

Optimization Of The Reinforcement Method Of Short Concrete Column With Steel Sheet In Different Shape Patterns By Finite Element Method

Amir Hossein Bazaee^{1*}, *Heydar Alidadi Tassoji*², *Mahmoud Reza Golshan*³, *Roozbeh Aghamajidi*⁴

1- Instructor, Department Of Civil Engineering, Technical And Vocational University (TVU), Tehran, Iran
Amirhosseinbazaee@Gmail.Com

2- M.Sc. In Civil Engineering, Faculty Of Engineering, Islamic Azad University, Sepidan Unit, Fars, Iran

3- Instructor, Department Of Civil Engineering, Technical And Vocational University (TVU), Tehran, Iran

4- Assistant Professor, Department Of Civil Engineering, Faculty Of Engineering, Islamic Azad University, Sepidan Branch, Fars, Iran

Research paper

Abstract

Compared to regular columns, short columns absorb more earthquake force due to their greater stiffness. For this reason, short columns are seriously damaged during an earthquake and sometimes cause the destruction of the entire structure. When short columns are displaced as much as long columns, shear and joint failure occurs in them due to the absorption of more energy. In this research, by using the laboratory results of a short column subjected to lateral reciprocating loads, an attempt was made to select the most optimal state with the help of steel sheets covered with different shape patterns. For this purpose, to determine the effect of retrofitting on the short column, six different installation modes of the proposed steel cover were used in abaqus software for finite element analysis. Next, the studied short column was subjected to reciprocating cyclic loading according to the standard pattern. The results of this research show that retrofitting a short column with an integrated steel sheet is able to increase the seismic resistance of the column by 49%, but the most optimal retrofitting method in terms of strength and volume of steel used is the retrofitting method with model-2 installation pattern.

Keywords: Retrofitting, Short Column, Steel Cover, Hysteresis, Seismic Behavior

***Corresponding Author:** Amir Hossein Bazaee

Bazaee, A., Alidadi Tassoji, H., Golshan, M. R., Aghamajidi, R. Optimization Of The Reinforcement Method Of Short Concrete Column With Steel Sheet In Different Shape Patterns By Finite Element Method. *Journal of Concrete Structures and Materials*, 2022; 7(2): 159-187. <http://doi.org/10.30478/jcsm.2023.349519.12792538-5828/> © 2021 The Authors. Published by Iranian Concrete Society

This is an open access article under the CC BY license (<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>).

بهینه‌یابی روش تقویتی ستون کوتاه بتنی با ورق فولادی در الگوهای شکلی مختلف به روش اجزاء محدود

امیرحسین بازایی

مریی، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فنی و حرفه‌ای، تهران، ایران

Amirhosseinbazaee@gmail.com

(نویسنده مسئول)

حیدر علی دادی طسوجی

کارشناس ارشد مهندسی عمران گرایش سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد سپیدان، فارس، ایران

محمودرضا گلشن

مریی، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فنی و حرفه‌ای، تهران، ایران

روزبه آقامجیدی

استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد سپیدان، فارس، ایران

نوع مقاله: مقاله پژوهشی

چکیده

ستون‌های کوتاه در مقایسه با ستون‌های معمولی به دلیل سختی بیشتر، نیروی زلزله بیشتری را جذب می‌کنند. به همین دلیل ستون‌های کوتاه در هنگام وقوع زلزله آسیب جدی می‌بینند و بعضاً باعث تخریب کل سازه خواهند شد. وقتی ستون‌های کوتاه به اندازه ستون‌های بلند در معرض جابجایی قرار می‌گیرند، بدلیل جذب انرژی بیشتر شکست برشی و مفصلی در آن‌ها روی می‌دهد. در این تحقیق با بهره‌گیری از نتایج آزمایشگاهی یک ستون کوتاه که تحت اثر بارهای رفت و برگشتی جانبی قرار گرفته، تلاش گردید تا با کمک ورق‌های فولادی در پوشش الگوهای شکلی مختلف، بهینه‌ترین حالت آن انتخاب گردد. بدین منظور برای تعیین اثر مقاوم سازی بر روی ستون کوتاه نیز از شش حالت مختلف نصب کاور فولادی پیشنهادی در نرم افزار آباکوس برای تحلیل اجزا محدود استفاده شد. در ادامه ستون کوتاه مورد مطالعه، تحت بارگذاری چرخه‌ای رفت و برگشتی مطابق با الگوی استاندارد قرار گرفته شد. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که تقویت ستون کوتاه با ورق فولادی یکپارچه قادر است تا ۴۹٪ مقاومت لرزه‌ای ستون را افزایش دهد اما بهینه‌ترین روش مقاوم‌سازی از نظر مقاومت و حجم فولاد مصرفی، روش تقویتی با الگوی نصب *Model-2* می‌باشد.

کلمات کلیدی: مقاوم سازی، ستون کوتاه، کاور فولادی، هیستریزس، رفتار لرزه‌ای

در برخی مواقع ممکن است ستون‌ها در یک تراز یا طبقه مشخص به جهت قرار گیری ساختمان روی سطح شیب‌دار یا محدود شدن ستون و دیوار با عناصر غیر سازه‌ای مانند دیوار و بازشوها، همچنین بدلیل اختلاف تراز طبقه در ساختمان‌های دوبلکسی، پایه پل‌ها و سایر موارد، طول ستون نسبت به بعد آن کوتاه شود که اصطلاحاً به آن پدیده ستون کوتاه گفته می‌شود [۱]. از طرفی یکی از مهم‌ترین المان‌های سازه‌ای، ستون‌های کوتاه می‌باشند که نقش ویژه‌ای در ظرفیت باربری و انتقال کلیه بارهای ثقلی و جانبی سازه را به عهده دارند. لذا تخریب یا شکست زودرس این عضو در سازه، ناشی از بارهای وارده به دلیل احتمال انهدام کل سازه مورد قبول نمی‌باشد [۲]. آنچه که از تجربیات و تحقیق‌های گذشته بدست آمده، ثابت نموده که در جریان بارگذاری رفت و برگشت زلزله، ستون‌های کوتاه و بلند (در تراز یک طبقه با سطح مقطع یکسان) به یک اندازه جابجایی افقی خواهند داشت، در نتیجه وقتی ستون‌های کوتاه به اندازه ستون‌های بلند در معرض جابجایی قرار می‌گیرند، میزان انرژی بیشتری را به خود جذب می‌نمایند که این پدیده باعث شکست برشی و مفصلی در ستون کوتاه می‌گردد [۱-۳]. همچنین ماهیت شکست برشی در ستون‌های کوتاه به گونه‌ای است که آن را به بدترین نوع شکست و خرابی در سازه تبدیل می‌نماید، بطوریکه در صورت ایجاد ستون کوتاه اگر نیروی اضافی بر سازه وارد شود، (به ویژه در ساختمان‌های بلند) نیز باعث سقوط کل سازه خواهد شد [۳]. از نظر فنی و مهندسی نیز در طراحی زمانی که نسبت طول مؤثر ستون به کوچک‌ترین بعد جانبی آن کمتر از ۱۲ باشد ستون کوتاه ایجاد می‌شود [۴]. پدیده ستون کوتاه در طول زلزله‌های گذشته خسارات زیادی را به ساختمان‌ها وارد نموده است. اولین اقدام در مقابله با ستون کوتاه، جلوگیری از بوجود آمدن آن می‌باشد. اما در ساختمان‌هایی که اقدامات لازم جهت عدم بروز وجود آمدن ستون کوتاه در طرح و اجرا مورد توجه قرار نگرفته باشد، باید تدابیر مقاوم‌سازی اندیشید. گاهی مواقع عدم استفاده از بروز اختلاف ارتفاع در سازه نیز باعث تحمیل هزینه‌های گزاف مربوط به افزایش ارتفاع فنداسیون و سایر هزینه‌های جانبی می‌گردد که در مقایسه با بروز پدیده ستون کوتاه نیز توجیه اقتصادی ندارد. حتی در سازه‌هایی که در چندین سال قبل ساخته شده است امروزه نیاز است که برای ستون‌های کوتاه بوجود آمده که مورد فرسودگی و استهلاک ناشی از بارهای جانبی مانند زلزله در طول چند سال از سپری شدن عمر سازه، تدابیر لازم اندیشیده شود. لذا در این شرایط گزینه مقاوم سازی ستون‌های کوتاه پیش رو خواهد بود. تحقیقگران همواره به دنبال راهکارهایی برای افزایش مقاومت و دوام المان‌های سازه‌ای در برابر بارهای جانبی ناشی از زلزله بوده‌اند. لکن بسیاری از موارد مانند عدم بروزسانی دانش نسبت به زمان، تغییرات آیین‌نامه‌ها، عدم اجرای صحیح و اشکالات طراحی باعث بروز و رشد روش‌هایی شده است که ناچار به مقاوم سازی المان‌های مختلف سازه‌ای با استفاده از مصالح و روش‌های مختلف می‌گردد [۵]. با توجه به این بیانات، در این تحقیق استفاده از ورق‌های فولادی متصل به سطوح بتنی که منجر به تقویت برشی و خمشی عضو می‌گردد، مدنظر قرار گرفته است.



شکل ۱ عسل بروز ستون کوتاه در برخی از ساختمان‌ها [۵، ۳]

۲- مقاوم سازی با کاور فولادی

برای تقویت ستون کوتاه در برابر بارهای جانبی ناشی از زلزله، تاکنون روش‌های مقاوم سازی مختلفی پیشنهاد شده یا بکار رفته است که از آن جمله می‌توان به مقاوم سازی با کاور بتنی، مقاوم سازی با کاور فولادی، مقاوم سازی با میلگرد *Gfrp* به روش *Nsm*، مقاوم سازی با ورق *Frp*، مقاوم سازی با انواع سخت کننده‌ها و سایر روش‌ها اشاره نمود [۵]. مهندسين و محققين هميشه در پي يافتن سيستم سازه اي ايده آل براي مقاومت در برابر بارهاي جانبي زلزله مي‌باشند، بطوریکه در کنار مقاومت و سختی بالا، شکل پذیری بیشتری نیز داشته باشند تا اثر تخریبی نیروهای وارده را با جذب انرژی تعدیل کرده و به حداقل برسانند. لذا مقاوم سازی با کاور فولادی که دارای مزیت‌های نسبی در هر سه زمینه فوق می‌باشد [۶]. برای مقابله با نیروهای جانبی زلزله در ساختمان‌ها، به ویژه در بناهای قدیمی و مستهلک که بیش از سه دهه از عمر آن می‌گذرد و یا سازه‌هایی که ایرادات اجرایی یا طراحی در آن‌ها سهواً منظور گشته نیز مطرح و مورد توجه قرار گرفته است. کاورهای فولادی، با افزایش مقاومت و شکل پذیری سازه‌ها، سبب می‌شوند تا مقاطع تیر و ستون در نقاط آسیب دیده خود به واسطه ورق‌های فولادی تقویت شوند [۷]. همچنین در ستون‌هایی که از آرماتورهای طولی و عرضی مناسبی استفاده نشده است و در اثر فشار بارها یا ترک خوردگی، بتن مقاومت خود را از دست داده می‌توان برای جلوگیری از کماتورهای طولی ستون یا تیرها از کاور فلزی استفاده نمود. بنابراین استفاده از این روش یکی از بهترین و در عین حال کم دردسر ترین روش‌ها برای بالا بردن استحکام و ایستایی ساختمان است.

در مقاوم سازی با کاور فولادی علی‌رغم افزایش مقاومت سازه و بالا بردن ظرفیت خمشی و برشی آن نیز دارای معایبی نظیر، افزایش وزن سازه متاثر از وزن فولاد، دسترسی سخت به برخی از مقاطع سازه و مشکل اتصال بین فولاد و بتن بدلیل احتمال خوردگی فولاد می‌باشد [۸]. عموماً وزن و ابعاد بالای فولاد در این روش از مقاوم سازی سبب بروز مشکل و پیچیدگی در ساخت و حمل این اجزا می‌شود. کاور فولادی با توجه به کاربری آن برای هر نوع سازه، ممکن است طراحی متفاوتی داشته باشد. بنابراین نیاز به محاسبات دقیق و مهندسی شده در این زمینه وجود دارد. نحوه اتصال این قطعات نیز ممکن است در هر سازه با دیگر سازه‌ها متفاوت باشد. این روش همچنین هنگامی که نیاز به ایجاد سازه جدید و اتصال آن به المان قدیمی باشد نیز استفاده می‌شود. به عنوان نمونه زمانی که ارتفاع ستون در برخی از نواحی ساختمان بیشتر باشد و بخواهند المان یا سازه دیگر را به میانه آن اتصال دهند، از این روش استفاده می‌کنند [۹].



شکل ۲ انواع روش‌های مقاوم سازی ستون بتنی با ورق فولادی [۹،۸]

۳- پیشینه تحقیق

ل.مینگ^۱ و همکاران (مقاله مرجع) در سال ۲۰۱۹ میلادی به بررسی و مقاوم سازی ستون کوتاه کلاهدار بتن مسلح بوسیله ورق‌های FRP پرداخت. این تحقیق تاثیر لایه‌های کامپوزیت و نسبت تعداد آن‌ها را بر روی ستون کوتاه و همچنین کم نمودن تراکم خاموت‌ها را بر روی رفتار لرزه ای ستون‌های بتنی مسلح شده با الیاف کامپوزیت را به روش آزمایشگاهی و تحلیل عددی مورد مطالعه قرار دادند. نتایج این پژوهش با نمونه آزمایشگاهی این مدل صحت سنجی شده است. همچنین در محاسبات عددی به بررسی و تحلیل مقاوم سازی این ستون با نصب ورق‌های FRP در یک، دو، سه و چهار لایه پرداخته شد. مدلسازی این تحقیق نشان داد که با افزایش ورق‌های کامپوزیت از ۱ تا ۳ لایه، به ترتیب با افزایش میزان تحمل ظرفیت بار بیشینه (بار پیک)، نسبت شکل پذیری و جابجایی، و ظرفیت اتلاف انرژی ستون‌ها افزایش پیدا می‌کند، اگرچه این پارامترها با افزایش بیشتر لایه‌ها به ۴ دورپیچ، اثر محدودی دارد و میزان اندکی ظرفیت را افزایش می‌دهد. بعلاوه، افزایش لایه‌ها به ۴ ورق، تاثیر ناچیزی بر ظرفیت جذب انرژی بار رفت و برگشتی شبه زلزله دارند. همچنین نتایج این مطالعه نشان داد که با افزایش تراکم خاموت، بار تسلیم، بار بیشینه و بار نهایی ستون تغییر محسوسی نخواهد داشت، اما ضریب شکل پذیری و ظرفیت اتلاف انرژی ستون را افزایش می‌دهد. علاوه بر این، برای یک ستون کوتاه تقویت شده، با سه لایه الیاف کامپوزیت، نسبت به ستون کوتاه با تراکم خاموت کم (با فواصل ۵۰ سانتی متر) در مقایسه با ستون کوتاه با دو لایه ورق کامپوزیتی و با تراکم خاموت بالا (با فواصل ۱۵۰ سانتی متری) با عملکردی بهتر و مقاوم تر در برابر نیروهای رفت و برگشتی شبه زلزله است. از این حیث، بنظر می‌رسد که الیاف FRP نقش بسزایی در تقویت ستونی که ساختار خاموت آن ضعیف است دارد. نتایج این آزمایش نشان داد که این ستون در اثر بار رفت و برگشتی دچار شکست مفصلی می‌گردد. در نتایج این تحقیق آورده شده که ستون کوتاه بتنی با نصب ۴ لایه ورق دارای بیشتری ظرفیت و با اختلاف اندکی، ستون با ۳ لایه ورق FRP دارای بهینه‌ترین حالت در شرایط یکسان بارگذاری می‌باشد [۱].

م.غنام^۲ و همکاران در سال ۲۰۱۴ به اثر مقاوم سازی و رفتار ستون‌های بتن مسلح با استفاده از تکنیک کاور فولادی پرداختند. در این تحقیق سه متغیر در نظر گرفته شده است که شامل نحوه‌ی اتصال ورق تقویت کننده (با استفاده

^۱ Liu.ming

^۲ Mohamad.ghaanam

از زوایا، سطح مقطع و ضخامت مختلف) اندازه و تعداد صفحات فولادی می‌باشد. آن‌ها تعداد هفت نمونه ستون که شامل پنج نمونه تقویت شده با اشکال پیشنهادی و تجربی و دو نمونه تقویت نشده مورد بررسی آزمایشگاهی قرار دادند و میزان ظرفیت باربری هر کدام مورد مقایسه قرار گرفته است. همچنین برای بررسی میزان شکل‌پذیری و تعیین ضریب رفتار این ستون‌ها از مدل اجزای محدود در نرم افزار انسیس استفاده شده است. نتایج این تحقیق ثابت نمود که طرح‌های تقویت شده تاثیر بسزایی بر میزان ظرفیت باربری ستون دارند. همچنین از دیگر نتایج مهم کسب شده. در این تحقیق نیز تاثیر زاویه قرارگیری پلیت‌ها و پس از آن اندازه پلیت و ضخامت ورق در افزایش میزان ظرفیت باربری ستون و به تعویق انداختن لحظه گسیختگی ستون می‌باشد. یافته‌های این تحقیق نشان داد که استفاده از طرح تقویتی تسمه مشبک با متد نصب یک در میان در ستون بتنی می‌تواند تا ۳۵٪ میزان ظرفیت باربری و نیز تا ۲۳٪ میزان شکل‌پذیری ستون را افزایش دهد [۲].

ژوانگ^۳ و همکاران در سال ۲۰۱۵ به بررسی رفتار ستون‌های تقویت شده بوسیله پلیت‌های فولادی یکپارچه با مقاطع مستطیلی و دایره‌ای پرداختند. در این تحقیق ابتدا یک نمونه واقعی ساخته و مورد آزمایش قرار گرفت و در آن آثار خصوصیات هندسه مقطع مانند نسبت بُعد ستون، شعاع گردشگی گوشه‌ها و جزئیات فولادگذاری مورد بررسی قرار گرفت. سپس با استناد به نتایج آن، به بررسی اثر طرح تقویتی عددی به روش اجزاء محدود برای ستون‌های بتنی با تغییر تراکم خاموت‌ها و محصور شدگی متفاوت ورق فولادی پرداخته شد که این نمونه‌ها شامل ستون‌های با مقاطع دایره‌ای و مستطیلی می‌شود. نتایج نمونه آزمایشگاهی با مدل عددی صحت سنجی شد و پس از حصول اطمینان از درستی عملکرد آن‌ها، رفتار ستون‌های بتنی تحت چند سناریو مختلف مورد ارزیابی پارامتری قرار گرفت. نتایج این تحقیق نشان داد که محصور شدگی ستون با ورق فولادی در افزایش مقاومت و شکل‌پذیری ستون، تا حدود زیادی به هندسه مقطع و تراکم خاموت‌ها بستگی دارد. همچنین در ادامه بیان شد که محصورشدگی با ورق فولادی می‌تواند تا ۳۵٪ ظرفیت خمشی ستون را افزایش دهد اما وزن مرده سازه را بسیار افزایش می‌برد [۳].

۴- هدف تحقیق

هدف از مقاوم‌سازی لرزه‌ای دستیابی به مقاومت و شکل‌پذیری بیشتر و آمیزه‌ای مناسب از این دو به منظور پاسخگویی به ظرفیت لرزه‌ای مورد نیاز می‌باشد. بنابراین در این تحقیق بررسی عددی رفتار ستون‌های مقاوم‌سازی شده به روش تسمه فولادی تحت بارگذاری محوری و جانبی رفت و برگشتی به منظور ارائه مدل‌سازی صحیح از این اعضا تقویت شده در راستای استفاده از مدل‌ها و نتایج نرم‌افزاری اجزاء محدود در مواردی می‌باشد که نتایج آزمایشگاهی در دسترس نیست. با توجه به اینکه اطلاعات مربوط به مطالعات آزمایشگاهی جهت کنترل صحت مدل‌سازی رفتار ستون‌ها در آنالیز اجزاء محدود ضروری بوده، لذا نتایج مدل‌سازی عددی ستون بتنی بعنوان نمونه

³ Zhang.zh

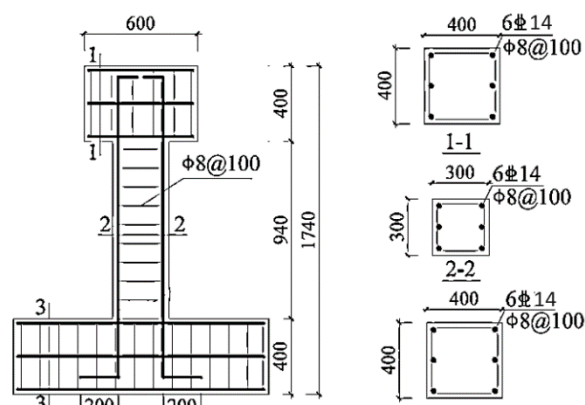
شاهد با نتایج آزمایشگاهی ارائه شده در مقاله مرجع مقایسه می‌گردد. نمونه‌ها به طور کامل و سه بعدی در برنامه اجزاء محدود آباکوس مدل سازی می‌شوند.

۵- مدلسازی

تحقیق حال حاضر بر اساس یک مطالعه آزمایشگاهی و عددی صورت گرفته با نرم افزار آباکوس می‌باشد که در دانشگاه (ژاو - چین)^۴ در سال ۲۰۱۹ میلادی توسط ل. مینگ^۵ و همکاران صورت گرفته است. مدل تحت مطالعه به بررسی یک ستون کوتاه می‌پردازد که در قسمت فوقانی دارای سر ستون (کتیبه) و در قسمت تحتانی به فنداسیون متصل می‌باشد. نحوه بارگذاری در مدل آزمایشگاهی بوسیله جک هیدرولیکی است که بصورت نیروی جانبی رفت و برگشتی افزایش یافته به سرستون اعمال می‌شود. در این تحقیق برای اندازه گیری میزان تنش و کرنش در بازوی جک هیدرولیک و سر ستون از کرنش سنج تک محوری بهره‌گیری شده است. مدل عددی مورد مطالعه مطابق با نمونه آزمایشگاهی و عددی مقاله مرجع^۶ ساخته شده که متشکل از یک ستون کوتاه به ارتفاع ۹۴۰ میلیمتر و مقطع ۳۰۰*۳۰۰ میلیمتر می‌باشد. این ستون کوتاه بوسیله ۶ میلگرد طولی با قطر ۱۴ میلیمتر که در دو جهت قرار گرفته‌اند، مسلح شده است. میلگردهای طولی بوسیله خاموت با قطر ۸ میلیمتر و در فواصل ۱۰۰ میلیمتری نسبت به یکدیگر کار گذاشته شده است. سایر ویژگی‌های مرتبط با ابعاد و اندازه مطابق با شکل شماره ۳ می‌باشد. همچنین بتن مورد استفاده جهت ساخت ستون کوتاه در این تحقیق نیز دارای وزن مخصوص ۲۵۵۰ کیلوگرم در هر متر مکعب و میزان مقاومت فشاری ۲۸ روزه آن ۴۰ مگاپاسکال درج شده است [۱].



شکل ۴ ستون کوتاه تحت بارگذاری جانبی در مطالعه آزمایشگاهی [۱]



شکل ۳ جزئیات ابعاد و اندازه گذاری ستون کوتاه مورد مطالعه در مقاله مرجع [۱]

مدل‌های عددی مورد مطالعه در این تحقیق عبارتند از ۷ نمونه ستون کوتاه (۶ طرح تقویتی + ۱ طرح صحت سنجی) با ابعاد، اندازه و مشترکات یکسان با نمونه آزمایشگاهی که هر کدام با ورق‌های فولادی در روش‌های نصب مختلف تقویت شده‌اند. طرح کلی تقویتی و نامگذاری نمونه‌های عددی مورد مطالعه به شرح جدول شماره ۱ می‌باشد.

⁴ Zhaw-china

⁵ L.ming

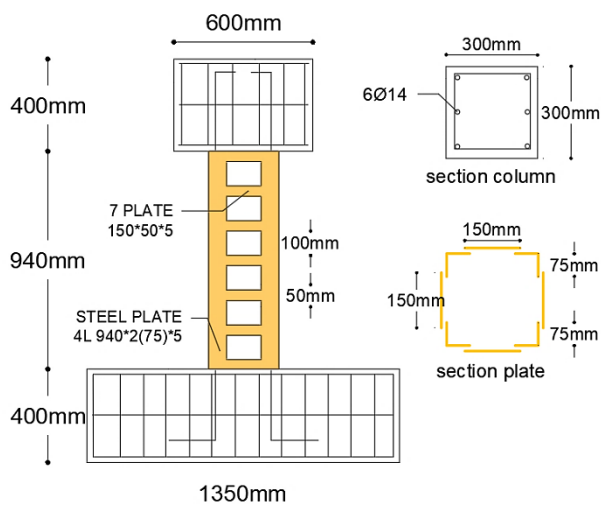
⁶ Liu Ming, Yin Shiping, and Chen Wenjie "Seismic Behaviour of TRC-Strengthened RC Columns under Different Constraint Conditions"

جدول ۱ نامگذاری نمونه‌های مورد مطالعه در این تحقیق

شماره کاور فلزی	توضیحات	ابعاد ستون کوتاه	آرماتور بندی ستون کوتاه	ابعاد پلیت تقویت	نام مدل
		mm		mm	
—	مقاوم سازی نشده	940*300*300	LR 6 ϕ 14 TR ϕ 8 @100	—	Model-0
	تقویت شده با فولاد تسمه بند مشبک	940*300*300	LR 6 ϕ 14 TR ϕ 8 @100	4 L 75*940*5 5 P 150*100*5	Model-1
	تقویت شده با فولاد تسمه بند مشبک	940*300*300	LR 6 ϕ 14 TR ϕ 8 @100	4 L 75*940*5 7 P 150*50*5	Model-2
	تقویت شده با فولاد تسمه بند مشبک	940*300*300	LR 6 ϕ 14 TR ϕ 8 @100	4 L 75*940*5 3 P 150*150*5	Model-3
	تقویت شده با فولاد تسمه بند زیگزاگی	940*300*300	LR 6 ϕ 14 TR ϕ 8 @100	4 L 75*940*5 5 P 180*100*5 <30d	Model-4
	تقویت شده با کاور فولادی در قسمت بالایی و پایینی	940*300*300	LR 6 ϕ 14 TR ϕ 8 @100	4 L 75*940*5 2 P 300*300*5	Model-5
	تقویت شده با فولاد یکپارچه	940*300*300	LR 6 ϕ 14 TR ϕ 8 @100	4 P 300*940*5	Model-6
L	نبشی	ϕ	قطر میلگرد	LR	میلگرد طولی
P	پلیت	@	فاصله میلگرد عرضی	TR	میلگرد عرضی

۳-۱- نمونه MODEL-1

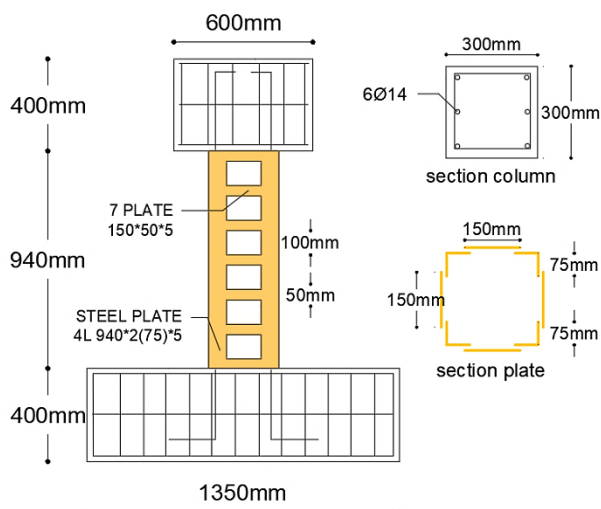
مدل شماره یک توسط کاور فولادی مشبک به روش تسمه بند، تقویت شده است. این کاور فولادی متشکل از ۴ عدد نبشی به طول ۹۴۰ میلی‌متر، عرض آن در هر سمت ۷۵ میلی‌متر و ضخامت آن ۵ میلی‌متر می‌باشد. همچنین پلیت‌های فولادی این کاور تقویتی نیز بطول ۱۵۰ میلی‌متر، ارتفاع ۱۰۰ میلی‌متر و ضخامت ۵ میلی‌متر می‌باشد. پلیت‌ها در اندازه‌های ۱۰۰ میلی‌متر بصورت متناوب به نبشی‌ها متصل شده است. تعداد پلیت‌های فولادی در هر سمت ۵ عدد و مجموعاً ۲۰ عدد می‌باشد.



شکل ۵ جزئیات ابعاد و اندازه ستون MODEL-1

۲-۳- نمونه MODEL-2

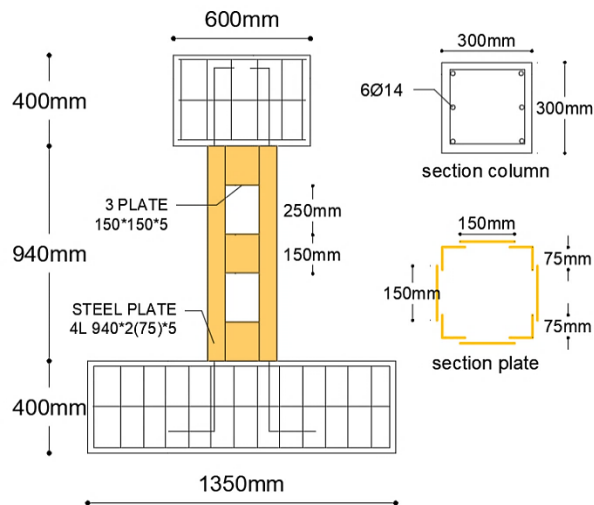
مدل شماره دو توسط کاور فولادی مشبک به روش تسمه بند تقویت شده است. این کاور فولادی متشکل از ۴ عدد نبشی به طول ۹۴۰ میلی‌متر و عرض آن در هر سمت ۷۵ میلی‌متر و ضخامت آن ۵ میلی‌متر می‌باشد. همچنین پلیت‌های فولادی این کاور تقویتی نیز بطول ۱۵۰ میلی‌متر، ارتفاع ۵۰ میلی‌متر و ضخامت ۵ میلی‌متر می‌باشد. پلیت‌های در اندازه‌های ۱۰۰ میلی‌متر بصورت متناوب به نبشی‌ها متصل شده است. تعداد پلیت‌های فولادی در هر سمت ۷ عدد و مجموعاً ۲۸ عدد می‌باشد.



شکل ۶ جزئیات ابعاد و اندازه ستون MODEL-2

۱-۳- نمونه MODEL-3

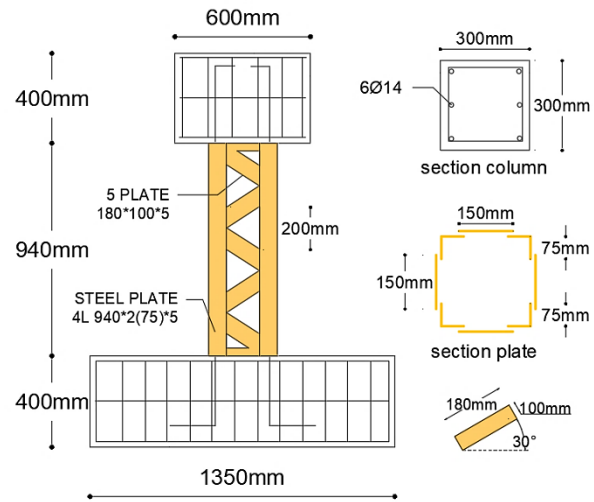
مدل شماره سه توسط کاور فولادی مشبک به روش تسمه بند تقویت شده است. این کاور فولادی متشکل از ۴ عدد نبشی به طول ۹۴۰ میلی‌متر و عرض آن در هر سمت ۷۵ میلی‌متر و ضخامت آن ۵ میلی‌متر می‌باشد. همچنین پلیت‌های فولادی این کاور تقویتی نیز بطول ۱۵۰ میلی‌متر، ارتفاع ۱۵۰ میلی‌متر و ضخامت ۵ میلی‌متر می‌باشد. پلیت‌های در اندازه‌های ۲۵۰ میلی‌متر بصورت متناوب به نبشی‌ها متصل شده است. تعداد پلیت‌های فولادی در هر سمت ۳ عدد و مجموعاً ۱۲ عدد می‌باشد.



شکل ۷ جزئیات ابعاد و اندازه MODEL-3

۳-۴- نمونه MODEL-4

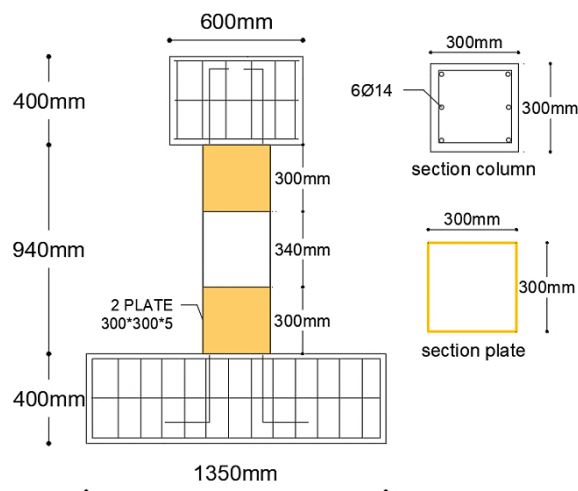
مدل شماره چهار توسط کاور فولادی مشبک به روش زیگزاگی تقویت شده است. این کاور فولادی متشکل از ۴ عدد نبشی به طول ۹۴۰ میلی‌متر و عرض آن در هر سمت ۷۵ میلی‌متر و ضخامت آن ۵ میلی‌متر می‌باشد. همچنین پلیت‌های فولادی این کاور تقویتی نیز بصورت مورب که نسبت به محور افق ۳۰ درجه است و بطول ۱۵۰ میلی‌متر، ارتفاع ۱۰۰ میلی‌متر و ضخامت ۵ میلی‌متر می‌باشد. پلیت‌های در اندازه‌های ۲۰۰ میلی‌متر بصورت متناوب به نبشی‌ها متصل شده است. تعداد پلیت‌های فولادی در هر سمت ۵ عدد و مجموعاً ۲۰ عدد می‌باشد.



شکل ۸ جزئیات ابعاد و اندازه MODEL-4

۳-۵- نمونه MODEL-5

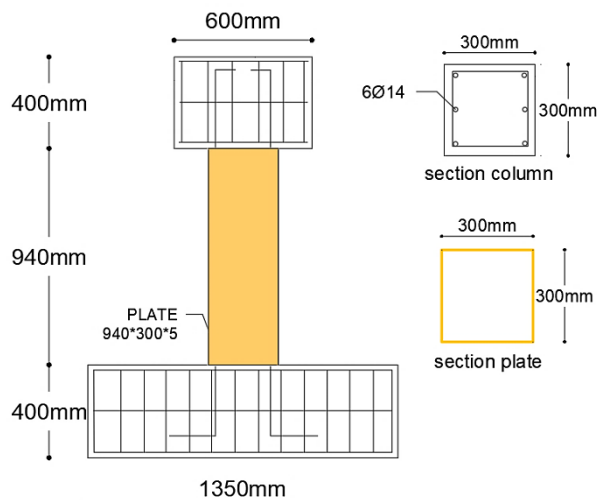
مدل شماره پنج توسط کاور فولادی نیم پارچه به اندازه‌ی تقریباً ۱/۳ طول ستون کوتاه تقویت شده است. این کاور فولادی متشکل از ۴ عدد پلیت به طول ۳۰۰ میلی‌متر و عرض ۳۰۰ میلی‌متر و ضخامت ۵ میلی‌متر می‌باشد که هر کدام بصورت یک مقطع مربع شکل در وجه پایینی و بالایی در فاصله ۳۴۰ میلی‌متری نسبت به یکدیگر نیز ستون کوتاه را محصور می‌نمایند. تعداد پلیت‌های فولادی در هر سمت ۲ عدد و مجموعاً ۸ عدد می‌باشد.



شکل ۹ جزئیات ابعاد و اندازه ستون MODEL-5

۳-۶- نمونه MODEL-6

مدل شماره شش توسط کاور فولادی یکپارچه به اندازه‌ی کل طول ستون کوتاه تقویت شده است. این کاور فولادی متشکل از ۴ عدد پلیت به طول ۹۴۰ میلی‌متر و عرض ۳۰۰ میلی‌متر و ضخامت ۵ میلی‌متر می‌باشد کاملاً ستون را محصور نموده است. تعداد پلیت‌های فولادی در هر سمت ۱ عدد و مجموعاً ۴ عدد می‌باشد.



شکل ۱۰ جزئیات ابعاد و اندازه ستون MODEL-6

۶- رفتار مصالح

۶-۱ بتن

بهترین مدل رفتاری برای شبیه سازی بتن در نرم افزار آباکوس، مدلی است که ترکیبی از رفتار خطی و خرابی پلاستیسیته را نمایش دهد. بر همین مبنا محققان توصیه کردند که رفتار ایزوتروپیک خرابی الاستیک را با مفهوم رفتار ایزوتروپیک پلاستیک در فشار و کشش بتن می‌توان ترکیب نمود. کتابخانه مصالح در نرم افزار آباکوس نیز از چنین مدلی برای شبیه سازی رفتار بتن استفاده می‌نماید. در مدل *Concrete Damaged Plasticity (CDP)* این نرم افزار برای بتن، رفتار پلاستیک (در کشش و فشار) تعریف شده است که می‌توان با وارد کردن پارامترهای مناسب، میزان خرابی دل خواه برای کشش و فشار را جهت شبیه سازی با نمونه آزمایشگاهی وارد نمود [۲۸]. برای معرفی رفتار کامل بتن با مدل *CDP* باید علاوه بر پارامترهای الاستیک (مدول الاستیسیته و ضریب پواسون) نیز

مقادیر عددی پنج پارامتر پلاستیک و پارامترهای اختصاصی معرف رفتار بتن در کشش و فشار به نرم افزار آباکوس داده شوند. در این تحقیق برای محاسبه معیار رفتار فشاری بتن در نرم افزار آباکوس از رابطه اصلاح شده پوپویچ^۷ و برای تعریف رفتار کششی بتن از رابطه بلاربی و اچ-سو^۸ استفاده شده است [۳۱].

معادله پوپویچ در مقایسه با دیگر معادلات، از دقت بیشتری برخوردار است و همچنین در مقایسه با مقادیر تجربی بهترین همخوانی را برای بتن‌های با مقاومت متفاوت در هر دو ناحیه صعودی و نزولی منحنی تنش-کرنش از خود نشان می‌دهد. این امر به دلیل دخالت پارامتر k در رابطه معادله می‌باشد که شیب تنزل منحنی را برای مقاومت‌های مختلف کنترل می‌نماید [۲۷].

معادله پوپویچ در سال ۱۹۸۷ بصورت رابطه شماره ۱ ارائه شد:

$$\sigma = n E_s \varepsilon / [n-1 + (\varepsilon / \varepsilon_c)^n] \quad (1)$$

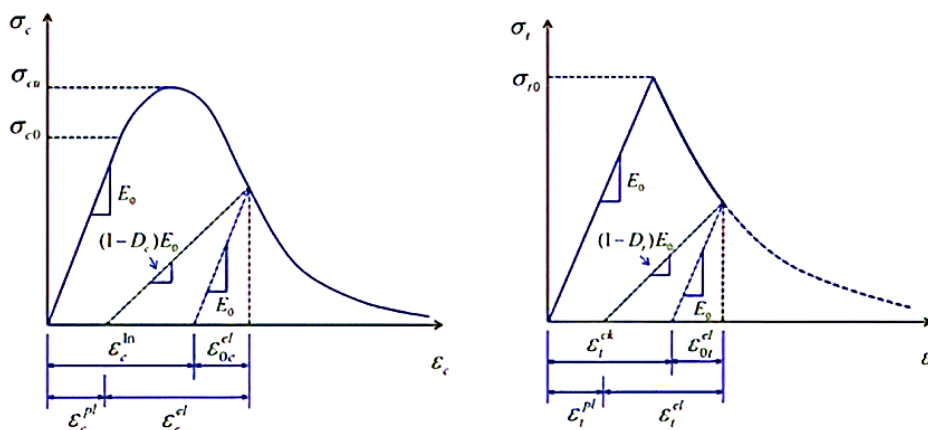
این معادله توسط تورنفیلد^۹ و همکارانش اصلاح گردید که به رابطه پوپویچ اصلاح شده شهرت پیدا کرد. در رابطه اولیه پوپویچ مشاهده گردید که بتن‌های با مقاومت بالا، شاخه‌ی نزولی معادله‌ی (۱) با سرعت کافی پس از تنش حداکثر تنزل پیدا نمی‌کند. بنابراین پیشنهاد گردید تا با اضافه کردن ضریب K در مخرج معادله (۱) تنزل شاخه‌ی نزولی افزایش یابد. در نتیجه رابطه‌ی تنش-کرنش برای در نظر گرفتن رفتار بتن‌های با مقاومت بالا بصورت رابطه شماره (۲) اصلاح گردید [۲۸]:

$$\sigma = n E_s \varepsilon / [n-1 + (\varepsilon / \varepsilon_c)^{nk}] \quad (2)$$

که در آن مقادیر n و k بصورت رابطه (۲-۱) و (۲-۲) محاسبه می‌گردد [۲۸]:

$$\text{if } \varepsilon / \varepsilon_c < 1 \quad k = 1 \quad (1-2)$$

$$\text{if } \varepsilon / \varepsilon_c > 1 \quad k = 0.67 + \sigma_c / 62 \quad (2-2)$$



شکل ۱۱ مدل رفتاری پوپویچ اصلاح شده برای مقاومت فشاری الاستیک و پلاستیک در منحنی پاسخ بتن به بار وارده [۲۸]

برای تعریف رفتار کششی بتن در منحنی تنش-کرنش تقریباً تا ۷۰٪ مقاومت کششی حداکثر بصورت الاستیک خطی فرض می‌شود. در تنش کششی حداکثر ترک‌های بسیار ریزی در بتن رشد می‌کنند که ناحیه رشد گسیختگی

⁷ Popovics

⁸ Belarbi and Hsu

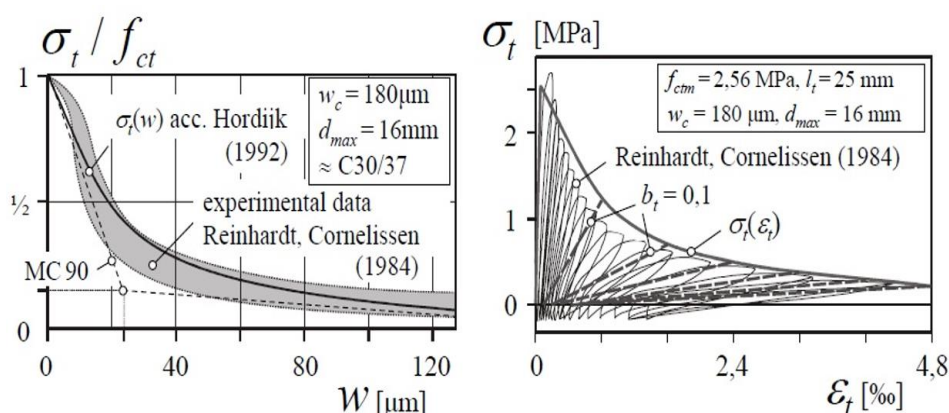
⁹ Thornfeldt

گفته می‌شود. با افزایش ریز ترک‌ها، ترک‌های فوق بهم رسیده و باعث کاهش سختی کششی می‌شود و مواد دچار نرم‌شدگی می‌شود. برای معرفی این رفتار از معادله مبتنی بر رابطه بلاری و اچ-سو است، استفاده شد. کرنش غیر الاستیک از رابطه شماره (۳) به دست می‌آید [۳۴].

$$\varepsilon^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_{oc} \quad (3)$$

رابطه شماره (۳) نشان دهنده کرنش الاستیک مصالح آسیب‌نندیده و بیانگر کرنش الاستیک کلی می‌باشد. برای تعریف رفتار پلاستیک کششی از رابطه شماره (۴) استفاده می‌شود. لازم به ذکر است که پاسخ رابطه (۴) نباید روند نزولی و یا منفی باشد [۳۵].

$$\varepsilon^{pl} = \varepsilon^{in} - [(d_c / 1-d_c) \times (\sigma_c / \varepsilon_0)] \quad (4)$$



شکل ۱۲ مدل رفتاری بلاری و اچ-سو برای مقاومت کششی الاستیک و پلاستیک بتن در منحنی پاسخ بتن به بار وارده [۳۴]

در این تحقیق مقدار پارامتر ویسکوزیته ۰/۰۰۱، مقدار پارامتر مدول الاستیسیته برابر ۲۳/۵ گیگا پاسکال و مقدار ضریب پواسون برابر ۰/۲ در نظر گرفته شده است. در مدل آزمایشگاهی این تحقیق از بتن ۴۰ مگاپاسکال استفاده شده است که بر همین اساس پارامترها و خصوصیت این بتن را در نرم افزار بر اساس اعداد مشخصه و آزمایشگاهی ثبت شده است [۱]. جدول ۲ مقادیر عددی جهت تعریف رفتار بتن را نشان می‌دهد.

جدول ۲ مقادیر عددی جهت تعیین رفتار بتن در نرم افزار آباکوس [۲، ۱]

وزن مخصوص	مقاومت فشاری بتن	زاویه اتساع	خروج از محوریت	fb_0/fb_c	k	ویسکوزیته	مدول الاستیسیته	ضریب پواسون
۲۵۵۰ Kg/m ³	۴۰ MPa	۳۰	۰/۱	۱/۱۶	۰/۵۵	۰/۰۰۱	۲۳/۵ Gpa	۰/۲

۶-۲- فولاد

در این تحقیق میلگرد بکار رفته جهت تسلیح ستون کوتاه بتنی از میلگرد با قطر ۱۴ و برای خاموت‌ها از میلگرد دارای قطر ۸ میلیمتر استفاده شده است. در نرم افزار آباکوس برای معرفی آرماتورهای طولی و عرضی از المان‌های

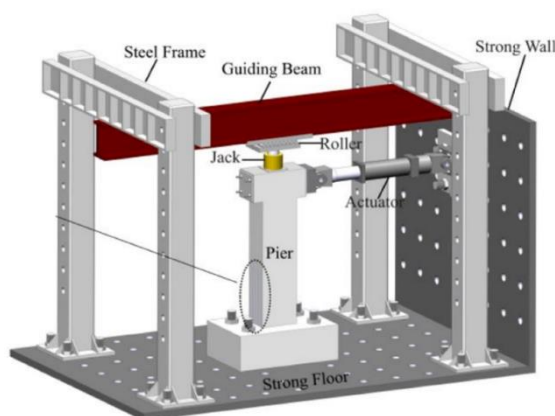
سیم^{۱۰} سه بعدی با تغییر شکل های غیر خطی استفاده شده است. در این نوع المان ها، تنها نیروی محوری انتقال می یابد و هیچ گونه لنگری ایجاد نمی شود. آرماتورها به صورت یک جا با المان های بتن تعریف شده و نیز در بتن جاسازی می شوند [۱۱]. جدول ۳ مقادیر عددی جهت تعریف رفتار فولاد در نرم افزار آباکوس نشان می دهد. همچنین برای معرفی پلیت های فولادی تقویتی از فولاد St37، با شکل پذیری متوسط استفاده گردیده است. مدول الاستیسیته فولادها عمدتاً بین $10^6 * 1/9$ تا $2/1$ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می باشد. همچنین ضریب پواسون فولاد نیز بین $0/25$ تا $0/3$ می باشد [۱۲]. در این تحقیق مشخصات رفتاری فولاد برای میلگردها مطابق با مقاله مرجع [۱] و مشخصات رفتاری فولادی پلیت تقویتی مطابق با مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران [۲۵] مفروض می باشد.

جدول ۳ مقادیر عددی جهت تعیین رفتار فولاد در نرم افزار آباکوس [۲۵، ۱]

مشخصات فولاد	وزن مخصوص	مدول الاستیسیته	نسبت پواسون	Fy/Mpa	Fu/Mpa
Φ 14	۱/۲۱ kg/m	$2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$	۰/۳	۴۶۳	۵۹۷
Φ 8	۰/۳۹۵ kg/m			۳۲۵	۴۹۶
Plate St37	۷۸۵۰ kg/m ²			۲۴۰	۳۷۰

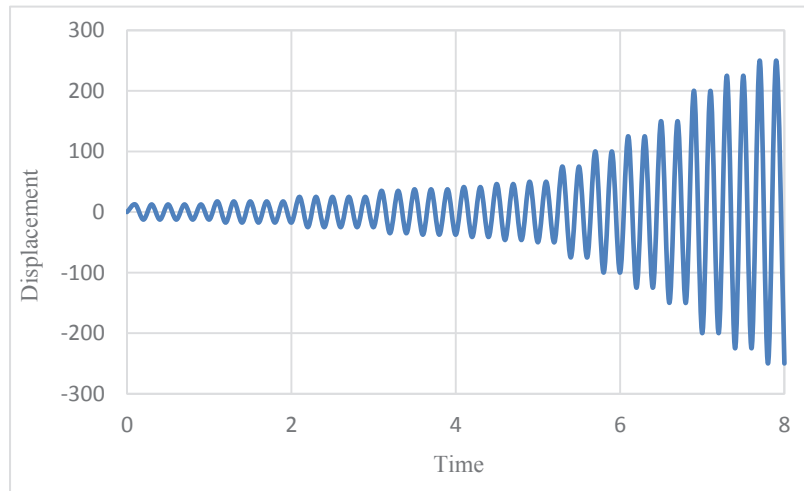
۷- بارگذاری

در این تحقیق نوع بارگذاری جانبی اعمال شده بر روی ستون بصورت جابجایی-زمان می باشد. بار جانبی وارده به صورت رفت و برگشتی در پرپود زمانی منظم اعمال گردیده است. این بار شبیه ساز نیروی وارده ناشی از زلزله است که تا لحظه گسیختگی ستون و ایجاد شکست مفصلی ادامه خواهد داشت. در این تحقیق الگوی بارگذاری چرخه ای مطابق با مقاله مرجع لحاظ شده است [۱]. نیرو جانبی بوسیله جک هیدرولیکی که در انتهای قسمت فوقانی ستون قرار گرفته و طی دو سیکل تکرار شونده با ضریب افزون شده تحت اثر شتاب سازه در تناوب زمانی $0/1$ ثانیه وارد می گردد. (میزان ثقل $9/81$ - مفروض است)



شکل ۱۳ نحوه ایجاد بارگذاری بر روی ستون کوتاه

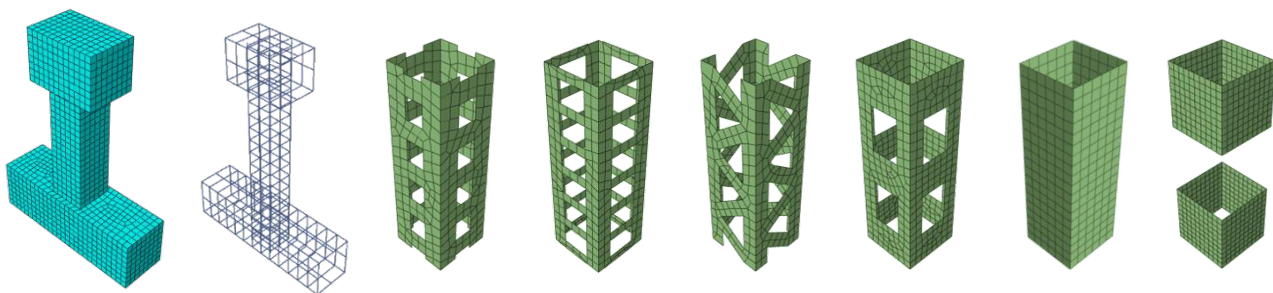
¹⁰ Wire



شکل ۱۴ چرخه بارگذاری رفت و برگشتی اعمال شده بر روی مدل [۱]

۸- مش بندی

روش حل در نرم افزار آباکوس بر پایه اصول اجزاء محدود و تقسیم مدل طراحی شده به المان‌های کوچکتر می باشد که هرکدام از این المان‌های کوچک شده، مش^{۱۱} نامیده می شود. بدین منظور نرم افزار قادر است تا با معادلات تعبیه شده برای آن‌ها تحلیل را انجام و مسئله را حل نمایند [۳]. در این تحقیق جهت تحلیل عددی مدل‌های مورد نظر از روش تکرار نیوتن رافسون^{۱۲} برای دستیابی به همگرایی استفاده شده است. برای مدل سازی بتن به دلیل رفتار سه بعدی آن از المان $C3d8r$ (المان پیوسته، سه بعدی ۸ نقطه ای با انتگرال کاهش یافته) و برای مدل سازی میلگردهای طولی و عرضی از المان $T3d2$ استفاده گردید که المانی یک بعدی با قابلیت تحمل فشار یا کشش می باشد و در هر گره، سه درجه آزادی انتقالی در جهات Z, Y, X دارد. همچنین برای کاور فولادی نیز از $S4r$ که المانی با ضخامت کم و کاهش یکپارچه سازی می باشد نیز استفاده گردیده است. در مدل سازی برای المان بتن و فولاد مش بندی از تکنیک $Structure$ و برای کاور فولادی از تکنیک $Quad Free$ و مدل مونتاژ شده از مش بندی $Free$ استفاده گردیده است.



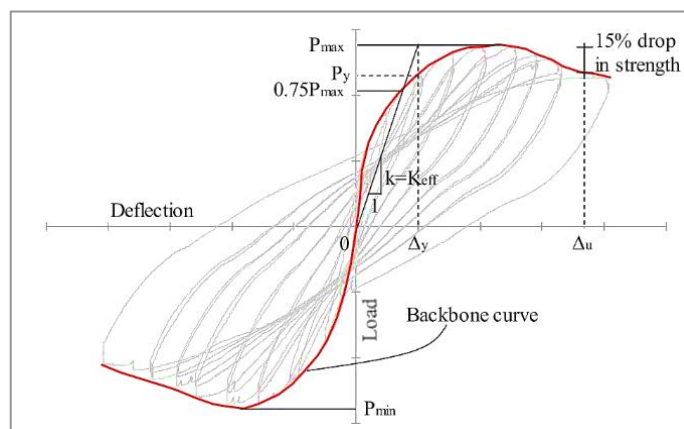
شکل ۱۵ مش بندی آرماتور و بتن ستون کوتاه و کاورهای فولادی تقویتی در نرم افزار آباکوس

¹¹ Mesh

¹² Newton Raphson

۹- روش تحلیل

جهت استخراج منحنی هیستریزیس مدل‌های مورد مطالعه در این تحقیق نیز از تحلیل استاتیکی غیرخطی^{۱۳} استفاده شده است. بدین ترتیب نیروی جانبی بصورت افزایشده و گام به گام زیاد می‌شود و باعث هل دادن سازه می‌شود. این افزایش بارگذاری باعث ایجاد اولین مفصل پلاستیک می‌شود اما پس از آن سازه همچنان مقاوم است و می‌توان بارگذاری را افزایش داد. این افزایش نیرو تا جایی ادامه پیدا می‌کند، تا سازه کاملاً تخریب شود [۳]. در این روش به طور مستقیم تغییر مکان کلی توسط یک شتاب نگاشت مشخص به سازه اعمال می‌شود. نتایج این تحلیل جهت ترسیم شکل هیستریزیس برای تحلیل اثرات زلزله بر روی ستون‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد. در بارگذاری سیکلی در ابتدا مقاومت به دلیل رفتار سخت شونده‌گی افزایش یافته اما در نهایت، سختی (شیب منحنی) و مقاومت در اثر رفتار نرم‌شونده‌گی کاهش می‌یابد و به اصطلاح، منحنی‌های هیستریزیس نسبت به حالت اولیه اندکی تغییر می‌کنند [۴]. تفاوت منحنی‌های هیستریزیس در بارگذاری یکنواخت و سیکلی نیز ناشی از همین مورد یعنی زوال سختی و مقاومت می‌باشد. لازم به ذکر است که با متصل کردن انتهای هر سیکل رفت و برگشتی در شکل هیستریزیس نیز می‌توان منحنی پوش آور آن را رسم نمود. شکل شماره ۱۶ بیانگر این مساله است.



شکل ۱۶ نحوه استخراج منحنی پوش آور از منحنی هیستریزیس [3]

۱۰- نسبت شکل پذیری و ضریب رفتار

ظرفیت تغییر شکل غیر ارتجاعی در سازه‌ها به کمک ضریب شکل پذیری بیان می‌گردد، که عبارت است از تغییر شکل نهایی سازه به تغییر شکل لحظه تسلیم آن و هر چه ضریب شکل‌پذیری یک سازه (R) بیشتر باشد، میزان جذب انرژی بالاتر بوده و در نتیجه مقدار ضریب رفتار بزرگتر خواهد بود [۵]. هنگامی که یکی از اعضای سازه به حد تسلیم می‌رسد با تشکیل مفصل پلاستیک به تدریج سختی سازه با کاهش درجه نامعینی استاتیکی کاهش می‌یابد ولی سازه همچنان پایدار است و قادر خواهد بود که در مقابل بارهای جانبی از خود مقاومت نشان دهد. وقتی که نیروی خارجی باز هم افزایش یابد مفاصل بیشتری در سازه ایجاد می‌شود تا جایی که سازه از نظر استاتیکی ناپایدار شده و دیگر توان تحمل بار جانبی اضافی را نداشته باشد. این اضافه مقاومت که سازه بعد تشکیل اولین مفصل پلاستیک تا مرحله ناپایداری از خود نشان می‌دهد ضریب اضافه مقاومت (Ω) سازه نامیده می‌شود [۳، ۸]. در این

¹³ General static

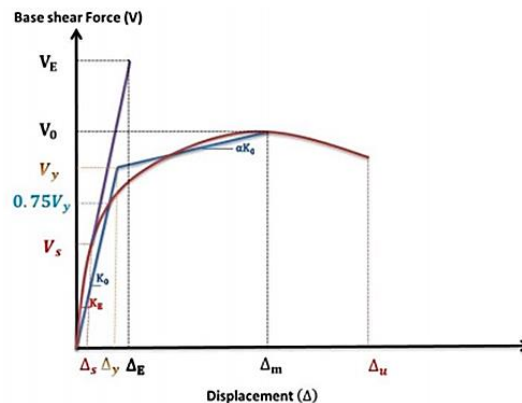
تحقیق منحنی پوش آور به روش پریستلی و پائولی^{۱۴} دو خطی گردیده و سپس با روش چوپرا^{۱۵} ضریب رفتار آن محاسبه شده است. در این روش جهت سهولت در انجام محاسبات ریاضی نیز فرمول نویسی تحت نرم افزار اکسل^{۱۶} انجام شده است تا با وارد نمودن مقادیر برش پایه اولین مفصل پلاستیک V_s و تغییر مکان متناظر با آن Δ_s برش پایه ماکزیمم V_y و تغییر مکان متناظر با آن Δ_y و نسبت شکل پذیری μ بتوان منحنی پوش آور را دو خطی کرده و مساحت سطح زیر شکل را محاسبه نمود. بعد از مراحل مذکور ضریب رفتار، نسبت شکل پذیری، سختی اولیه، ظرفیت باربری و اولین مفصل پلاستیک توسط اکسل محاسبه خواهد گردید.

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (۵)$$

$$R = R_S R_\mu \quad (۶)$$

$$R_S = \frac{V_0}{V_s} \quad (۷)$$

$$\Omega = V_y / V_d \quad (۸)$$



شکل ۱۷ مکان‌گزینی پارامترهای مؤثر جهت دوخطی کردن شکل پوش آور [۹]

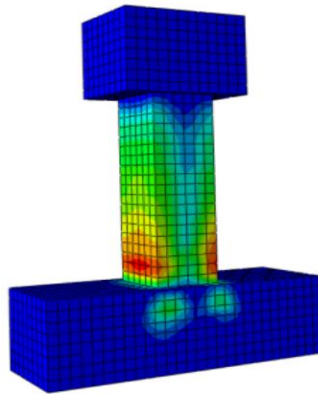
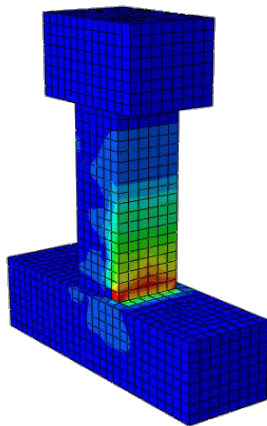
۱۱-صحت سنجی

به استناد از نتایج بدست آمده از تحلیل محاسباتی و روش آزمایشگاهی نیز مشخص گردید که ستون کوتاه مورد تحقیق دچار شکست مفصلی در پای ستون و ترک‌های خمشی در سطوح میانی گردیده است. همچنین با عنایت به مدلسازی عددی در نرم افزار آباکوس مشخص گردید که انطباق خوبی بین نتایج عددی و آزمایشگاهی برقرار می‌باشد. میزان اختلاف اندکی که در نتایج بوجود آمده است ناشی از غیر قابل پیش بینی بودن دقیق رفتار بتن در محدوده‌ی پلاستیک می‌باشد.

¹⁴ Priestley & Paulay

¹⁵ Chopra

¹⁶ Excel



ج) نوع شکست مفصلی حاصل از تحلیل در این مطالعه

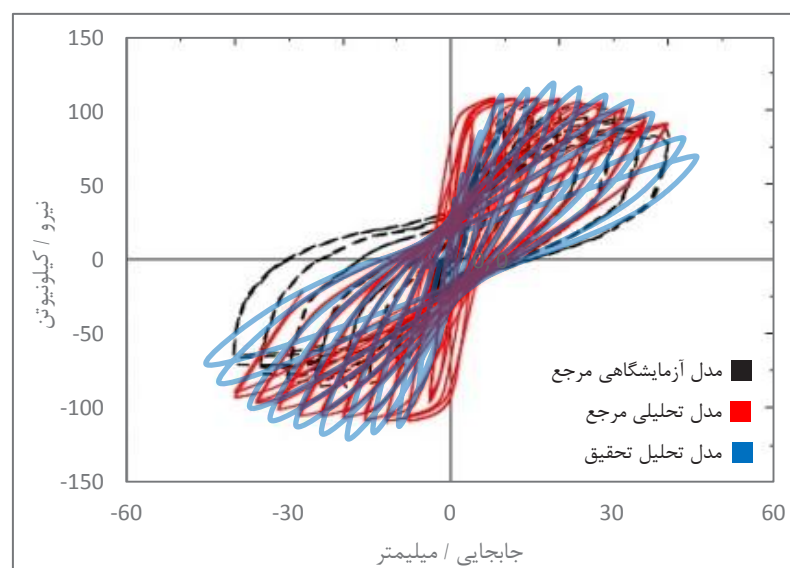
ب) نوع شکست مفصلی در مدل عددی [1] مرجع

الف) نوع شکست مفصلی در محیط آزمایشگاه [1]

شکل ۱۸ مقایسه نواحی ترک و آسیب مدل آزمایشگاهی، مدلسازی عددی مرجع و مدلسازی عددی بدست آمده در این تحقیق [۱]

جدول ۴ مقایسه پارامترهای عددی مستخرج از شکل پوش آور و میزان اختلاف آن با داده‌های مقاله مرجع [۱]

شکل پذیر	نقطه عملکرد		نقطه ماکزیمم		نقطه خرابی		μ_r
	Yeild Point / Kn	Δy / mm	Peak Point / Kn	Δp / mm	Failure Point / Kn	Δf / mm	
Refrence	۸۵/۳	۷/۸۱	۱۰۶/۴	۲۰/۰۲	۹۰/۴۴	۳۷	۴/۴۲
	-۷۰/۴۹	-۸/۹۳	-۸۶/۶	-۱۹/۹۳	-۷۳/۶۱	-۳۶/۸	
Model-0	۸۷/۲	۶/۶۴	۱۱۶/۱۷	۱۸/۸	۹۴/۳	۳۸	۵/۳۳
	-۹۳/۰۸	-۷/۴۸	-۱۱۸/۳۳	-۱۷/۳	-۸۷/۶	-۳۷/۴	
درصد اختلاف	%۷/۵	%۲/۵	%۹/۲	%۰/۷	%۰/۵	%۰/۲	-

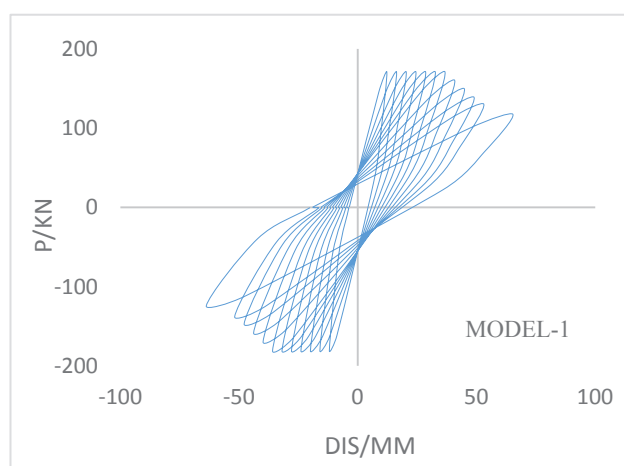


شکل ۱۹- مقایسه و همپوشانی منحنی هیستریزس مدلسازی عددی با داده‌های آزمایشگاهی و عددی مقاله فرنس [۱]

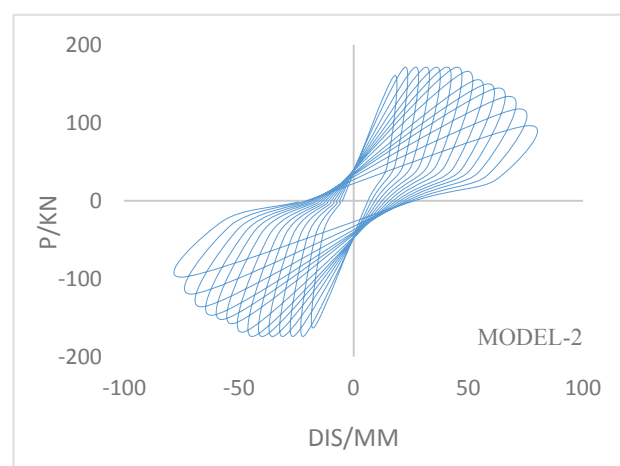
۱۲- یافته‌های تحقیق

۱۲-۳- ظرفیت جانبی

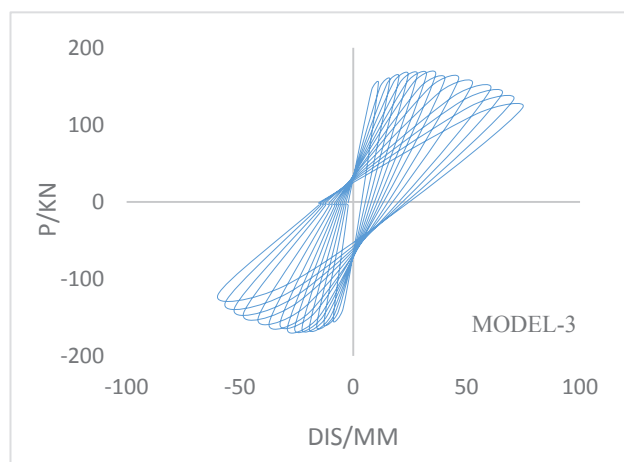
یکی از خصوصیات مصالح که پس از بدست آمدن شکل تنش- کرنش می‌توان محاسبه نمود، میزان شکل‌پذیری آن‌ها می‌باشد. شکل‌پذیری به صورت نسبت کرنش متناظر با حد نهایی، به کرنش متناظر با حد تسلیم گفته می‌شود [۳]. رفتار هیستریزیس سازه‌ها متأثر از میزان ظرفیت باربری و تغییر سیکل‌های پیوسته در مدهای رفت و برگشتی سیستم می‌باشد به گونه‌ای که اگر حلقه‌های منحنی هیستریزیس باریک باشند، نشان دهنده استعداد کم مقاومت در برابر زلزله بوده و سازه توان اندکی از خود برای جذب و اتلاف انرژی بروز می‌دهد و اگر حلقه‌های هیستریزیس پهن باشد، نشانه استعداد خوب مقاومت در برابر زلزله بوده و سازه ظرفیت زیادی جهت اتلاف انرژی دارد [۱۴]. در این تحقیق نیز برای بررسی رفتار ستون‌های تقویت شده در برابر بار جانبی نیز منحنی‌های هیستریزیس نیرو - تغییر مکان مطابق با جدول شماره ۵ آورده شده است.



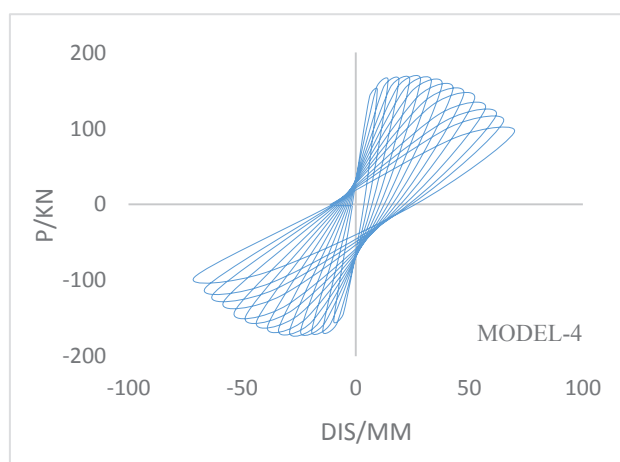
شکل ۲۰ منحنی هیستریزیس مدل یک



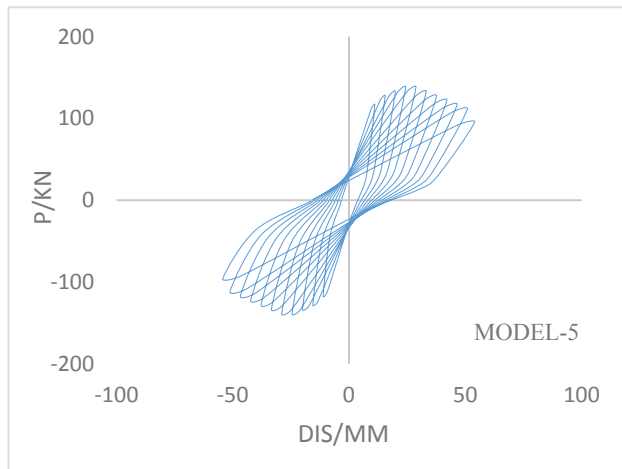
شکل ۲۱ منحنی هیستریزیس مدل دو



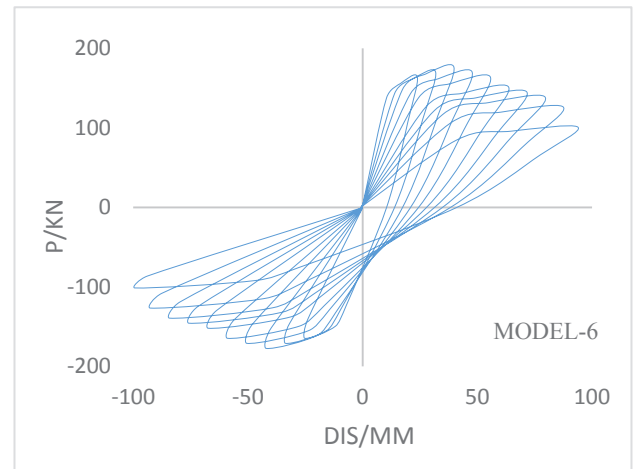
شکل ۲۲ منحنی هیستریزیس مدل سه



شکل ۲۳ منحنی هیستریزیس مدل چهار



شکل ۲۴ منحنی هیستریزیس مدل پنج



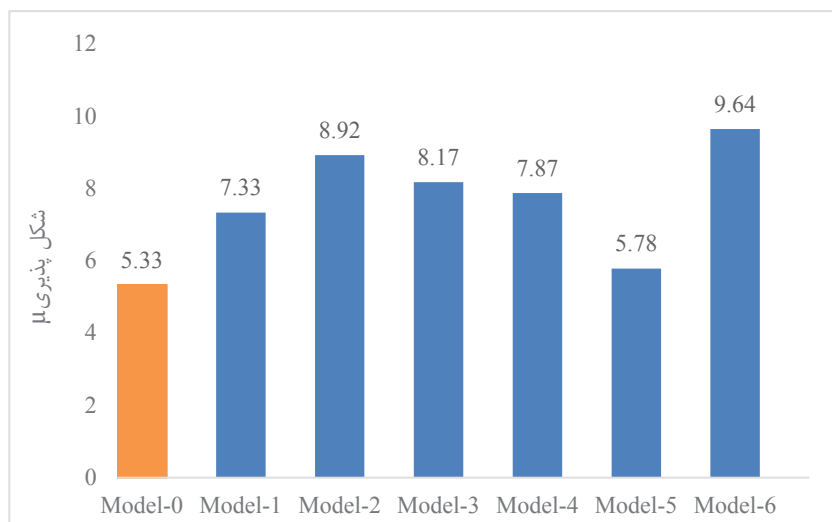
شکل ۲۵ منحنی هیستریزیس مدل شش

جدول ۴ نتایج عددی محاسبه شده از شکل هیستریزیس در تمامی مدل‌ها

شکل پذیري	نقطه خرابی		نقطه ماکزیمم		نقطه عملکرد		نام مدل
	$\Delta f / \text{mm}$	Failure Point / kn	$\Delta m / \text{mm}$	Peak Point / kn	$\Delta y / \text{mm}$	Yeild Point / kn	
۵/۳۳	38	94/3	18/8	116/17	6/64	87/2	Model-0
	-37/4	-87/6	-17/3	-118/33	-7/48	-93/08	
۷/۳۳	60/2	124/2	31/9	169/3	8/2	158/2	Model-1
	-57/9	-129/8	-32/2	-170/3	-7/9	-154/3	
۸/۹۲	77/6	125/4	31/1	170/2	8/6	142/3	Model-2
	-74/2	-121/6	-33/4	-174/6	-8/4	-137/7	
۸/۱۷	69/9	123/5	29/2	167/6	8/1	148/6	Model-3
	-66/7	121/8	-32/7	-165/1	-8/6	-151/2	
۷/۸۷	69/8	121/4	33/2	168/8	9/22	143/6	Model-4
	-66/2	-118/4	-31/8	-166/5	-8/04	-156/2	
۷۸/۵	51/3	99/8	24/3	140/3	9/1	113/3	Model-5
	-49/8	-107/1	-22/1	-143/2	-8/38	-120/4	
۹/۶۴	88/3	136/6	37/1	176/8	9/2	136/5	Model-6
	-92/1	-132/1	-35/3	-174/6	-9/5	-133/2	

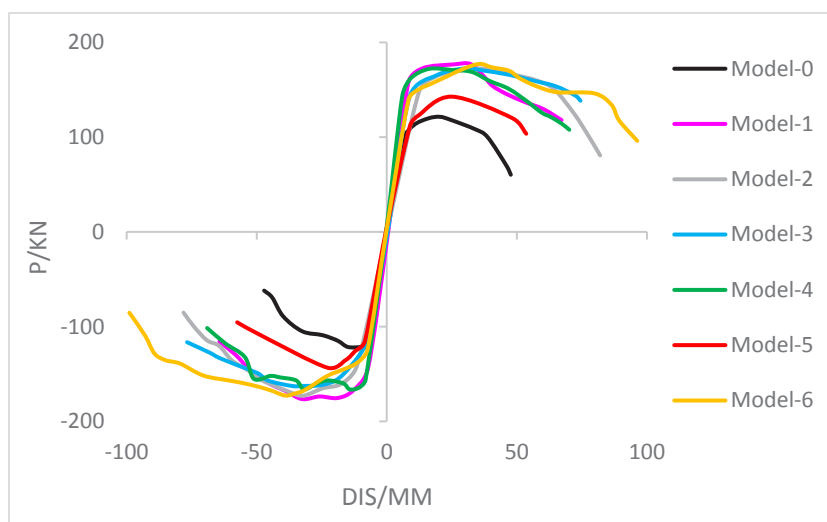
نتایج بدست آمده از منحنی هیستریزیس، نشان می‌دهد که در مدل‌های 1-2-3-4-6 نسبت شکل‌پذیری (μ) جانبی در محدوده‌ی پلاستیسیته (در سیکل‌های متوالی افزایش می‌یابد و این نشان دهنده آن است که ستون‌های تقویت شده دارای چرخه‌های پایدار هیستریزیس و رفتار لرزه‌ای مناسبی می‌باشند. از سوی دیگر عدم تنزل مقاومت

و آفت سختی در چرخه‌های هیستریزیس در اینگونه ستون‌ها بیانگر شکل پذیری زیاد و ظرفیت بالای جذب انرژی در این سیستم می‌باشد. در نهایت *Model-6* با نسبت شکل پذیری ۹/۶۴ دارای بیشترین شکل پذیری و *Model-5* با نسبت شکل پذیری ۵/۷۸ دارای کمترین شکل پذیری در مقایسه با سایر نمونه‌ها می‌باشند.



شکل ۲۶ مقایسه نسبت شکل پذیری در حالت غیر خطی در مدل‌های مورد تحقیق

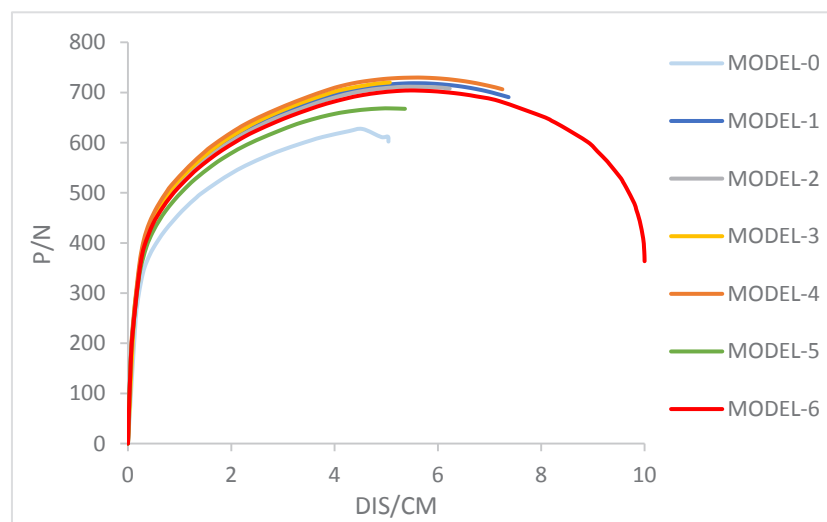
میزان ظرفیت جانبی ستون‌های تقویت شده مطابق با شکل شماره ۲۷ است. به استناد از این شکل مشاهده می‌شود که در روش مقاوم‌سازی با کاور فولادی میزان رفتار ستون‌ها متأثر از تغییر الگوهای شکلی متفاوت است اما این اختلاف به استثنای *Model-5* چندان اختلافی ندارد. قابل ذکر است که مدل *Model-6* نیز دارای بیشترین ظرفیت جانبی به میزان ۱۷۵/۷ کیلو نیوتن که نسبت به مدل بدون تقویتی، ۴۹٪ رشد دارد و نمونه *Model-5* دارای حداقل ظرفیت جانبی به میزان ۱۴۱/۷۵ کیلو نیوتن که در مقایسه با مدل بدون تقویتی ۲۰٪ رشد داشته است.



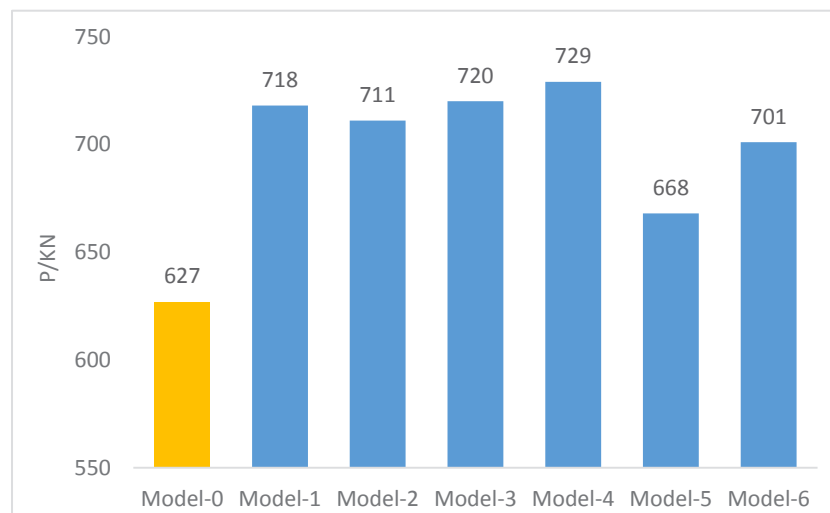
شکل ۲۷ مقایسه منحنی‌های هیستریزیس مدل‌های تحلیلی مورد تحقیق

۴-۱۲ ظرفیت باربری

مطابق با شکل شماره ۲۸ که نتایج حاصل از تحلیل‌های مدل‌سازی عددی در نرم افزار آباکوس می‌باشد نیز حداکثر میزان ظرفیت باربری محوری هر کدام از ستون‌های تقویت شده مشخص شده است. به استناد از این نتایج می‌توان بیان نمود که مدل *Model-4* تقویت شده با الگوی شکلی تسمه بند خرپایی نیز دارای بیشترین ظرفیت مقاومت فشاری به میزان ۷۲۹ کیلو نیوتن است که نسبت به ستون بدون تقویتی ۱۶٪ افزایش ظرفیت بار محوری دارد. همچنین *Model-4* با عنایت به تسمه‌های خرپایی در انتقال نیروی محوری به کف ستون یا فنداسیون دارای عملکرد بهتری می‌باشد. مدل *Model-6* تقویت شده با الگوی شکلی یکپارچه بدلیل سختی کمتر نیز در مرکز ستون دچار کماترهای آرماتورهای فشاری و در نتیجه ناپایداری ثقلی ستون نیز می‌گردد. در مدل *Model-5* نیز مشابه *Model-6* همین عارضه حاکم است اما با این تفاوت که *Model-6* دارای مقاومت و همچنین شکل پذیری بیشتری نسبت به مدل *Model-5* می‌باشد.



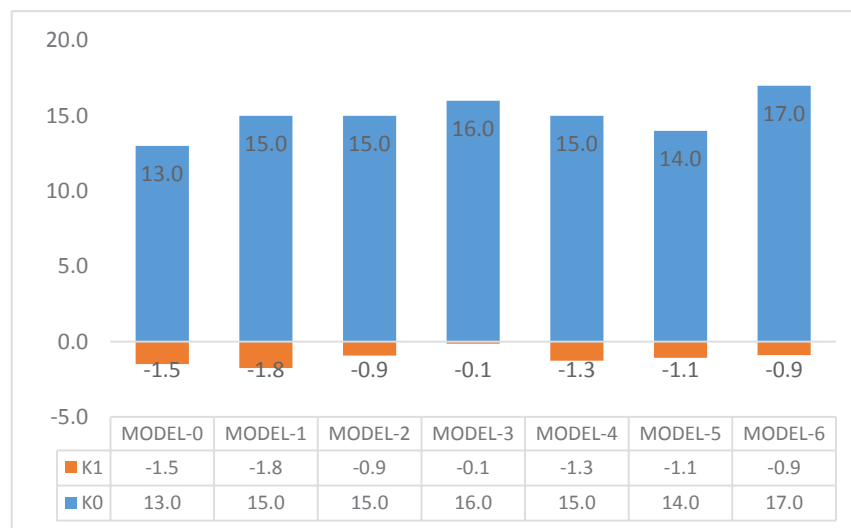
شکل ۲۸ مقایسه ظرفیت باربری فشاری مدل‌های مورد تحقیق



شکل ۲۹ مقایسه حداکثر میزان ظرفیت باربری محوری تحت بارگذاری فشاری

۱۲-۶- سختی ستون

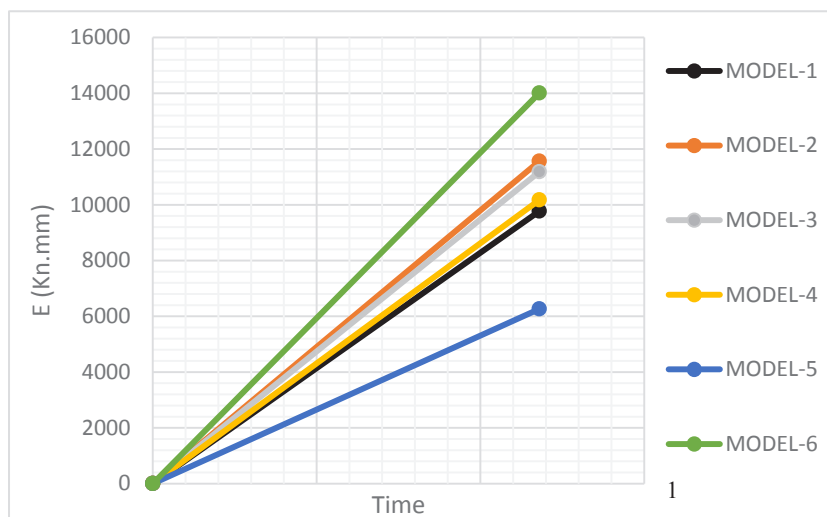
سختی یکی از عوامل تعیین کننده‌ای است که برای بررسی رفتار سازه‌ها و از جمله ستون‌ها مورد استناد و استفاده قرار می‌گیرد. بدین ترتیب در منحنی پوش آور سازه‌ها شیب شکل در محدوده‌ی ارتجاعی بیانگر سختی اولیه یا سختی الاستیک (K_0) و در ادامه آن شیب منحنی در محدوده گسیختگی بیانگر سختی ثانویه یا سختی پلاستیسیته (K_1) می‌باشد. بنابراین میزان کاهش سختی نیز از حاصل تفریق سختی اولیه نسبت به سختی ثانویه بدست می‌آید [۳]. مطابق با شکل شماره ۳۰ که میزان کاهش سختی اولیه و ثانویه ستون‌های مورد تحقیق را نمایش می‌دهد محرز گردید که مدل Model-6 که با ورق یکپارچه فولادی تقویت شده است دارای کمترین میزان سختی اولیه (بیشترین کاهش سختی اولیه) و نیز مدل Model-1 که با ورق تسمه بند مشبک تقویت شده است دارای کمترین سختی ثانویه (بیشترین کاهش سختی ثانویه) می‌باشند. لذا می‌توان نتیجه گرفت در مواردی که افزایش سختی سازه ضروری باشد مانند کنترل اثرات $P-\Delta$ برای جلوگیری از آسیب دیدن اجزاء غیرسازه‌ای برای حفظ تجهیزات و لوازم حساس در ساختمان‌های با کاربری‌های ویژه، می‌توان با افزایش سختی ستون با این روش تقویتی به این مهم دست یافت.



شکل ۳۰ میزان کاهش سختی و مقایسه سختی اولیه و ثانویه ستون‌های مورد تحقیق

۱۲-۵- استهلاک انرژی

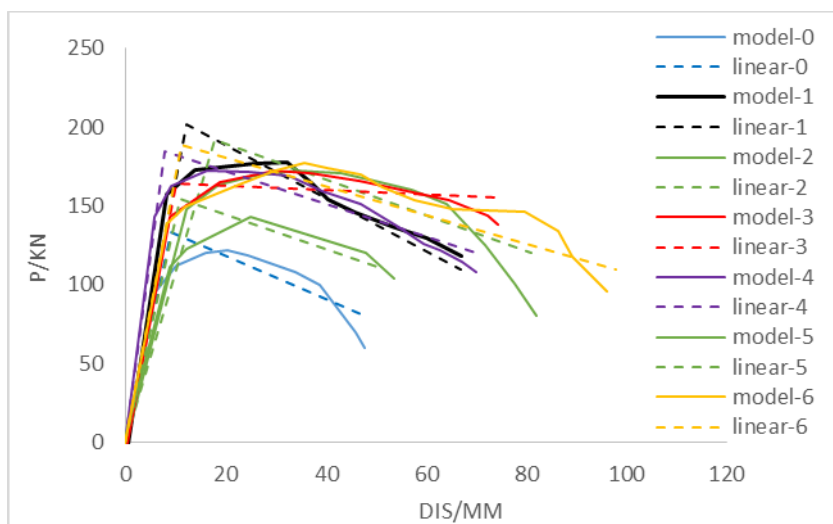
استهلاک انرژی یکی از مهم‌ترین پارامترها در رفتار سازه هنگام وقوع زلزله است. انرژی مستهلک شده در هر سیکل برابر مساحت زیر منحنی هیستریزس در آن سیکل می‌باشد. همچنین انرژی مستهلک شده تجمعی برابر مجموع انرژی مستهلک شده در تمامی سیکل‌ها می‌باشد [۳]. مقدار انرژی مستهلک شده تجمعی در واحد زمان معادل مقیاس یک ثانیه در شکل شماره ۳۱ ارائه شده است. لذا مشخص است که استفاده از روش محصور شونده‌ی بوسیله فولاد یکپارچه به دلیل شکل پذیری بالاتر نسبت به سایر مدل‌ها در تقویت و بهبود رفتار لرزه‌ای ستون‌ها مؤثر است و باعث افزایش قابل توجهی در ظرفیت استهلاک انرژی خواهد شد، بطوریکه در مدل Model-6 افزایش انرژی مستهلک شده ۲۹۸ درصدی در مقایسه با مدل شاهد Model-0 در سطح مشترک ایجاد می‌شود. هم‌چنین در مدل‌های تقویت شده با تسمه بند مشبک در حالات نصب مختلف تغییر محسوسی در میزان انرژی جذب و مستهلک شده در قیاس با یکدیگر مشاهده نمی‌گردد که نشان دهنده عدم تاثیر روش نصب و تسمه مشبک در صورت عدم محصورشدگی با ورق فولادی بدلیل گسیختگی زودرس می‌باشد اما در مقایسه با مدل شاهد Model-0 تاثیر آن‌ها قابل ملاحظه می‌باشد.



شکل ۳۱ میزان انرژی مستهلک شده توسط تمامی مدل‌ها

۱۲-۷- ضریب رفتار

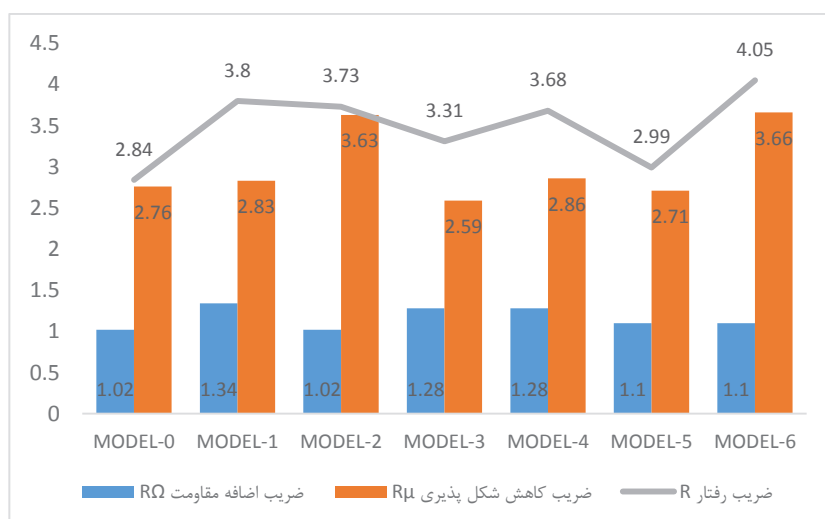
از دیگر عوامل مهم در تحلیل رفتار ستون‌های کوتاه، شکل پذیری است که رابطه نزدیک با مقاومت سازه در مقابل نیروهای زلزله دارد. هرچه ضریب شکل پذیری سازه بزرگتر و مقاومت آن کاهش کمتری داشته باشد، قدرت مستهلک نمودن انرژی زلزله در حالت غیرارتجاعی بیشتر بوده و رفتار مطلوب‌تری خواهد داشت. شکل پذیری هر سازه ارتجاعی - خمیری برابر نسبت جابجایی نهایی خمیری به جابجایی تسلیم آن است. در این تحقیق نیز شکل پذیری ستون‌ها و ضریب رفتار آن‌ها مطابق جدول شماره ۵ بررسی و آورده شده است. مطابق با نتایج بدست آمده نیز *Model-6* با $R=4/05$ دارای بزرگترین ضریب رفتار و پس از مدل شاهد نیز مدل *Model-5* با $R=2/99$ دارای کوچکترین ضریب رفتار می‌باشند. ستون *Model-6* با مقاومت بیشتر در برابر اثرات بار جانبی نیز زمینه را برای جذب بیشتر انرژی فراهم نموده و باعث شد تا ستون مذکور عملکرد بهتری در برابر بار جانبی داشته باشد. اما این امر در ستون‌های با سختی بیشتر، کمتر دیده می‌شود بطوریکه مدل‌های *Model-1-2-3-4* بدلیل سختی بیشتر نیز باعث گردید تا نیروی بیشتری به ستون وارد گردد و ستون از ناحیه مفصل پای ستون گسیخته و امکان جذب و شکل پذیری بیشتر میسر نگردد. همچنین این مدل‌ها از ضریب شکل پذیری بسیار خوبی برخوردارند و ضریب رفتار آن‌ها متأثر از سختی آن‌ها نیز می‌باشد که با افزایش ضخامت ورق‌های فولادی نیز تا حدی افزایش می‌یابد. با تامل بر روی نحوه گسیختگی مدل‌ها مطابق با شکل شماره ۳۲ محرز گردید که *Model-3* و *Model-5* و نیز به استناد از ضریب رفتار آن‌ها، ترک‌های خمشی کمتری را تجربه می‌نمایند و رفتار ترد و سخت‌تری خواهند داشت که نشان از عملکرد نامطلوب آن‌ها نسبت به سایر مدل‌ها می‌باشد.



شکل ۳۲ دو خطی کردن منحنی پوش آور مدل های مورد تحقیق

جدول ۵ مقایسه ضریب رفتار، ضریب شکل پذیری، ضریب مقاومت ستون های مورد مطالعه

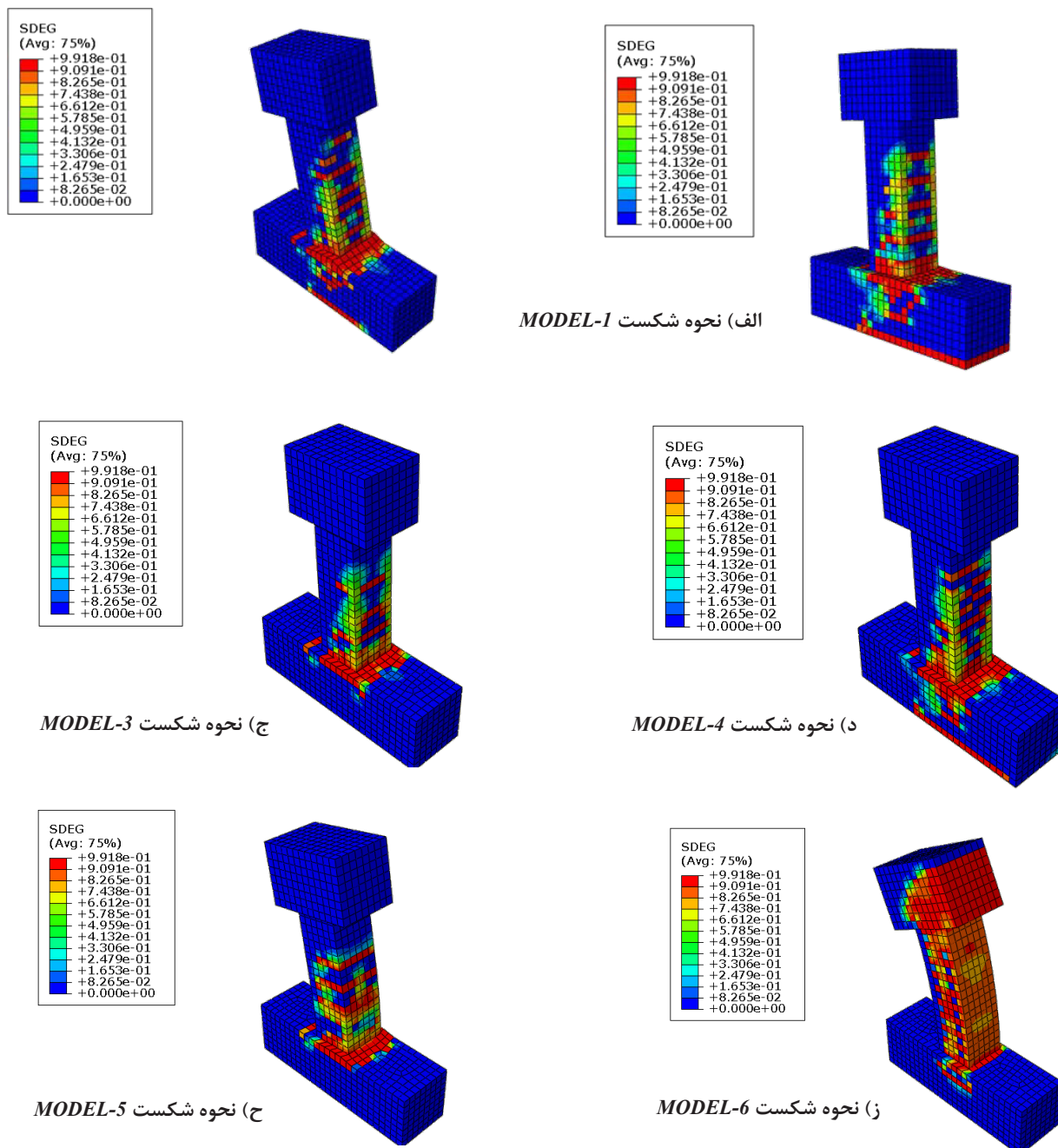
ضریب رفتار	ضریب شکل پذیری	ضریب اضافه مقاومت	نام مدل
R	R_{μ}	R_{Ω}	
۲/۸۴	۲/۷۶	۱/۰۲	MODEL-0
۳/۸۰	۲/۸۳	۱/۳۴	MODEL-1
۳/۷۳	۳/۶۳	۱/۰۲	MODEL-2
۳/۳۱	۲/۵۹	۱/۲۸	MODEL-3
۳/۶۸	۲/۸۶	۱/۲۸	MODEL-4
۲/۹۹	۲/۷۱	۱/۱۰	MODEL-5
۴/۰۵	۳/۶۶	۱/۱۰	MODEL-6



شکل ۳۳ مقایسه ضریب رفتار، ضریب کاهش شکل پذیری، ضریب مقاومت ستون های مورد مطالعه

۱۲-۸-مود شکست

با تامل بر روی نحوه شکست و پارامتر آسیب پذیری ستون‌های مورد تحقیق مطابق شکل شماره ۳۴ مشخص گردید که مدل *Model-3* ترک‌های خمشی کمتری را تجربه نموده و رفتار ترد و شکننده تری دارد که نشان از عملکرد نامطلوب آن نسبت به سایر نمونه‌ها است. از جهتی مد شکست *Model-6* شکست خمشی را نشان می‌دهد. مابقی نمونه‌ها علرغم سختی بیشتر نسبت به نمونه *Model-6* علاوه بر تحمل ترک‌های خمشی نیز بر اثر ایجاد شکست مفصل در پای ستون گسیخته شده‌اند.



شکل ۳۴ مقایسه نواحی آسیب و شکست ستون‌های مورد مطالعه

۱۳- نتیجه گیری

تاکنون روش‌های نوینی برای تقویت ستون‌های کوتاه بتنی ابداع گردیده که از جمله آن‌ها می‌توان به مقاوم سازی با ورق یا میلگردهای کامپوزیت (*FRP*) اشاره نمود. همه عمده این روش‌های باعث افزایش سختی و کاهش شکل پذیری ستون کوتاه خواهند شد که در نتیجه بروز شکست خمشی و برشی را محتمل‌تر خواهد کرد. بدیهی است که ستون بتنی کوتاه انرژی لرزه‌ای بیشتری را به خود جذب می‌نماید که این پدیده باعث شکست برشی و مفصلی در ستون کوتاه می‌گردد. بنابراین تقویت ستون با روشی که بتوان ظرفیت خمشی و برشی و میزان شکل پذیری آن را افزایش داد از اهمیت زیادی برخوردار است. ثابت شده است که استفاده از ورق‌های فولادی بدلیل خاصیت الاستو پلاستیک بالا می‌تواند گزینه مناسبی برای افزایش شکل پذیری و دوام ستون کوتاه بتنی بحساب آید. هدف اصلی این تحقیق، تقویت ستون‌های کوتاه بوسیله کاور فولادی در الگوهای مختلف شکلی تحت بارگذاری جانبی جهت سنجش ظرفیت باربری، مقاومت، نسبت شکل پذیری و ضریب رفتار بوده است. لذا نتایج به دست آمده نشان داد که مقاوم سازی با کاور فولادی یک الگوی مناسب جهت افزایش ظرفیت باربری و نیز شکل پذیری موثر در ستون‌های کوتاه می‌باشد. منحنی‌های هیستریزس این ستون‌ها پایدار و با سطح محصور شده زیاد می‌باشند که با افزایش سختی ستون‌ها ظرفیت باربری آن‌ها افزایش می‌یابد. بطور خلاصه نتایج بدست آمده عبارتند از:

(۱) میزان ظرفیت باربری جانبی ستون تقویت شده با فولاد یکپارچه در مدل *Model-6* به علت افزایش سطح مقطع فولادی بیشتر از سایر نمونه‌های تقویت شده می‌باشد و باعث استفاده حداکثری از ظرفیت خمشی این ستون می‌گردد. اما ضمن در نظر گرفتن افزایش ناچیز آن نسبت به سایر الگوهای شکلی و نیز بدلیل بکارگیری مساحت بیشتر که در نتیجه افزایش وزن سازه را در برخواهد داشت و ممکن است استفاده از این الگوی تقویتی توجیه ناپذیر باشد.

(۲) با توجه به ضرورت ایجاد شکل پذیری بیشتر در ستون‌های کوتاه نیز در ستون تقویت شده *Model-6* تغییر شکل بیشتری حاصل می‌گردد که تفاوت عمده در خاصیت پلاستیک فولاد است، زیرا فولاد پس از رسیدن به تنش تسلیم به رفتار خود در ناحیه پلاستیک ادامه می‌دهد.

(۳) کاور فولادی با الگوی شکلی تسمه بند نیز باعث افزایش سختی و ظرفیت باربری در ستون‌های کوتاه می‌گردند اما بهینه‌ترین الگوی شکلی ضمن در نظر گرفتن نسبت شکل‌پذیری و میزان مقاومت نیز مدل *Model-2* بهینه‌ترین مدل تقویتی می‌باشد.

(۴) به استناد از شکل‌های هیستریزس بدست آمده از نتایج این تحقیق محرز شد که پس از بارگذاری و باربرداری‌های متوالی خرابی ستون با تسلیم و گسیختگی کاور فولادی شروع می‌شود که این نوع خرابی به صورت ترد و شکننده نمی‌باشد و این امر نقش به‌سزایی در بالا بردن ضریب ایمنی جانی ساکنین ساختمان دارد.

(۵) نوع شکست تمامی ستون‌های تقویت شده نیز علرغم افزایش میزان ظرفیت باربری و شکل‌پذیری نیز شکست مفصلی در پای ستون است به استثنای *Model-6* که بدلیل شکل‌پذیری بیشتر نسبت به سایر نیز نوع شکست آن خمشی می‌باشد.

سپاسگزاری

قدردانی فراوان از موسسه آموزشی "مهارت آموزان ساختمان" شهر شیراز جهت همکاری و کوشش‌های موثر که جهت ثمربخش بودن این تحقیق مبذول داشتند.

- [1] Liu Ming, Yin Shiping, And Chen Wenjie "Seismic Behaviour Of Trc-Strengthened Rc Columns Under Different Constraint Conditions" Jiangsu Key Laboratory Of Environmental Impact And Structural Safety In Engineering, China University Of Mining Andtechnology, Xuzhou 221116, China-2019
- [2] Mohamad Ghannam, "Numerical Investigation For The Behaviour Of Stiffened Circular Concrete Filled Double Tube Columns", Structural Engineering Department, Faculty Of Engineering, Mansoura University, Mansoura, Dakahlia 35516, Egypt, 2020
- [3] Jianwei Zhang, "Seismic Behavior Of High-Strength Concrete Columns Reinforced With Highstrength Steel Bars" College Of Architecture And Civil Engineering, Beijing University Of Technology, Beijing, China, 2020
- [4] Asghar Habibnejad Koraim, Hamid Moharremi, Ali Mazrouei "Study Of The Effect Of Column Stiffness On The Behavior Of Thin-Walled Steel Shear Walls" Journal Of Civil Engineering And Surveying, University Of Tehran, Volume 45, Number 2 - Serial Number 527535, Summer 2011, Pp. 169-178
- [5] Mojtaba Dehghani Mohammadabadi "Study Of The Effect Of Connecting Concrete And Steel Jacket In Improving The Bearing Capacity Of Reinforced Concrete Columns", Civil Engineering Thesis Master Of Structural Engineering, Islamic Azad University, Yazd Branch, Summer 2014 (Persian)
- [6] Saeed Radmanesh, Amir Hossein Bazae, Roozbeh Aghamajidi "Optimization Of Reinforced Concrete Beams Reinforced With Rebars And Frp Sheets In Different Installation Methods By Finite Element Method", Journal Of Civil Engineering And Project, Volume 3, Number 2 - Serial Number 24, May 1400, Page 32-47 (Persian)
- [7] Jianwei Zhang, "Seismic Behavior Of High-Strength Concrete Columns Reinforced With Highstrength Steel Bars" College Of Architecture And Civil Engineering, Beijing University Of Technology, Beijing, China, 2020
- [8] Rafid Saeed Atea, "A Case Study On Concrete Column Strength Improvement With Different Steel Fibers And Polypropylene Fibers" Jabir Ibn Hayyan Medical University, Najaf, Iraq, 2019
- [9] Ali Raza, "Efficiency Of Gfrp Bars And Hoops In Recycled Aggregate Concrete Columns: Experimental And Numerical Study", Department Of Civil Engineering, Pakistan Institute Of Engineering And Technology, Multan 66000, Pakistan, 2021
- [10] Mohamed Ghannam, "Numerical Investigation For The Behaviour Of Stiffened Circular Concrete Filled Double Tube Columns", Structural Engineering Department, Faculty Of Engineering, Mansoura University, Mansoura, Dakahlia 35516, Egypt, 2020
- [11] Yao Li, "Numerical Investigation On The Influences Of Different Factors On The Seismic Performance Of Trc-Strengthened Rc Columns", State Key Laboratory For Geomechanics & Deep Underground Engineering, China University Of Mining And Technology, Xuzhou, 221116, China, 2020
- [12] Mohammad Esmaeilnia Omran And Somayeh Mollaei, "Investigation Of Axial Strengthened Reinforced Concrete Columns Under Lateral Blast Loading", Department Of Civil Engineering, University Of Kurdistan, Sanandaj, Iran, 2017

- [13] Mahmoud F. Belal, "Behavior Of Reinforced Concrete Columns Strengthened By Steel Jacket", Higher Technological Institute, 10th Of Ramadan City, Egypt, 2014
- [14] Xiaoluo Cao, "Behaviour Of Steel-Reinforced Concrete Columns Under Combined Torsion Based On Abaqus Fea", Department Of Architecture And Civil Engineering, Shazhou Professional Institute Of Technology, Zhangjiagang, China, 2020
- [15] Yin Chi, "Finite Element Modeling Of Steel-Polypropylene Hybrid Fiber Reinforced Concrete Using Modified Concrete Damaged Plasticity", School Of Civil Engineering, Wuhan University, 430072, China, 2017
- [16] M. Chellapandian, , "Effect Of Cyclic Damage On The Performance Of Rc Square Columns Strengthened Using Hybrid Frp Composites Under Axial Compression" , Department Of Civil Engineering, Iit Hyderabad, Sangareddy-502285, India; Ce15resch11005@iith.ac.in, 2019
- [17] Bo Feng, "Shear Performance Of Horizontal Joints In Short Precast Concrete Columns With Sleeve Grouted Connections Under Cyclic Loading", College Of Architecture & Environment, Sichuan University, Chengdu, Sichuan Province, China, 2016
- [18] Chul-Goo Kim, "Cyclic Load Test And Shear Strength Degradation Model For Columns With Limited Ductility Tie Details", 2018
- [19] Gia Toai Truong, "Seismic Performance Of Reinforced Concrete Columns Retrofitted By Various Methods" , School Of Architecture, Soongsil Univ., 369 Sangdo-Ro, Dongjak-Gu, Seoul 06978, South Korea, 2017
- [20] Jianwei Zhang "Seismic Behavior Of High-Strength Concrete Columns Reinforced With Highstrength Steel Bars" College Of Architecture And Civil Engineering, Beijing University Of Technology, Beijing, China, 2020
- [21] Liu Ming, Yin Shiping, And Chen Wenjie "Seismic Behaviour Of Trc-Strengthened Rc Columns Under Different Constraint Conditions" Jiangsu Key Laboratory Of Environmental Impact And Structural Safety In Engineering, China University Of Mining And Technology, Xuzhou 221116, China-2019.
- [22] Maleki.A, Estekanch.H "Damage Estimation Of Steel Moment-Resisting Frames By Endurance Time Method Using Damage-Based Target Time. Journal Of Earthquake Engineering" 2018; 22 (10): 1806-1835. (Persian)
- [23] Rezaei.A, Ah,Ahmadi.T "Efficiency Of Gfrp Bars And Hoops In Recycled Aggregate Concrete Columns: Experimental And Numerical Study", Department Of Civil Engineering, Pakistan Institute Of Engineering And Technology, Multan 660, Iran, 2021 (Persian)
- [24] Mirfarhadi Sa, Estekanchi He "Value Based Seismic Design Of Structures Using Performance Assessment By The Endurance Time Method" Structure And Infrastructure Engineering. 2020; 16 (10): 1397-1415.
- [25] Article 10 Of The National Building Regulations, Published In 1392 Sh. (Persian)
- [26] Iranian Concrete Standard "Aba" (Persian)
- [27] Karsan ,I.D.And Jirsa,J.O., "Behaviour Of Concrete Under Compressive Loading", Journal Of The Structural Division , ASCE,V.95,No.12,1969, 2543-2563.
- [28] Popovics.S "A Numerical Approach To The Complete Stress-Strain Curve Of Concrete ", Cement And Concrete Research,V.3,No.5,1973, 583-599.

- [29] Thorenfeldt .E, Tamaszemicz. A, And Jenson.J “ Mechanical Properties Of High Strength Concrete And Application In Design” Proceedings Of The Symposium On Utilization Of High Strength Concrete , Tahir , Trondheim , 1987, 149-159.
- [30] Azadi Kakavand.M.R, Sezen.H, Taciroglu.E "Data-Driven Models For Predicting The Shear Strength Of Rectangular And Circular Reinforced Concrete Columns" Journal Of Structural Engineering. Doi: 147.1 (2021): 04020301.
- [31] Azadi Kakavand, M. R., & Allahvirdizadeh, R. (2019). Enhanced empirical models for predicting the drift capacity of less ductile RC columns with flexural, shear, or axial failure modes. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 13(5), 1251-1270.
- [32] Azadi Kakavand, M. R., & Taciroglu, E. (2020). An enhanced damage plasticity model for predicting the cyclic behavior of plain concrete under multiaxial loading conditions. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 14(6), 1531-1544.
- [33] Azadi Kakavand, M. R., Neuner, M., Schreter, M., & Hofstetter, G. (2018). A 3D continuum FE-model for predicting the nonlinear response and failure modes of RC frames in pushover analyses. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(10), 4893-4917.
- [34] Belarbi, A and Hsu, T.T.C. “ Constitutive laws of concrete in tension and reinforcing bars stiffened by concrete” *Structural Journal of the American Concrete Institute*, 1994, 465-474.
- [35] Belarbi, A and Hsu, T.T.C. “Constitutive laws of softened concrete in biaxial tension-compression” *Structural Journal of the American Concrete Institute*, 1995, 92-5, 562-573.