

Evaluation of Seismic behavior of the frame with a shear joint with diagonal reinforcement in the middle of the beam

Ehsan Dehghani ^{1✉} , Faezeh Heidari ²

1. Corresponding Author, Civil Engineering Dept., Faculty of Engineering, University of Qom, Qom, Iran. E-mail:

Dehghani@qom.ac.ir

2. Civil Engineering Dept., Faculty of Engineering, Qom University, Qom, Iran. E-mail: F.Heidari2727@gmail.com

Article Info

Article type:

Research Article

Article history:

Received

2025-09-25

Received in revised form

2025-11-27

Accepted

2025-12-17

Available online

2025-12-23

Keywords:

Diagonal shear reinforcement,
finite element analysis,
beam with diagonal
reinforcement,
reinforced concrete beam,
bending frame

ABSTRACT

In order to improve the seismic performance of structures with a bending frame system, the aim of this research is to prevent shear sliding failure at the plastic hinges of beams by changing the location of the plastic hinges. In this study, four pairs of three-dimensional finite element models, including a beam with diagonal reinforcement and a conventional beam (without diagonal reinforcement) with the same dimensions and lengths of 2, 4, 6, and 8 meters, with a floor height of 3.5 meters, have been modeled. The nonlinear behavior of steel is defined as a bar element and concrete as a volume element. The results of this research were obtained by drawing displacement force diagram for each model and key parameters such as maximum resistance, hardness, reduction of hardness and energy dissipation were extracted and compared. Also, the pattern of cracks has been investigated by tracking the values of plastic strains in the areas with maximum tensile strain in concrete. The findings show that beams with diagonal reinforcement are no different from ordinary beams in terms of stiffness, but they perform better in terms of strength. Also, with increasing beam length, the stiffness and strength of beams have decreased, such that in a beam with a length of 2 meters, the stiffness is 62 percent higher than in a beam with a length of 8 meters. In addition, with increasing beam length from 2 meters to 8 meters, energy dissipation in beams with diagonal reinforcement has decreased by 41 percent.

Cite this article: Dehghani, Ehsan., & Heidari, Faezeh. (2025). Evaluation of Seismic Behavior of the Frame with a Shear Joint with Diagonal Reinforcement in the Middle of the Beam. *Advanced Modeling in Civil Engineering*, 2(2),48- 68.

DOI: 10.22126/amcen.2025.13331.1063



© The Author(s).

DOI: 10.22126/amcen.2025.13331.1063

Publisher: Razi University

Introduction

Reinforced concrete lateral load-bearing systems, including flexural frames and shear walls, play a key role in seismic design. Flexural frames are widely used in tall buildings and seismic areas due to their high ductility and energy absorption capacity. The “strong column–weak beam” principle in these systems prevents column failure and limits the failure mechanism to beams. Special flexural frames have better seismic performance than ordinary and average frames and are able to withstand cyclic forces caused by earthquakes. Reinforced concrete shear walls are also used, especially in tall buildings, to cope with lateral loads caused by earthquakes and wind. The presence of openings in these walls necessitates tie beams, which increase the stiffness and lateral resistance of the structure. The plastic hinge in tie beams is mainly shear, and their behavior has a direct effect on the overall response of the structure.

One of the major challenges in these systems is sliding shear failure, which can reduce the energy dissipation capacity. The use of diagonal reinforcement in beams and connected beams has been proposed as a novel solution to improve the ductility and safety of the structure. Research has shown that the effectiveness of this approach depends on the span-to-depth ratio of the beam; in shallow beams, conventional designs are more efficient, but in beams with a span-to-depth ratio greater than four, the need for diagonal reinforcement is reduced.

Method

In this study, four pairs of three-dimensional finite element models, including a beam with diagonal reinforcement and a conventional beam (without diagonal reinforcement) with the same dimensions and lengths of 2, 4, 6, and 8 meters, with a floor height of 3.5 meters, have been modeled. The nonlinear behavior of steel is defined as a bar element and concrete as a volume element.

Results

The results of this research were obtained by drawing displacement force diagram for each model and key parameters such as maximum resistance, hardness, reduction of hardness and energy dissipation were extracted and compared. Also, the pattern of cracks has been investigated by tracking the values of plastic strains in the areas with maximum tensile strain in concrete.

Conclusions

The findings show that beams with diagonal reinforcement are no different from ordinary beams in terms of stiffness, but they perform better in terms of strength. Also, with increasing beam length, the stiffness and strength of beams with diagonal reinforcement have decreased, such that in a beam with a length of 2 meters, the stiffness is 62 percent higher than in a beam with a length of 8 meters. In addition, with increasing beam length

from 2 meters to 8 meters, energy dissipation in beams with diagonal reinforcement has decreased by 41 percent.

Author Contributions

All authors participated in writing and revising the article.

Conflict of Interest

Authors declared no conflict of interest.



ارزیابی رفتار لرزه‌ای قاب دارای مفصل برشی با آرماتور قطری در میانه تیر

احسان دهقانی^۱، فائزه حیدری^۲

۱. نویسنده مسئول، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه قم، قم، ایران. رایانامه: Dehghani@qom.ac.ir

۲. گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم، قم، ایران. رایانامه: F.Heidari2727@g

اطلاعات مقاله	چکیده
نوع مقاله: مقاله پژوهشی تاریخ دریافت: ۱۴۰۴/۰۷/۰۳ تاریخ بازنگری: ۱۴۰۴/۰۹/۰۶ تاریخ پذیرش: ۱۴۰۴/۰۹/۲۶ تاریخ انتشار: ۱۴۰۴/۱۰/۰۲ کلیدواژه‌ها: آرماتور قطری برشی، تحلیل اجزا محدود، تیر با آرماتور قطری، تیر بتنی مسلح، قاب خمشی	در راستای بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها با سیستم قاب خمشی هدف این تحقیق جلوگیری از شکست برشی لغزشی در محل مفاصل پلاستیک تیرها از طریق تغییر محل مفصل پلاستیک است. در این مطالعه، چهار جفت مدل المان محدود سه‌بعدی شامل یک تیر با آرماتور قطری و یک تیر مرسوم (بدون آرماتور قطری) با ابعاد یکسان و طول‌های ۲، ۴، ۶ و ۸ متر، با ارتفاع طبقه ۳/۵ متر شبیه‌سازی شده است. رفتار غیرخطی فولاد به صورت المان میله‌ای و بتن به شکل المان حجمی تعریف گردیده است. نتایج این تحقیق با ترسیم نمودار نیرو تغییرمکان برای هر نمونه به دست آمده و مولفه‌های کلیدی نظیر مقاومت حداکثر، سختی، کاهش سختی و استهلاک انرژی استخراج و مقایسه شده‌اند. همچنین، الگوی ترک‌ها با پیگیری مقادیر کرنش‌های پلاستیک در نواحی با حداکثر کرنش کششی در بتن بررسی شده است. یافته‌ها نشان می‌دهند که تیرهای با آرماتور قطری از نظر سختی تفاوتی با تیرهای معمولی ندارند اما از نظر مقاومت بهتر عمل کرده‌اند. همچنین با افزایش طول تیر در تیرها سختی و مقاومت کاهش پیدا کرده‌اند به طوری که در تیر با طول ۲ متر سختی ۶۲ درصد بیشتر از تیر با طول ۸ متر می‌باشد. علاوه بر این با افزایش طول تیر از ۲ متر به ۸ متر استهلاک انرژی در تیرهای دارای آرماتور قطری به میزان ۴۱ درصد کاهش پیدا کرده است.

استناد: دهقانی، احسان؛ حیدری، فائزه. (۱۴۰۴). ارزیابی رفتار لرزه‌ای قاب دارای مفصل برشی با آرماتور قطری در میانه تیر. *مجله مدل‌سازی پیشرفته*

در مهندسی عمران، ۲(۲)، ۴۸-۶۸. DOI. 10.22126/amcen.2025.13331.1063



© نویسندگان.

ناشر: دانشگاه رازی.

۱. مقدمه

سیستم‌های قاب خمشی و دیوارهای برشی بتن آرمه از مهم‌ترین سیستم‌های باربر جانبی در سازه‌های مقاوم در برابر زلزله به شمار می‌روند. اهمیت این دو سیستم ناشی از نقش کلیدی آن‌ها در تأمین ایمنی و پایداری سازه‌ها در برابر نیروهای لرزه‌ای است. قاب‌های خمشی به دلیل شکل‌پذیری بالا و توانایی در جذب انرژی، کاربرد گسترده‌ای در ساختمان‌های بلند و مناطق لرزه‌خیز دارند [۱]. در این سیستم‌ها، تشکیل مفصل پلاستیک در تیرها نقش کلیدی در استهلاک انرژی و جلوگیری از شکست‌های ناگهانی ایفا می‌کند [۲]. به همین دلیل، اصل "ستون قوی-تیر ضعیف" به عنوان یک معیار طراحی اساسی مطرح می‌شود تا شکست در تیرها رخ دهد نه در ستون‌ها [۳].

قاب‌های خمشی بر اساس سطح شکل‌پذیری به سه گروه معمولی، متوسط و ویژه تقسیم می‌شوند. استفاده از قاب‌های خمشی ویژه در پهنه‌های با خطر زلزله متوسط تا بسیار زیاد توصیه شده است [۱]، زیرا این قاب‌ها نسبت به قاب‌های معمولی و متوسط عملکرد لرزه‌ای بهتری دارند و قادرند نیروهای خمشی، محوری و برشی ناشی از چرخه‌های جابجایی چندگانه زلزله را تحمل کنند [۴]. در این قاب‌ها، مفصل پلاستیک معمولاً در دو انتهای تیرها شکل می‌گیرد. با این حال، جابجایی محل مفصل پلاستیک به داخل دهانه تیر می‌تواند از شکست نامطلوب در هسته اتصال جلوگیری کند، ولی در عین حال خطر شکست برشی ترد را افزایش می‌دهد. این موضوع نشان می‌دهد که طراحی دقیق طول مؤثر تیر اهمیت زیادی دارد، زیرا کاهش طول مؤثر می‌تواند شکست خمشی شکل‌پذیر را به شکست برشی ترد تبدیل کرده و در نتیجه شکل‌پذیری قاب را کاهش دهد. برای جلوگیری از چنین شکست‌هایی، آیین‌نامه‌ها در قاب‌های خمشی بتن‌آرمه با شکل‌پذیری متوسط نسبت دهانه به عمق تیر را حداقل چهار برابر توصیه می‌کنند [۵].

در کنار قاب‌های خمشی، دیوارهای برشی بتن‌آرمه نیز به ویژه در ساختمان‌های بلند برای مقابله با بارهای جانبی ناشی از زلزله و باد استفاده می‌شوند. این دیوارها معمولاً دارای بازشوهایی برای درها و پنجره‌ها هستند و به همین دلیل توسط تیرهای همبند در ارتفاع سازه به هم متصل می‌شوند. وجود تیرهای همبند در دیوارهای کوپله نقش مهمی در افزایش سختی و مقاومت جانبی دارد [۶]. در صورتی

که دیوارها بدون اتصال باشند، لنگر واژگونی کل توسط خمش در دیوارها تحمل می‌شود و انرژی ناشی از زلزله عمدتاً از طریق تغییرشکل‌های خمشی تلف می‌گردد. اما اتصال دیوارها با تیر همبند موجب ایجاد نیروهای محوری کششی و فشاری در دیوارها شده و درصد قابل توجهی از لنگر واژگونی کل توسط این مکانیسم تحمل می‌شود. در نتیجه، سیستم مقاوم‌تری حاصل می‌شود که رفتار هیستریزیس تیرهای همبند تأثیر مستقیم بر پاسخ کلی سازه دارد [۷].

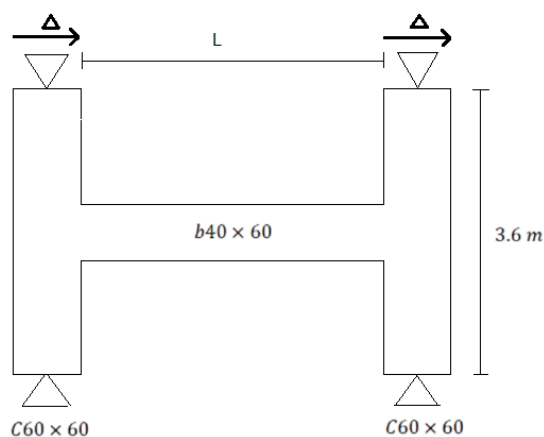
با وجود این مزایا، یکی از چالش‌های اصلی در سازه‌های بتن‌آرمه شکست برشی لغزشی است. ترک‌های خمشی که در طول بارگذاری چرخه‌ای معکوس ایجاد می‌شوند، به ویژه در نواحی مفصل پلاستیکی، می‌توانند به صفحات لغزنده بالقوه تبدیل شوند. این تغییر مکان‌های لغزشی موجب کاهش استهلاک انرژی در تیرها شده و در نهایت شکست برشی لغزشی را به دنبال دارند. برای مقابله با این مشکل، پائولی^۱ [۸] استفاده از آرماتور قطری در تیرها و تیرهای همبند را پیشنهاد داده است. این روش علاوه بر افزایش شکل‌پذیری، موجب کاهش تمرکز تنش در اتصالات و ارتقای ایمنی سازه در برابر زلزله‌های شدید می‌شود.

در همین راستا، بوچانان^۲ [۳] سیستم جدیدی را معرفی کرده است که در آن آرماتوربندی اصلی تیر به صورت قطری در وسط دهانه عبور می‌کند و آرماتور ثانویه تضمین می‌کند که مفصل تنها در آرماتورهای قطری اصلی شکل گیرد. مزیت این طرح آن است که مفاصل پلاستیکی از صفحه ستون فاصله دارند، طول مفصل‌ها افزایش می‌یابد، احتمال شکست برشی لغزشی کاهش می‌یابد و اتصال تیر به ستون همواره الاستیک باقی می‌ماند. البته برای دستیابی به این عملکرد، نواحی اطراف مفصل پلاستیکی باید به خوبی محصور شوند تا از شکست‌های موضعی جلوگیری شود [۶].

مرور تحقیقات گذشته نشان می‌دهد که افزودن آرماتورهای قطری در تیرها و تیرهای همبند می‌تواند به طور قابل توجهی رفتار لرزه‌ای سازه‌های بتن‌آرمه را بهبود دهد [۳]. هرچند اجرای این روش در کارگاه‌ها با چالش‌هایی همراه است، اما ظرفیت بالایی برای توسعه

¹ T. Paulay² A.H. Buchanan

و بارگذاری قاب نیز به صورت بار تغییرمکانی است. بار مورد نظر از طریق تغییرمکان به سیستم وارد می‌شود. تغییر مکان مورد نظر برابر با نسبت دریافت ۱۰ درصد در ارتفاع ستون‌های قاب می‌باشد. نسبت دریافت، نسبت تغییرمکان جانبی نسبی طبقه بر ارتفاع طبقه است.



شکل ۱. هندسه و شرایط مرزی معمول قاب بررسی شده

۳. آرایش آرماتور بندی نمونه ها

شکل ۲ جزئیات آرماتوربندی نمونه‌ها را نشان می‌دهد. در نمونه‌های تیر دارای آرماتورهای قطری از چهار عدد آرماتور قطری استفاده شده است که شروع خم آرماتورهای قطری به فاصله ۶۰ سانتی‌متر از بر ستون می‌باشد. آرماتورهای عمومی تیر به صورت یک‌سرخم مدل شده‌اند که در شروع خم آرماتور قطری قطع می‌گردند. در ناحیه‌ی مرکزی تیر که آرماتورهای عمومی ادامه پیدا نمی‌کنند از آرماتورهای حرارتی استفاده شده است. در ناحیه‌ی آرماتورهای قطری خاموت‌ها با فواصل بیش‌تری به نسبت نواحی کنار ستون‌ها در نظر گرفته شده‌اند.

در نمونه‌های تیر فاقد آرماتور قطری به جای آرماتورهای قطری چهار عدد آرماتور عمومی در طول تیر مدل شده است. همچنین آرماتورهایی که به صورت یک‌سرخم در نمونه‌های دارای آرماتور قطری مدل شده بودند در این نمونه‌ها حذف گردیده‌اند. باقی جزئیات همانند نمونه‌های دارای آرماتور قطری می‌باشد.

تیر دارای طول دو متر و دارای آرماتور قطری با نام CB2-D و تیر دارای طول دو متر و فاقد آرماتور قطری با نام CB2-F نام‌گذاری

استانداردهای جدید طراحی در مهندسی زلزله دارد. شین^۳ [۹] و همکاران نشان دادند که رفتار لرزه‌ای تیرهای همبند بتن‌آرمه با آرماتور قطری بسته به نوع یا جهت آرماتور متفاوت است، در حالی که شوی^۴ [۱۰] و همکاران تأکید کردند که این آرماتورگذاری در تیرهایی با نسبت دهانه به عمق زیاد کمتر مؤثر است. بنابراین، انتخاب نوع آرماتورگذاری باید متناسب با هندسه تیر صورت گیرد. در نهایت، این پژوهش با هدف بررسی دقیق عملکرد تیرهای بتن‌آرمه با و بدون آرماتور قطری در طول‌های مختلف (۲، ۴، ۶ و ۸ متر) و با ارتفاع طبقه ۳.۵ متر انجام شده است. در این شبیه‌سازی، رفتار غیرخطی فولاد و بتن با مدل‌های مناسب لحاظ گردیده و بارگذاری جانبی ناشی از زلزله با روش کنترل تغییرمکان و نسبت دریافت ۱۰ درصد اعمال شده است. نتایج تحلیل شامل مقاومت حداکثر، سختی، میزان استهلاک انرژی و الگوی ترک استخراج شده و سپس مقایسه‌ای جامع میان تیرهای دارای آرماتور قطری و تیرهای معمولی مشابه ارائه گردیده است.

۲. جزئیات شبیه‌سازی تیر بتن آرمه

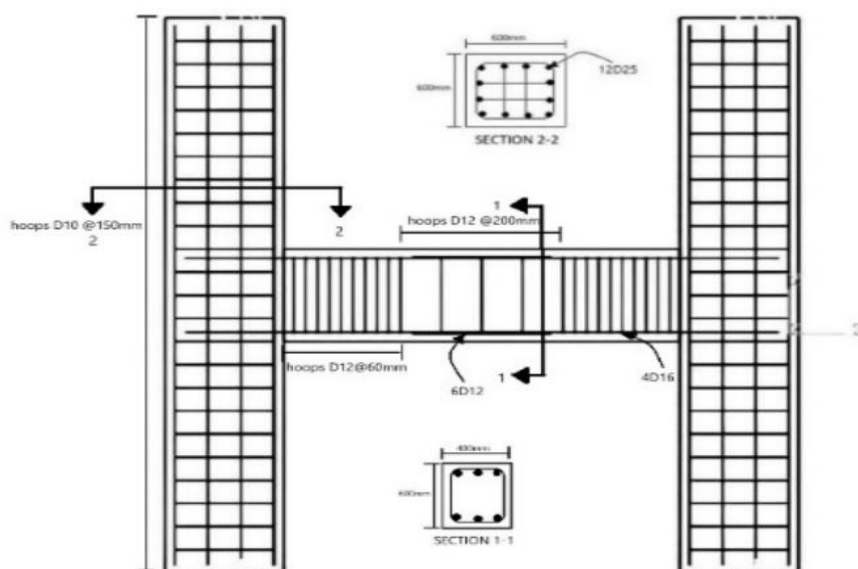
سیستم‌های مورد مطالعه به صورت بخشی از یک قاب یک دهانه می‌باشند. هر نمونه شامل یک تیر و دو ستون در دو طرف تیر و هر یک از ستون‌ها خود شامل نیمی از ستون بالای تیر و نیمی از ستون پایین تیر می‌باشند. در تمامی نمونه‌ها برای ستون‌ها ابعاد مقطع با طول و عرض برابر ۰/۶ متر و ارتفاع ۳/۶ متر استفاده شده است. همچنین ابعاد مقطع تمامی تیرها یکسان و برابر با عرض ۰/۴ متر در ارتفاع ۰/۶ متر می‌باشند. نمونه‌ها با تیرهای با طول و آرایش آرماتوربندی متغیر شامل چهار جفت مدل می‌باشند که هر جفت مدل شامل یک نمونه تیر بتن آرمه با آرماتور قطری و یک نمونه تیر بتن آرمه با همان ابعاد و بدون آرماتور قطری می‌باشند. نمونه‌های تیر با چهار طول مختلف ۲، ۴، ۶ و ۸ متر شبیه‌سازی شده‌اند. در شکل ۱ نمای کلی مدل بررسی شده مشاهده می‌گردد.

شبیه‌سازی نمونه‌ها در نرم افزار اجزا محدود Abaqus CAE انجام گرفته است. در مدل مورد بررسی بارگذاری از نوع بارگذاری جانبی ناشی از زلزله می‌باشد. تحلیل سازه از نوع کنترل تغییرمکان می‌باشد

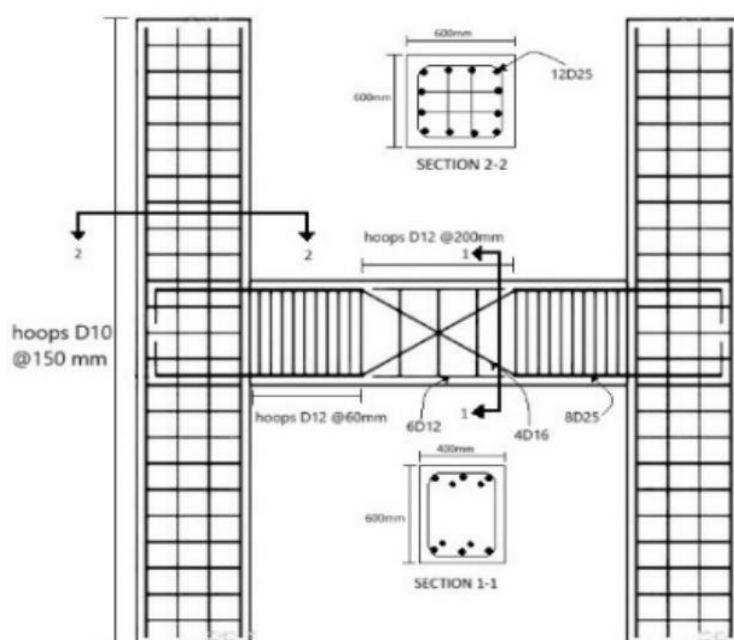
³ D.I. Shin

⁴ N.K. Shiu

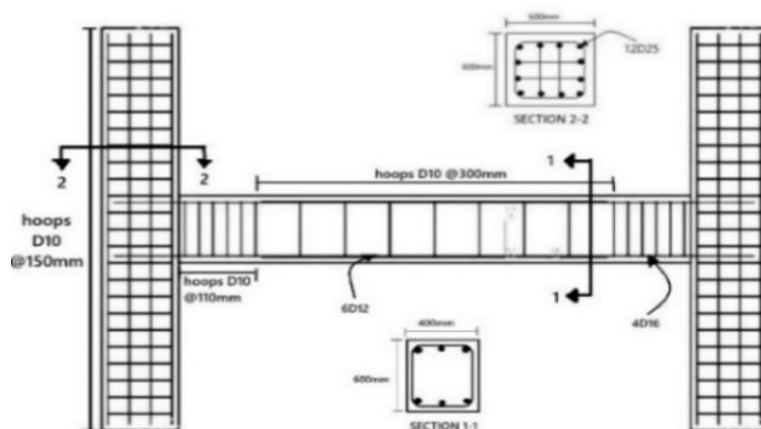
شدند. به همین شکل تیرهای با طول چهار متر با نام‌های CB4-D و CB4-F، تیرهای با طول شش متر با نام‌های CB6-D و CB6-F و تیرهای با طول هشت متر با نام‌های CB8-D و CB8-F نام‌گذاری گردیدند.



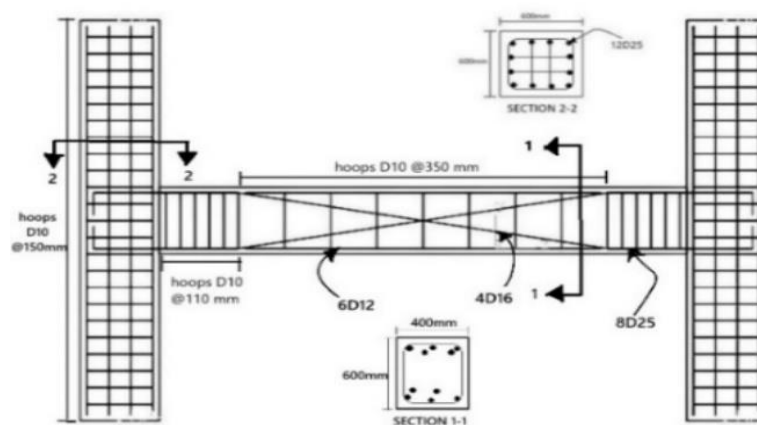
الف) CB2-F



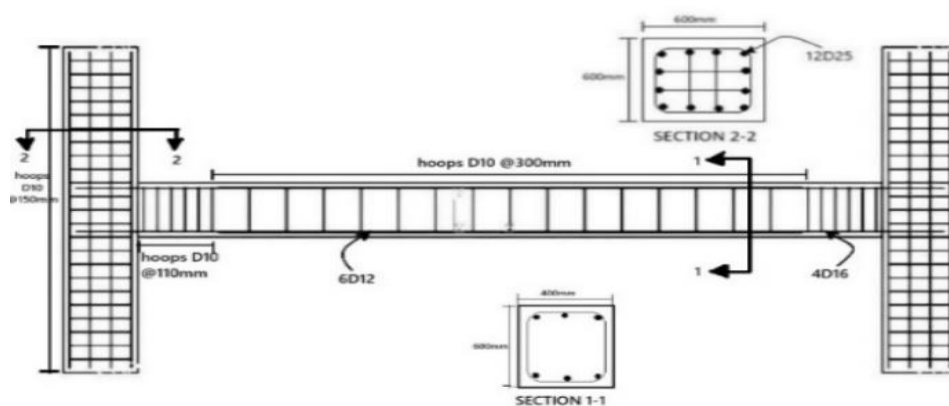
ب) CB2-D



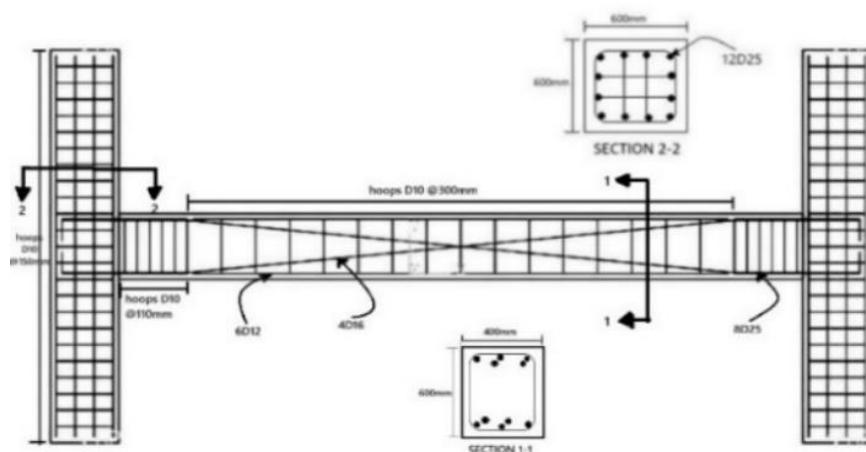
پ) CB4-F



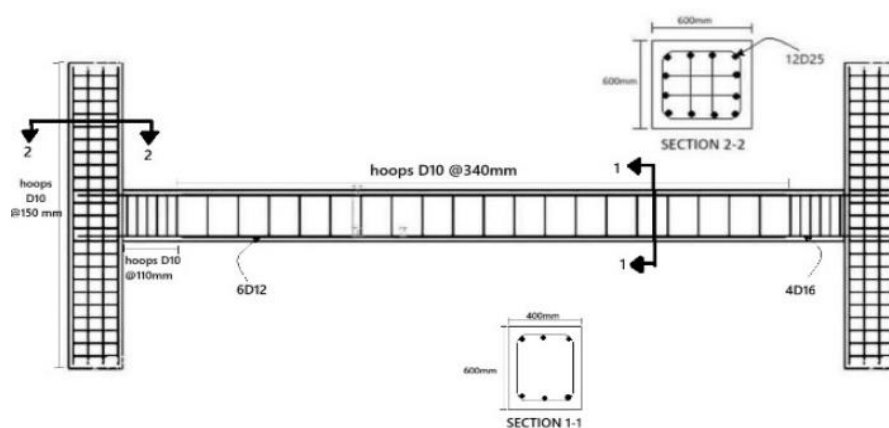
ت) CB4-D



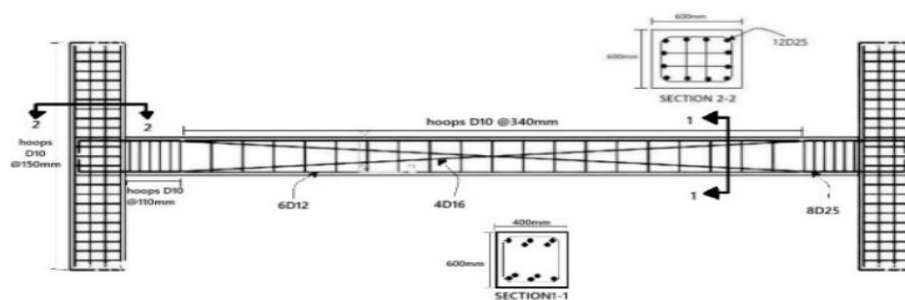
ج) CB6-F



CB6-D (د)



CB8-F (ه)



CB8-D (ی)

شکل ۲. جزئیات آرماتوربندی نمونه‌ها

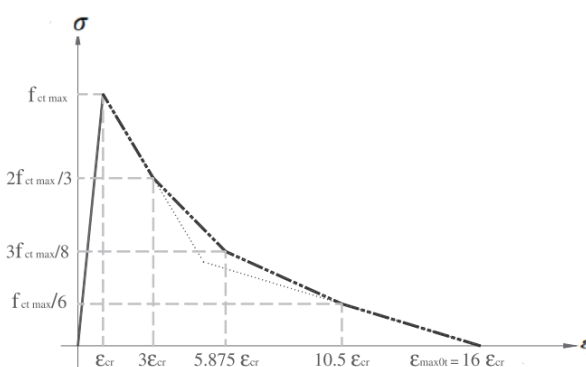
۴. معرفی مشخصات مصالح

نمونه اجزا محدود ساخته شده از مصالح بتن و فولاد تشکیل شده است. به منظور دیدن رفتار غیرخطی بتن از مدل آسیب خمیری بتن استفاده شد. این مدل بر اساس دو فرض اصلی در مکانیزم گسیختگی یعنی روش ترک خوردگی کششی و خرد شدگی فشاری فرمول بندی شده است. بدین منظور برای تعریف حالت الاستیک بتن نیاز به تعریف مدول الاستیسیته و ضریب پواسون می باشد. مدول الاستیسیته بر اساس مبحث نهم مقررات ملی ایران [۱۱] به صورت رابطه ی (۱) تخمین زده شده است.

$$E_c = 0.043w_c^{1.5}\sqrt{f'_c} \quad (1)$$

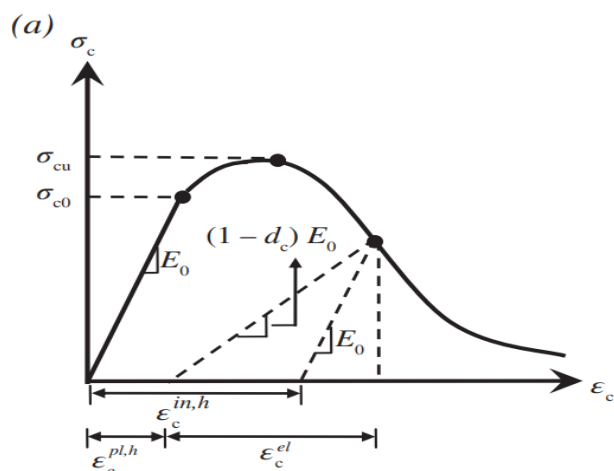
که مقاومت فشاری بتن بر حسب مگاپاسکال می باشد. همچنین طبق مبحث نهم مقررات ملی ایران [۱۱] ضریب پواسون برای بتن ۰/۲ در نظر گرفته شد.

برای تعریف رابطه تنش- کرنش فشاری و کششی بتن، نیاز است که تنش ها، کرنش های غیرارتجاعی^۵ نظیر تنش و پارامترهای آسیب همراه با کرنش های غیرارتجاعی متناظر آنها برای کشش و فشار محاسبه شوند. پارامترهای ذکر شده برای کشش بر اساس شکل ۳ و برای فشار مطابق با شکل ۴ محاسبه شدند.



شکل ۳. نمودار رفتار کششی اصلاح شده بتن [۱۲]

⁵ Inelastic strain



شکل ۴. نمودار تنش-کرنش فشاری بتن [۱۳]

دیگر پارامترهای پلاستیسیته بتن به صورت جدول ۱ به عنوان مشخصات مصالح بتن در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است که در بتن برای مدل کردن خاصیت پلاستیک بتن از تابع پتانسیل جریان پلاستیک یا تابع هایپربولیک دارکر-پراگر استفاده می شود که به زاویه انبساط برشی و خروج از مرکزیت جریان وابسته است. f_{b0}/f_{c0} نسبت مقاومت فشاری دو محوری به تک محوری بتن است. K پارامتر تعیین کننده ی شکل مقطع عرضی سطح تسلیم می باشد. پارامتر ویسکوزیته نیز برای در نظر گرفتن بتن به عنوان ماده ویسکوپلاستیک در نظر گرفته می شود. رفتار فولادهای مورد استفاده در شبیه سازی به صورت الاستو-پلاستیک دو خطی در نظر گرفته شده است. این مدل رفتاری به کمک مدول الاستیسیته و ضریب پواسون و تنش تسلیم و کرنش متناظر تنش تسلیم شبیه سازی می شود.

جدول ۱. پارامترهای پلاستیسیته بتن با مقاومت ۵۹ مگاپاسال

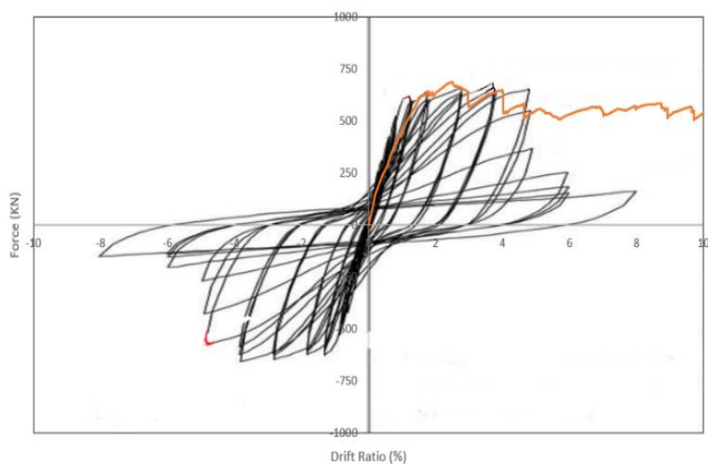
پارامتر ویسکوزیته	K	f_{b0}/f_{c0}	خروج از مرکزیت جریان	زاویه اتساع
.	۰.۶۶۶	۱.۱۶	۰.۱	۳۸

۵. صحت‌سنجی

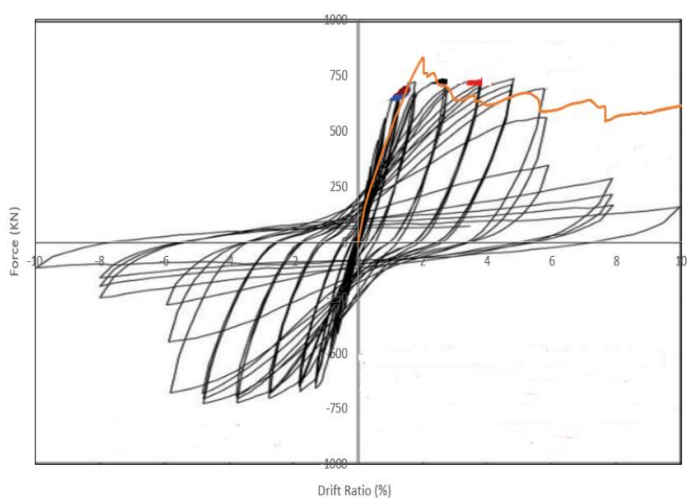
به منظور اطمینان از صحیح بودن شبیه‌سازی رفتار نمونه‌ها، نمونه آزمایش شده توسط لیم^۶ و همکاران [۱۴] در نرم‌افزار اجزا محدود Abaqus CAE مدل گردید. مشخصات این مدل در جدول (۲) و شکل ۵ نشان داده شده است.

جدول ۲. پارامترهای پلاستیسیتیه بتن با مقاومت ۵۹ مگاپاسال

نمونه‌ها	Ln/h	f'_c (Mpa)	تنش تسلیم آرماتورها (MPa)			
			D۱۳	D۲۲	D۲۹	D۳۲
CB40-C	۴	۵۸	۴۸۶	-	-	۴۵۵
CB40-H	۴	۵۹	۴۸۶	۴۵۸	۵۰۹	-



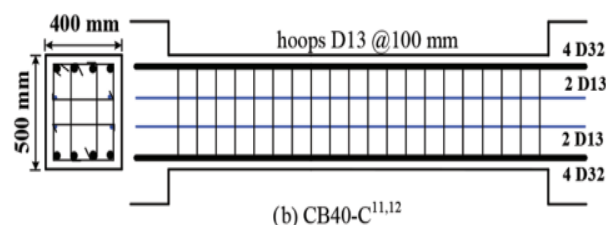
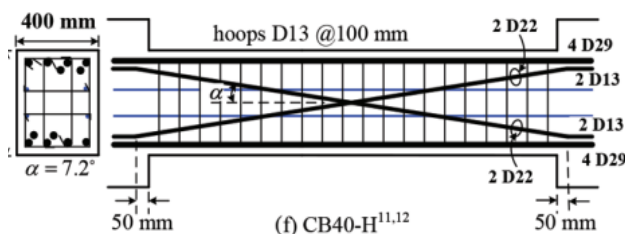
الف) CB40-C



ب) CB40-H

شکل ۶. مقایسه مدل اعتبار سنجی و مدل لیم و همکاران [۱۴]

شکل ۷ الف کانتور تنش فون میسز^۷ در نمونه صحت سنجی را نشان می‌دهد. شکل ۷ ب نیز کانتور تنش در آرماتورها را نشان می‌دهد.

⁷ Von Mises(b) CB40-C^{11,12}(f) CB40-H^{11,12}

شکل ۵. دیاگرام نمونه‌های آزمایشگاهی لیم و همکاران [۱۴]

نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه‌های مدل لیم [۱۴] و مقایسه آنها با نمودار نمونه‌های اعتبار سنجی در شکل ۶ نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود نمودار اعتبار سنجی با یک‌طرفه با اختلاف بسیار ناچیزی بر نقاط پیک نمودار هیستریزس مدل لیم و همکاران [۱۴] منطبق است. در شکل ۷ الف تنش‌های فون میسز

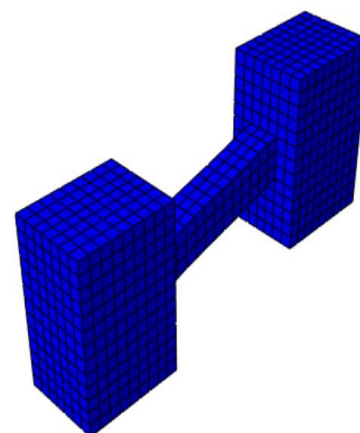
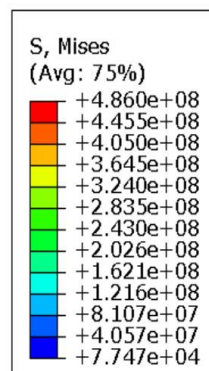
⁶ E. Lim

شکل ۷ الف کانتور تنش فون میسز^۸ در نمونه صحت سنجی را نشان می دهد. شکل ۷ ب نیز کانتور تنش در آرماتورها را نشان می دهد. مقدار تنش ماکزیمم در آرماتورها که با رنگ قرمز نشان داده شده است در حدود ۴۸۹ مگاپاسکال می باشد.

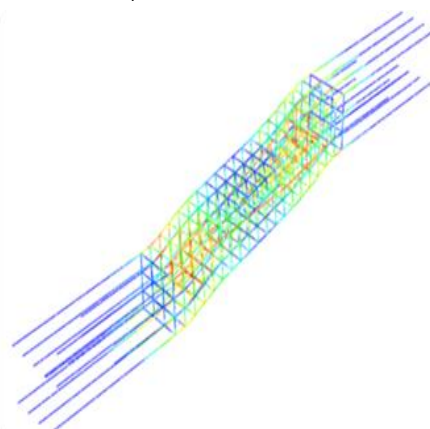
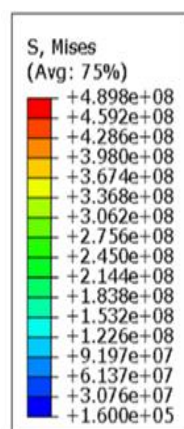
۶. نتایج و بحث

۶-۱. نمودار نیرو- تغییرمکان

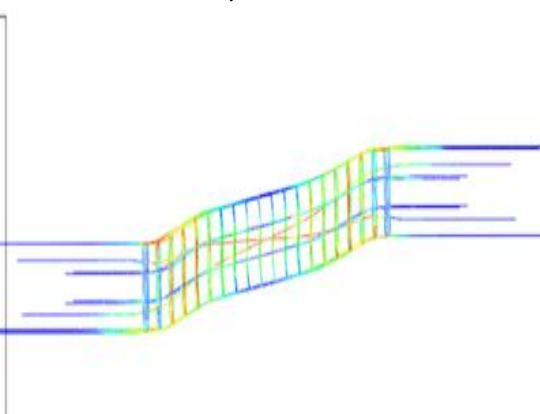
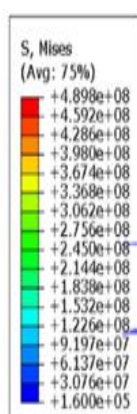
در شکل ۸ نمودار نیرو-دریفت نمونه های دارای آرماتور قطری و فاقد آرماتور قطری با یکدیگر مقایسه شده است.



(الف)

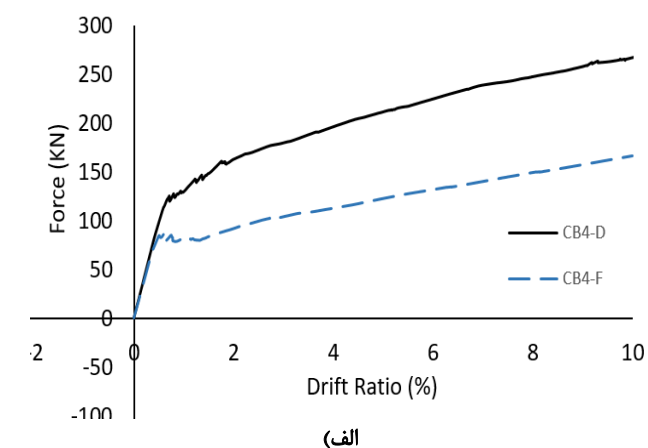


(ب)

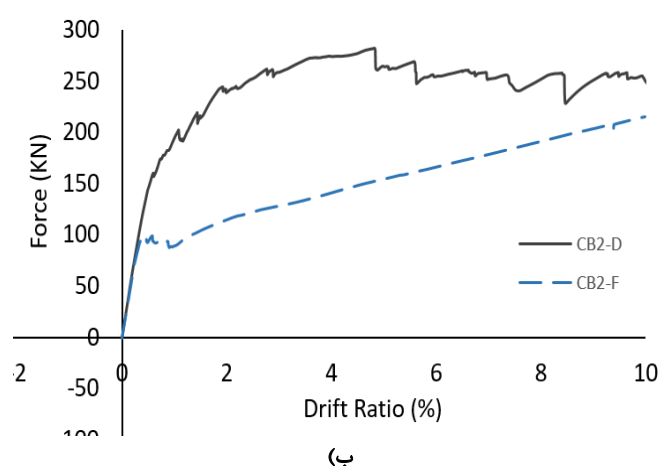


(ج)

شکل ۷. تنش های فون میسز در بتن و آرماتورهای نمونه های اعتبار سنجی (پاسکال)



(الف)



(ب)

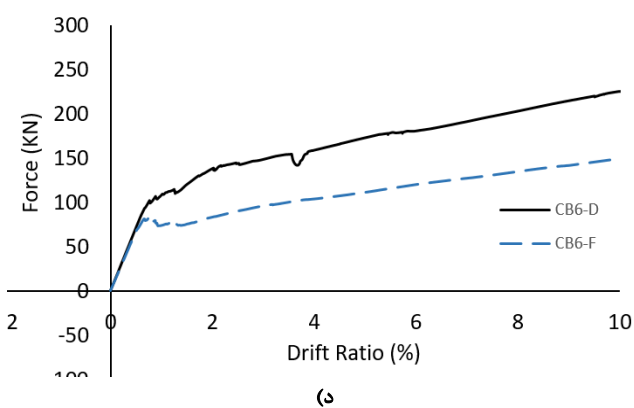
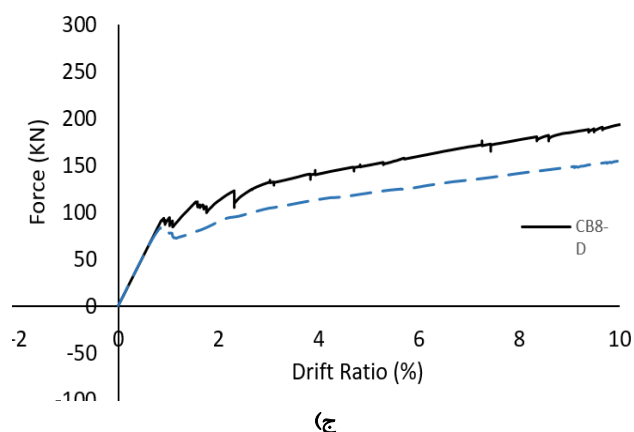
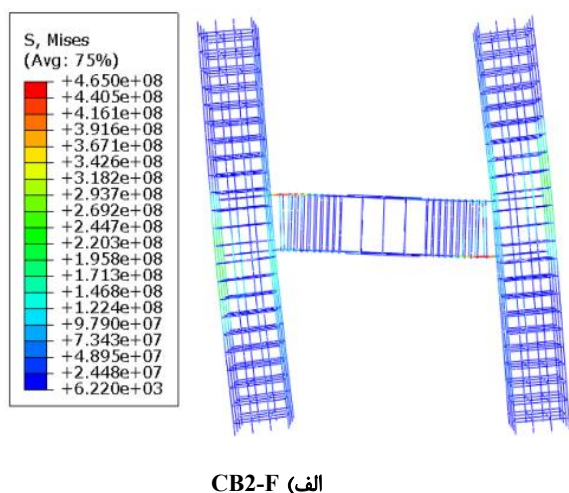
⁸ Von Mises

۲-۶. تنش‌های آرماتورها

در شکل ۱۰ تنش فون میسز^۹ آرماتورهای مدفون شده در نمونه‌ها نشان داده شده است. نتایج به دست آمده با اعمال تغییر مکان معادل با دررفت ۱۰ درصد بدست آمده است. در نمونه‌های فاقد آرماتور قطری CB8-F، CB4-F، CB2-F و CB6-F بیشترین تنش وارده بر تیر در بر ستون می‌باشد و با افزایش نیروی وارده آرماتورها در این نقاط به تسلیم رسیده و مفصل پلاستیک تشکیل می‌شود. با اضافه کردن آرماتور قطری و تقویت کناره‌های تیر جهت جلوگیری از تسلیم برشی، محل مفصل پلاستیک تغییر می‌کند و شاهد جابجایی مفصل از کناره ستون به مرکز تیر هستیم.

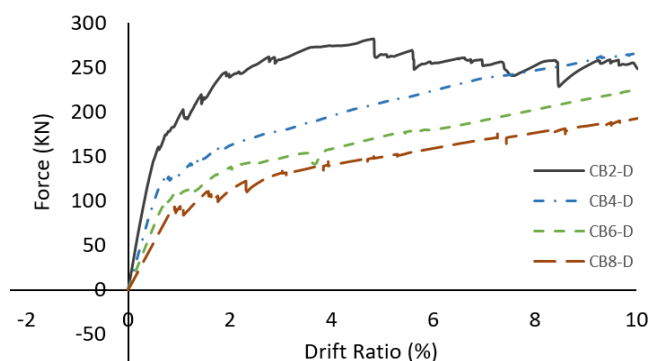
همچنین با مقایسه نمونه‌های دارای آرماتور قطری با طول‌های متفاوت مشاهده می‌کنیم که در طول‌های کوتاه‌تر قسمتی از آرماتورهای قطری هم تسلیم می‌شوند اما هرچه طول افزایش می‌یابد مشارکت آرماتورهای قطری کمتر می‌شود.

به علاوه در نمونه‌های با طول کوتاه‌تر تعدادی از آرماتورهای عرضی هم که در مجاورت آرماتورهای قطری می‌باشند تسلیم می‌شوند که با افزایش طول تیر تعداد این آرماتورها کمتر شده و در تیر با طول ۸ متر هیچ خاموتی به تسلیم نمی‌رسد. این موضوع نشان دهنده این است که تیرهای با طول کوتاه‌تر تحت برش بیشتری هستند.



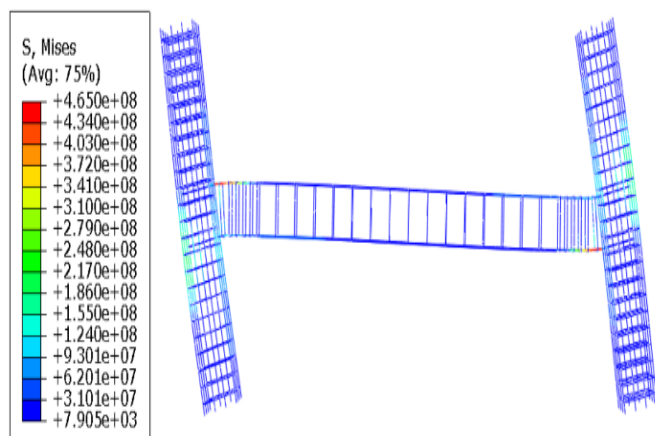
شکل ۸. مقایسه نمودارهای نیرو-دررفت نمونه‌های دارای آرماتور قطری با نمونه‌های فاقد آرماتور قطری

چنانچه در شکل ۹ قابل مشاهده است با مقایسه نمونه‌های دارای آرماتور قطری و با طول‌های متفاوت می‌توان به این نتیجه رسید که نمونه‌ی دارای طول ۲ متر مقاومت و سختی بیشتری نسبت به سایر نمونه‌ها دارد و با افزایش طول تیر، سختی و مقاومت نمونه‌ها کاهش می‌یابد.

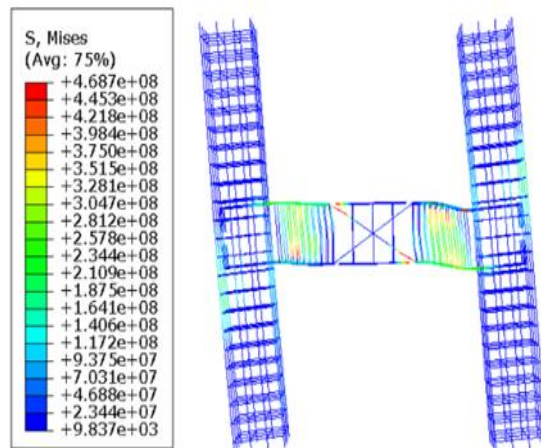


شکل ۹. مقایسه نمودارهای نیرو-دررفت نمونه‌های دارای آرماتور قطری

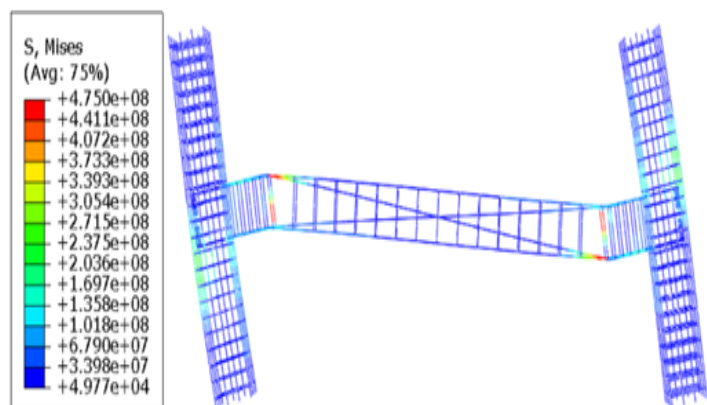
^۹ Von Mises



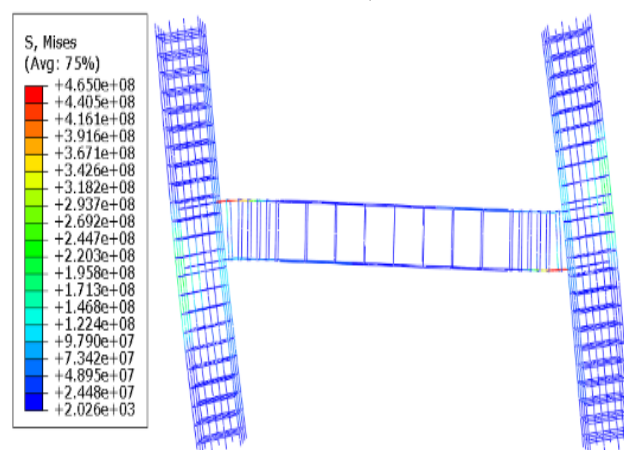
CB6-F (ج)



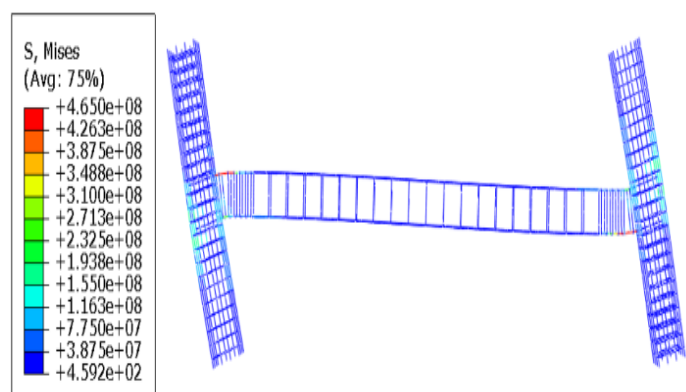
CB2-D (ب)



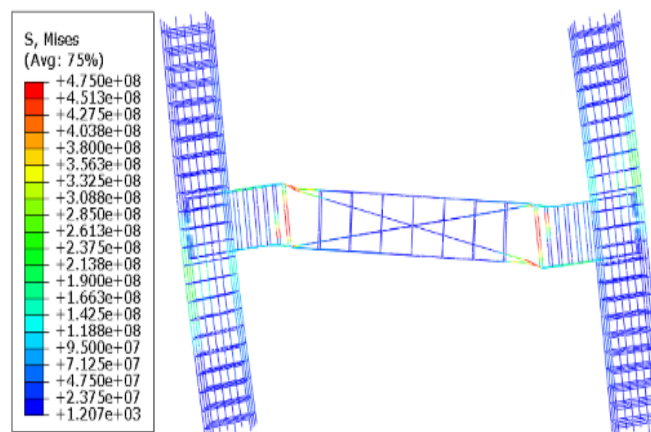
CB6-D (د)



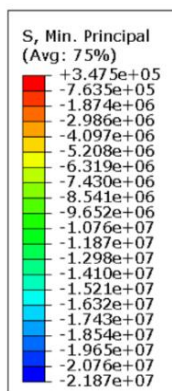
CB4-F (پ)



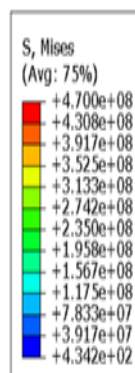
CB8-F (ه)



CB4-D (ت)



CB2-D (ب)

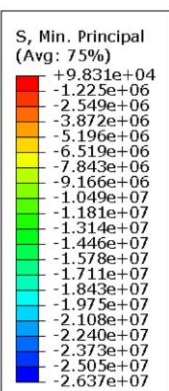


CB8-D (ی)

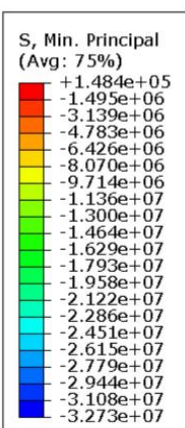
شکل ۱۰. تنش‌های آرماتورها

۳-۶. تنش‌های بتن

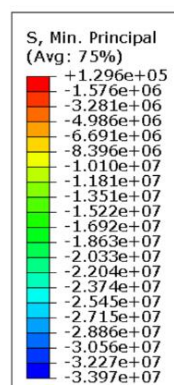
در شکل ۱۱ کانتور تنش اصلی حداقل ۱۰ نمونه‌های تحلیل شده نشان داده شده است. نتایج به دست آمده با اعمال تغییرمکان معادل با دریافت ۱۰ درصد بدست آمده است. مقدار تنش بیشینه فشاری در همه نمونه‌ها در دو انتهای تیر و در بر ستون می‌باشد. در همه نمونه‌ها مقدار تنش بیشینه فشاری کمتر از مقاومت فشاری مشخصه بتن، که ۵۹ مگاپاسکال می‌باشد، است. مقدار تنش بیشینه فشاری در نمونه‌های دارای طول ۲ متر و در نمونه دارای آرماتور قطری کمتر از نمونه تیر مرسوم است. این در حالی است که در سایر نمونه‌ها با طول‌های ۴، ۶ و ۸ متر شرایط برعکس است و مقدار تنش بیشینه فشاری در نمونه‌های دارای آرماتور قطری بیش‌تر از نمونه مرسوم می‌باشد.



CB4-F (پ)

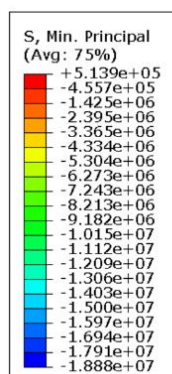


CB4-D (ت)



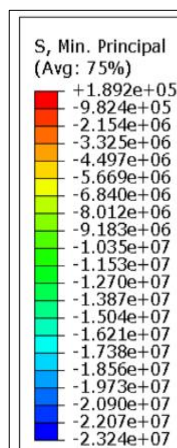
CB2-F (الف)

¹⁰ Minimum Principal Stress

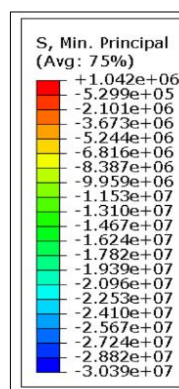


CB8-D (ی)

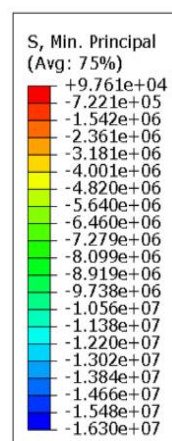
شکل ۱۱. کانتور تنش اصلی حداقل نمونه‌ها



CB6-F (ج)



CB4-D (د)



CB8-F (ه)

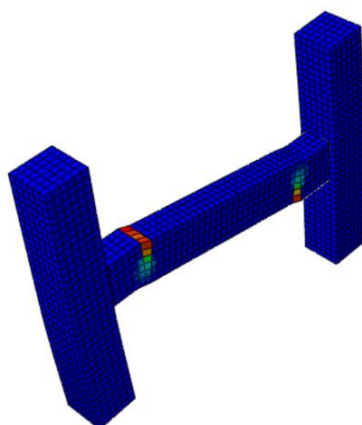
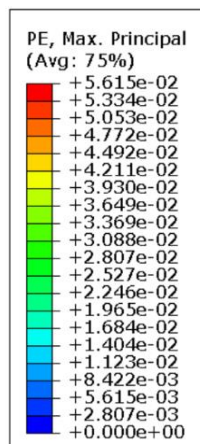
همانطور که در شکل ۱۱ الف مشاهده می‌شود بیشترین تنش اصلی فشاری در بتن که در کانتور تنش با رنگ آبی نمایش داده شده است در نمونه با طول تیر ۲ متر و فاقد آرماتور قطری ۳۴ مگاپاسکال می‌باشد. این مقدار در نمونه دارای آرماتور قطری (شکل ۱۱. ب) در حدود ۲۲ مگاپاسکال است. بیشترین تنش اصلی فشاری در بتن در نمونه با طول تیر ۴ متری و دارای آرماتور قطری در حدود ۳۳ مگاپاسکال می‌باشد و در نمونه با طول تیر ۴ متری و فاقد آرماتور قطری در حدود ۲۶ مگاپاسکال می‌باشد. همچنین این مقدار در نمونه با طول تیر ۶ متری و دارای آرماتور قطری در حدود ۳۰ مگاپاسکال و در نمونه ۶ متری و فاقد آرماتور قطری در حدود ۲۳ مگاپاسکال می‌باشد. بیشترین تنش اصلی فشاری در نمونه با طول تیر ۸ متری و دارای آرماتور قطری در حدود ۱۹ مگاپاسکال و در نمونه ۸ متری و فاقد آرماتور قطری در حدود ۱۶ مگاپاسکال می‌باشد.

۴-۶. کرنش‌های بتن

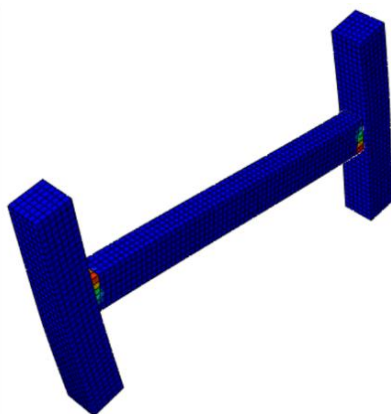
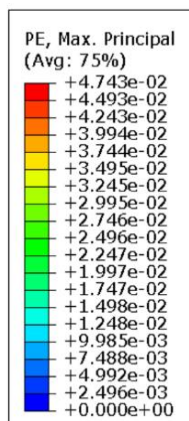
در شکل ۱۲ کانتور کرنش پلاستیک ماکزیمم اصلی^{۱۱} نمونه‌ها نشان داده شده است. با توجه به محل کرنش بیشینه می‌توان به الگوی ترک خوردگی‌ها دست یافت. محل دقیق ترک خوردگی‌ها در نمونه‌های دارای آرماتور قطری در قسمت شروع خم آرماتور قطری (محل مفصل پلاستیک) و در نمونه‌های بدون آرماتور قطری در بر

^{۱۱} Plastic strain maximum principal

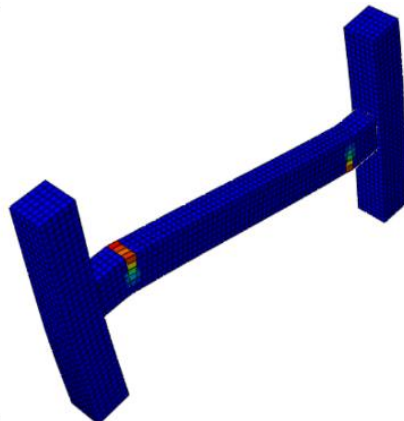
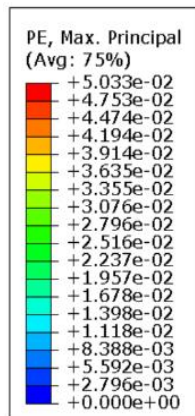
ستون‌ها می‌باشد. اولین ترک‌ها در تیرهای دارای آرماتور قطری، در محل تشکیل مفصل پلاستیک ایجاد می‌شوند.



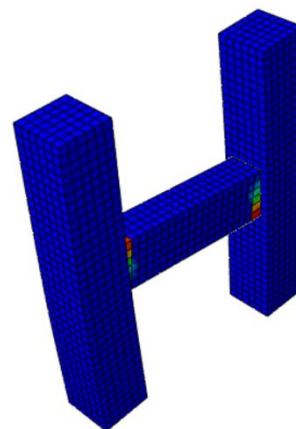
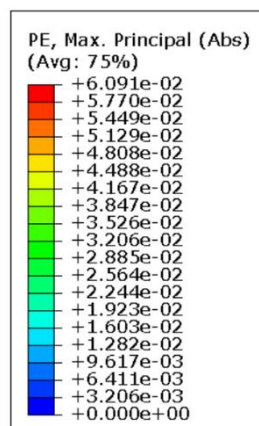
CB4-D (ت)



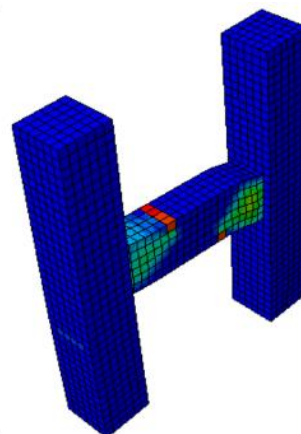
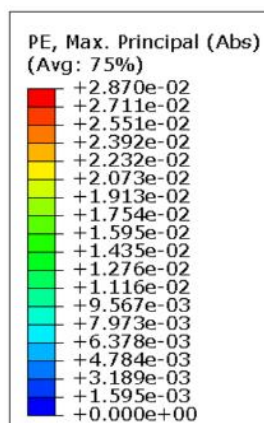
CB6-F (ج)



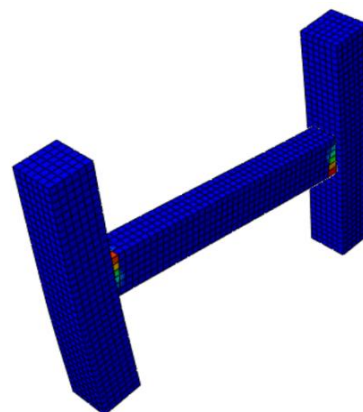
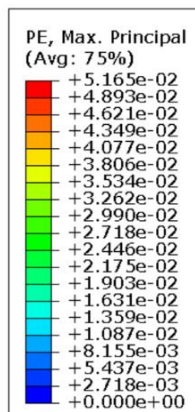
CB6-D (د)



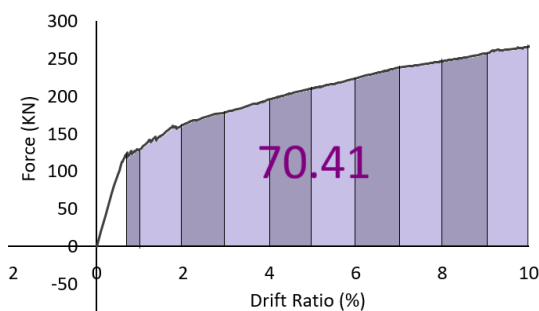
CB2-F (الف)



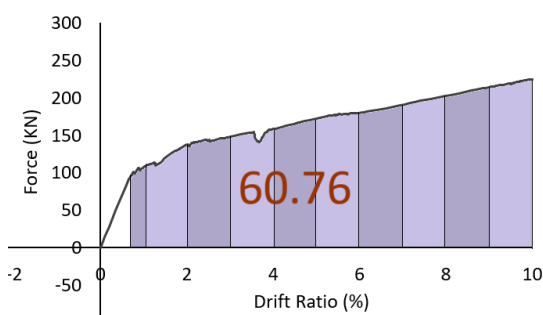
CB2-D (ب)



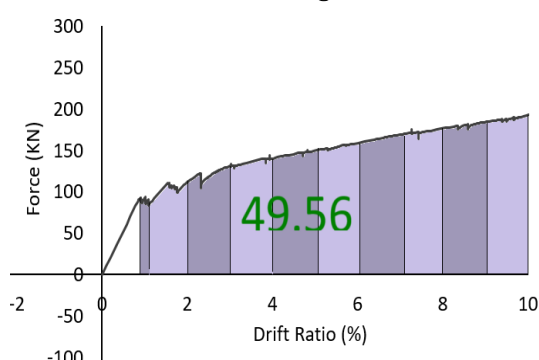
CB4-F (پ)



CB4-D (ب)

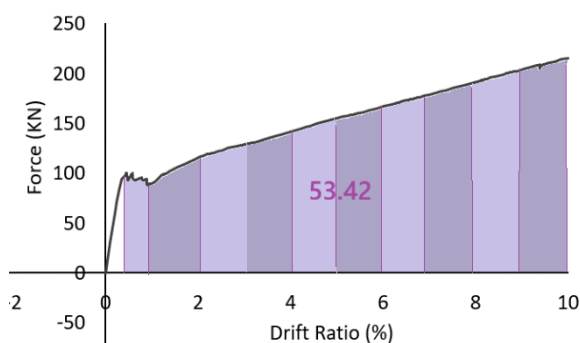


CB6-D (ج)

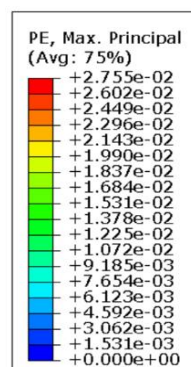


CB8-D (د)

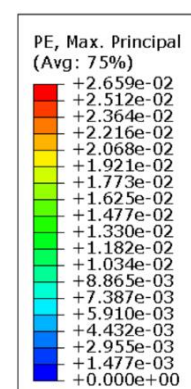
شکل ۱۳. مقادیر استهلاک انرژی در نمونه های دارای آرماتور قطری بر حسب کیلونیوتن-متر



CB2-F (الف)



CB8-F (ه)

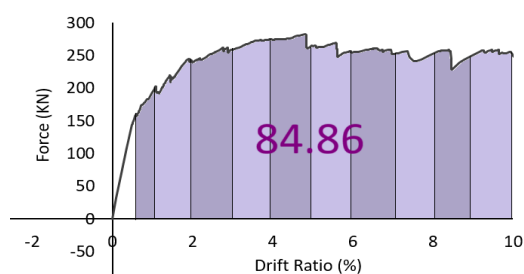


CB2-D (الف)

شکل ۱۲. کانتور کرنش پلاستیک اصلی ماکزیمم نمونه ها

۵-۶. استهلاک انرژی

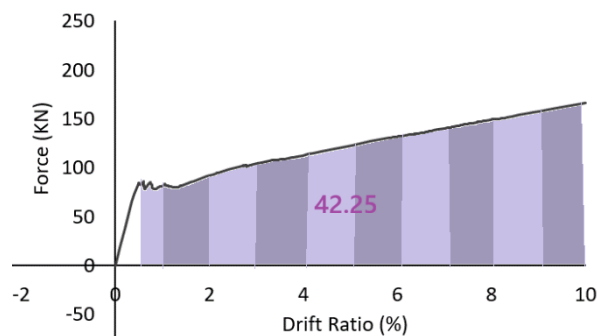
با محاسبه مساحت زیر نمودار هر یک از نمونه ها که در شکل ۱۳ نشان داده شده است مقدار استهلاک انرژی نمونه های دارای آرماتور قطری و با طول های متفاوت بدست آمد. نتایج نشان می دهد با افزایش طول تیر استهلاک انرژی کاهش می یابد. همچنین با محاسبه مساحت زیر نمودار هر یک از نمونه های فاقد آرماتور قطری که در شکل ۱۴ نشان داده شده است، مشاهده شد مقدار استهلاک انرژی در تیرهای مشابه دارای آرماتور قطری بیشتر است.



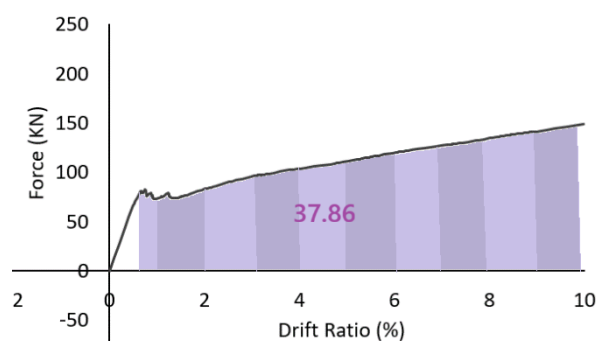
ترک خوردگی تیرها در چهار جفت مدل شامل یک تیر با آرماتور قطری و یک تیر مرسوم (بدون آرماتور قطری) و با چهار طول متفاوت می‌باشد. نتایج حاصل از بررسی منحنی نیرو-تغییر مکان نمونه‌ها، مقاومت و سختی و همچنین تنش و کرنش به وجود آمده در ادامه ذکر شده‌است.

از جمله نتایج حاصل می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

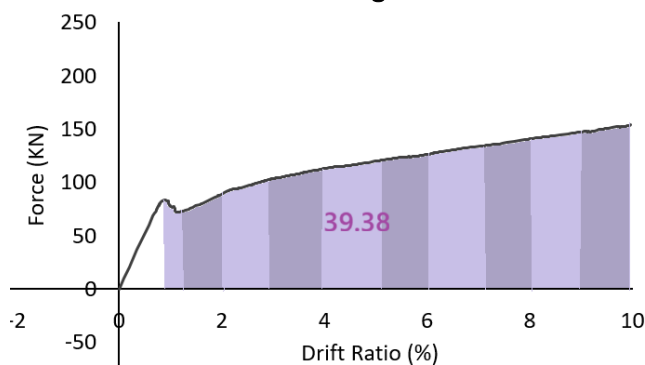
- مقاومت تیر دارای آرماتور قطری در مقایسه با مقاومت تیر بدون آرماتور قطری بیشتر است. همچنین هرچه طول تیر کمتر باشد افزایش مقاومت حاصل از تغییر آرایش آرماتوربندی به آرایش آرماتوربندی دارای آرماتور قطری، بیش‌تر خواهد بود.
- به طور کلی با افزایش طول تیر سختی تیر کاهش می‌یابد اما آرایش آرماتور بندی دارای آرماتور قطری کمکی به افزایش سختی تیر نمی‌کند.
- با افزودن آرماتور قطری و تقویت آرماتورهای عرضی در کناره‌های تیر در تیر تحت خمش و برش می‌توان مفصل پلاستیک را در طول تیر جابجا کرد و در نتیجه از شکست برشی-لغزشی در تیر جلوگیری نمود.
- با افزودن آرماتور قطری و جابجایی مفصل پلاستیک تیرهای کوتاه‌تر تحت برش بیش‌تری قرار می‌گیرند و تیرهای با طول بیش‌تر اغلب به صورت خمشی عمل می‌کنند.
- در تیرهای کوتاه‌تر آرماتورهای قطری می‌توانند به بازتوزیع تنش در تیر کمک نمایند. این در حالی است که در طول‌های بلندتر وجود آرماتور قطری نقش موثری در بازتوزیع تنش‌ها ایفا نمی‌کند.
- با جابجایی مفاصل پلاستیک از کناره‌های ستون به داخل تیر الگوی ترک خوردگی تیر هم جابجا شده و از بر ستون فاصله می‌گیرد.
- استهلاک انرژی با طول تیر رابطه عکس دارد و هر چه طول تیر افزایش یابد استهلاک انرژی کاهش می‌یابد.



ب) CB4-F



ج) CB6-F



د) CB8-F

شکل ۱۴. مقادیر استهلاک انرژی در نمونه‌های فاقد آرماتور قطری بر حسب کیلو نیوتن-متر

۷. نتیجه‌گیری

با استفاده از نرم‌افزار اجزا محدود Abaqus CAE بخشی از یک قاب یک دهانه تحت بار مونوتونیک و با در نظر گرفتن اثرات غیرخطی مادی شبیه‌سازی و صحت‌سنجی شد. پارامترهای مورد بررسی شامل سختی، استهلاک انرژی، مقاومت و الگوی

منابع

- RC Members", Alexandria Engineering Journal 52, pp. 163-173.
- [13] M. Hafezolghorani, F. Hejazi, R. Vaghei and M. S. Bin Jafar, (2017), "Simplified Damage Plasticity Model for Concrete", Structural Engineering International Nr. 1.
- [14] E. Lim, S. J. Hwang, C. H. Cheng and P. Y. Lin, (2016), "Cyclic Tests of Reinforced Concrete Coupling Beam with Intermediate Span-Depth Ratio", ACI Structural Journal, pp. 113-S43.
- [15] S. Y. Seo, H. D. Yun and Y. S. Chun, (2017), "Hysteretic Behavior of Conventionally Reinforced Concrete Coupling Beams in Reinforced Concrete Coupled Shear Wall", International Journal of Concrete Structures and Materials, vol. 11, pp. 599-616.
- [16] R. M. Oinam, P. C. Ashwin Kumar, D. R. Sahoo and K. Maran, (2019), "Cyclic Behavior of Retrofitted-Reinforced Concrete Coupling Beams", Recent Advances in Structural Engineering, vol. 1
- [17] S. W. Han, J. W. Kang, M. Shin and K. Lee, (2018), "Cyclic Behavior of HPFRCC Coupling Beams with Bundled Diagonal Bars", International Journal of Concrete Structures and Materials, pp. 1976-0485.
- [18] S. W. Han, C. S. Lee, H. W. Kwon, K. H. Lee and M. S. Shin, (2015), "Behaviour of Fibre-Reinforced Beams With Diagonal Reinforcement", Magazine of Concrete Research, pp. 1287-1300.
- [19] ACI Committee 318: ACI 318-08. (2008), "Building code requirements for structural concrete", Farmington Hill, MI, USA: American Concrete Institute.
- [20] K. H. Kwan and Z. Z. Zhao, (2002), "Cyclic Behaviour of Deep Reinforced Concrete Coupling Beams," Structures & Buildings, pp. 152-12681
- [21] S. J. Jang, G. Y. Jeong and H. D. Yun, (2018), "Use of Steel Fibers as Transverse Reinforcement in Diagonally Reinforced Coupling Beams With Normal- and High-Strength Concrete", Construction and Building Materials 187, pp. 1020-1030.
- [22] S. W. Han, C. S. Lee, M. Shin and K. Lee, (2015), "Cyclic Performance of Precast Coupling Beams With Bundled Diagonal Reinforcement", Engineering Structures 93, pp. 142-151.
- [۱] آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، تهران: مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، ویرایش چهارم.
- [2] M. AlHassan and M. Abdelrahim, (2020), "Plastic Hinge Assessment of RC Moment-resisting Frames", International Journal of Advanced Engineering, Sciences and Applications (IJAESA), pp. 2703-7266.
- [3] A. H. Buchanan, (1979), "Diagonal Beam Reinforcing for Ductile Frames", South Pacific Regional Conference on Earthquake Engineering.
- [4] J. P. Moehle and J. D. Hooper, (2016), "Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames", National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD 20899-8600.
- [5] M. R. Javanmardi and M. R. Maheri, (2017), "Anisotropic Damage Plasticity Model for Concrete and Its Use in Plastic Hinge Relocation In RC Frames With FRP", Structures, vol. 12, pp. 212-226.
- [6] A. Poudel, R. D. Lequesne and A. Lepage, (2018), "Diagonally Reinforced Concrete Coupling Beams: Effects of Axial Restraint", Structural Engineering and Engineering Materials, pp. SL Report 18-3.
- [۷] م. بلوکی و م. هاشمی، (۱۳۹۷)، "بررسی تاثیر آرماتور قطری تیر همبند بر شکل‌پذیری دیوار برشی همبسته"، دهمین کنفرانس ملی بتن: مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی.
- [8] T. Paulay and M. J. N. Priestley, (1992), "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", New York: Wiley.
- [9] D. I. Shin, M. Haroon, S. H. Yoon and J. Y. Lee, (2020), "Effect of deviation angle between principal stress and diagonal reinforcement direction on seismic performance of RC coupling beams", Engineering Structures, pp. 215-110618.
- [10] N. K. Shiu, G. B. Barney, A. E. Fiorato and W. G. Corley, (1978), "Reversing Load Tests of Reinforced Concrete Coupling Beams", the Central American on earthquake engineering, vol. 10.
- [۱۱] مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، (۱۳۹۹)، "طرح و اجرای ساختمان‌های بتن آرمه"، تهران: وزارت مسکن و شهرسازی.
- [12] S. Allam, M. Shoukry, G. Rashad and A. S. Hassan, (2012), "Evaluation of Tension Stiffening Effect on The Crack Width Calculation of Flexural

- [23] M. Shin, S. W. Gwon, B. K. Lee, S. W. Han and Y. W. Jo, (2014), "Effectiveness of High Performance Fiber-Reinforced Cement Composites in Slender Coupling Beams", Construction and Building Materials 68, pp. 476-490.
- [24] T. S. Eoma, H. G. Park and S. M. Kang, (2009), "Energy-Based Cyclic Force-Displacement Relationship for Reinforced Concrete Short Coupling Beams", Engineering Structures 31, p. 2020-2031
- [25] L. Galano and A. Vignoli, (2000), "Seismic Behavior of Short Coupling Beams with Different Reinforcement Layouts", ACI Structural Journal, pp. no. 97-S89
- [26] ACI Committee 318: ACI 318-08. (2008), "Building code requirements for structural concrete", Farmington Hill, MI, USA: American Concrete Institute.
- [27] K. A. Harries, P. J. Fortney, B. M. Shahrooz and P. J. Brien, (2005), "Practical Design of Diagonally Reinforced Concrete Coupling Beam", critical review of ACI 318 requirements, pp. 102(6):876-82