‌های مدل RH در گام ۱ الی ۵ را نشان می‌دهد. همانطور که در نمودار بار افزون قائم گام ۱ قابل مشاهده می‌باشد ستون C2 با نیروی محوری نرمال شده ۲/۴۲ به عنوان ستون بحرانی شناسایی گردیده و در گام‌های ۲، ۳، ۴ و ۵ به ترتیب ستون‌های C1، C3، C4 و C5 با نیروی محوری نرمال شده ۱/۶۱، ۱/۱۳، ۱/۱۵ و ۰/۷۷ به عنوان ستون بحرانی شناسایی شده‌اند. در مدل RH بعد از حذف ستون C5 خرابی پیشرونده در سازه مشاهده گردید و سازه توانست با حذف چهار ستون مجاور پایداری خود را حفظ نماید.



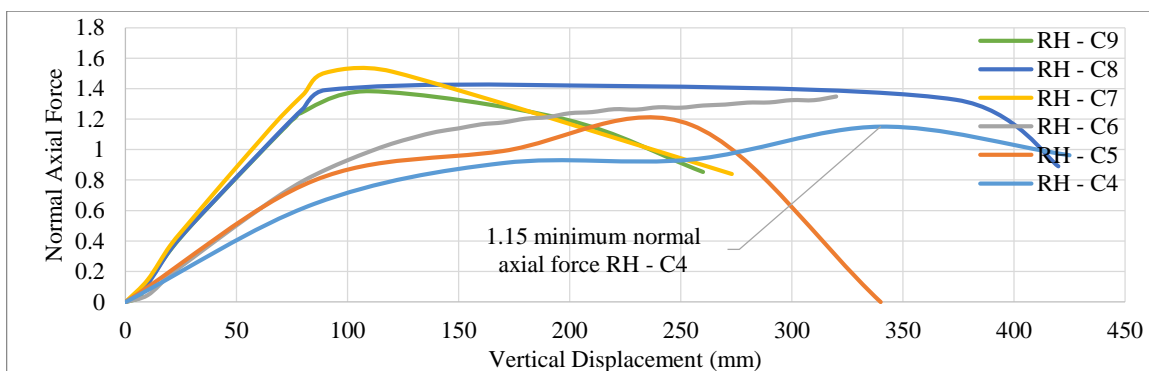
شکل ۱۸: نمودار بار افزون قائم گام ۱ مدل RH.



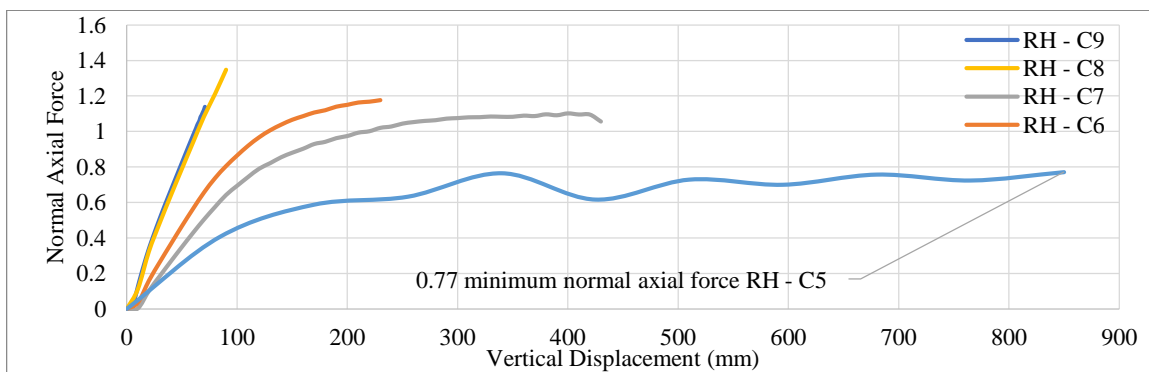
شکل ۱۹: نمودار بار افزون قائم گام ۲ مدل RH.



شکل ۲۰: نمودار بار افزون قائم گام ۳ مدل RH.



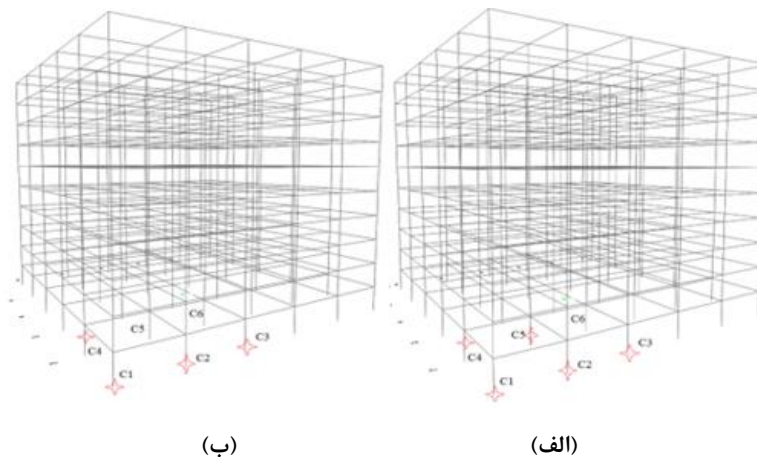
شکل ۲۱: نمودار بار افزون قائم گام ۴ مدل RH.



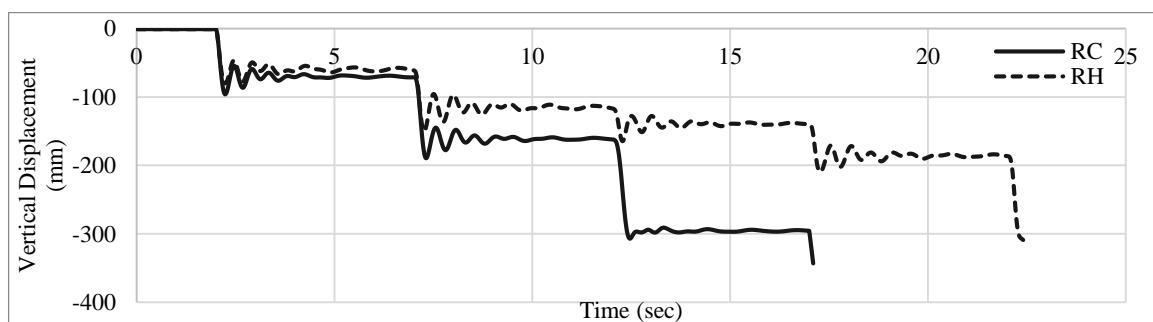
شکل ۲۲: نمودار بار افزون قائم گام ۵ مدل RH.

شکل ۲۳ ستون‌های حذف شده در دو نمونه RC و RH را هنگام شروع خرابی پیشرونده را نشان می‌دهد. شکل ۲۴ تغییر مکان قائم ناحیه بالای ستون C1 و C2 را به ترتیب برای نمونه RC و RH که با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی استخراج گردیده را تا زمان مشاهده علائم خرابی پیشرونده در سازه‌ها نشان می‌دهد، همانگونه که ذکر گردید در مدل RC با حذف چهارمین ستون از ستون‌های طبقه اول علائم رخ داد خرابی پیشرونده مشاهده گردید، در صورتی که در مدل RH با حذف پنجمین ستون از ستون‌های طبقه اول علائم خرابی پیشرونده مشاهده گردید. حداکثر تغییر مکان قائم برای نمونه RC هنگام حذف ستون سوم برابر ۳۰۶/۱۷ میلی متر و برای نمونه RH ۲۰۸/۸ میلی متر گزارش شد. در مقایسه تغییر مکان قائم ناشی از حذف اولین ستون مشاهده گردید حداکثر تغییر مکان قائم در نمونه RH

۱۷/۲٪ کمتر از نمونه RC بوده است و تغییر مکان قائم هنگام حذف دومین و سومین ستون در نمونه RH به ترتیب ۲۰/۶ و ۵۵/۳٪ نسبت به نمونه RC کاهش داشته است.



شکل ۲۳: ستون‌های حذف شده در مدل (الف) و (ب) مدل RC.

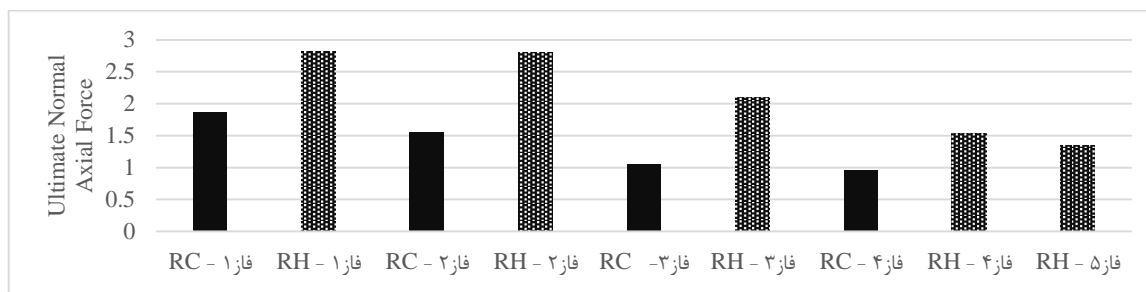


شکل ۲۴: تغییر مکان قائم زیر اولین ستون محذوف برای مدل‌های RC و RH در تحلیل دینامیکی غیرخطی.

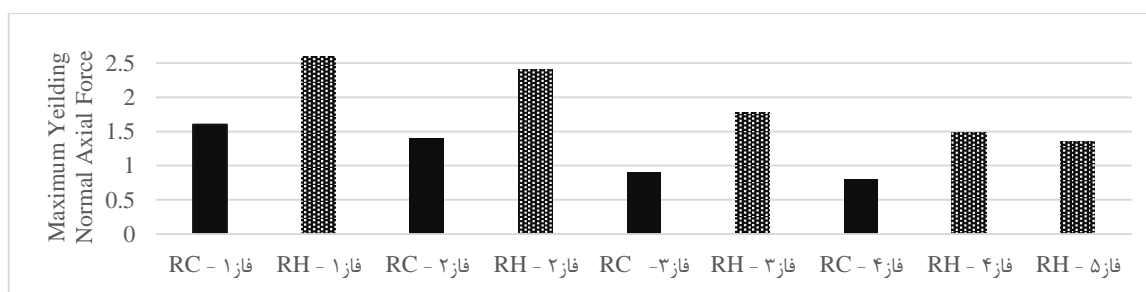
شکل ۲۵ حداکثر نیروی بار افزون قائم نرمال شده در هر گام را برای نمونه‌های RC و RH نشان می‌دهد. با توجه شکل ۲۵ می‌توان مشاهده نمود حداکثر نیروی بار افزون قائم نرمال شده در نمونه RH نسبت به نمونه RC در گام‌های ۱ الی ۴ به ترتیب ۳۳/۴، ۴۴/۶، ۵۰ و ۳۷/۶٪ افزایش داشته است که نشان دهنده افزایش ظرفیت باربری سازه در نتیجه استفاده از مصالح کامپوزیتی پایه سیمانی الیافی در نواحی اتصال تیر-ستون می‌باشد. حداکثر نیروی حد تسلیم نرمال شده و تغییر مکان قائم متناظر با آن و همچنین شکل پذیری سازه‌ها در هر گام برای نمودار بار افزون قائم نرمال شده با بیشترین میزان نیرو در اشکال ۲۶، ۲۷ و ۲۸ نشان داده شده است. جهت محاسبه مقادیر نیروی حد تسلیم و شکل پذیری، نمودارهای بار افزون قائم نرمال شده با استفاده از روش یانگ^{۱۳} دو خطی شده است [۲۸]. حداکثر نیروی حد تسلیم نرمال شده در نمونه RH نسبت به نمونه RC در گام‌های ۱ الی ۳ به ترتیب ۸/۳، ۱۸ و ۲/۲٪ افزایش داشته است (شکل ۲۷). از آنجایی که نیروی حد تسلیم مصادف با شکل گیری اولین مفصل پلاستیک در سازه می‌باشد می‌توان نتیجه گرفت سختی در سازه RH نسبت به سازه RC به میزان چشمگیری افزایش داشته است. شکل ۲۸ شکل پذیری سازه‌ها در هر گام برای نمودار بار افزون قائم نرمال شده با بیشترین میزان نیرو را نشان می‌دهد، شکل پذیری سازه RH نسبت به

¹³ Uang.

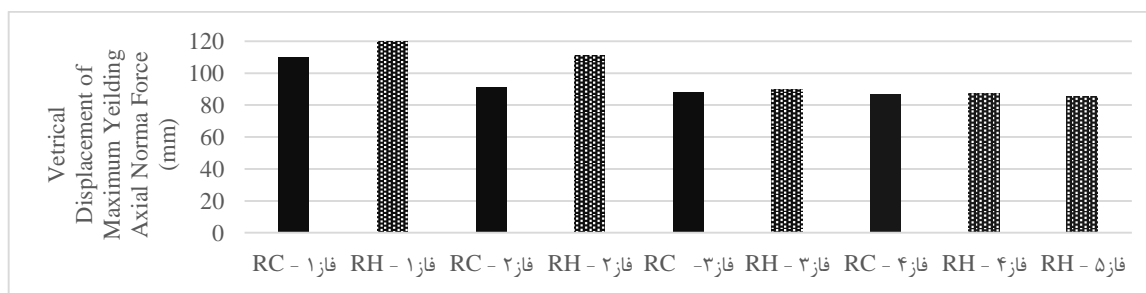
نمونه RC در گام‌های ۱ الی ۴ به ترتیب ۱۶/۳، ۱۸/۲، ۲۲/۴ و ۴۷/۲٪ افزایش داشته است که نشان می‌دهد سازه RH نسبت به سازه RC قادر به تحمل تغییر شکل‌های بزرگتری قبل از انهدام سازه می‌باشد.



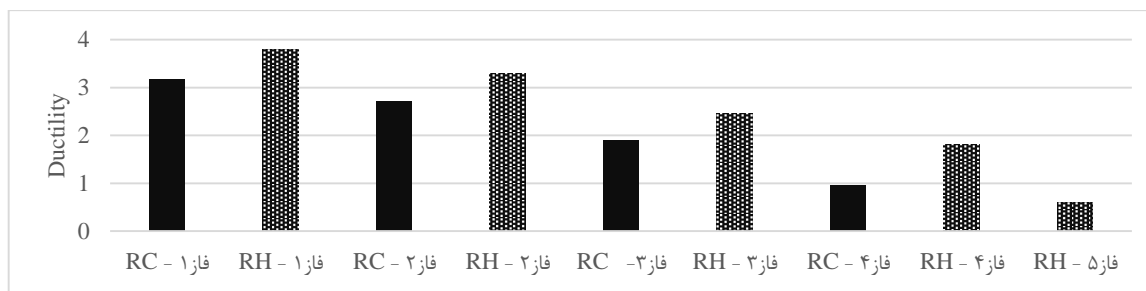
شکل ۲۵: حداکثر نیروی نرمال بار افزون قائم شده در هر گام برای نمونه RC و RH.



شکل ۲۶: حداکثر نیروی حد تسلیم در هر گام تحلیل بار افزون قائم برای نمونه RC و RH.



شکل ۲۷: تغییر مکان قائم متناظر با حداکثر نیروی حد تسلیم.



شکل ۲۸: شکل پذیری مقاوم ترین ستون در هر گام تحلیل بار افزون قائم برای نمونه RC و RH.

با استفاده از اطلاعات به دست آمده از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی شاخص مقاومت برای نمونه‌های RC و RH طبق روابط ۴ و ۵ محاسبه گردیده است. شاخص مقاومت در تحلیل‌های دینامیکی برای مدل‌های RC و RH به ترتیب ۰/۸۳ و ۰/۱۱ محاسبه گردیده است که نشان دهنده این امر می‌باشد که در نمونه RH شاخص مقاومت دینامیکی ۲۲/۲۵٪ نسبت به نمونه RC افزایش یافته است. شاخص مقاومت محاسبه شده با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی نشان می‌دهد این شاخص در نمونه RH از میزان ۵/۶۸ در مدل RC به مقدار ۱۳/۶۳ افزایش یافته است که نشان دهنده افزایش ۳۲/۵۸٪ نسبت به نمونه RC می‌باشد.

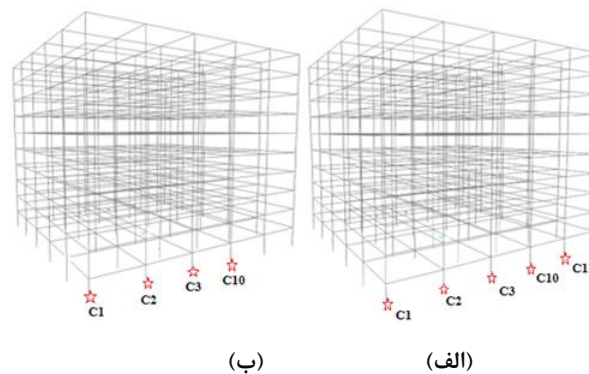
$$RC: \begin{cases} S_{RH1} = 36/3 = 0.083 \\ S_{RH2} = 1 * 1.58 + 2 * 0.94 + 3 * 0.74 = 5.68 \end{cases} \quad (۴)$$

$$RH: \begin{cases} S_{RH1} = 4/36 = 0.11 \\ S_{RH2} = 1 * 2.42 + 2 * 1.61 + 3 * 1.13 + 4 * 1.15 = 13.63 \end{cases} \quad (۵)$$

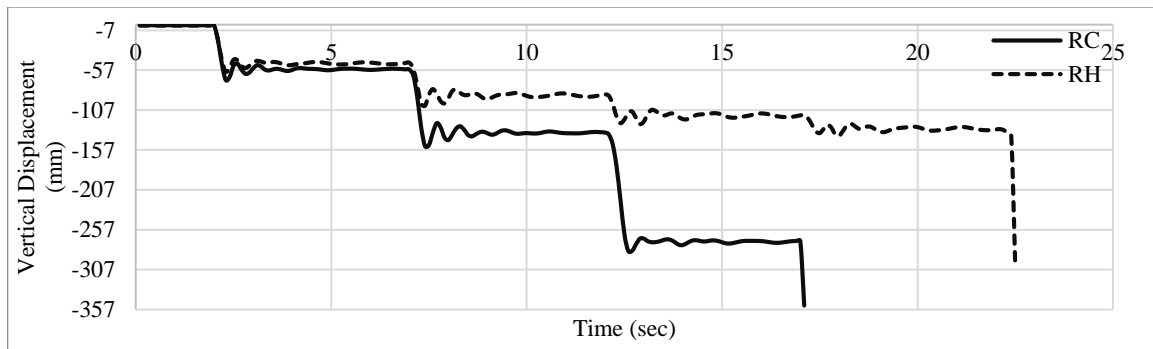
۲-۴- شاخص مقاومت در ناحیه L1

جهت محاسبه شاخص‌های مقاومتی در ناحیه L1، مراحل طی شده مشابه مراحل ناحیه L2 می‌باشد و به دلیل اختصار و تشابه نمودارها در سه گام ابتدایی از نمایش نمودارهای بار افزون قائم صرف نظر شده است. شکل ۲۹ ستون‌های حذف شده در ناحیه L1 برای سازه‌های RH و RC هنگام آغاز خرابی پیشرونده را نشان می‌دهد. در سازه‌های RC و RH همانند تئوری بررسی شده در ناحیه L2 به ترتیب با حذف چهارمین و پنجمین ستون خرابی پیشرونده مشاهده گردید. برای سازه RC شاخص‌های مقاومت دینامیکی و استاتیکی غیرخطی برابر با شاخص‌های مقاومتی محاسبه شده در ناحیه L2 می‌باشد (معادله ۴). برای سازه RH شاخص مقاومت دینامیکی غیرخطی برابر با شاخص مقاومت محاسبه شده در ناحیه L2 بوده و شاخص مقاومت استاتیکی غیر خطی به میزان اندکی افزایش یافته است (معادله ۶). شکل ۳۰ تغییر مکان قائم ناحیه بالای اولین ستون محذوف در سازه‌های RC و RH را نشان می‌دهد، تغییر مکان قائم در سازه RH نسبت به سازه RC هنگام حذف سه ستون متوالی به ترتیب ۲/۱۵، ۷/۳۳ و ۴/۵۶٪ کاهش داشته است. حد اکثر تغییر مکان قائم برای سازه RH و RC قبل از انهدام سازه در ناحیه L1 نسبت به ناحیه L2 به ترتیب ۵/۳۳ و ۷٪ کاهش یافته است. حداکثر تغییر مکان قائم قبل از انهدام و شاخص مقاومت استاتیکی غیر خطی نشان می‌دهد ناحیه L2 ناحیه بحرانی تری جهت حذف ستون‌ها می‌باشد.

$$RH: \{S_{RH2} = 1 * 2.42 + 2 * 1.61 + 3 * 1.13 + 4 * 1.17 = 13.71\} \quad (۶)$$



شکل ۲۹: ستون‌های حذف شده در مدل (الف) RH و مدل (ب) RC.



شکل ۳۰: تغییر مکان قائم زیر اولین ستون محذوف برای مدل‌های RC و RH در تحلیل دینامیکی غیرخطی.

۵- نتیجه گیری

در سالهای اخیر تحقیقات گسترده‌ای در زمینه بهبود رفتار اتصالات تیر - ستون در سازه‌های بتن مسلح جهت کاهش آسیب‌های ناشی از خرابی پیشرونده صورت گرفته است. کامپوزیت‌های پایه سیمانی الیافی مصالحی با رفتار سخت شوندگی کرنشی تحت بارهای کششی می‌باشند و جایگزین جدیدی برای بتن‌های معمولی به شمار می‌روند. در این مطالعه به بررسی تاثیرات بکارگیری مصالح کامپوزیتی پایه سیمانی الیافی در نواحی اتصال تیر - ستون و اثرات آن بر عملکرد مقاومتی سازه‌های بتنی تحت شرایط خرابی پیشرونده پرداخته شده است. به این منظور بعد از صحت سنجی مدلسازی‌ها با نتایج آزمایشگاهی با استفاده نرم افزار OpenSees عملکرد مقاومتی دو سازه ۱۰ طبقه بتنی با اتصالات بتن معمولی و کامپوزیت‌های پایه سیمانی الیافی مورد بررسی قرار گرفت. برای تعیین مقاومت نمونه‌های بررسی شده تحت شرایط خرابی پیشرونده از شاخص پیشنهادی فستی و همکاران که تلفیقی از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و استاتیکی غیرخطی می‌باشد استفاده گردید. مهمترین نتایج این مطالعه عبارتند از:

۱- استفاده از مصالح کامپوزیتی پایه سیمانی الیافی در نواحی اتصال تیر - ستون شاخص‌های مقاومت دینامیکی غیرخطی و استاتیکی غیرخطی سازه ۱۰ طبقه را به ترتیب ۲۲/۲۵٪ و ۳۲/۵۸٪ نسبت سازه ۱۰ طبقه با اتصالات بتن معمولی بهبود می‌بخشد. بهبود شاخص‌های مقاومتی نشان دهنده افزایش توانایی سازه در حفظ پایداری و کاهش آسیب‌های ناشی از وقوع خرابی پیشرونده می‌باشد. در سازه ۱۰ طبقه با اتصالات کامپوزیتی پایه سیمانی الیافی بعد از حذف پنجمین ستون متوالی وقوع ناپایداری مشاهده گردید در حالی که سازه ۱۰ طبقه با اتصالات بتن معمولی با حذف چهارمین ستون متوالی سازه پایداری خود را از دست داد.

۲- حداکثر نیروی قائم تحمل شده در گام اول تحلیل استاتیکی غیرخطی در نمونه با اتصالات کامپوزیتی پایه سیمانی الیافی نسبت به نمونه با اتصالات معمولی ۳۳٪ افزایش داشته است که نشان دهنده افزایش مقاومت سازه تحت شرایط خرابی پیشرونده در صورت استفاده از مصالح کامپوزیتی پایه سیمانی الیافی می‌باشد.

۳- کاهش تغییر مکان قائم ناشی از حذف ناگهانی ستون‌ها در شرایط مشابه در نمونه با اتصالات کامپوزیتی پایه سیمانی الیافی نسبت به نمونه با اتصالات بتن معمولی نشان دهنده افزایش سختی در اتصالات تیر - ستون در صورت بکارگیری کامپوزیت‌های پایه سیمانی الیافی می‌باشد. افزایش سختی اتصالات موجب کاهش تغییر مکان قائم ناشی از حذف ستون و در پی آن موجب کاهش آسیب‌های وارد به سازه خواهد گردید.

۴- با توجه به افزایش سختی اتصالات در نمونه کامپوزیتی پایه سیمانی الیافی، رفتار شکننده در اتصالات این نمونه مشاهده نگردید. در گام اول تحلیل استاتیکی غیرخطی شکل پذیری نمونه با اتصالات کامپوزیتی پایه سیمانی الیافی نسبت به نمونه با اتصالات بتن معمولی ۱۶٪ افزایش داشته است که نشان دهنده افزایش توانایی سازه در تحمل تغییر شکل‌های بزرگ در صورت استفاده از مصالح کامپوزیتی پایه سیمانی الیافی در اتصالات می‌باشد.

نتایج مطالعات انجام شده در این تحقیق نشان دهنده این امر می باشد که با بکارگیری مصالح کامپوزیتی پایه سیمانی الیافی در نواحی اتصال تیر- ستون شاخص های مقاومتی سازه تحت شرایط خرابی پیشرونده به صورت چشمگیری بهبود خواهند یافت و می توان از این روش جهت بهبود عملکرد سازه های بتنی در معرض خرابی پیشرونده بهره جست. با توجه به این نکته که مواردی همچون تعداد طبقات، طول دهانه ها و شکل پلان سازه می تواند بر رفتار سازه تحت شرایط خرابی پیشرونده تاثیرگذار باشد پیشنهاد می گردد در مطالعات آتی تاثیر موارد ذکر شده بر شاخص های مقاومتی سازه های بتنی با اتصالات کامپوزیتی پایه سیمانی الیافی مورد بررسی قرار گیرد.

مراجع

- [1] Ellingwood, B. R. (2006). Mitigating risk from abnormal loads and progressive collapse. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 20(4), 315-323. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0887-3828\(2006\)20:4\(315\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0887-3828(2006)20:4(315))
- [2] Unified Facilities Criteria (UFC)-DoD., (2205), Design of buildings to resist progressive collapse. Department of Defense.
- [3] GSA., (2003). Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects. The US General Services Administration.
- [4] Yi, W. J., Yi, F., & Zhou, Y. (2021). Experimental Studies on Progressive Collapse Behavior of RC Frame Structures: Advances and Future Needs. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 15(1), 1-23. <https://doi.org/10.1186/s40069-021-00469-6>
- [5] Khizab, B., Sadeghi, A., Hashemi, S. V., Mehdizadeh, K., & Nasserli, H. (2021). Investigation the performance of Dual Systems Moment-Resisting Frame with Steel Plate Shear Wall Subjected to Blast Loading. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 8(8), 102-127. doi: 10.22065/jsce.2020.177510.1820
- [6] Yaghoubi, M., Aghayari, R., Hashemi, S. (2021). Investigation of progressive collapse in reinforced concrete buildings with slab-wall structural system. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 9(3), 40-60. doi: 10.22075/jrce.2021.21194.1439.
- [7] Sadeghi, A., Hashemi, S., Mehdizadeh, K. (2021). Probabilistic Assessment of Seismic Collapse Capacity of 3D Steel Moment-Resisting Frame Structures. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 8(7), 75-101. doi: 10.22065/jsce.2020.220306.2083.
- [8] Panahi, S., & Zahrai, S. M. (2021, June). Performance of typical plan concrete buildings under progressive collapse. In *Structures* (Vol. 31, pp. 1163-1172). Elsevier. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.02.045>
- [9] Karimiyan, S. (2020). Seismic Progressive Collapse Evaluation in 3 Story Reinforced Concrete Buildings due to Inner Column Removal. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 7(Special Issue 1), 206-226. doi: 10.22065/jsce.2018.142459.1617.
- [10] Ashrafi, H., Hassanzadeh, S. (2018). Investigation of progressive collapse in reinforced concrete frames, considering end rigid zones and various scenarios for column removal duration. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 5(3), 66-84. doi: 10.22065/jsce.2017.86030.1172.
- [11] ACI (2019) Building code requirements for structural concrete (ACI318-19). American Concrete Institute.
- [12] Hemmati, A., Kheyroddin, A., Sharbatdar, M., Park, Y., & Abolmaali, A. (2016). Ductile behavior of high performance fiber reinforced cementitious composite (HPFRCC) frames. *Construction and Building Materials*, 115, 681-689. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.04.078>
- [13] Saghafi, M. H., Golafshar, A., & Safakhah, S. (2020). Evaluation of nonlinear behavior of High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composite (HPFRCC) frames. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 7(3), 214-238. doi: 10.22065/jsce.2018.134617.1574.
- [14] Fascetti, A., Kunnath, S. K., & Nisticò, N. (2015). Robustness evaluation of RC frame buildings to progressive collapse. *Engineering Structures*, 86, 242-249. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.01.008>
- [15] McKenna F, Fenves GL, Scott MH. Open system for earthquake engineering simulation. University of California, Berkeley; 2013. <<http://opensees.berkeley.edu>>.

[۱۶] معاونت امور مسکن و ساختمان؛ وزارت مسکن و شهرسازی. (۱۳۹۲). بارهای وارد بر ساختمان. تهران. مبحث ششم مقررات ملی ساختمان.

[۱۷] معاونت امور مسکن و ساختمان؛ وزارت مسکن و شهرسازی. (۱۳۹۲). طرح و اجرای ساختمانهای بتن آرمه. تهران. مبحث نهم مقررات ملی ساختمان.

[۱۸] مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن. (۱۳۹۴). طراحی ساختمانها در برابر زلزله. استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم. تهران. مقررات ملی ساختمان.

- [19] Computers and structures- Inc, (2014). ETABS2015 Software. Berkeley, CA.
- [20] El-Ariss, B., Elkholy, S., & Shehada, A. (2022). Benchmark Numerical Model for Progressive Collapse Analysis of RC Beam-Column Sub-Assemblages. *Buildings*, 12(2), 122. <https://doi.org/10.3390/buildings12020122>
- [21] Feng, D., Ren, X., & Li, J. (2016). Implicit gradient delocalization method for force-based frame element. *Journal of Structural Engineering*, 142(2), 04015122. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001397](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001397)
- [22] Feng, D. C., & Ren, X. D. (2017). Enriched force-based frame element with evolutionary plastic hinge. *Journal of Structural Engineering*, 143(10), 06017005. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001871](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001871)
- [23] Han, T. S., Feenstra, P. H., & Billington, S. L. (2003). Simulation of highly ductile fiber-reinforced cement-based composite components under cyclic loading. *Structural Journal*, 100(6), 749-757.
- [24] Xu, G., & Ellingwood, B. R. (2011). An energy-based partial pushdown analysis procedure for assessment of disproportionate collapse potential. *Journal of Constructional Steel Research*, 67(3), 547-555. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2010.09.001>
- [25] Khandelwal, K., & El-Tawil, S. (2011). Pushdown resistance as a measure of robustness in progressive collapse analysis. *Engineering Structures*, 33(9), 2653-2666. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.05.013>
- [26] Yi, W. J., He, Q. F., Xiao, Y., & Kunnath, S. K. (2008). Experimental study on progressive collapse-resistant behavior of reinforced concrete frame structures. *ACI Structural Journal*, 105(4), 433.
- [27] Saghafi, M. H., Shariatmadar, H., & Kheyroddin, A. (2019). Seismic behavior of high-performance fiber-reinforced cement composites beam-column connection with high damage tolerance. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 13(1), 1-20. <https://doi.org/10.1186/s40069-019-0334-3>
- [28] Uang, C. M. (1991). Establishing R (or R w) and C d factors for building seismic provisions. *Journal of structural Engineering*, 117(1), 19-28. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1991\)117:1\(19\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1991)117:1(19))