

Numerical Study of Bending Behavior for Reinforced Concrete Beams with Kinked Rebar

Nasrin Bakhshayesh Eghbali^{1*}, Nahid Soleimani², Mohammad Mehdi Ahmadi³

1- Faculty Member of Ilam University, Assistant Professor, dept. Engineering, Ilam University, Ilam, Iran

2 -M.Sc. Student in Civil Engineering, dept. Engineering, Ilam University, Ilam, Iran

3- Faculty Member of Ilam University, Assistant Professor, dept. Engineering, Ilam University, Ilam, Iran

ABSTRACT

During the past earthquakes, the formation of plastic hinges in columns has given rise to global structural damage in moment resisting frame structures. If the plastic hinges are formed in the beams, the most suitable energy dissipating mechanism in structure will happen. The kinked rebar has locally curved regions (usually near the inflection points in beams) which can be gradually straightened under tension. Due to lower initial yielding flexural capacity compared with that of a cross section reinforced with traditional straight bars, the beam section reinforced with kinked rebars will yield first when the RC frame is subjected to seismic loading, and thus, the strong column-weak beam hierarchy can be realized. In this study, first the load-deflection behavior of a reinforced concrete beam was numerically simulated by ABAQUS software, and the reliability of the finite element model was verified by comparing with the experimental results of other researchers. Then, the load-deflection response of the RC beams with kinked bars which has two-step behavior were investigated and described in steps by using finite element modeling results. Finally, the control beam was used for further analyses to investigate the effect of important parameters including: concrete compressive strength, reinforcement ratio, and the ratio of beam span to depth on load-deflection curve of beams. Results showed that the ultimate bearing capacity of RC beam increases as the reinforcement ratio increases, however, it doesn't have an important effect on the first yielding point. The increase of concrete compressive strength also contributes to greater initial yielding. In addition, the increase of beam span can have negative effects on the flexural behavior of RC beams with kinked bars, and reduce initial strength and stiffness of beams. Finally, the behavior of an internal connection including a beam with kinked rebar to the column was evaluated.

ARTICLE INFO

Receive Date: 29 October 2020

Revise Date: 24 June 2021

Accept Date: 04 July 2021

Keywords:

Reinforced concrete beam
Kinked rebar
Strong column- Weak beam
Plastic hinge
Numerical study

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.254900.2278>

*Corresponding author: Nasrin Bakhshayesh Eghbali.

Email address: n.bakhshayesh@ilam.ac.ir

بررسی عددی رفتار خمشی تیرهای بتن آرمه دارای آرماتورخمیده

نسرین بخشایش اقبالی^۱، ناهید سلیمانی^۲، محمدمهدی احمدی^۳

۱- عضو هیات علمی دانشگاه ایلام، استادیار، دانشگاه ایلام، ایلام، ایران

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران، دانشگاه ایلام، ایلام، ایران

۳- عضو هیات علمی دانشگاه ایلام، استادیار، دانشگاه ایلام، ایلام، ایران

چکیده

در طول زلزله‌های گذشته تشکیل مفصل پلاستیک در ستون‌ها باعث خرابی کلی سازه‌های دارای سیستم قاب خمشی شده است. اگر مفصل پلاستیک در تیرها ایجاد شود مناسب‌ترین مکانیزم اتلاف انرژی در سازه اتفاق خواهد افتاد. آرماتور خمیده ناحیه خمیده موضعی (معمولا نزدیک نقاط عطف در تیرها) دارد که می‌تواند به صورت تدریجی تحت تنش صاف شود. مقطع تیر مسلح شده با آرماتور خمیده به دلیل تسلیم اولیه پایین‌تر در مقایسه با تیرهای دارای آرماتورهای صاف مرسوم، تحت بار لرزه‌ای زودتر تسلیم می‌شود. بنابراین، فلسفه ستون قوی-تیر ضعیف محقق می‌شود. در تحقیق حاضر ابتدا رفتار بار-تغییرمکان تیر بتنی با آرماتور خمیده به روش عددی توسط نرم‌افزار آباکوس شبیه‌سازی شد و صحت سنجی مدل المان محدود با مقایسه نتایج آزمایشگاهی دیگر محققین انجام گرفت. سپس مکانیزم رفتاری بار-تغییرمکان تیر خمشی بتن مسلح با آرماتور خمیده که دارای تسلیم دو مرحله‌ای می‌باشد، با استفاده از نتایج مدلسازی اجزای محدود به صورت مرحله به مرحله بررسی و تشریح گردید. در انتها نمونه کنترلی برای تحلیل‌های پارامتریک و جهت بررسی تاثیر پارامترهای مهم شامل مقاومت فشاری بتن، درصد آرماتورهای طولی و نسبت طول دهانه به عمق مقطع بر روی منحنی بار-تغییرمکان تیرها استفاده شد. نتایج نشان داد که افزایش درصد آرماتور طولی، ظرفیت خمشی نهایی مقطع را افزایش داد اگرچه تاثیری در مقدار مقاومت تسلیم اولیه نداشت. به علاوه، افزایش مقاومت فشاری بتن با افزایش مقاومت و سختی اولیه تیر همراه شد و می‌تواند به عنوان عامل کنترل کننده سطح مقاومت تسلیم اولیه در طراحی این نوع تیرها مدنظر قرار گیرد. همچنین اثر افزایش نسبت طول تیر به عمق مقطع نیز مورد بررسی قرار گرفت. در انتها، رفتار یک نمونه اتصال داخلی شامل تیر با آرماتورهای طولی خمیده به ستون مورد ارزیابی قرار گرفت.

کلمات کلیدی: تیر بتن آرمه، آرماتور خمیده، ستون قوی-تیر ضعیف، مفصل پلاستیک، مطالعه عددی.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.254900.2278	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
doi: 10.22065/jsce.2021.254900.2278	۱۴۰۰/۱۰/۳۰	۱۴۰۰/۰۴/۱۳	۱۴۰۰/۰۴/۱۳	۱۴۰۰/۰۴/۰۳	۱۳۹۹/۰۸/۰۸
نسرین بخشایش اقبالی n.bakhshayesh@ilam.ac.ir				*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

موقعیت تشکیل مفصل پلاستیک به عنوان یک عامل مهم در رفتار لرزه‌ای قاب‌های بتن آرمه تحت بارهای جانبی شدید شناخته می‌شود. مطالعات اخیر زلزله‌های گذشته در سراسر دنیا نشان داده است که در بیشتر مواقع آسیب ترد قاب‌های بتن آرمه در نواحی نامناسبی همچون انتهای ستون و در ناحیه اتصال تیر به ستون رخ داده است [۱]. تجربه زلزله اخیر سرپل ذهاب نیز نشان دهنده توسعه آسیب در نواحی اتصالات و ستون‌ها در انواع ساختمان‌ها از جمله ساختمان‌های با قاب خمشی بتن آرمه بوده است که نمونه‌ای از این نوع خرابی در شکل ۱ نشان داده شده است. تشکیل مفصل پلاستیک در ستون برای سازه بسیار مخرب است چرا که ستون‌ها المان‌های باربر برای کل سازه هستند. علاوه بر این، شکست برشی اتصال تیر به ستون باعث از بین رفتن همبستگی بین آرماتور و بتن اطراف آن و همچنین کاهش جدی مقاومت و سختی در ناحیه اتصال می‌شود. به همین دلیل طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی، اجرای ضابطه ستون قوی-تیر ضعیف را الزام می‌کند.



شکل ۱: وقوع آسیب در ناحیه اتصال و ستون بعد از زلزله سرپل ذهاب ۱۳۹۷.

برای رسیدن به معیار ستون قوی-تیر ضعیف در قاب‌های بتن آرمه، طبق رابطه (۱) [۲] مجموع ظرفیت خمشی ستون‌ها باید بزرگتر از مجموع ظرفیت خمشی تیرها در اتصال باشد.

$$\sum M_c = \eta \sum M_b \quad (1)$$

که در این رابطه η نسبت مقاومت خمشی ستون به تیر است و باید بزرگتر از ۱ باشد. با این وجود طبق گزارشات زلزله‌های گذشته، مکانیزم ستون قوی-تیر ضعیف ممکن است به دلایل زیر نقض شود: (۱) دست پایین گرفتن ظرفیت خمشی تیر (به عبارت دیگر ظرفیت خمشی واقعی تیرها از ظرفیت خمشی حساب شده در طراحی بیشتر شود). (۲) مقدار η بیان شده بسیار کم است. مطالعات موجود بر تعیین ظرفیت خمشی تیر نشان داده است که این مقدار می‌تواند توسط دال کف، دیوارها، آرماتورهای اضافه در انتهای تیر و بارهای ثقلی تاثیر پذیرد [۲]. از این رو انجام تحقیق برای ارائه و بررسی روش‌های مناسب جهت جلوگیری از آسیب ناحیه اتصال و ستون با متمرکز نمودن مفصل پلاستیک در تیرها در فاصله مناسب از برستون در ساختمان‌های بتن آرمه، ضروری بنظر می‌رسد.

به عنوان رویکردی برای تقویت عملکرد لرزه‌ای اتصالات تیر به ستون، از روش قوی کردن ناحیه اتصال برای دور کردن مفصل پلاستیک از بر ستون می‌توان استفاده کرد. همچنین، برای رسیدن به معیار ستون قوی-تیر ضعیف در قاب‌های بتن آرمه، ضعیف کردن

موضعی تیر نیز می‌تواند یک گزینه جالب توجه به شمار آید. اساس استراتژی ضعیف کردن، اصلاح مکانیزم غیرالاستیک با ضعیف کردن اولیه قسمت‌های انتخابی سازه برای محافظت در برابر مکانیزم شکست ترد است. بعد از آن، در صورت نیاز، مقاومت، سختی، شکل پذیری و ظرفیت اتلاف انرژی سازه به اندازه دلخواه بهبود می‌یابد؛ در نتیجه سطح‌های عملکردی متفاوتی از جلوگیری از فروریزش تا کنترل خسارت را می‌توان به دست آورد [۳].

مطالعات آزمایشگاهی گالانیک^۴ و همکاران در سال ۱۹۷۷ [۴] و همچنین جاه^۵ و همکاران در سال ۱۹۹۱ [۵]، نشان داد که با جابجایی مفصل پلاستیک از برستون و اتصال می‌توان بطور موثری مانع از بین رفتن پیوند آرماتورهای طولی تیر با بتن در ناحیه اتصال شد. در این راستا از آرماتورهای اضافی در ناحیه اتصال بصورت صاف، با خم ۶۰ درجه و ۹۰ درجه انتهایی استفاده شده است. چاتاراء^۶ و همکاران در سال ۲۰۰۳ [۶] روش‌های مختلفی را برای جابجایی مفصل پلاستیک در انتهای تیر با استفاده از آرماتور ۹۰ درجه و کلاه‌دار در ناحیه اتصال بررسی کردند. در نمونه‌های بدون روش جابجایی مفصل، لغزش شدید آرماتور و ترک خوردگی قطری اتفاق افتاد، اما در نمونه‌های با روش جابجایی مفصل، لغزش آرماتور و ترک خوردگی قطری به شدت در اتصال کاهش یافت. در نتیجه ظرفیت اتلاف انرژی نسبت به نمونه کنترلی افزایش یافت. کم^۷ و همکاران در سال ۲۰۱۰ [۳] رویکرد ضعیف کردن اولیه تیر و پس تنیدگی اتصال را پیشنهاد دادند. ضعیف کردن تیر از طریق قطع کردن نیمی از آرماتورهای طولی پایین تیر انجام شد. نتایج نشان داد که این روش در افزایش تغییرشکل و ظرفیت اتلاف انرژی موفق عمل کرده است و مفصل پلاستیک با تمرکز ترک‌ها در بخش ضعیف شده‌ی تیر ایجاد شد. زیلین لود^۸ و همکاران در سال ۲۰۱۲ [۷] فلسفه طراحی جدیدی شامل استفاده از آرماتورهای اضافی قطری در اتصال را معرفی کردند. نمونه‌های با آرماتورهای اضافی مقاومت اتصال را تا حد مشخصی افزایش دادند و شکل‌پذیری مناسبی را برای اعضای قاب تحت بار جانبی فزاینده تامین کردند. به دلیل تشکیل زودتر مفصل پلاستیک در تیر نسبت به ستون، نمونه‌ها رفتار شکل‌پذیری نشان دادند. هیانگ جانگ^۹ و همکاران در سال ۲۰۱۵ [۸] به مطالعه اتصال تیر به ستون با آرماتورهای قلابی ۹۰ درجه و خمیده ۴۵ درجه پرداختند. در این مطالعه ۵ نمونه اتصال تیر به ستون با آرماتور اضافی و بدون آرماتور اضافی تحت بار چرخه‌ای قرار گرفتند. نمونه‌های با آرماتور اضافی ظرفیت اتلاف انرژی چشمگیری نشان دادند که به دلیل کاهش لغزش و ترک‌های قطری بود. تابی سونگ^{۱۰} و همکاران در سال ۲۰۱۵ [۹] روش ضعیف کردن با کاهش عمده سطح مقطع آرماتور طولی در ناحیه مفصل پلاستیک را بکار گرفتند. به دلیل کاهش ظرفیت خمشی، بخش بحرانی مقطع در فاصله ای برابر با عمق موثر تیر از بر ستون قرار گرفت. روش کاهش سطح مقطع آرماتور، از تجمع آرماتور و اضافه مقاومت در تیر جلوگیری می‌کند. عطاری و همکاران در سال ۲۰۱۹ [۱۰] یک برنامه آزمایشگاهی جهت بررسی عملکرد لرزه‌ای بهینه یک روش تقویت اتصالات تیر به ستون بتن آرمه را انجام دادند. اتصالات با الیاف FRP متشکل از کربن، فایبرگلاس و الیاف دوگانه تقویت شدند. مشاهده گردید که استفاده از ورق‌های دوگانه (شیشه-کربن) شکل‌پذیری و اتلاف انرژی اتصالات بتنی را تا حد زیادی افزایش می‌دهد. مداح و همکاران در سال ۲۰۲۰ [۱۱] چهار نمونه اتصال تیر به ستون را با استفاده از سیستم پشت‌بند (ورق‌های تقویت کننده اتصال) تقویت نموده و تحت بار چرخه‌ای مورد بررسی قرار دادند. نتایج آزمایش کارآمدی این سیستم تقویتی را در بهبود رفتار چرخه‌ای اتصالات به دلیل جابجایی مفصل پلاستیک برشی از چشمه اتصال به مفصل پلاستیک خمشی در تیر نشان داد. موضوع کاهش ظرفیت تیر در ساختمان‌های فولادی نیز در تحقیقات متعددی مطرح شده است [۱۲، ۱۳، ۱۴] که در آن‌ها با کاهش مقطع تیر، مفاصل پلاستیک در فاصله‌ی مشخصی از منطقه‌ی هسته‌ی اتصال در تیر اتفاق می‌افتد.

⁴ Galunic

⁵ Joh

⁶ Chutarat

⁷ Kam

⁸ Xilin

⁹ Hyeon-Jong

¹⁰ Tae-Sung Eom

علاوه بر روش‌های گفته شده، فنگ^{۱۱} و همکاران در سال‌های ۲۰۱۷ و ۲۰۱۹ [۱۶ و ۱۵] ایده‌ی جدیدی با استفاده از آرماتورهای خمیده در تیرها برای بهبود عملکرد لرزه‌ای و مقاومت در برابر خرابی پیش رونده در سازه‌های با قاب بتن‌آرمه ارائه کردند. در این تحقیقات آزمایشگاهی، اثر زاویه خم آرماتور در تیر تحت بارگذاری خمشی چهارنقطه‌ای و سه نقطه‌ای مورد بررسی قرار گرفت. همچنین رفتار تیرطره متصل به تکیه‌گاه صلب تحت بارگذاری سیکلی تعیین گردید. آرماتور خمیده در تیر مذکور، ناحیه خمیده‌ی موضعی دارد که می‌تواند به صورت تدریجی تحت تنش صاف شود. وقتی که قاب بتن آرمه تحت بار لرزه‌ای قرار می‌گیرد به دلیل تسلیم اولیه پایین‌تر در مقایسه با آرماتورهای صاف مرسوم، مقطع تیر مسلح شده با آرماتور خمیده زودتر تسلیم می‌شود. بنابراین، فلسفه ستون قوی-تیر ضعیف محقق می‌شود. بدین ترتیب می‌توان محل تشکیل مفصل پلاستیک را در یک نقطه متمرکز کرد و سطح نیرو و یا لنگر را کنترل نمود. به علاوه، بعد از صاف شدن آرماتورهای خمیده، بار قابل تحمل تیر مجدداً افزایش یافته و تیر می‌تواند تغییر شکل‌ها و تنش‌های قابل ملاحظه-ای را همچنان تا تسلیم آرماتورهای طولی تحمل نماید و شکل‌پذیری قابل توجهی را فراهم کند. از آنجا که بیشتر تحقیقات انجام شده بر روی تقویت ناحیه اتصال تیر به ستون تمرکز دارند و همچنین روش‌های ضعیف کردن تیر در بر ستون با وجود جابجا کردن مفصل پلاستیک عمدتاً باعث کاهش شکل‌پذیری و مقاومت نهایی تیر می‌شوند و در برخی موارد با جزئیات پیچیده‌ای همراه هستند؛ بررسی ایده جدید تیر با آرماتور خمیده حائز اهمیت می‌باشد. در این راستا، در پژوهش حاضر به بررسی عددی مکانیزم رفتاری بار-تغییرمکان تیر پرداخته می‌شود. مدل شبیه‌سازی شده در نرم‌افزار المان محدود آباکوس با استفاده از نتایج آزمایشگاهی صحت‌سنجی می‌شود. سپس مکانیزم رفتاری بار-تغییرمکان تیرهای خمشی بتن مسلح با آرماتور خمیده بر اساس نتایج آنالیز اجزای محدود تشریح می‌گردد و نمونه کنترلی برای بررسی تاثیر پارامترهای مهم شامل مقاومت فشاری بتن، درصد آرماتور طولی و نسبت طول دهانه به عمق مقطع در رفتار تیر مورد مطالعه قرار می‌گیرد. همچنین، در راستای کاربردی شدن موضوع، تیر با شرایط آرماتور گذاری مذکور در یک اتصال صلیبی به عنوان بخشی از یک قاب خمشی نیز مدل‌سازی و بررسی می‌شود.

۲- کار آزمایشگاهی فنگ و همکاران

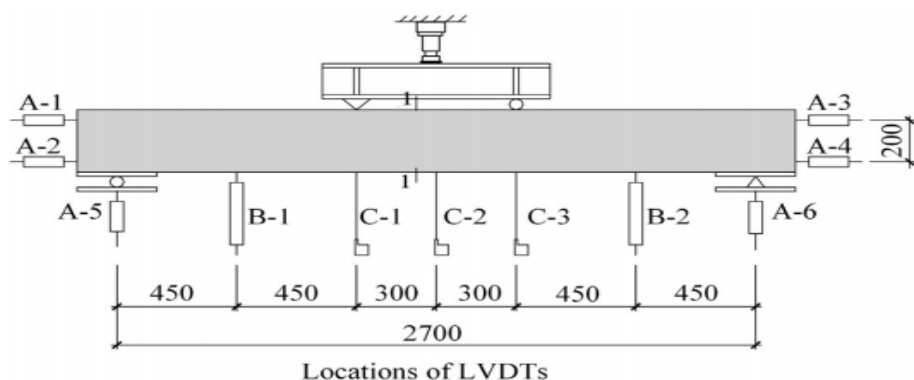
همانطور که پیش‌تر گفته شد از نتایج کار آزمایشگاهی فنگ^{۱۲} و همکاران جهت صحت‌سنجی مدل عددی المان محدود استفاده شد.

۲-۱- جزئیات تیر

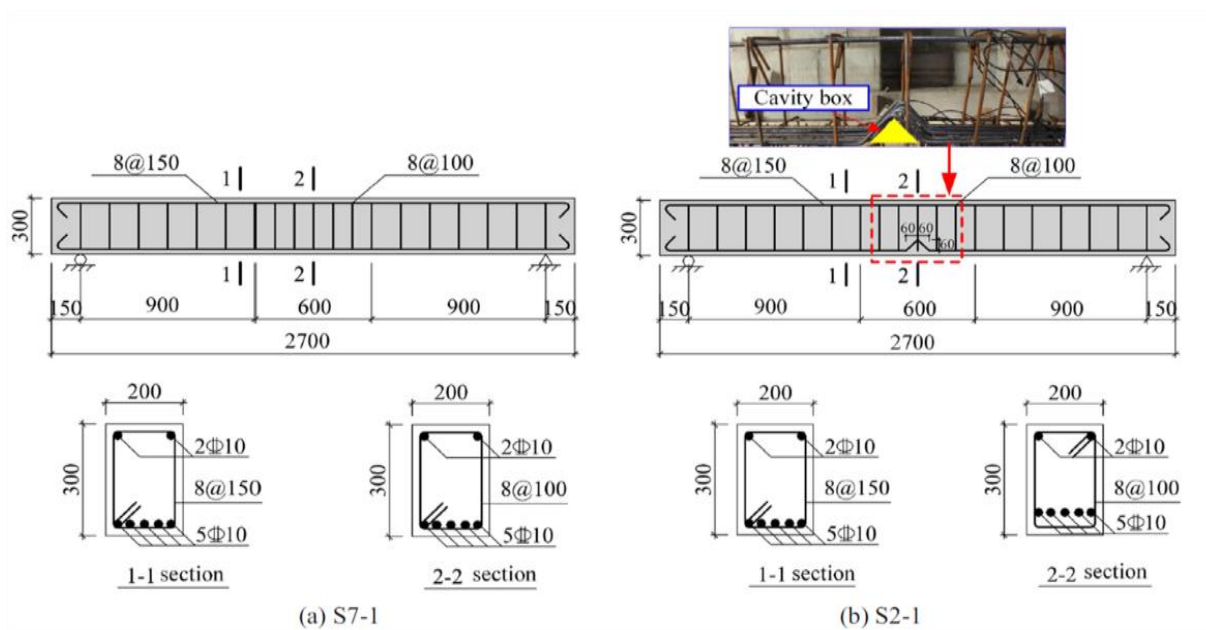
شماتیک تیر بتنی تحت بارگذاری خمشی خالص در شکل ۲-الف نشان داده شده است. بارگذاری تیر به صورت خمشی ۴ نقطه و از نوع کنترل شونده توسط جابجایی بوده است. جزئیات تیر بتنی با ارتفاع ۳۰۰ میلیمتر و عرض ۲۰۰ میلیمتر در شکل ۲-ب آورده شده است؛ جدول ۱ مشخصات مکانیکی آرماتورهای طولی و عرضی نمونه آزمایشگاهی را نشان می‌دهد.

¹¹ Feng

¹² Feng



شکل ۲- (الف)



شکل ۲- (ب)

شکل ۲- الف : نحوه بارگذاری تیر و تکیه گاه. ب : جزئیات هندسه تیر [۱۵].

جدول ۱ : مشخصات مکانیکی ارماتورهای طولی و عرضی

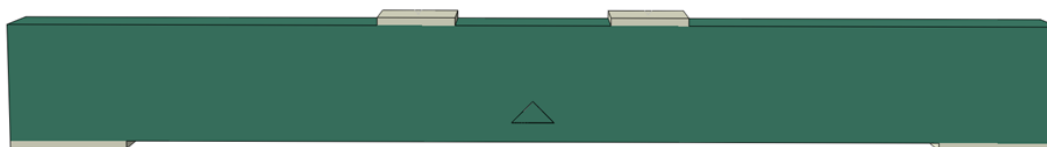
نوع میلگرد	قطر میلگرد (mm)	مدول یانگ $E_c \left(\frac{N}{mm^2} \right)$	تسلیم اولیه (Mpa)	تسلیم نهایی (Mpa)
میلگرد طولی	۱۰	۲۰۰۰۰	۴۰۲	۶۴۵
میلگرد عرضی	۸	۲۰۰۰۰	۳۳۲	۵۰۰

۳- روش المان محدود

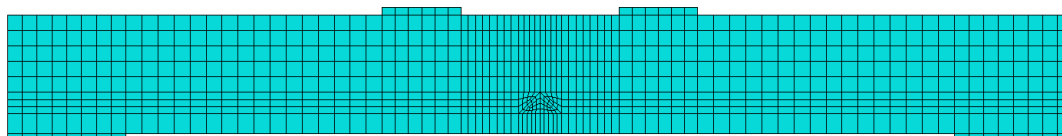
پیشرفت‌ها در زمینه روش المان محدود به همراه ظهور کامپیوترهای پیشرفته، مطالعه عملکرد سازه‌های بتنی را مقصور ساخته است. آباکوس یکی از نرم افزارهای کامپیوتری در زمینه المان محدود می‌باشد که قدرت حل مسائل پیچیده مهندسی را دارد. در این تحقیق شبیه‌سازی عددی تیر بتن مسلح با استفاده از نرم‌افزار آباکوس^{۱۳} ۲۰۲۰ انجام گرفته است.

۳-۱- مدل‌سازی بتن

برای مدل‌سازی بتن از المان سالیید^{۱۴} ۸ گره‌ای (C3D8R) استفاده شد. شماتیک تیر بتنی مدل شده در نرم افزار آباکوس در شکل ۳- (الف و ب) آورده شده است. برای تعریف مقاومت فشاری بتن از نمونه مکعبی استاندارد (۱۵۰ میلی‌متر) با مقاومت فشاری متوسط ۴۰٫۳ مگاپاسکال مشابه نمونه آزمایشگاهی استفاده شده است. در محدوده الاستیک خطی رفتار بتن با مدول الاستیسیته ($E = 4700\sqrt{f'_c}$) که از آیین نامه ACI مشخص گردید محاسبه شده است [۱۷]. ضریب پواسون بتن در این تحقیق برابر ۰٫۲ در نظر گرفته شد. در این مطالعه جهت تعریف رفتار فشاری و کششی بتن از Eurocode 2 استفاده شده است [۱۸].



شکل ۳- (الف)



شکل ۳- (ب)

شکل ۳- (الف) : شماتیک تیر بتنی مدل شده در نرم افزار آباکوس. (ب) : مش بندی مدل.

در نرم‌افزار آباکوس سه مدل برای تعریف رفتار غیرخطی بتن وجود دارد که شامل مدل ترک اندود بتن^{۱۵}، مدل آسیب پلاستیک بتن^{۱۶}، و مدل شکست ترد^{۱۷} بتن می‌باشد. مدل آسیب پلاستیک بتن به رفتار پلاستیک بتن، رفتار فشاری بتن، رفتار کششی بتن، محصور شدگی، و مکانیزم آسیب بتن می‌پردازد. مدل آسیب پلاستیک بتن دو مکانیزم شکست برای بتن تعریف می‌کند که خردشدگی فشاری و ترک خوردگی کششی می‌باشد. مدل آسیب پلاستیک بتن یک مدل قابل قبول برای برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی بتن می‌باشد. برای تعریف رفتار فشاری بتن در مدل آسیب پلاستیک، لازم است که تنش به صورت تابعی از کرنش غیرالاستیک ϵ_c^{in} داده شود. کرنش غیرالاستیک فشاری از تفاضل کرنش الاستیک بتن آسیب ندیده از کرنش کل به دست می‌آید [۱۹].

$$\epsilon_c^{in} = \epsilon_c - \epsilon_{0c}^{el} \quad (2)$$

¹³ Abaqus

¹⁴ Solid

¹⁵ Concrete smeared cracking

¹⁶ Concrete damage plasticity

¹⁷ Brittle cracking

که در رابطه بالا $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$ کرنش غیرالاستیک فشاری، ε_{0c}^{el} کرنش الاستیک بتن آسیب ندیده و ε_c کرنش کل می باشد.

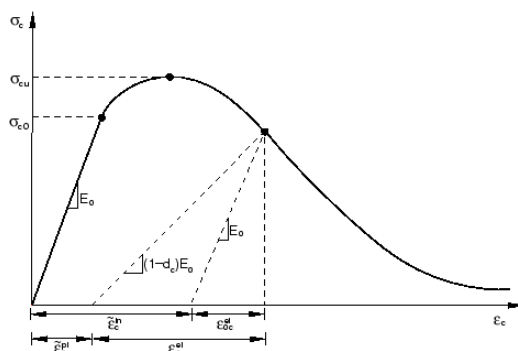
$$\varepsilon_{0c}^{el} = \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (3)$$

به ترتیب معرف حداکثر تنش فشاری بتن و مدول الاستیسیته اولیه بتن می باشند. نرم افزار آباکوس با استفاده از فرمول زیر به طور خودکار کرنش غیرالاستیک را به پلاستیک تبدیل می کند.

$$\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \tilde{\varepsilon}_c^{in} - \frac{d_c}{(1-d_c)} \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (4)$$

که $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ کرنش پلاستیک بتن و d_c پارامتر آسیب بتن در فشار است. مطابق شکل ۴، با باربرداری از نمونه در قسمت نرم شوندگی، شیب منحنی باربرداری کمتر از شیب منحنی الاستیک است که بیانگر آسیب دیدگی نمونه می باشد.

$$E = (1 - d_c)E_0 \quad (5)$$



شکل ۴: تعریف کرنش غیرالاستیک فشاری برای بیان سخت‌شدگی فشاری.

در بتن آرمه تنش‌های بعد از شکست کششی به صورت تابعی از کرنش ترک خوردگی ε_t^{ck} می باشد. کرنش ترک خوردگی از تفریق کرنش کل از کرنش الاستیک متناظر با بتن آسیب ندیده به دست می آید. شکل ۵ نمودار تنش بر حسب کرنش ترک خوردگی را نشان می دهد.

$$\varepsilon_t^{ck} = \varepsilon_t - \varepsilon_{0t}^{el} \quad (6)$$

در رابطه فوق، ε_t^{ck} کرنش شکست یه کرنش شکست خورده، ε_t کرنش کل و ε_{0t}^{el} کرنش الاستیک بتن آسیب ندیده می باشد.

$$\varepsilon_{0t}^{el} = \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (7)$$

که σ_t حداکثر تنش کششی بتن است. آباکوس براساس رابطه زیر به طور خودکار مقادیر کرنش ترک خورده را به کرنش پلاستیک تبدیل می کند [۲۰].

$$\tilde{\varepsilon}_t^{pl} = \tilde{\varepsilon}_t^{ck} - \left(\frac{d_t}{1-d_t}\right) \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (8)$$

که $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ کرنش پلاستیک بتن و d_t پارامتر آسیب بتن در کشش می باشد.

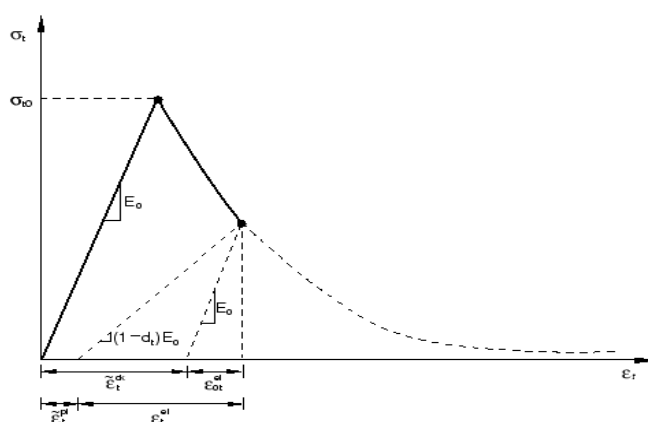
پارامتر d_c و d_t در شکل ۴ و ۵ به ترتیب پارامتر آسیب فشاری و کششی نامیده می شود و سختی بتن در نقاط مختلف نمودار تنش-کرنش فشاری و کششی را معین می نماید. حداکثر مقدار این پارامتر یک می باشد و در صورتی که مقدار آن‌ها صفر فرض شود به

معنی آنست که سختی مصالح در چرخه‌های بارگذاری و باربرداری تغییر نمی‌کند. پارامترهای آسیب را می‌توان از رابطه زیر تعیین نمود [۲۱ و ۲۲]:

$$d_c(\sigma_c) = \begin{cases} 0 & \sigma_c \leq f_c \\ 1 - \frac{\sigma_c}{f_c} & \sigma_c > f_c \end{cases}$$

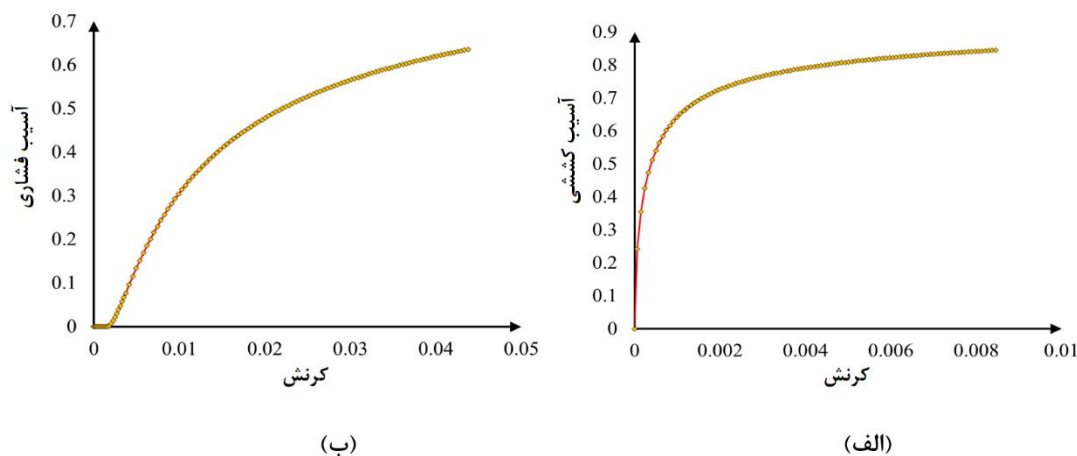
$$d_t(\sigma_t) = \begin{cases} 0 & \sigma_t \leq f_t \\ 1 - \frac{\sigma_t}{f_t} & \sigma_t > f_t \end{cases}$$

در رابطه فوق، σ_c و σ_t به ترتیب تنش فشاری و کششی بتن در هر لحظه و f_c و f_t به ترتیب حداکثر تنش فشاری و کششی بتن می‌باشند. نمودار آسیب- کرنش بتن در فشار و کشش در شکل ۶ آورده شده است.



شکل ۵: تعریف کرنش ترک خوردگی برای بیان سخت شدگی کششی.

دیگر پارامترهای لازم برای تعریف مدل پلاستیک بتن شامل زاویه اتساع (ψ)، خروج از مرکزیت پلاستیک (ε)، نسبت تنش فشاری در حالت دو محوره به تنش فشاری در حالت تک محوره (σ_{b0}/σ_{c0})، ضریب شکل سطح تسلیم در خارج صفحه (K_c)، و پارامتر ویسکوزیته می‌باشند. مقدار این اعداد در جدول ۲ گزارش شده است.



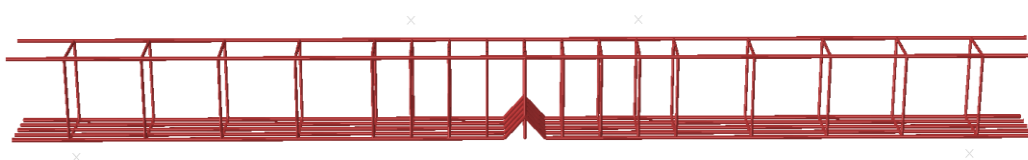
شکل ۶: نمودار آسیب-کرنش بتن (الف) در فشار (ب) در کشش.

جدول ۲: پارامترهای مدل آسیب پلاستیک بتن.

پارامتر	مقدار
زاویه اتساع (ψ)	۳۰
خروج از مرکزیت پلاستیک (ϵ)	۰/۰۱
نسبت تنش فشاری (σ_{b0}/σ_{c0})	۱/۱۶
ضریب شکل سطح تسلیم در خارج صفحه (K_c)	۰/۶۷
ویسکوزیته	۰/۰۰۱

۳-۲- مدلسازی آرماتورهای تقویت کننده

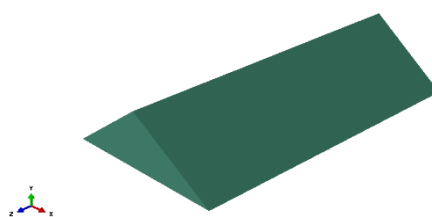
از المان خرپا دو گره‌ای شکل پذیر با ۳ درجه آزادی (جابجایی در جهت X ، Y و Z) در هر گره (T3D2R) جهت شبیه‌سازی آرماتورها بکار گرفته شد (مطابق شکل ۷). برای شبیه‌سازی رفتار غیرخطی آرماتورهای فولادی از رفتار مصالح الاستو پلاستیک دوخطی استفاده شد. همچنین ۴ پارامتر مورد نیاز جهت مدلسازی آرماتورهای تقویت کننده وجود دارد که شامل نسبت پواسون، مدول الاستیسیته برای رفتار الاستیک، مقاومت تسلیم و کرنش پلاستیک متناظر برای رفتار پلاستیک هستند. نسبت پواسون در این مطالعه ۰,۳ در نظر گرفته شده است. مشخصات فیزیکی مورد استفاده در این تحقیق مطابق مدل آزمایشگاهی در جدول ۱ آمده است.



شکل ۷: شبکه‌ی آرماتورهای مدل شده در نرم افزار آباکوس.

۳-۳- مدلسازی فوم

برای مدلسازی فوم از المان توپر شکل پذیر استفاده شده است. جزئیات فوم با عمق ۲۰۰ میلی‌متر، ارتفاع ۵۵ میلی‌متر و قاعده ۱۱۰ میلی‌متر در شکل ۸ آورده شده است. از مدل فوم خرد شونده برای مدلسازی فوم استفاده شده است. پارامترهای لازم جهت مدلسازی فوم در جدول ۳ ارائه شده است.



شکل ۸: شماتیک فوم مدل شده در نرم افزار آباکوس.

جدول ۳: پارامترهای مدل فوم خرد شونده.

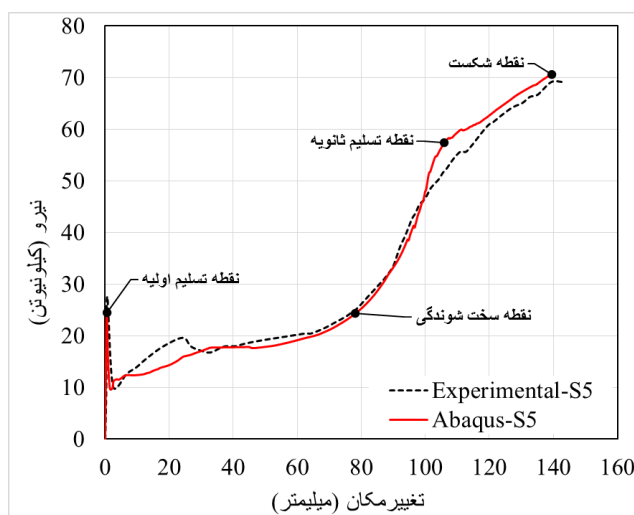
پارامتر	مقدار
مدول یانگ	۰/۰۷
نسبت پواسون	۰/۳
نسبت تنش تسلیم فشاری	۱
نسبت تنش تسلیم هیدرواستاتیک	۰/۲

۳-۴- شرایط مرزی و بارگذاری

تیر بتن مسلح در این تحقیق با تکیه‌گاه ساده مقید شده است. صفحات صلب با ضخامت ۲۰ میلی‌متر در بالا و پایین تیرها با استفاده از قید جسم صلب^{۱۸} برای اعمال شرایط مرزی و بارگذاری متصل شد. بارگذاری به صورت خمش ۴ نقطه و از نوع کنترل شونده توسط جابجایی در مکان مشخص به تیر اعمال شد. از قید ناحیه مدفون^{۱۹} موجود در آباکوس برای تعریف همبستگی آرماتورها با بتن استفاده شد. این قید گره‌های المان آرماتورهای تقویت کننده را به درجات آزادی موجود المان میزبان (بتن) محدود می‌کند. برای تعریف برهم‌کنش بین تیر بتنی و فوم قرار گرفته در زیر خم آرماتورها از قید تای^{۲۰} استفاده شده است.

۴- بررسی نتایج شبیه سازی و تبیین مکانیزم رفتاری تیر

با انجام تحلیل توسط نرم افزار آباکوس و اعمال بارخمشی چهار نقطه‌ای بر روی تیر مدلسازی شده نتایج حاصل از تحلیل به صورت نمودار بار- تغییر مکان در شکل ۹ آورده شده است. با مقایسه نمودار مدل عددی و آزمایشگاهی می‌توان دریافت که تیر شبیه‌سازی شده مطابقت بسیار خوبی با مدل آزمایشگاهی دارد. جدول ۴ درصد اختلاف سختی اولیه، سختی ثانویه، مقاومت خمشی نهایی و انرژی نمونه شبیه سازی شده در نرم افزار و مدل آزمایشگاهی را گزارش می‌کند. این نتایج بیان می‌کند که می‌توان مدل تیر بتنی در حالت با میلگرد خمیده را در آباکوس شبیه‌سازی نمود و از نتایج قابل قبولی برای مطالعات پارامتریک برخوردار است.



شکل ۹: نمودار بار-تغییر مکان مدل عددی و آزمایشگاهی.

جدول ۴: مقایسه نتایج عددی و آزمایشگاهی.

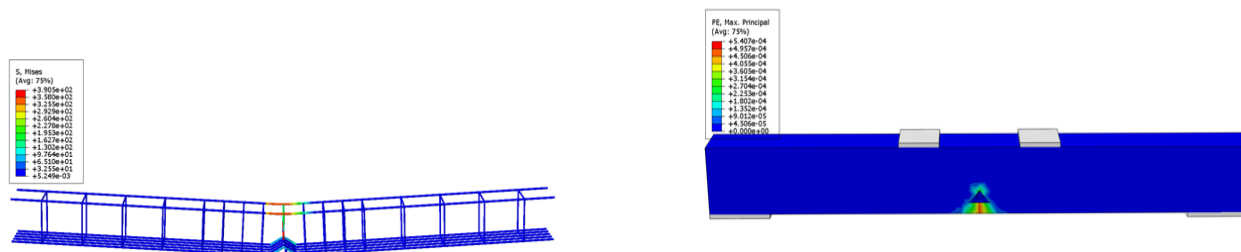
انرژی (kN.mm)	بار نهایی (kN)	سختی ثانویه (kN/mm)	سختی اولیه (kN/mm)	نام مدل
۴۵۳۸,۵۳	۶۹,۵۲	۰,۳۰۹	۴۶,۰۴	آزمایشگاهی-S5
۴۵۷۰,۳۹	۷۰,۷۷	۰,۳۰۶	۴۸,۰۶	آباکوس-S5
۰/۷	۱/۸	۱/۰۶	۴/۲۱	درصد اختلاف

¹⁸ Rigid body

¹⁹ Embedded region

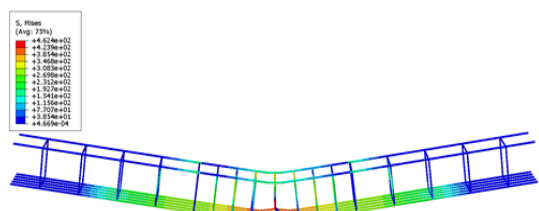
²⁰ Tie

پاسخ بار- تغییر مکان تیر با آرماتور خمیده شبیه سازی شده را می توان به صورت مرحله به مرحله بررسی کرد. در ابتدا تیر بتنی تا حدود ۳۰ کیلو نیوتن مقاومت کرده است و سپس مقاومت با افت شدید مواجه شده است و تا نزدیکی ۱۰ کیلو نیوتن رسیده است؛ این افت به علت ترک خوردن بتن در ناحیه پایین تیر و رسیدن ترک به فوم بوده است. این نقطه را می توان نقطه "تسلیم اولیه" تیر و شروع تغییر در هندسه آرماتور دانست (شکل ۱۰-الف).

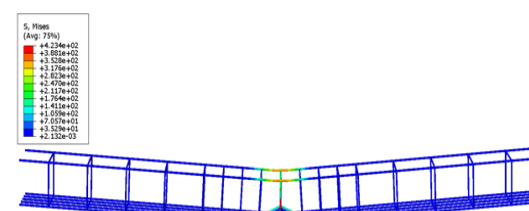


شکل ۱۰-ب) : صاف شدن آرماتورهای خمیده.

شکل ۱۰-الف) : تشکیل ترک در بتن.



شکل ۱۰-د) : حد نهایی مقاومت و شکست آرماتورها.



شکل ۱۰-ج) : صاف شدن ۸۰ درصدی هندسه آرماتور.

شکل ۱۰-الف-د) : کانتور تنش فون میسز و کرنش پلاستیک در اجزای تیر بتن آرمه.

در ادامه منحنی بار-تغییر مکان نمونه با تغییر شکل زیادی مواجه شده است و در جابجایی ۸۰ میلی متر به مقاومت ۲۶ کیلو نیوتن رسیده است. این نقطه، نقطه "سخت شوندگی" نامیده می شود. در این نقطه امکان تغییر شکل و صاف شدن آرماتور خمیده دشوارتر شده و باعث افزایش مقاومت تیر خواهد شد (شکل ۱۰-ب).

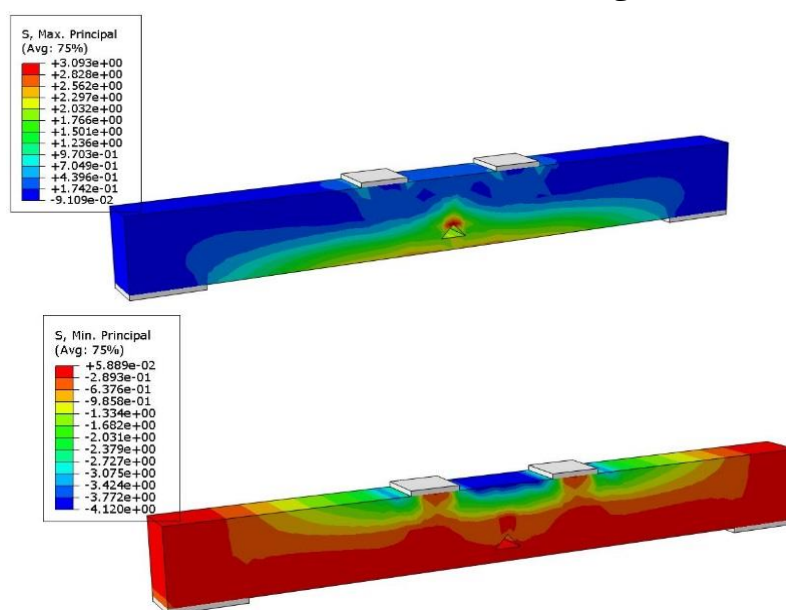
پس از مرحله سخت شوندگی، مقاومت تیر به صورت چشمگیری افزایش یافته است و به مقاومت ۶۰ کیلو نیوتن در تغییر مکان ۱۰۰ میلی متر رسیده است. در این نقطه آرماتور حدود ۸۰ درصد صاف شده است و متناظر با انتهای تغییر در هندسه آرماتور می باشد و نقطه تسلیم "ثانویه" محسوب می شود. از آنجایی که قسمت خم میلگرد تحت خمش قرار می گیرد و تحت این لنگر به تدریج باز و صاف می شود، فوم که رفتار تردی دارد می شکند و زیر آرماتور خالی می شود و یک لغزش در آن ناحیه رخ می دهد. اما در نرم افزار آباکوس المان فوم آسیب دیده بطور کامل حذف نمی گردد. به علاوه، برای ایجاد خم در آرماتور در مراحل ساخت نمونه، حد بالایی از تنش بر فولاد اعمال می شود که رفتار تنش-کرنش آن را تحت تاثیر قرار داده و سبب افزایش مقاومت و کاهش شکل پذیری آرماتورها در این ناحیه می گردد. به دلایل مذکور، نقطه تسلیم ثانویه از نظر سطح بار و تغییر مکان با نمونه آزمایشگاهی اندکی تفاوت دارد. (شکل ۱۰-ج).

مرحله آخر، نقطه "نهایی" می باشد که در آن آرماتور به مقاومت نهایی خود رسیده و شکست آرماتور رخ می دهد (شکل ۱۰-د).

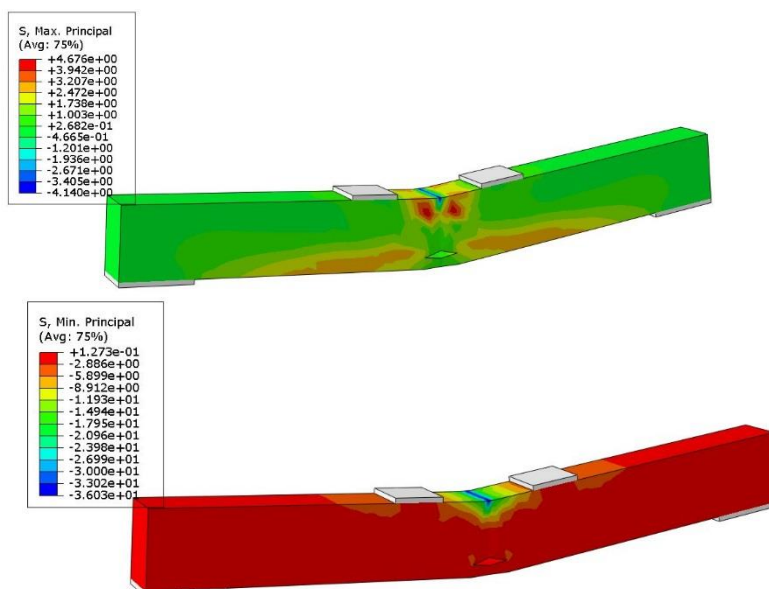
همانطور که در بررسی رفتار تیر با آرماتور خمیده مشاهده شد، به دلیل کاهش مقاومت تسلیم اولیه تیر که در اثر شروع باز شدن خم آرماتور و ترک خوردن بتن اتفاق می افتد، می توان محل تشکیل مفصل پلاستیک را در ناحیه مشخصی از طول تیر در فاصله مناسب از بر ستون متمرکز و سطح نیرو و یا لنگر خمشی کنترل کرد. به علاوه، با باز شدن خم آرماتورها، بار قابل تحمل تیر مجدداً افزایش یافته و تیر می تواند تغییر شکل ها و تنش های قابل ملاحظه ای را همچنان تا تسلیم آرماتورهای طولی تحمل نماید و شکل پذیری قابل توجهی را

فراهم کند. افزایش سطح تغییرشکل‌های پلاستیک تا انتهای نمودار ظرفیت، امکان بازتوزیع تنش در اجزای قاب و تشکیل مفاصل پلاستیک بیشتر در تیرهای قاب را فراهم نموده و در نتیجه مشارکت بیشتری در اتلاف انرژی سازه در مقایسه با قاب معمولی رخ می‌دهد.

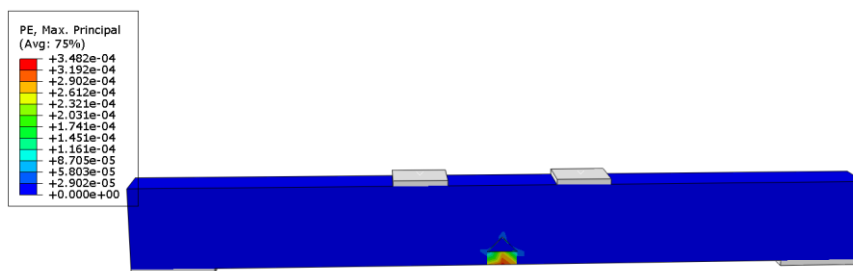
این نکته قابل ذکر است که ابعاد خم آرماتور یکی از پارامترهای تاثیرگذار بر مقاومت تسلیم اولیه و همچنین تغییرشکل‌های بعد از تسلیم اولیه است و تسلیم ثانویه متأثر از خصوصیات مقطع تیر در طول آن می‌باشد. با کاهش ارتفاع خم، طول قابل باز شدن آرماتور و در نتیجه طول ناحیه تسلیم بر روی نمودار ظرفیت، کاهش و مقاومت تسلیم اولیه افزایش می‌یابد. طول خم آرماتور نیز طول ناحیه مفصل پلاستیک تیر را تعیین می‌کند. این موضوع در نتایج آزمایشات انجام شده در مرجع [۱۵] نشان داده شده است. ابعاد خم مورد نظر در این تحقیق در همه نمونه‌ها ثابت نگه داشته شده است. شکل‌های ۱۱ تا ۱۴ کانتور تنش و کرنش پلاستیک را بر روی بتن با مقاومت ۳۰ مگاپاسکال در نقطه تسلیم اولیه و ثانویه نشان می‌دهد.



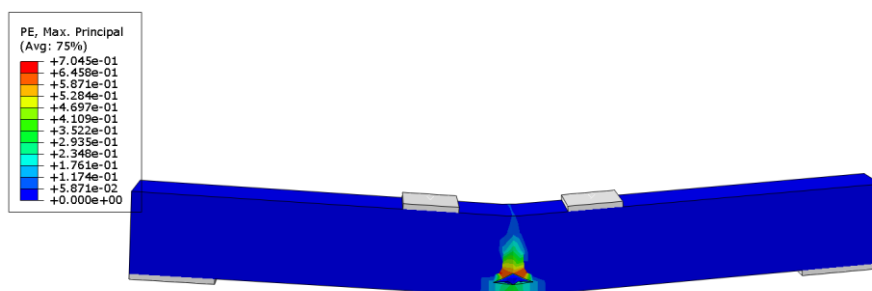
شکل ۱۱: کانتور تنش حداکثر و حداقل در نقطه تسلیم اولیه نمونه با مقاومت بتن ۳۰ مگاپاسکال.



شکل ۱۲: کانتور تنش حداکثر و حداقل در نقطه تسلیم ثانویه نمونه با مقاومت بتن ۳۰ مگاپاسکال.



شکل ۱۳: کانتور کرنش پلاستیک ماکزیمم در نقطه تسلیم اولیه نمونه با مقاومت بتن ۳۰ مگاپاسکال.



شکل ۱۴: کانتور کرنش پلاستیک ماکزیمم در نقطه تسلیم ثانویه نمونه با مقاومت بتن ۳۰ مگاپاسکال.

۵- مطالعه عددی پارامتریک

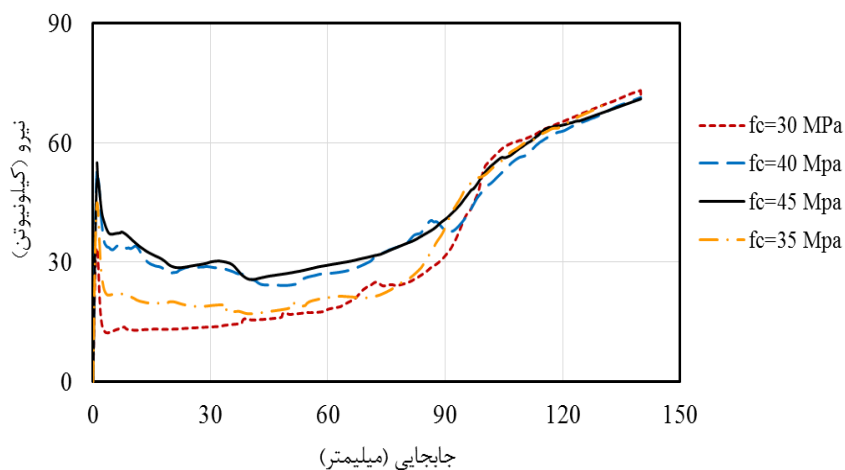
به منظور بررسی اثر متغیرهای مختلف بر روی رفتار بار-تغییر مکان تیر بتن مسلح با آرماتور خم شده متغیرهای ذکر شده در ادامه مطالعه می شود: ۱- مقاومت فشاری بتن، ۲- درصد آرماتور طولی، ۳- نسبت دهانه به عمق مقطع.

۵-۱- تاثیر مقاومت فشاری بتن

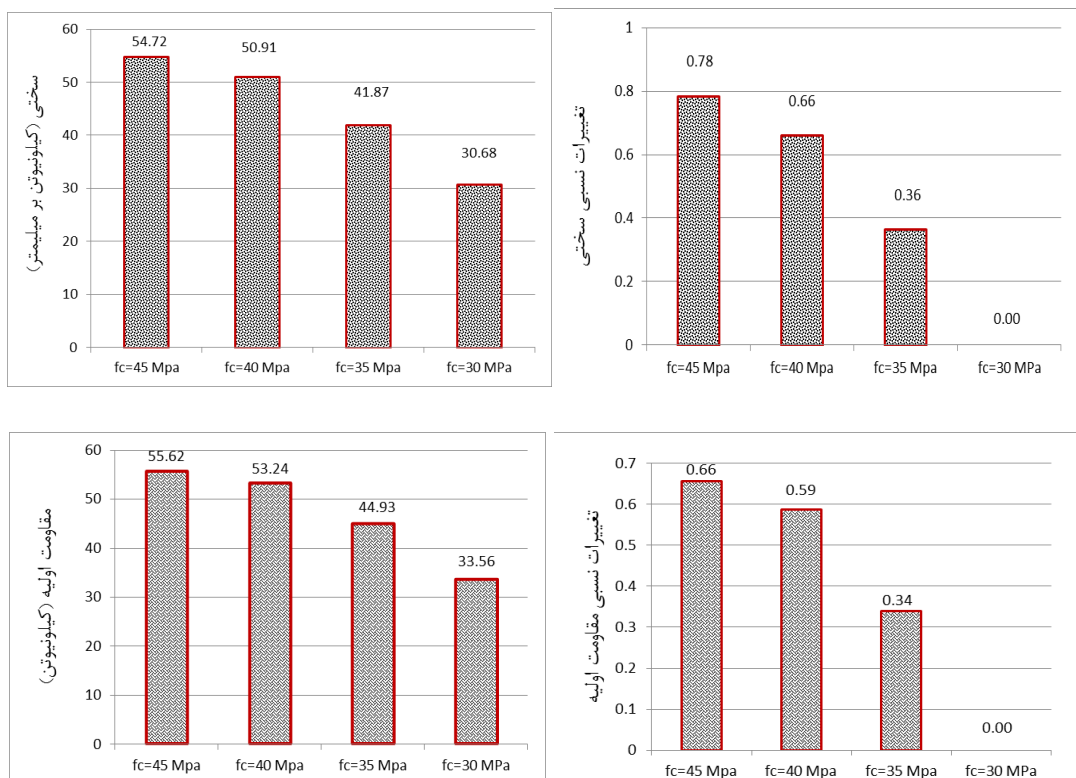
جهت بررسی اثر مقاومت‌های فشاری مختلف بتن بر نمودار بار-تغییر مکان تیر با آرماتور خمیده، نمونه‌های با مقاومت فشاری ۳۰، ۳۵، ۴۰ و ۴۵ مگاپاسکال مورد بررسی قرار گرفتند (شکل ۱۵). رفتار فشاری و کششی بتن در مدل آسیب پلاستیک بتن براساس مقاومت‌های مورد نظر تغییر کرد و مقدار دیگر پارامترها مطابق نمونه صحت‌سنجی شده بدون تغییر ماند. نمونه با مقاومت فشاری ۳۰ مگاپاسکال به عنوان نمونه شاهد در نظر گرفته شد تا حساسیت پارامتر مقاومت فشاری بتن برای این گروه از تیرها سنجیده شود. براساس نتایج بدست آمده طبق شکل ۱۶، سختی اولیه نمونه‌های با مقاومت فشاری ۳۵، ۴۰ و ۴۵ مگاپاسکال در مقایسه با نمونه کنترلی به ترتیب ۳۶، ۶۶ و ۷۸ درصد افزایش یافت. براساس مکانیزم رفتاری تشریح شده در بخش قبل، سختی اولیه تیر عمدتاً متأثر از سختی بتن بوده که با افزایش مقاومت بتن افزایش می‌یابد. بطور مشابه این مقایسه برای مقاومت اولیه نیز انجام گرفت که در آن افزایش ۳۴، ۵۹ و ۶۶ درصدی نمونه‌ها مشاهده گردید. بنابراین می‌توان این نکته مهم را استنباط نمود که مقاومت فشاری بتن یک عامل کنترل کننده سطح مقاومت تسلیم اولیه مقطع می‌باشد.

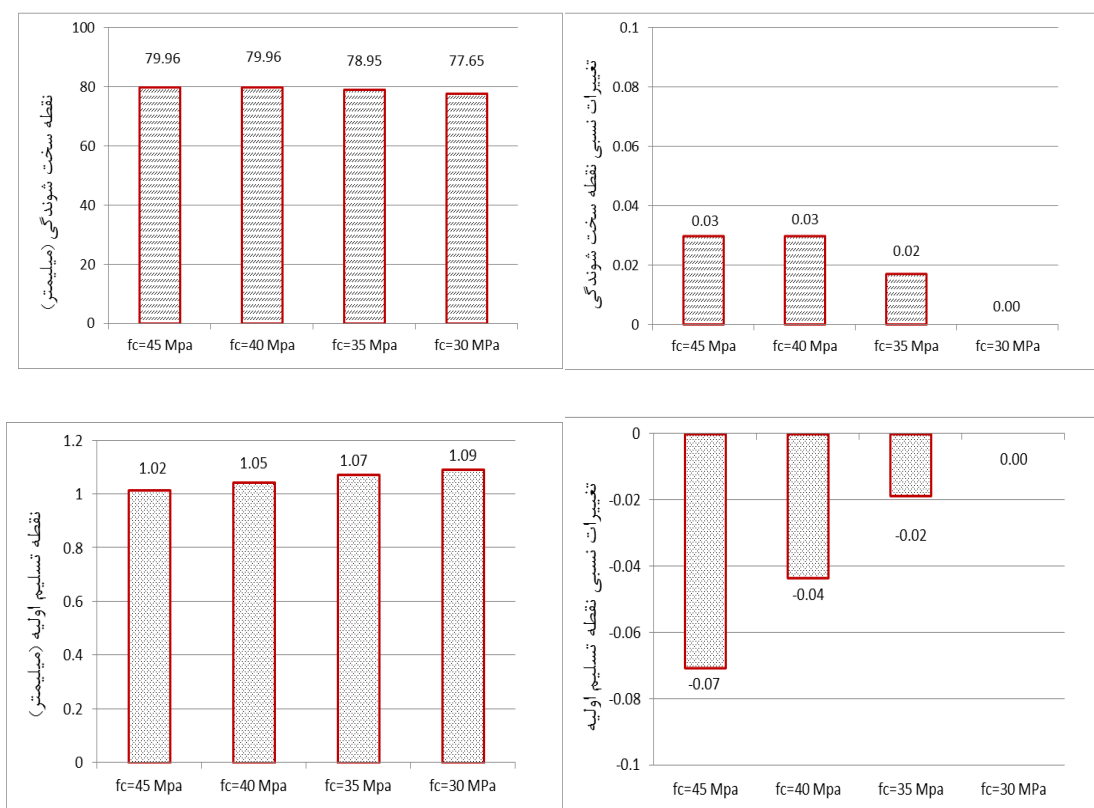
جابجایی متناظر با نقطه تسلیم اولیه نمونه‌های با مقاومت فشاری ۳۵، ۴۰ و ۴۵ مگاپاسکال به ترتیب با تفاوت ناچیز ۲، ۴ و ۷ درصد عقب تر از نمونه کنترلی قرار گرفت. در مقابل، جابجایی متناظر با نقطه سخت‌شوندگی برای نمونه‌های ۴۰ و ۴۵ مگاپاسکال تنها ۳ درصد و برای نمونه ۳۵ مگاپاسکال ۲ درصد جلوتر از نمونه شاهد قرار گرفت. براساس نتایج بدست آمده، تغییر مقاومت فشاری بتن تاثیر

محسوسی بر جابجایی متناظر با نقطه تسلیم ثانویه و همچنین ظرفیت نهایی مدل‌ها نیز نداشته است. این نتیجه بیانگر آنست که در ابتدای بارگذاری مقاومت بتن در ظرفیت تسلیم اولیه تاثیر گذار است و هنوز آرماتورها وارد عمل نشده‌اند. هرچه مقاومت بتن بالاتر رود مقاومت اولیه و سختی اولیه نیز افزایش می‌یابد در مقابل ظرفیت خمشی نهایی مقطع متأثر از آرماتورها می‌باشد و بتن در آن لحظه کارایی خود را از دست داده است و مقاومت بتن تأثیری در ظرفیت خمشی نهایی نخواهد داشت.



شکل ۱۵: نمودار بار-تغییر مکان نمونه‌ها با مقاومت های مختلف.





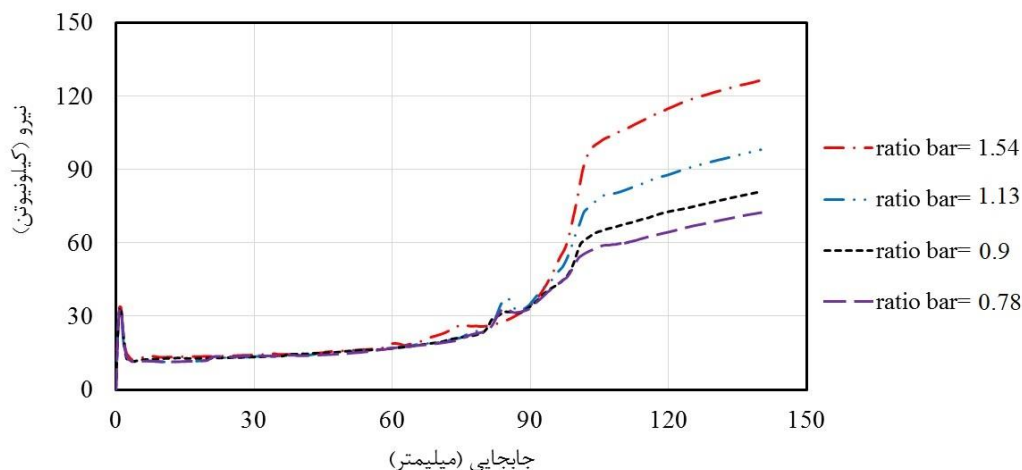
شکل ۱۶: تغییرات نسبی شاخص های سختی، مقاومت اولیه، نقطه تسلیم اولیه و نقطه سخت شوندهگی در حالات مختلف پارامتر مقاومت فشاری بتن.

۵-۲- تاثیر درصد آرماتور طولی

شکل ۱۷ تاثیر درصد آرماتور طولی تیر بر منحنی بار-تغییر شکل نمونه ها را نشان می دهد. همه نمونه ها دارای مقدار آرماتور عرضی ثابت با قطر ۸ میلیمتر و آرماتور کششی با نسبت های ۱،۵۴، ۱،۱۳، ۰،۹ و ۰،۷۸ درصد مطابق جدول ۵، متغیر در نظر گرفته شدند. نمونه با نسبت آرماتور ۰،۷۸ درصد به عنوان نمونه کنترلی قرار داده شد. با مشاهده شکل ۱۸ می توان استنباط کرد که بیشترین تغییر در ظرفیت نهایی متعلق به نمونه با نسبت آرماتور ۱،۵۴ با اختلاف ۷۴ درصد بوده است. این اختلاف برای نسبت آرماتور ۱،۱۳ و ۰،۹ به ترتیب ۳۵ و ۱۱ درصد بوده است. دلیل امر آنست که در ظرفیت خمشی نهایی، بتن خورد شده و باربری مقطع بر عهده آرماتورها می باشد. براساس نتایج، افزایش درصد آرماتور تاثیر چشمگیری بر روی سختی اولیه نمونه ها نداشته است چرا که در این مرحله آرماتورها هنوز وارد عمل نشده اند و سختی در این مرحله بستگی به بتن داشته است. این موضوع در مورد نقطه تسلیم اولیه و همچنین نقطه سخت شوندهگی صدق می کند. جابجایی متناظر با نقطه تسلیم ثانویه با اختلاف اندک ۲ درصد برای نمونه با نسبت آرماتور کششی ۱،۵۴، ۱،۴ درصد برای نمونه با نسبت آرماتور کششی ۱،۱۳ و ۰،۸ درصد برای نمونه با نسبت آرماتور کششی ۰،۹ درصد جلوتر از نمونه شاهد قرار گرفت.

جدول ۵: تعداد آرماتورهای فوقانی و تحتانی.

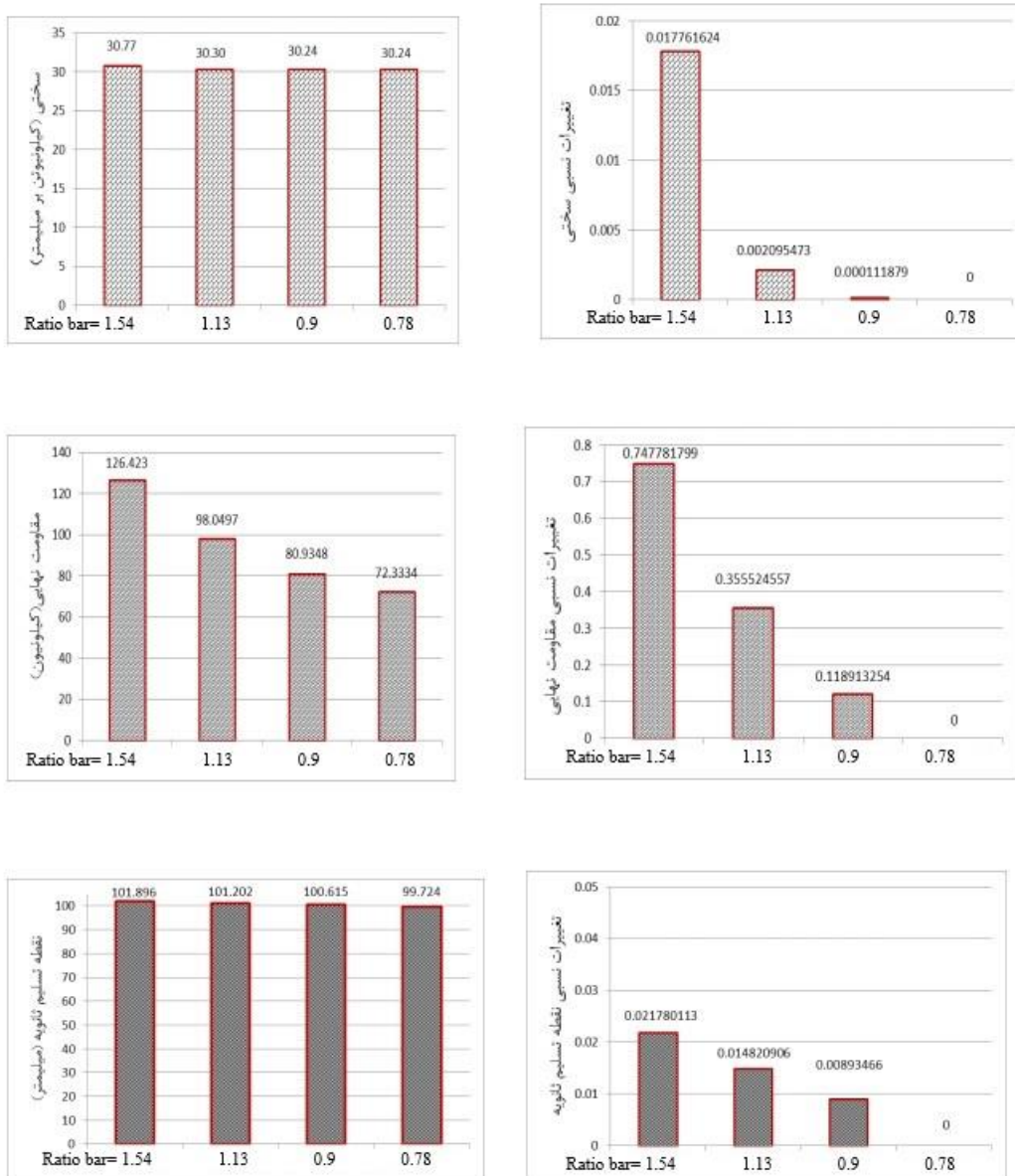
۱,۵۴	۱,۱۳	۰,۹	۰,۷۸	درصد آرماتور
۵۲ ۱۰	۵۲ ۱۰	۵۲ ۱۰	۵۲ ۱۰	تعداد آرماتور فوقانی
۵۵ ۱۴	۵۵ ۱۲	۵۴ ۱۲	۵۵ ۱۰	تعداد آرماتور تحتانی



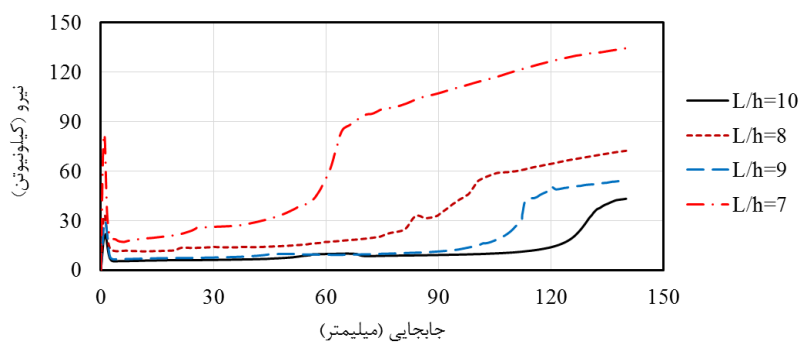
شکل ۱۷: نمودار بار-تغییر مکان نمونه‌ها با درصد آرماتور مختلف.

۵-۳- تاثیر نسبت طول دهانه به عمق مقطع

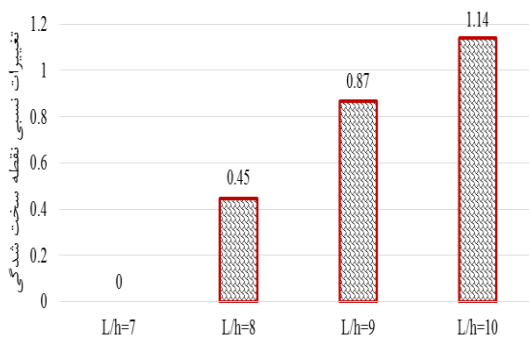
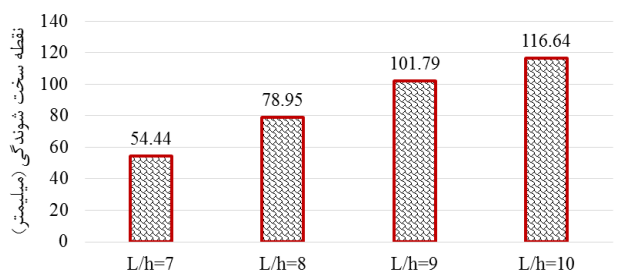
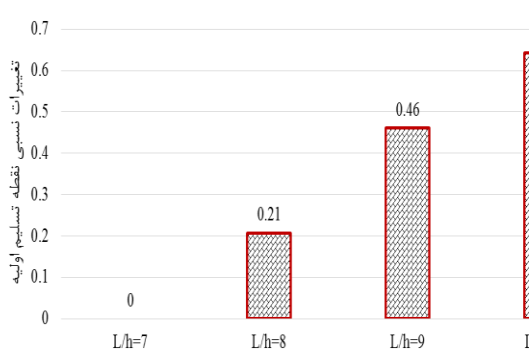
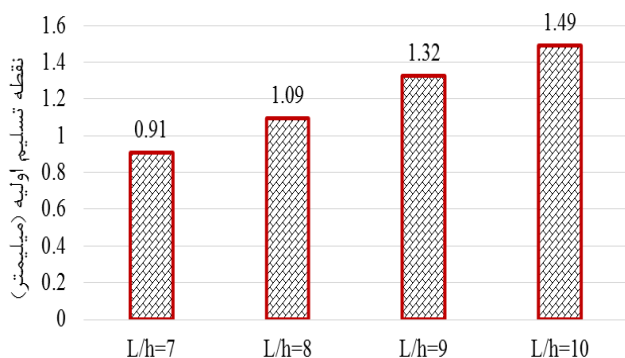
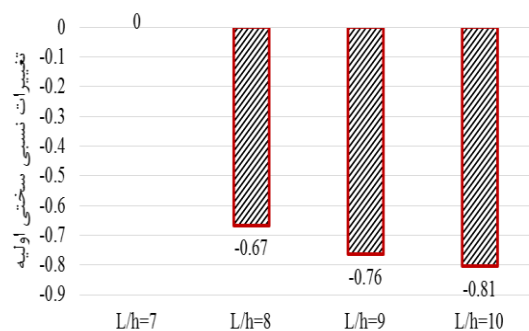
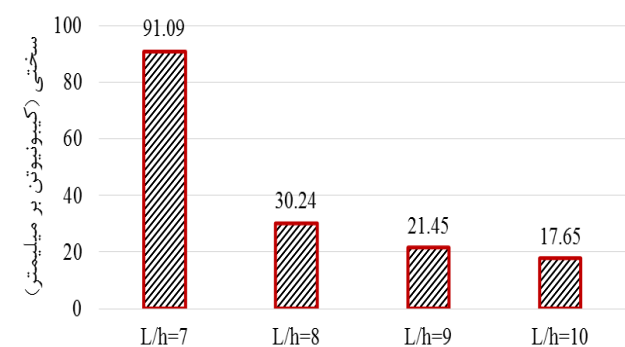
چهار نمونه تیر با طول دهانه متفاوت (۳۰۰، ۲۷۰، ۲۴۰، ۲۱۰ میلی‌متر) و عمق مقطع یکسان (۳۰۰ میلی‌متر)، طول دهانه بارگذاری مشابه ۶۰۰ میلی‌متر، مقاومت بتن ۳۰ مگاپاسکال و درصد آرماتور ۰,۷۸ ساخته شد. نمودار نیرو تغییر مکان نمونه‌ها در شکل ۱۹ نشان داده شده است. براساس نمودارهای ارائه شده در شکل ۲۰، با افزایش نسبت طول تیر به عمق مقطع از ۷ به ۱۰ سختی به میزان چشمگیری (۸۱ درصد) کاهش یافته است. این عدد برای نسبت‌های ۹ و ۸ به ترتیب ۷۶ و ۶۷ درصد بود. با توجه به افزایش سطح لنگر ایجاد شده با افزایش طول تیر، سطح بار نهایی قابل تحمل نمونه‌ها نیز همانند سختی با کاهش روبرو شده است، بطوری که نمونه‌های با نسبت طول دهانه به عمق مقطع برابر با ۱۰، ۹ و ۸ به ترتیب کاهش ۶۸، ۵۹ و ۴۶ درصدی را در مقایسه با نسبت ۷ تجربه کرده‌اند. نکته قابل توجه اینکه به دلیل وجود یک خم با ابعاد ثابت در همه نمونه‌ها، نرخ کاهش سختی و مقاومت با افزایش طول تیر رو به کاهش است. با توجه به کاهش سختی، جابجایی متناظر با نقطه شروع تسلیم اولیه، سخت شوندگی و تسلیم ثانویه نمونه‌ها با افزایش طول تیر افزایش یافته است و بعد از مقادیر متناظر در نمونه کنترلی قرار گرفته‌اند.



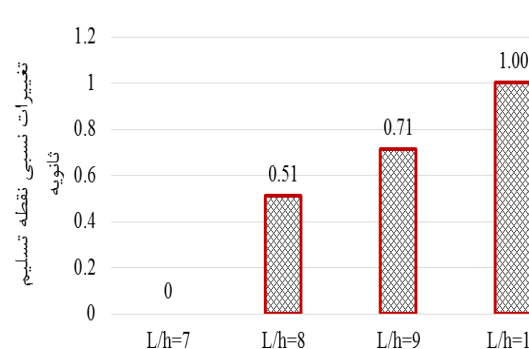
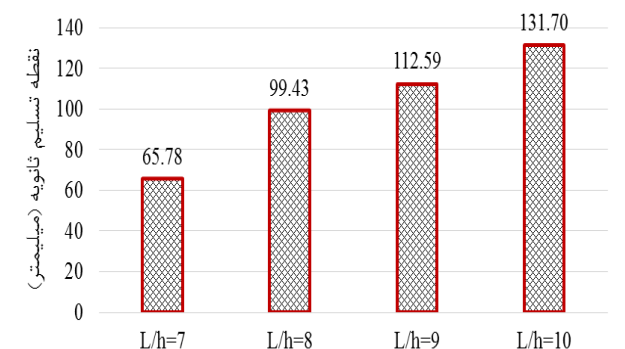
شکل ۱۸: تغییرات نسبی شاخص های سختی، مقاومت نهایی و نقطه تسلیم ثانویه در حالات مختلف پارامتر درصد آرماتور.

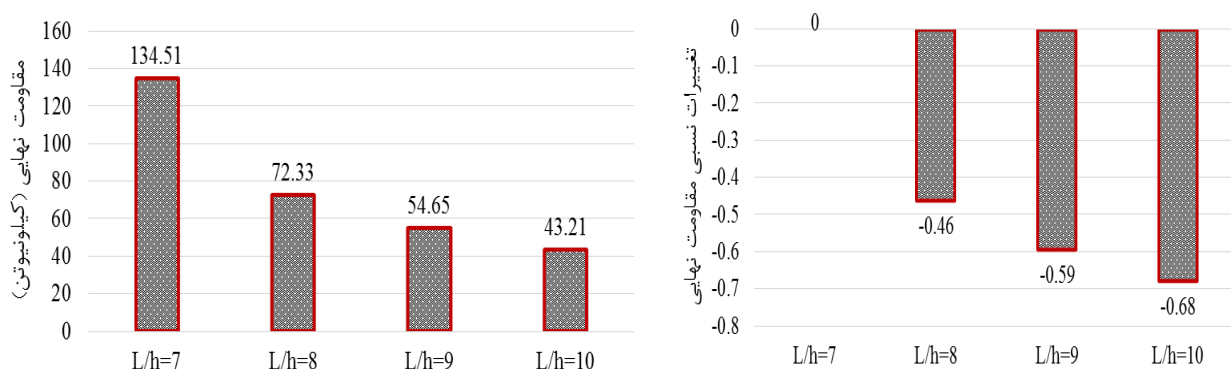


شکل ۱۹: نمودار بار-تغییر مکان نمونه ها با طول دهانه مختلف.



(۲)

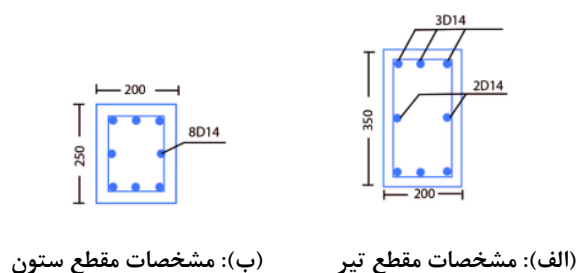




شکل ۲۰: تغییرات نسبی شاخص‌های سختی، نقطه تسلیم اولیه، نقطه سخت شونده، نقطه تسلیم ثانویه و مقاومت نهایی در حالات مختلف پارامتر طول دهانه.

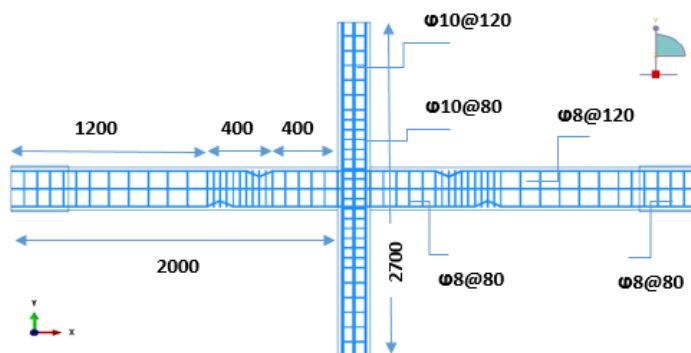
۶- بررسی اتصال با آرماتور خمیده

برای بررسی تاثیر تیر با آرماتورهای طولی خمیده در رفتار قاب‌های خمشی، یک اتصال میانی از یک قاب خمشی با تیر دارای میلگرد خمیده، مدلسازی شد و عملکرد کلی اتصال و نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک ارزیابی گردید. در این مدل، مرکز آرماتورهای خمیده بالا و پایین در تیر در فاصله یک و نیم برابر عمق تیر از بر ستون در نظر گرفته شد. موقعیت قرارگیری آرماتورهای خمیده و همچنین هندسه اجزای اتصال در شکل ۲۱ ارائه شده است.



(ب): مشخصات مقطع ستون

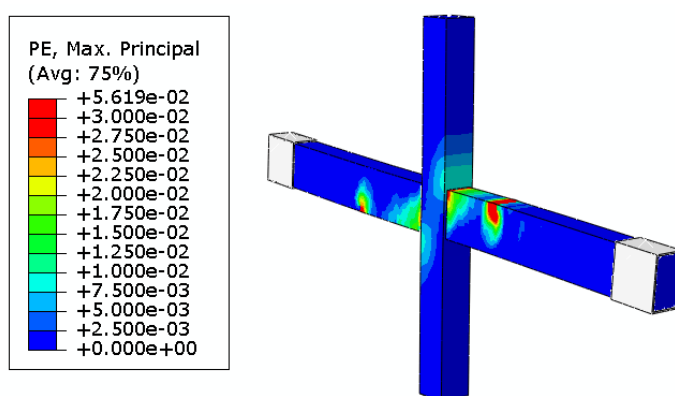
(الف): مشخصات مقطع تیر



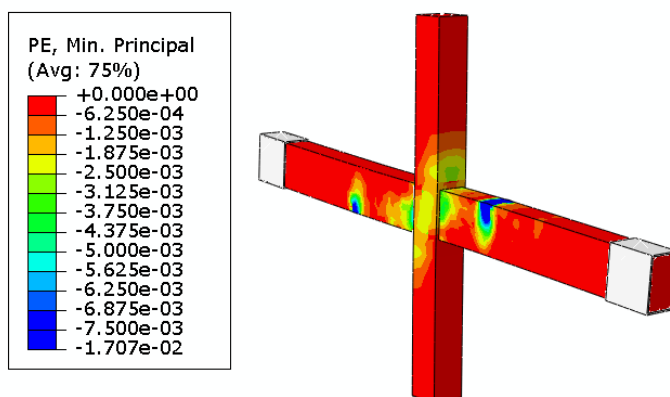
(ج): مشخصات اتصال

شکل ۲۱ (الف-ج): مشخصات نمونه (اندازه‌ها بر حسب میلی‌متر)

بتن در نظر گرفته شده در این نمونه با مقاومت فشاری مکعبی ۴۶/۸ مگاپاسکال می‌باشد. در طراحی این اتصال نسبت مقاومت خمشی ستون به تیر برابر با ۱ گرفته شده است. بارگذاری بصورت اعمال تغییرمکان بر انتهای تیرها در نظر گرفته شد. در طی اعمال بارگذاری، اولین کرنش های پلاستیک کششی در تیر و در محل آرماتور خمیده ایجاد گردید و با ادامه ی بارگذاری مطابق شکل ۲۲، کرنش های پلاستیک در همین ناحیه متمرکز گردید. البته حدی از کرنش های پلاستیک در نواحی انتهایی تیرها در محل اتصال به ستون دیده می شود که به جانمایی آرماتورهای خمیده و در نتیجه محل تشکیل مفصل پلاستیک مرتبط است. لازمست با انجام تحقیقات بیشتر، جانمایی خم آرماتورهای طولی به گونه ای تعیین شود که سطح لنگر خمشی ایجاد شده در بر ستون حاصل از مجموع ظرفیت خمشی تیر در محل مفصل پلاستیک و لنگر حاصل از برش در این ناحیه کمتر از ظرفیت خمشی پلاستیک تیر در بر ستون باشد. در این نمونه، علی رغم یکسان بودن ظرفیت خمشی ستون و تیر، معیار ستون قوی-تیر ضعیف محقق شده است و مفصل پلاستیک در تیر ایجاد گردید. منحنی بار-تغییرمکان نمونه در شکل ۲۳ نشان داده شده است.

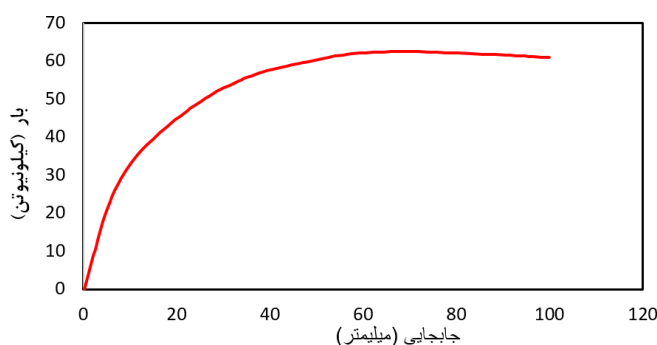


الف) کرنش پلاستیک حداکثر



ب) کرنش پلاستیک حداقل

شکل ۲۲(الف و ب): کرنش پلاستیک بتن در لحظه نهایی



شکل ۲۳: نمودار بار-تغییر مکان نمونه

۷- جمع بندی و نتیجه گیری

در این تحقیق تلاش شد تا با بکار گیری آنالیز المان محدود با استفاده از نرم افزار آباکوس رفتار ۱۲ تیر بتن مسلح با آرماتور خمیده تحت بار خمشی ۴ نقطه ای پیش بینی شود. ابتدا مدل عددی با مدل آزمایشگاهی صحت سنجی شد و سپس برای آنالیزهای پارامتریک مورد مطالعه قرار گرفت. سپس رفتار تیر با آرماتور خمیده در یک اتصال صلیبی نیز مدلسازی و مورد ارزیابی قرار گرفت. براساس نتایج به دست آمده از آنالیز المان محدود در این تحقیق، نتایج زیر حاصل شد:

- (۱) نتایج به دست آمده از مدل عددی آباکوس از نظر منحنی بار-تغییر مکان مطابقت خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارد؛ بطوری که اختلاف سختی اولیه و ثانویه مدل عددی با مدل آزمایشگاهی به ترتیب ۴،۲۱ و ۱،۰۶ درصد می باشد. این اختلاف برای مقاومت خمشی نهایی و انرژی ۱،۸ و ۰،۷ درصد به ترتیب گزارش شد. نتایج آنالیز المان محدود بیان می کند که مدل عددی انتخاب شده توانایی پیش بینی رفتار بار-تغییر مکان تیر با آرماتور خمیده را دارد.
- (۲) بررسی مدل اجزای محدود و نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه ها نشان داد که تیر با آرماتور خمیده دارای رفتار پله ای با تسلیم دو مرحله ای می باشد که اولین تسلیم با ترک خوردگی بتن در محل آرماتور خمیده همراه است و سپس بعد از باز شدن خم آرماتور، مجدداً یک سخت شوندگی اتفاق می افتد و بعد از تسلیم آرماتورهای کششی تیر به حداکثر مقاومت خود می رسد.
- (۳) نتایج پارامتریک نشان داد که مقاومت فشاری بتن یک عامل مهم کنترل کننده سطح مقاومت تسلیم اولیه می باشد. با افزایش مقاومت فشاری بتن از ۳۰ به ۴۵، سختی و مقاومت اولیه نمونه به میزان ۷۸ و ۶۶ درصد به ترتیب افزایش یافت. افزایش مقاومت بتن تاثیر محسوسی بر روی تغییر مکان متناظر با نقطه تسلیم اولیه، نقطه سخت شوندگی، نقطه تسلیم ثانویه و مقاومت نهایی نداشت.
- (۴) با مشاهده نتایج می توان استنباط کرد که نسبت آرماتور مقطع صرفاً بر مقاومت نهایی نمونه ها تاثیر گذار است. افزایش نسبت آرماتور بر روی سختی و مقاومت اولیه، نقطه تسلیم اولیه، نقطه سخت شوندگی، و نقطه تسلیم ثانویه نمونه ها تاثیر چندانی نداشت. در مقابل با افزایش نسبت آرماتور از ۰،۹۱ به ۱،۵۴ درصد مقاومت خمشی نهایی به میزان ۷۴ درصد افزایش یافت.
- (۵) براساس نتایج نمودارها، افزایش طول تیر باعث کاهش سختی و سطح بار قابل تحمل نمونه ها می شود. به طوری که با افزایش نسبت طول دهانه تیر به عمق مقطع از ۷ به ۱۰، سختی و مقاومت با کاهش ۸۱ و ۶۸ درصدی مواجه شدند که البته نرخ کاهش سختی با افزایش طول نمونه ها نزولی می باشد. همچنین افزایش نسبت این پارامتر تاثیر قابل توجهی بر جابجایی متناظر با نقطه تسلیم اولیه، نقطه سخت شوندگی و نقطه تسلیم ثانویه با اختلاف ۶۴، ۱۱۴ و ۱۰۰ درصد به ترتیب داشته است.
- (۶) اتصال مورد بررسی شامل تیر با آرماتور خمیده، قادر به محقق کردن معیار ستون قوی-تیر ضعیف بوده است و با تشکیل مفصل در تیر از گسترش کرنش های پلاستیک در چشمه اتصال و ستون جلوگیری شده است.

مراجع

- [1] Lu XZ., Ye LP., Ma YH., Tang DY. (2012). Lessons from the collapse of typical RC frames in Xuankou School during the great Wenchuan earthquake. *Advances in Structural Engineering*, 15(1), 139–53.
- [2] Nie, X., Zhang, Sh., Jiang T., Yu, T. (2020). The strong column–weak beam design philosophy in reinforced concrete frame structures, A literature review. *Advances in Structural Engineering*, 1-26.
- [3] Kam, W.Y., Pampanin, S., “Selective weakening techniques for retrofit of existing reinforced concrete structures,” In: The 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China, 2008.
- [4] Galunic, B., Bertero, V. V., Popov, E. P. (1977). An approach for improving seismic behavior of reinforced concrete interior joints. *Earthquake Engineering Research Center*, Berkeley, CA, 1–94.
- [5] Joh, O., Goto, Y., Shibata, T. (1991). Influence of transverse joint and beam reinforcement and relocation of plastic hinge region on beam column joint stiffness deterioration. *ACI Special Publication*, 123, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 187–224.
- [6] Chutarat, N., and Aboutaha, R. S., “Cyclic response of exterior reinforced concrete beam-column joints reinforced with headed bars—Experimental investigation,” *ACI Struct. J.*, 100(2), pp. 259–264, 2003.
- [7] Xilin Lu, Tonny H. Urukup, Sen Li and Fangshu Lin., “Seismic behavior of interior RC beam-column joints with additional bars under cyclic loading,” *Earthquakes and Structures*, Vol. 3, No. 1 37-57, 2012.
- [8] Hyeon-Jong Hwang, Tae-Sung Eom, Hong-Gun Park., “Design considerations for interior RC beam–column joint with additional bars. *Engineering Structures*, pp. 1–13, 2015.
- [9] Eom, T., Park, TG. (2015). Plastic hinge relocation methods for emulative PC beam–column connections. *Journal of Structural Engineering*, 142(2).
- [10] Attaria, N., Si Youcefa, Y., Amziane, S. (2019). Seismic performance of reinforced concrete beam–column joint strengthening by frp sheets. *Institution of Structural Engineers*, Volume 20, Pages 353-364.
- [11] Maddaha, A., Golafsharb, A., Saghafib, M. (2020). 3D RC beam–column joints retrofitted by joint enlargement using steel angles and post-tensioned bolts. *Engineering Structures*, 220, 110975.
- [12] Swati AK., Gaurang V. (2014). Study of steel moment connection with and without reduced beam section. *Structural Engineering*, 1, 26–31
- [13] Rahnavar, R., Hassanipour, A., Siahpolo, N. (2015). Analytical study on new types of reduced beam section moment connections affecting cyclic behavior. *Structural Engineering*, Volume 3, pp 33-51.
- [14] Akrami, V. (2019). Development of strut model for evaluating shear capacity of beams with elongated circular web openings. *Journal of Structural and Construction Engineering (JSCE)*, 10.22065/jsce.2019.202614.1958.
- [15] Feng P., Qiang HL., Qin WH., Gao M. (2017). A novel kinked rebar configuration for simultaneously improving the seismic performance and progressive collapse resistance of RC frame structures. *Engineering Structures*, 147:752–67.
- [16] Hanlin Q., Peng F., Bozidar S., Hongwei L, Lieping Y. (2019). Cyclic loading behaviors of novel RC beams with kinked rebar configuration. *Engineering Structures*, Volume 200, 109689.
- [17] Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14).
- [18] EN 1992-1-1 (2004) (English). Eurocode 2: Design of concrete structures.
- [19] P. KMIĘCIK, M. KAMIŃSKI. (2011). Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, Volume 11, Issue 3, 2011, Pages 623-636.
- [20] ABAQUS Theory Manual, “Version 6.4,” ABAQUS Inc., USA, 2003.
- [21] V. Birtel, P. Mark. (2006). Parameterised Finite Element Modelling of RC Beam Shear Failure. ABAQUS Users’ Conference.
- [22] T. Jankowiak, T. àodygowski. (2005). Identification of parameters of concrete damage plasticity model. *Foundations of civil and environmental engineering*, No. 6.