

## به نام خدا

|     |                                                                                                                                                       |
|-----|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| ۲   | پیام سردبیر                                                                                                                                           |
| ۳   | شیوه نامه نگارش مقاله                                                                                                                                 |
| ۵   | تأثیر لایه <i>HPFRCC</i> روی پانل های پیش ساخته در رفتار خمشی تیرهای بتن مسلح (محمد کاظم شربتدار، آزاده حقیقت، احسان حقیقی، نعمت اله حیدریان)         |
| ۲۰  | ارزیابی تأثیر رفتار لرزه ای اتصالات مفصلی و گیردار در سازه های بتن مسلح براساس تغییر درصد آرماتور طولی در مقطع تیر (یوسف زندگی، روح الدین قاسمی سرده) |
| ۳۷  | بررسی اثر استئارات کلسیم بر مشخصات بتن خودتراکم (رامین ناصرالاسلامی، جواد بخشی، مهدی نعمتی چاری، مجتبی حاجی مهدی)                                     |
| ۵۴  | بررسی تأثیر الیاف شیشه روی خواص مکانیکی کامپوزیت های سیمانی (سروناز معتمد، سید حسام مدنی)                                                             |
| ۶۸  | تحلیل عددی ستون های <i>CFST</i> تحت بار سیکلی جانبی و تعیین تأثیر مقاومت فشاری بتن و ضخامت ورق فولادی (علیرضا خالو، ناهید خدابخشی)                    |
| ۸۶  | رفتار تیر بتن مسلح مقاوم سازی شده با مصالح <i>HPFRCC</i> (علی همتی، سمیرا عزالدین)                                                                    |
| ۱۰۰ | تأثیر حجم خمیر مواد سیمانی و ژئولیت بر خواص بتن خودتراکم (سعید خالویی، بابک احمدی، آزاده عسکری نژاد، مسعود نکویی)                                     |
| ۱۱۰ | بررسی روابط تحلیلی اثر محصورشدگی در طراحی ستون های بتن مسلح (احسان دهقانی، محمدحسین تقوی پارسا)                                                       |
| ۱۲۶ | فرم اشتراک                                                                                                                                            |
| ۱۲۷ | فرم عضویت انجمن علمی بتن ایران                                                                                                                        |

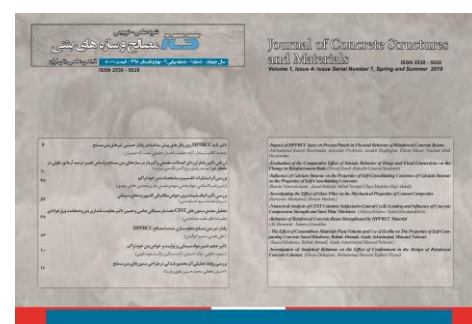
### اطلاعیه مهم

به اطلاع کلیه دانش پژوهان، اساتید و اعضای محترم انجمن بتن ایران می رساند تمامی مقالات نشریه علمی - ترویجی " مصالح و سازه های بتنی " دارای کد *DOI* با پیش شماره اختصاصی ۱۰,۳۰۴۷۸ به صاحب امتیازی انجمن علمی بتن ایران شده است. از این پس بعد از پذیرش مقاله، بلافاصله *DOI* به مقالات تخصیص می یابد. شایان توجه است این نشریه در پایگاه *ISC* هم نمایه می شود.

نظریه های مطرح شده در مقاله ها، گزارش ها و مصاحبه ها لزوماً بیانگر دیدگاه های انجمن علمی بتن ایران نیست. نشریه در ویرایش صوری مطالب، حک و اصلاح آنها، تا جایی که به اصل مطالب خدشه وارد نشود، آزاد است.

### مجوز نشریه:

مجوز نشر مجله علمی - ترویجی انجمن علمی بتن ایران طی نامه شماره ۳/۱۸/۷۱۱۴۱ به تاریخ ۱۳۹۵/۴/۸، توسط وزارت علوم، تحقیقات و فناوری صادر گردیده است



### نشریه علمی - ترویجی (دو فصلنامه)

## مصالح و سازه های بتنی

### انجمن علمی بتن ایران

بهار و تابستان ۱۳۹۸

سال چهارم، شماره ۱، شماره پیاپی ۷

شمارگان: ۱۰۰۰ نسخه

صاحب امتیاز: انجمن علمی بتن ایران

مدیر مسئول: دکتر هرمز فامیلی

سردبیر: دکتر علیرضا خالو

هیات مدیره:

امین نژاد بابک، باقری علیرضا، تدین محسن، چینی مهدی، قدوسی پرویز، کلهری موسی، مدنی حسام.

### اعضای هیات تحریریه:

علیرضا باقری، علیرضا خالو، علی خیرالدین، محمد شکرچی زاده، علی صدرممتازی، محمدرضا عدل پرور، پرویز قدوسی، داود مستوفی نژاد، محمود نیلی، حمید وارسته پور.

### هیات داوران مقالات این شماره:

بابک احمدی، مهدی اسفندی سرافراز، مهرداد اشتیری، بابک امین نژاد، محسن تدین، داود توکلی، محمدرضا توکلی زاده، مهدی چینی، سیدحسین حسینی لواسانی، علیرضا خالو، فریدون رضایی، جعفر سبحانی، محمد کاظم شربتدار، محمد شوشتری، پرویز قدوسی، مهدی نعمتی چاری، حمید وارسته پور.

هماهنگی: محمدحسین تدین - پویان فخاریان

مدیر اجرایی: عزیز اله بریجانی

روابط عمومی: مریم مویدی

نشانی دفتر نشریه: تهران، شهرآرا، خیابان آرش مهر،

بلوار غربی، پلاک ۱۳، طبقه اول کدپستی: ۱۴۴۵۸۴۳۴۶۴

تلفن: ۸۸۲۳۰۵۸۵-۸ فاکس: ۸۸۲۷۰۰۵۹

پست الکترونیک: [info@jcsn.ir](mailto:info@jcsn.ir)

[www.Jcsn.ir](http://www.Jcsn.ir)

## بسمه تعالی

وجود ناشناخته ها و عدم قطعیت ها در هر علمی در حدی است که اگر تا عمر بشریت تحقیقات انجام شود، هنوز نیاز به تحقیقات پا برجاست. این واقعیت در مورد رشته عمران و در چارچوب محدوده این مجله، مصالح و سازه های بتنی نیز صادق است. ماهیت مصالح به گونه ای است که تقریباً تمام علوم فنی و مهندسی مانند شیمی، فیزیک، ترمودینامیک و مکانیک سیالات را شامل می شود. گسترده گی علوم مصالح به پیچیده بودن درک مصالح می افزاید. امروز، با استفاده از مواد پلیمری و نانو در مصالح و پیچیدگی را صد چندان کرده است. بنابراین مشارکت تمام علوم برای دست یافتن به نتایج مطلوب تحقیقات مصالح امری اجتناب ناپذیر است. اما مشارکت به تنهایی کافی نیست بلکه پژوهشگران مصالح و تکنولوژی بتنی باید به صورت مداوم به علم خود بیافزایند.

سازه های بتنی که متشکل از همین مصالح با ویژگی های یاد شده هستند، به طور مسلم نیازمند تحقیقات گسترده با متغیرهای تقریباً بی نهایت مصالح و بتن می باشند رفتار مکانیکی، فیزیکی، و دوام بتن به صورت مستقیم بر رفتار سازه های بتنی اثر گذار هستند. مقاومت های مکانیکی، جمع شدگی، خزش و آسیب دیدگی بتن ناشی از عوامل مختلف مانند خوردگی آرماتور، عمر مفید در رفتار سازه های بتنی را تغییر می دهند.

مجله مصالح و سازه های بتنی به جرات می توان گفت که تنها مجله در سطح کشور است که پل رابط بین مصالح و سازه ها ایجاد کرده است. یافته های تحقیقات مصالح باید به طراحی سازه های بتنی یاری بدهد. عکس آن نیز صادق است، نیاز های سازه های بتنی باید در تحقیقات مصالح تجلی یابد. نادیده گرفتن رفتار مصالح در رفتار سازه و عدم توجه به نیازهای سازه در رفتار مصالح آن هدف مورد نظر تحقیقات را به درستی تامین نمی کند.

امروزه تحقیقات و یافته ها در مصالح و سازه های بتنی در کشورمان همسو با دیگر کشورها پیش می رود. حتی در بعضی از بخش ها در مرز دانش قرار دارد. وجود مقاله های بسیار مهم در کشورمان در مجله های خارجی گواه این حقیقت است. اما به دلیل دسترسی آسان مجله های داخلی، انتشار یافته های کشورمان در مجله ای مانند مصالح و سازه های بتنی می تواند ارتباط بین پژوهشگران و صنعت ساخت را سهولت بخشد. از طرف دیگر هدف مجله مصالح و سازه های بتنی ارتقاء است و انشاءالله در آینده شاهد بین المللی شدن آن باشیم. بنابراین از تمام پژوهشگران گرامی و دست اندرکاران صنعت ساخت تقاضا می شود که با ارتقاء کیفی تحقیقات خود و ارسال یافته ها به صورت مقاله، این مجله را یاری بخشند.

سر دبیر

علیرضا خالو

## راهنمای نگارش و ارسال مقاله به نشریه «علمی-ترویجی» (مصالح و سازه های بتنی) انجمن علمی بتن»

محققان و پژوهشگران می‌توانند مقالات علمی-پژوهشی خود را در زمینه‌های مختلف انجمن علمی بتن ایران براساس دستورالعمل زیر تهیه نموده، جهت بررسی و چاپ برای سردبیر به آدرس نشریه ارسال نمایند.

### اصول کلی

- ۱- در مقاله ارسالی، مسئول مکاتبات که یکی از نویسندگان است، باید مشخص گردد.
- ۲- مقالات ارسال شده می‌بایست به شکل پژوهشی (Original Article) و یا مروری (Review) باشد.
- ۳- مقاله به زبان فارسی رایج در نشریات علمی و بصورت روان نگارش شده باشد.
- ۴- مقاله مروری، فقط از پژوهشگران مجرب و مسلط به موضوع مقاله پذیرفته می‌شود که دارای تالیفاتی در آن زمینه باشند.
- ۵- قابل ذکر است که مقاله برای چاپ به مرجع دیگری ارسال نشده و قبلاً نیز به چاپ نرسیده باشد. ارسال همزمان مقاله به سایر مجلات نیز مجاز نمی‌باشد.
- ۶- ارسال فرم تکمیل شده درخواست چاپ و تعهد نامه به همراه مقاله الزامی است. (فرم، در ادامه این شیوه نام می‌باشد)
- ۷- مقالات دریافتی را اعضای هیأت تحریریه، مشاوران و داوران بطور ناشناس بررسی و ارزیابی می‌کنند و نتایج داوری به صورت کتبی به نویسنده/ نویسندگان اعلام خواهد شد.
- ۸- مهلت ارسال مقاله اصلاح شده توسط نویسنده/ نویسندگان پس از وصول نظر داوران حداکثر ۱ ماه است و بعد از پایان مهلت، با مقاله به شکل مقاله جدید برخورد شده و مجدداً برای داوری ارسال می‌گردد.
- ۹- نشریه هیچگونه تعهدی نسبت به چاپ یا استرداد مقالات رسیده نخواهد داشت.
- ۱۰- نشریه هیچ مسئولیتی در قبال تاخیر انتشار مقاله که به دلیل عدم رعایت این راهنما توسط نویسنده/ نویسندگان ایجاد شود، برعهده نمی‌گیرد.
- ۱۱- چنانچه، مقاله پیش از ارسال به نشریه، در همایش و مجامع علمی دیگری ارائه شده است، مراتب باید با ذکر تاریخ ارائه و مشخصات کامل همایش اعلام شود.
- ۱۲- صحت علمی مطالب مقاله بر عهده نویسنده مقاله می‌باشد و نشریه در این زمینه مسئولیتی ندارد.
- ۱۳- نشریه در ویرایش مطالب مقالات پذیرفته شده آزاد است.

### راهنمای نگارش و تنظیم مقاله

۱. مقاله باید در کاغذ A4، به صورت یک‌رو، در یک ستون و با حاشیه ۲/۵ سانتی‌متر و با فاصله ۲ سانتی‌متر بین سطرها با نرم افزار Word 2003 تایپ شود. هر صفحه باید دارای شماره ترتیبی باشد. حروف فارسی با فونت B Nazanin و اندازه B-14 برای عنوان مقاله، ۱۲ برای متن و B-12 برای تیترها و حروف انگلیسی با فونت Times New Roman و اندازه ۱۲ باشد. شماره صفحه در پایین و وسط هر صفحه قرار گیرد.
۲. نویسندگان محترمی که کار آزمایشگاهی انجام داده‌اند، محل انجام آزمایش را در قسمت قدردانی به طور کامل و شفاف درج نمایند.
۳. حداکثر تعداد صفحات محدود به ۱۸ صفحه می‌باشد. لذا از نویسندگان محترم انتظار رعایت آن را دارند.
۴. روش تنظیم مقالات پژوهشی بشرح ذیل باشد:
  - ۱-۴. صفحه اول شامل: عنوان مقاله به فارسی و انگلیسی، نام و نام خانوادگی نویسنده/ نویسندگان، رتبه و سمت علمی، نام و نشانی محل کار، موسسه ناظر، شماره تلفن تماس و آدرس پست الکترونیکی ارسال کننده مقاله باشد.
  - ۲-۴. صفحه دوم و سوم به ترتیب شامل چکیده فارسی، چکیده انگلیسی با عناوین آنها و به همراه ۳ تا ۵ کلیدواژه مرتبط باشد. چکیده مقاله حداکثر ۲۰۰ کلمه و در متن آن عناوین هدف، روش، یافته‌ها و نتیجه‌گیری ذکر شود. در صفحه دوم و سوم از نوشتن مشخصات نویسنده/ نویسندگان خودداری شود.
  - ۳-۴. اصل مقاله شامل موارد ذیل باشد:

۳-۴-۱ مقدمه: بیان مسئله و هدف از اجرا با مروری بر مطالعات گذشته

۳-۴-۲ روش پژوهش: شرح دقیق طرح پژوهش، جامعه و نمونه آماری، مواد و روش‌های اندازه‌گیری و روش‌های آماری  
۳-۴-۳ یافته‌ها (نتایج): شرح کامل یافته‌های پژوهش. (اطلاعات هویتی آزمودنی‌ها، نباید در نوشته‌ها، عکس‌ها و شجره‌نامه‌ها منعکس شود مگر آنکه مقاصد علمی ضروری باشد و آزمودنی (یا والدین و یا قیم او) رضایت نامه آگاهانه را برای انتشار به صورت کتبی امضاء کنند که در این صورت باید به همراه مقاله ارسال گردد)

۳-۴-۴ بحث و نتیجه‌گیری: شرح نکات مهم یافته‌ها و مقایسه آن با یافته‌های حاصل از مطالعات دیگر و توجیه و تفسیر موارد مشترک و مورد اختلاف و بیان کاربرد احتمالی یافته‌ها و در نهایت، نتیجه‌گیری و ارائه پیشنهادات حاصل از یافته‌های پژوهش  
۳-۴-۵ تشکر: تقدیر و تشکر در انتهای مقاله از افراد حقیقی و حقوقی و حامیان اجرای پژوهش

۳-۴-۶ منابع: منابع و مآخذی که از آنها در تهیه مقاله استفاده می‌شوند، باید در متن، داخل پرانتز و با شماره استفاده شوند. منابع و مآخذ باید به ترتیب حروف الفبای فارسی و انگلیسی در انتهای مقاله آورده شوند. مثالهای معرفی منابع و مآخذ عبارتند از:

الف. مقاله فارسی: نام خانوادگی و نام نویسنده/ نویسندگان، سال انتشار، عنوان مقاله، نام مجله، شماره مجله، شماره صفحه.  
محبی، حمید، (۱۳۸۲)، هیپرگلیسمی و هیپرانسولینمی واکنش *IGFBP-1* را به ورزش طولانی مدت در دوچرخه‌سواران تمرین کرده از بین می‌برد، حرکت، ۱۷: ۶۳-۷۹

ب. مقاله انگلیسی: نام خانوادگی و نام نویسنده/ نویسندگان، سال انتشار، عنوان کامل مقاله، نام کوتاه شده مجله، شماره مجله، شماره صفحه (ذکر نام خانوادگی و نام همه نویسندگان الزامی است)

*Romijn JA, Coyle EF, Sidossis LS, Rosenblatt J, and Wolfe RR. (2000). Substrate metabolism during different exercise intensities in endurance-trained women. J Appl Physiol, 88:1707-1714.*

ج. کتاب: نام خانوادگی و نام نویسنده/ نویسندگان، سال انتشار، عنوان کتاب، نام و نام خانوادگی مترجم/ مترجمان (در صورتی که کتاب ترجمه است)، شماره چاپ، شهر محل نشر، ناشر، شماره صفحه

#### ۱- مثال تألیفی فارسی:

رحمانی نیا، فرهاد، (۱۳۸۲)، مبانی و کاربرد یادگیری حرکتی، چاپ اول، تهران، بامداد کتاب، ۵۵-۶۹.

#### ۲- مثال ترجمه فارسی:

برونس، فرد و کارگیل، سرستار، (۱۳۸۵)، مبانی تغذیه ورزشی، ترجمه حمید محبی و محمد فرامرزی، چاپ اول، تهران، سمت، ۶۵-۷۲.

#### ۳- مثال انگلیسی:

*Bouchard C, Blair SN, and Haskell WL. (2007). Physical activity and health. Champaign, IL: Human Kinetics. pp. 86-98.*

۵- تعداد صفحات هر مقاله، از حداکثر ۱۸ صفحه ۲۰ خطی (شامل: متن، جدولها، نمودارها، شکلها) تجاوز نکند. (تعداد صفحات مقالات مروری حداکثر ۱۵ صفحه باشد).

۶- در صورت نیاز به جدول، نمودار و شکل، به ازای هر ۳ تا ۴ صفحه متن مقاله، یک جدول، نمودار یا شکل، با بالانویس در جدولها یا زیر نویس در نمودارها و شکلها به زبان فارسی ارائه شود. جدولها بهتر است با استفاده از امکان *Table* در *Ms-Word* و نمودارها در نرم‌افزار *Ms-Excel* طراحی شوند. شکل‌های ارسالی باید از نوع *Tif* و دقیق و روشن باشند.

۷- هر واژه یا عبارتی که به صورت علائم اختصاری فارسی یا انگلیسی برای اولین بار در متن مقاله ارائه می‌شود، باید عبارت کامل آن به صورت پانویس معرفی شود.



# تأثیر لایه HPFRCC روی پانل های پیش ساخته در رفتار خمشی تیرهای بتن مسلح

دریافت مقاله: ۱۳۹۷-۰۴-۱۵

پذیرش مقاله: ۱۳۹۸-۰۴-۱۰

محمد کاظم شربتدار\*

دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

msharbatdar@semnan.ac.ir

آزاده حقیقت

مدرس، دانشکده فنی و حرفه ای سمنان، کارشناس ارشد مهندسی سازه

احسان قیاسی

کارشناس مهندسی اجرایی عمران، دانشکده فنی و حرفه ای سمنان

نعمت اله حیدریان

مدرس، دانشکده فنی و حرفه ای سمنان، کارشناس ارشد مهندسی سازه

چکیده:

در دهه های اخیر استفاده از کامپوزیت های سیمانی مسلح با الیاف توانمند (HPFRCC) در بهبود عملکرد سازه های بتن مسلح و مقاوم سازی اعضای آن ها گسترش زیادی یافته است. مصالح HPFRCC تحت بارگذاری کششی، رفتار سخت شوندگی کرنش از خود بروز داده و تا رسیدن به کرنش های نسبتا زیاد کشش وارده را تحمل می کند و در نتیجه باعث افزایش مقاومت کششی و جذب انرژی سازه می شود. در این مقاله، به بررسی تحلیلی رفتار تیر بتن آرمه دارای پانل های پیش ساخته HPFRCC پرداخته شده است. پس از صحت سنجی نمونه ها با نتایج آزمایشگاهی تجربی، تیرهای بتن مسلح و تیر بتن مسلح دارای یک لایه مصالح HPFRCC بصورت جایگزین بتن و نمونه هایی با پانل های پیش ساخته به ضخامت های ۲۰ و ۴۰ و ۶۰ میلیمتر که به زیر تیر وصله شده اند توسط نرم افزار اجزای محدود ABAQUS مدلسازی و بررسی شده است. نتایج نشان داد که استفاده از پانل HPFRCC موجب افزایش شکل پذیری تیر، نسبت به تیر بتنی، به طور متوسط به میزان ۳۶٪ و نسبت به تیر بتنی تقویت شده با HPFRCC به صورت لایه جایگزین، به میزان ۱۵/۵۵٪ شده است. میزان انرژی جذب شده تیر دارای پانل به صورت وصله نسبت به تیر دارای یک لایه تحتانی HPFRCC، ۳۹٪ افزایش یافته است. کلمات کلیدی: سخت شوندگی کرنش، کامپوزیت سیمانی الیافی توانمند، پانل پیش ساخته، شکل پذیری، جذب انرژی.

تیر یکی از المان‌های اصلی موجود در سازه است که بطور عمده تحت بارهای خمشی و برشی قرار می‌گیرد. بهبود مقاومت خمشی تیرهای یک سازه، به نوعی می‌تواند ظرفیت کل سازه را افزایش دهد. امروزه با مقاوم‌سازی ساختمان‌ها، سعی بر آن است که حداکثر استفاده از ظرفیت سازه شده و مدت زمان بهره‌برداری از آن را افزایش دهند. یکی از انواع روش‌های مقاوم‌سازی سازه‌های بتن مسلح، استفاده از کامپوزیت‌های سیمانی الیافی توانمند (HPFRCC) است. در دهه‌های اخیر استفاده از این کامپوزیت‌های پلیمری در بهبود عملکرد سازه‌های بتن مسلح و مقاوم‌سازی و بهسازی لرزه‌ای اعضای آن‌ها گسترش زیادی یافته است. تا زمانی که راهی برای تقویت سازه‌های موجود وجود دارد به طور یقین جایگزین کردن آن‌ها با سازه جدید مقرون به صرفه نخواهد بود. مهم‌ترین عیب بتن، مقاومت کششی پایین و مقاومت کم در برابر گسترش ترک‌های کششی است. کامپوزیت‌های سیمانی مسلح با الیاف توانمند (HPFRCC) که مصالحی شامل ملات سیمانی با سنگدانه‌های ریز و الیاف است دارای این ویژگی است که تحت بارگذاری کششی، رفتار سخت شوندگی کرنش از خود بروز داده و تا رسیدن به کرنش‌های نسبتاً زیاد کشش وارده را تحمل می‌کنند. بنابراین از مزیت‌های آن‌ها مقاومت کششی بالا و توانایی بهبود جذب انرژی که یکی از معیارهای مهم در مقاومت در برابر زلزله است، می‌باشد.

تقریباً در دهه ۱۹۸۰ میلادی مفهوم بتن توانمند مطرح شده است. نعمان و رینه‌هارت [۱]، در سال ۲۰۰۳ میلادی، مصالحی را که دارای یک بخش سخت‌شوندگی کرنش کششی در منحنی تنش-کرنش کششی خود بودند را به عنوان کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی توانمند معرفی کردند که این مصالح جدای از بتن‌های الیافی دسته‌بندی شده‌اند. از همان سال تاکنون، تحقیقات بسیاری به صورت آزمایشگاهی و تحلیلی جهت بررسی رفتار HPFRCC و تاثیر آن در بهبود عملکرد سازه‌ها صورت گرفته است که همگی به نوعی به اثر مثبت استفاده از این مصالح کامپوزیتی در بخش‌های مختلف سازه اشاره دارند. لی از سال ۱۹۹۳ بر روی مصالح ECC تحقیقاتی را در دانشگاه میشیگان انجام داده بود به عنوان نمونه، در سال ۱۹۹۵ میشرا و لی [۲]، آزمایش‌هایی را بر روی یک تیر بتن مسلح و همچنین یک تیر بتن مسلح که لایه پایینی آن با مصالح کامپوزیت سیمانی مهندسی<sup>۱</sup> ECC ساخته شده بود، انجام دادند این مصالح در دسته مصالح HPFRCC قرار می‌گیرد آن‌ها به بررسی دوام و عرض ترک‌های ایجاد شده در این تیرها پرداختند. پارامونتسینوس و همکاران [۳]، در سال ۲۰۰۵ تاثیر توانمندسازی ناحیه اتصال با HPFRCC را مورد بررسی قرار داده‌اند. افزایش شکل‌پذیری و کاهش عرض ترک، از نتایج مشهود این تحقیقات بوده است. همچنین یون و همکارانش [۴]، پنج نمونه ستون بتن آرمه را با حذف خاموت و استفاده از بتن HPFRCC و با تغییر درصد الیاف، تحت بار محوری مورد بررسی قرار دادند و با استفاده از HPFRCC به حفظ شکل‌پذیری ستون، حتی با حذف خاموت دست یافتند. در سال ۲۰۰۷، کیم و همکاران [۵]، به بررسی تاثیر HPFRCC در مقاوم‌سازی تیر بتن مسلح پرداختند. آن‌ها تاثیر تقویت ناحیه کششی تیرها را با بتن الیافی مورد بررسی قرار دادند. برای این منظور تیرهای دوسر مفصل تحت بار متمرکز در وسط دهانه را با بتن معمولی و مصالح HPFRCC در ناحیه کششی به ضخامت ۲۵ تا ۵۰ میلی‌متر با و بدون خاموت مورد آزمایش قرار دادند. با استفاده از HPFRCC مقاومت برشی و شکل‌پذیری تیرها به خصوص در تیرهای بدون خاموت افزایش یافت. یو و همکارانش [۶]، اتصال تیر به ستون بتن آرمه را با ورق کامپوزیت الیافی پیش ساخته تقویت کردند. نتایج تحقیقات آن‌ها افزایش مقاومت اتصال تقویت شده به میزان ۱۵ درصد را نشان داد. همچنین میزان استهلاک انرژی اتصال نیز افزایش پیدا کرد ولی نتایج بیانگر کاهش سختی اولیه نمونه تقویت شده بود. تحقیق دیگری در سال ۲۰۱۲ توسط چو و همکاران [۷]، جهت مقاوم‌سازی ستون‌های تحت بار جانبی، با استفاده

<sup>1</sup> Engineered Cementitious Composites

از HPFRCC انجام شد. آن‌ها دو نمونه ستون بتن مسلح معمولی و ستون بتن مسلح دارای الیاف ۱/۵ درصد الیاف PVA در ناحیه مفصل پلاستیک ستون را تحت اثر بار قائم و جانبی رفت و برگشتی مورد بررسی قرار داده و با مقایسه نتایج، شاهد به تاخیر افتادن خرابی و افزایش شکل‌پذیری و سختی در نمونه بهسازی شده، نسبت به نمونه مرجع بودند. همچنین آن‌ها بهبود رفتار ستون بهسازی شده با HPFRCC به دلیل سخت شوندگی کرنش، در اثر وجود الیاف را نتیجه گرفتند. پارک و همکاران [۸]، در محل اتصال تیر کوپله فلزی به دیوار برشی از کامپوزیت الیافی با ۲٪ الیاف PVA استفاده کردند. در این تحقیق مقاومت کششی و ظرفیت باربری تحت بار رفت و برگشتی افزایش یافت و نقش الیاف در کنترل ترک‌ها نتیجه شد.

در سال ۱۳۹۲، همتی و همکارش [۹ تا ۱۲]، تیرها و قاب‌های بتنی تقویت شده با مصالح HPFRCC را مورد بررسی آزمایشگاهی و تحلیل قرار دادند. در این بررسی تاثیر ضخامت‌های مختلف لایه جایگزین HPFRCC در پایین تیرهای بتن مسلح بررسی شده است. همچنین در قاب‌ها نیز تاثیر مصالح HPFRCC در بخش‌هایی از ستون و تیر و در چشمه اتصال بررسی شده است و منحنی‌های نیرو-تغییر مکان، الگوهای ترک‌خوردگی، نحوه‌ی تشکیل مفاصل پلاستیک و مقادیر کرنش آرماتورها در این نمونه‌ها با یکدیگر مقایسه شده است. همچنین معادله‌های جدیدی برای محاسبه متغیرهای مختلفی نظیر عمق معادل بلوک تنش فشاری و لنگر مقاوم در تیرهای ترکیبی و HPFRCC کامل ارائه شده و با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. در سال ۱۳۹۴، ایوبی و همکارش [۱۳]، تیرهای بتن مسلح آسیب دیده را توسط لایه HPFRCC بصورت آزمایشگاهی، بهسازی خمشی کردند. نتایج نشان دادند که بهسازی به طور کلی باعث افزایش مقاومت، بار اولین ترک‌خوردگی و همچنین بار جاری شدگی می‌گردد و همچنین موجب افزایش شکل‌پذیری و جذب انرژی نمونه‌ها گردیده است. در سال ۱۳۹۶، مولودی و همکارانش [۱۴]، رفتار لرزه‌ای اتصالات تیر به ستون بتن آرمه ساخته شده از مصالح HPFRCC را مورد بررسی قرار دادند. در این بررسی که به صورت تحلیلی انجام شده است، تاثیر پارامترهای مختلف اتصال تیر به ستون، مانند طول ناحیه کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی توانمند در تیر، طول ناحیه تقویت در ستون، مقاومت فشاری بتن و HPFRCC، فاصله بین خاموت‌ها در تیر و ستون بر عملکرد اتصال بررسی شده است. در سال ۱۳۹۷، حسینی و همکارانش [۱۵]، نمونه‌های بتنی طبق استانداردهای ASTM C1609، ASTM C1399 و ASTM C79 با چهار ترکیب مختلف الیاف ماکروسینتتیک پلیمری را ساخته و مورد ارزیابی قرار دادند. نتایج آزمایش‌های انجام شده نشان داد که با افزودن الیاف به نمونه‌های تیرچه بتنی، مقاومت خمشی به میزان حداکثر ۱۶/۹۶ درصد افزایش یافت. همچنین، طاقت خمشی و میانگین مقاومت باقیمانده با افزودن الیاف افزایش یافت. در همین سال شربتدار و همکارانش [۱۶] به بررسی آزمایشگاهی رفتار چرخه‌ای ۳ نمونه دیوار برشی کوپله بتنی پرداختند. نمونه اول با بتن معمولی و آرماتور قطری و دورپیچ، نمونه دوم با آرماتور قطری بدون دورپیچ و نمونه سوم بدون آرماتور قطری بودند. نمونه‌های دوم و سوم از بتن HPFRCC ساخته شدند. نتایج نشان داد که حضور الیاف باعث جلوگیری از افزایش عرض و پخش ترک در نمونه‌های HPFRCC نسبت به نمونه بتن معمولی و افزایش میزان جذب انرژی، سختی نمونه‌ها و تاخیر در ایجاد گسیختگی شد و با وجود حذف آرماتور دورپیچ، باعث افزایش ۲۰٪ مقاومت و ۲۷٪ شکل‌پذیری نمونه تیر کوپله HPFRCC نسبت به نمونه مرجع شده است.

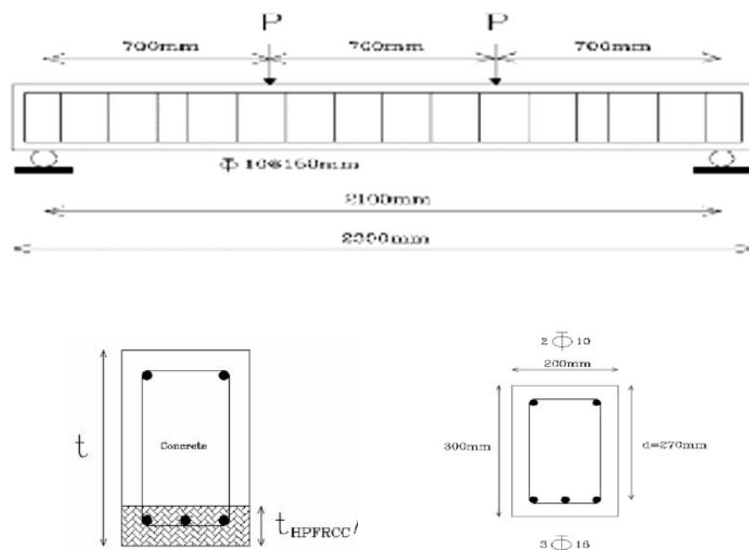
در این مقاله، به بررسی تحلیلی رفتار تیر بتن آرمه دارای پانل‌های پیش ساخته HPFRCC پرداخته شده است. برای این منظور ابتدا تیرهای بتن مسلح و تیر بتن مسلح دارای یک لایه به ضخامت ۶۰ میلیمتر HPFRCC که جایگزین بتن معمولی شده است و توسط همتی و همکارش [۱۱] به صورت آزمایشگاهی ساخته شده و تحت بارگذاری دو نقطه‌ای قرار گرفته است، به عنوان نمونه‌های مرجع انتخاب و در نرم افزار اجزای محدود ABAQUS مدل‌سازی و صحت-سنجی شده است. سپس نمونه‌های مذکور با مقاومت فشاری ۲۵ مگاپاسکال مدل‌سازی شده و تاثیر مقاومت بتن در رفتار خمشی تیر بررسی شده است. همچنین نمونه‌هایی با پانل‌های پیش ساخته به ضخامت‌های ۲۰ و ۴۰ و ۶۰

میلیمتر که به زیر تیر وصله شده اند در نرم افزار مدل سازی شده و تاثیر افزایش ضخامت پانل در شکل پذیری و انرژی جذب شده تیرها بررسی شده است.

## ۲- روش مدل سازی عددی و اعتبار سنجی

دو نمونه تیر، شامل تیر بتن آرمه و تیر بتن آرمه دارای یک لایه تحتانی به ضخامت ۶۰ میلی متر HPFRCC که توسط همتی و همکاران [۱۱] در سال ۱۳۹۲ ساخته و تحت بارگذاری دو نقطه ای، مورد آزمایش قرار گرفته اند، به عنوان نمونه های مرجع انتخاب و توسط نرم افزار ABAQUS مدل سازی شده اند سپس نتایج مدل سازی با نتایج آزمایشگاهی اعتبار سنجی شده است. ابعاد و جزئیات تیرها در شکل ۱ نشان داده شده است. در جدول ۱ مشخصات الیاف پلی پروپیلن (PP) مصرفی نشان داده شده است. این الیاف با نسبت حجمی ۱٪ مورد استفاده قرار گرفته اند. در شکل ۲ این الیاف نشان داده شده است. مقاومت فشاری برای نمونه بتنی ۳۵/۷ و برای HPFRCC، ۲۴ مگاپاسکال می باشد. میلگردهای مصرفی از نوع AIII با مقاومت تسلیم ۴۰۰ مگاپاسکال بوده اند.

در بررسی انجام شده توسط همتی و همکارانش به منظور بررسی رفتار خمشی تیرها، الگوی بارگذاری دو نقطه ای انتخاب شده تا یک بخش خمش خالص در تیرها موجود باشد. بارگذاری به صورت افزایشی و در حالت دو نقطه ای با فاصله ۷۰۰ میلی متر به تیرها اعمال شده است. تکیه گاه های تیر از نوع ساده بوده که به فاصله ۲۱۰۰ میلی متر از یکدیگر قرار گرفتند. کل طول تیر ۲۳۰۰ میلی متر بوده است.



مقطع عرضی تیر بتنی      مقطع عرضی تیر با یک لایه HPFRCC

شکل ۱- ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری نمونه های آزمایشگاهی [۱۱]

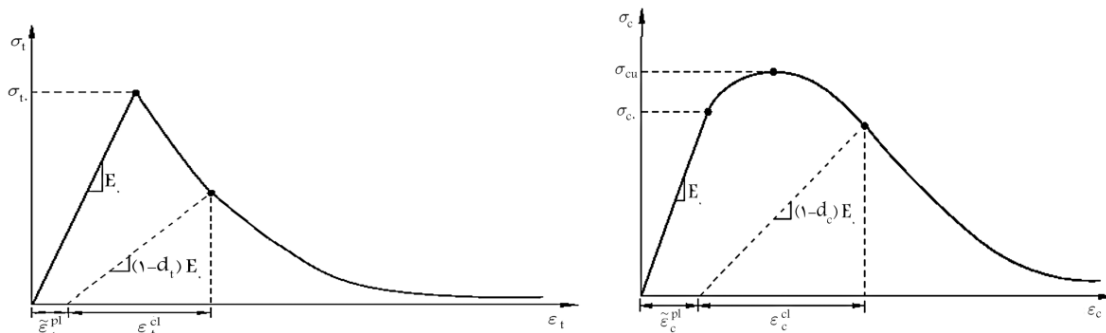
جدول ۱- مشخصات الیاف پلی پروپیلن (PP) [۱۱]

| چگالی $\left(\frac{kg}{m^3}\right)$ | مدول الاستیسیته (GPa) | مقاومت کششی (MPa) | رنگ  | قطر ( $\mu m$ ) | طول (mm) |
|-------------------------------------|-----------------------|-------------------|------|-----------------|----------|
| ۰/۹۱                                | ۱۰                    | ۸۰۰               | سفید | ۱۸              | ۱۲       |

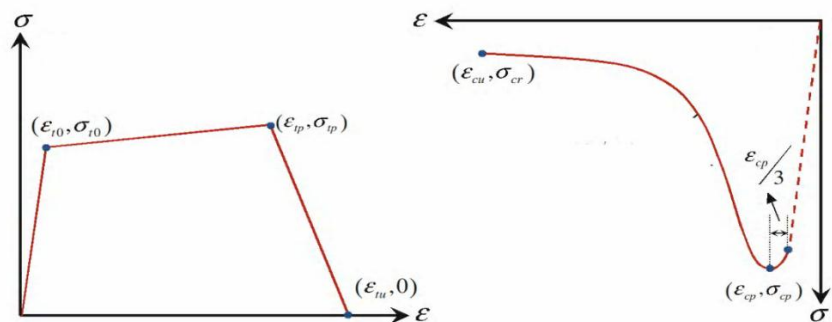


شکل ۲- الیاف پلی پروپیلین (PP)/11/

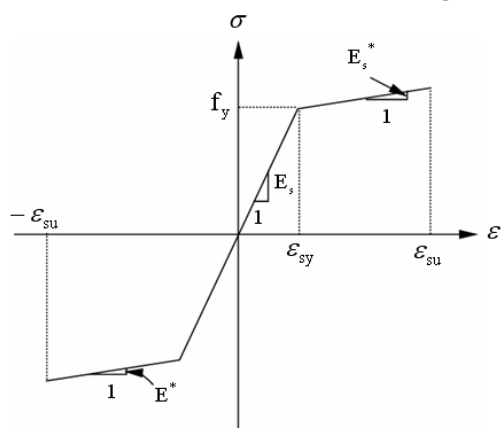
نمونه‌های مرجع انتخاب شده، توسط نرم افزار ABAQUS مدل‌سازی شدند. برای مدل‌سازی بتن از مدل آسیب-دیدگی خمیری استفاده شده است. این مدل قادر به مدل‌سازی ترک‌خوردگی بتن در کشش و خردشدگی آن در فشار است. منحنی‌های تنش - کرنش استفاده شده در نرم افزار برای بتن در شکل ۳ و برای HPFRCC در شکل ۴ نشان داده شده است. همانگونه که در شکل ۳ مشاهده می‌شود در فشار تا تنش  $\sigma_{co}$  (تسلیم اولیه) رفتار بتن الاستیک بوده و رابطه تنش و کرنش به صورت خطی تغییر می‌کند پس از آن بتن وارد رفتار غیرخطی خود شده و تنش قابل تحمل توسط بتن تا حداکثر مقاومت فشاری  $\sigma_{cu}$  افزایش می‌یابد و پس از آن وارد شاخه نرم شوندگی و نزولی منحنی شده و تا مرحله شکست به دلیل خردشدگی که در کرنش نهایی اتفاق می‌افتد پیش می‌رود. در کشش نیز رفتار بتن به صورت خطی تا  $\sigma_{to}$  (مقاومت کششی بتن) ادامه می‌یابد و پس از آن با شروع ترک‌خوردگی در بتن تحت کشش و افزایش عرض ترک‌ها به صورت نزولی و کاهش تنش پیش می‌رود. پارامترهای  $d_t, d_c$  به ترتیب خسارت فشاری و کششی بتن (کاهش سختی بتن) را در اثر باربرداری نشان می‌دهند که با مقادیری بین ۰ تا ۱ مشخص می‌شوند. منحنی تنش کرنش HPFRCC در کشش تا رسیدن به تنش  $\sigma_{t0}$  (تنش متناظر با ترک‌خوردگی ملات) به صورت خطی افزایش می‌یابد و سپس تا رسیدن به تنش  $\sigma_{tp}$  با شیب کندتری افزایش می‌یابد و پس از آن با بازشدگی و گسترش ترک‌ها شاخه نزولی و نرم‌شوندگی کامپوزیت آغاز شده و تا پارگی یا جدایش الیاف پیش می‌رود. رفتار میلگردهای فولادی مطابق شکل ۵ به صورت دو خطی شامل قسمت ارتجاعی اولیه و سخت‌شدگی در نظر گرفته شده است [۱۱]. رفتار الاستیک فولاد توسط  $E = 2/1 * 10^5 MPa$  و  $\nu = 0/3$  به نرم افزار معرفی شده است. مشخصات مصالح معرفی شده به نرم افزار در جدول‌های ۲ و ۳ آمده است.



شکل ۳- منحنی تنش-کرنش بتن (الف) تحت فشار (ب) تحت کشش [۱۷]



الف  
ب  
شکل ۴- منحنی تنش-کرنش HPFRCC تحت الف) فشار ب) کشش [۱۸]



شکل ۵- منحنی تنش کرنش فولاد [۱۱]

جدول ۲- مشخصات میلگردهای فولادی در مدل‌های تحلیلی

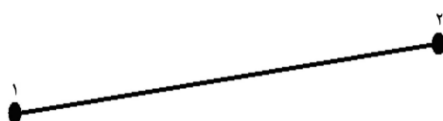
| مصلح  | $E_s$ (MPa) | $\epsilon_y$ | $f_y$ (MPa) | $\epsilon_u$ | $E_s^*$ (MPa) |
|-------|-------------|--------------|-------------|--------------|---------------|
| فولاد | ۲۰۰۰۰       | ۰/۰۰۲        | ۴۰۰         | ۰/۱۵         | ۶۲۰۰          |

جدول ۳- مشخصات بتن و HPFRCC مورد استفاده در مدل‌های تحلیلی

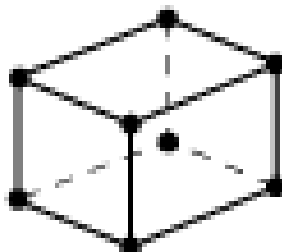
| مصلح   | $E$ (MPa) | $\epsilon_{cr}$ | $f_c$ (MPa) | $\epsilon_{cu}$ | $f_t$ (MPa) |
|--------|-----------|-----------------|-------------|-----------------|-------------|
| بتن    | ۲۵۰۰۰     | ۰/۰۰۰۱۲         | ۲۵          | ۰/۰۰۳۵          | ۳           |
| بتن    | ۲۸۰۰۰     | ۰/۰۰۰۱۲۵        | ۳۵/۷        | ۰/۰۰۳۵          | ۳/۵         |
| HPFRCC | ۲۵۰۰۰     | ۰/۰۰۰۱۴         | ۲۴          | ۰/۰۰۰۶          | ۳/۵         |



میلگردهای فولادی با قید Embedded region در بتن به صورت مدفون در نظر گرفته شده اند. برای مش بندی اعضای بتنی و کامپوزیت های سیمانی از المان های  $C3D8R$ <sup>۲</sup> (المان های آجری توپر هشت گرهی با انتگرال گیری کاهش یافته) با طول ۵۰ میلی متر و برای آرماتورهای فولادی از المان های  $T3D2$ <sup>۳</sup> (المان های خطی دو گرهی خرپایی) استفاده شده است. در شکل های ۶ و ۷ این المان ها نشان داده شده اند. اندازه های انتخابی برای مش ها با سعی و خطا حاصل شده است. در جدول ۴، نامگذاری نمونه ها انجام شده است. مدل ها مطابق بارگذاری آزمایشگاهی تحت بارگذاری افزایشی دونقطه ای قرار گرفتند.



شکل ۷- المان دو گرهی Truss



شکل ۶- المان ۲۰ گرهی مکعبی Solid

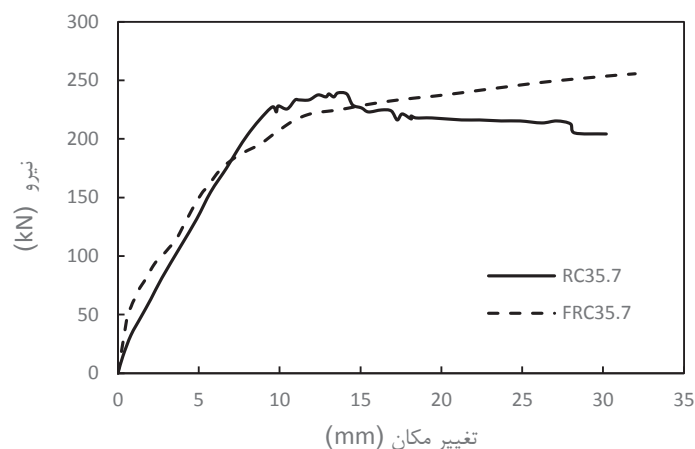
جدول ۴- نامگذاری نمونه های انتخاب شده برای کالیبراسیون

| نام نمونه آزمایشگاهی | نام نمونه تحلیلی | معرفی نمونه     | توضیحات                                                            |
|----------------------|------------------|-----------------|--------------------------------------------------------------------|
| RC35.7               | FRC35.7          | نمونه بتنی کامل | تیر بتن آرمه با مقاومت فشاری ۳۵/۷ مگاپاسکال                        |
| HP35.7-60            | FHP35.7-60       | نمونه ترکیبی    | تیر بتن آرمه با یک لایه تحتانی از مصالح HPFRCC به ضخامت ۶۰ میلیمتر |

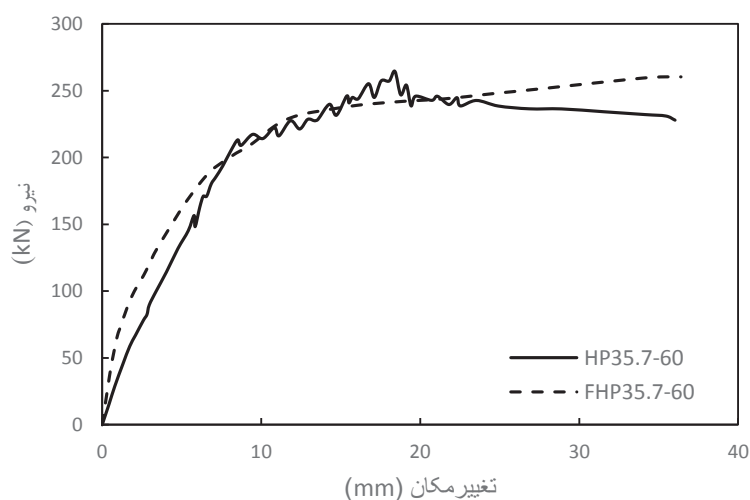
پس از مدل سازی و اعمال بارگذاری، منحنی نیرو - تغییر مکان وسط دهانه تیرها رسم گردیده است. در شکل های ۸ و ۹ منحنی های نیرو - تغییر مکان وسط تیر برای دو مدل تیر بتنی FRC35.7 و تیر ترکیبی FHP35.7-60 که بصورت عددی بدست آمده اند، با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. با مقایسه منحنی های حاصل از تحلیل و نتایج آزمایش برای دو تیر و همچنین مقایسه خسارت فشاری و کششی بتن در وضعیت نهایی در نمونه های آزمایشگاهی و عددی مشابه در شکل ۱۰ و ۱۱، با توجه به جدول ۵، انطباق قابل ملاحظه ای (با اختلاف ناچیز) در رفتار دو نمونه آزمایشگاهی و عددی مشاهده می گردد.

<sup>2</sup> Continuum Stress/Displacement Three dimensional element 8 node brick reduced integration.

<sup>3</sup> A 2-node linear 3-D truss



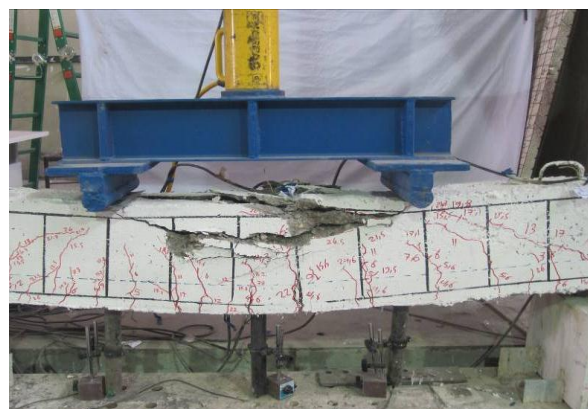
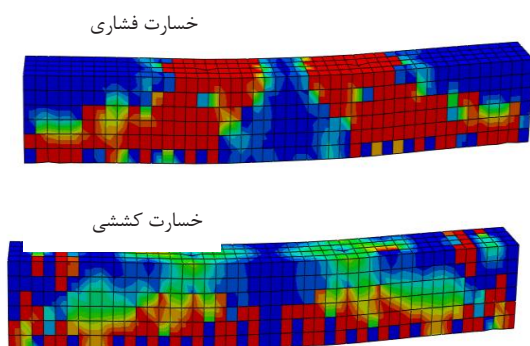
شکل ۸- منحنی نیرو-تغییر مکان وسط دهانه‌ی تیر بتنی آزمایشگاهی (RC35.7) و تحلیلی (FRC35.7)



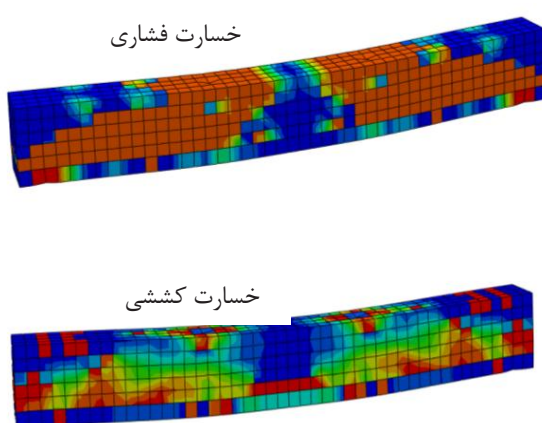
شکل ۹- منحنی نیرو-تغییر مکان وسط دهانه‌ی تیر بتنی با لایه ۶۰ سانتی HPFRCC آزمایشگاهی (HP35.7-60) و تحلیلی (FHP35.7-60)

جدول ۵- مقادیر نیرو و تغییر مکان قائم آزمایشگاهی و تحلیلی تیرها

| نام نمونه  | $P_u (Anal.)$<br>(kN) | $\Delta_u (Anal.)$<br>(mm) | $P_u (Exp.)$<br>(kN) | $\Delta_u (Exp.)$<br>(mm) | $\frac{P_u (Anal.)}{P_u (Exp.)}$ | $\frac{\Delta_u (Anal.)}{\Delta_u (Exp.)}$ |
|------------|-----------------------|----------------------------|----------------------|---------------------------|----------------------------------|--------------------------------------------|
| RC35.7     | -                     | -                          | ۲۳۹/۸۳               | ۳۰/۲۵                     | ۰/۹۷                             | ۱/۰۶                                       |
| FRC35.7    | ۲۳۲/۶۶                | ۳۱/۹۸                      | -                    | -                         |                                  |                                            |
| HP35.7-60  | -                     | -                          | ۲۶۴/۳۳               | ۳۶/۶۱                     | ۰/۹۸                             | ۰/۹۹                                       |
| FHP35.7-60 | ۲۶۰/۳۵                | ۳۶/۴۰                      | -                    | -                         |                                  |                                            |



شکل ۱۰- وضعیت نهایی تیر بتنی آزمایشگاهی و آسیب های فشاری و کششی تیر FRC35.7



شکل ۱۱- وضعیت نهایی تیر آزمایشگاهی HP35.7-60 و آسیب های فشاری و کششی تیر FHP35.7-60

#### ۴- معرفی نمونه های تحلیلی اجزای محدود

به منظور بررسی تاثیر دو روش مقاوم سازی تیر بتنی توسط HPFRCC (تیر بتنی دارای یک لایه مصالح کامپوزیت سیمانی الیافی توانمند که جایگزین بتن معمولی شده است و تیر بتنی دارای پانل با مصالح ذکر شده)، تیر بتنی تقویت شده با پانل HPFRCC به ضخامت ۶۰ میلی متر مدل سازی شده و تحت بارگذاری دو نقطه ای قرار گرفته است. همچنین به منظور بررسی میزان تاثیر ضخامت پانل بر رفتار تیر بتنی دو تیر دیگر دارای پانل HPFRCC با ضخامت های ۲۰ و ۴۰ میلی متر مورد بررسی قرار گرفته است. مشخصات نمونه های مدل شده، در جدول ۶ ذکر شده است. در نامگذاری نمونه ها F، حرف اول کلمه المان محدود (Finite element) و P نشان دهنده استفاده از پانل در تقویت و HP، برگرفته از HPFRCC و RC مخفف Reinforcement concrete می باشد. عدد اول نشان دهنده مقاومت بتن بر حسب مگاپاسکال و عدد دوم نشان دهنده ضخامت لایه جایگزین یا پانل HPFRCC بر حسب میلی متر است. مقاومت فشاری HPFRCC در کلیه نمونه ها ۲۴ مگاپاسکال است. برای مدل سازی پانل های HPFRCC از المان های

<sup>۴</sup>C3D8R (المان های آجری توپر هشت گرهی با انتگرال گیری کاهش یافته ) با طول ۵۰ میلی متر و همان مصالح معرفی شده در قسمت پیشین استفاده شده است.

جدول ۶- نامگذاری نمونه تیرهای مدل شده

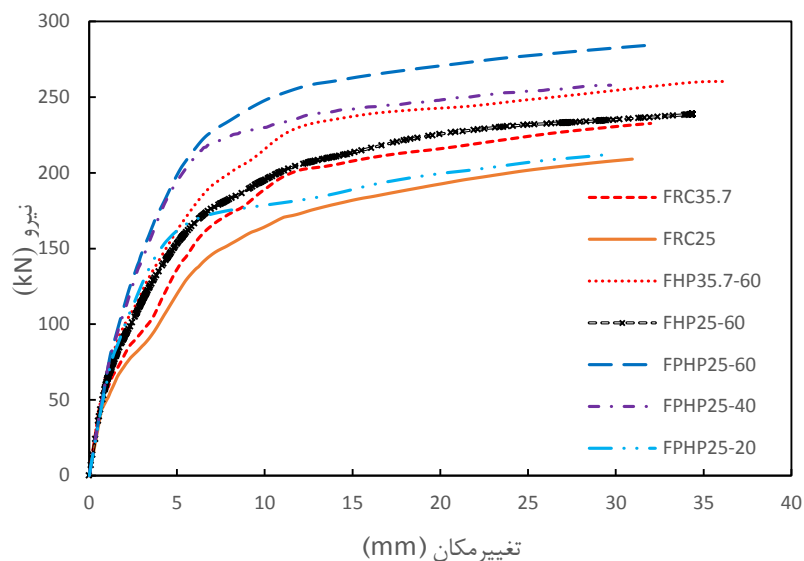
| ردیف | نام نمونه  | نوع نمونه  | مقاومت فشاری بتن (MPa) | مقاومت فشاری HPFRCC (MPa) | ضخامت لایه HPFRCC جایگزین (mm) | ضخامت پانل HPFRCC (mm) |
|------|------------|------------|------------------------|---------------------------|--------------------------------|------------------------|
| ۱    | FRC35.7    | تیر بتنی   | ۳۵/۷                   | -                         | -                              | -                      |
| ۲    | FRC25      | تیر بتنی   | ۲۵                     | -                         | -                              | -                      |
| ۳    | FHP35.7-60 | تیر ترکیبی | ۳۵/۷                   | ۲۴                        | ۶۰                             | -                      |
| ۴    | FHP25-60   | تیر ترکیبی | ۲۵                     | ۲۴                        | ۶۰                             | -                      |
| ۵    | FPHP25-60  | تیر ترکیبی | ۲۵                     | ۲۴                        | -                              | ۶۰                     |
| ۶    | FPHP25-40  | تیر ترکیبی | ۲۵                     | ۲۴                        | -                              | ۴۰                     |
| ۷    | FPHP25-20  | تیر ترکیبی | ۲۵                     | ۲۴                        | -                              | ۲۰                     |

## ۵- نتایج و تفسیر آن ها

### ۵-۱- اثر تقویت تیر با مصالح HPFRCC در ظرفیت باربری تیر

منحنی نیرو - تغییرمکان قائم وسط دهانه تیر برای نمونه های تحلیلی در شکل ۱۲ نشان داده شده است. در جدول ۷، نتایج مدل های تحلیلی بررسی شده ذکر شده است. حداکثر نیروی تحمل شده در نمونه های FRC25 و FRC35.7 و FHP25-60 و FHP35.7-60 به ترتیب ۲۰۹/۰۸، ۲۳۲/۶۶، ۲۳۸/۷۲، ۲۶۰/۳۵ کیلو نیوتن بدست آمده است. ظرفیت باربری تیر FHP25-60 نسبت به تیر بتنی FRC25 به میزان ۱۴/۱۸٪ و ظرفیت باربری تیر FHP35.7-60 نسبت به تیر بتنی FRC35.7 به میزان ۱۱/۹۰ درصد افزایش داشته است. با مقایسه ظرفیت باربری تیرهای FHP25-60 و FHP35.7-60 تاثیر مقاومت بتن در میزان افزایش ظرفیت باربری تیرهای تقویت شده قابل مشاهده است. بار تحمل شده تیر FHP35.7-60 نسبت به تیر FHP25-60 به میزان ۹/۰۶ درصد افزایش یافته است. همچنین حداکثر بار قابل تحمل توسط نمونه های FPHP25-60 و FPHP25-40 و FPHP25-20 به ترتیب ۲۷۴/۲۰، ۲۵۷/۹۲ و ۲۱۲/۱۱ کیلونیوتن بدست آمده است. استفاده از پانل HPFRCC به صورت وصله به تیر در تیر FPHP25-60 نسبت به تیر بتنی FRC25 و FHP25-60 به ترتیب به میزان ۳۱/۱۴٪ و ۱۴/۸۶٪ افزایش داشته است. همچنین با افزایش ضخامت پانل در تیرهای FPHP25-20 و FPHP25-40 و FPHP25-60، میزان حداکثر بار تیر نسبت به تیر FRC25 به ترتیب به میزان ۱/۴۵٪، ۲۳/۳۶٪، ۳۱/۱۴٪ و نسبت به تیر FHP25-60 به ترتیب به میزان ۱۱/۱۵٪ و ۸/۰۴٪ و ۱۴/۸۶٪ تغییر داشته است.

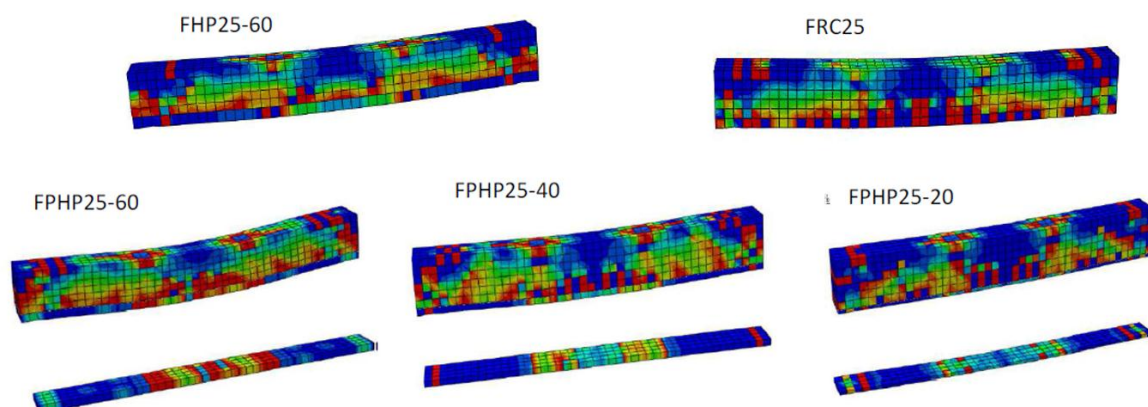
<sup>4</sup> Continuum Stress/Displacement Three dimensional element 8 node brick reduced integration.



شکل ۱۲- منحنی های نیرو-تغییر مکان وسط دهانه‌ی تیرهای تحلیلی بررسی شده

جدول ۷- نتایج مدل های تحلیلی بتنی و HPFRCC نمونه های بررسی شده

| نام مدل    | $P_y$<br>(kN) | $\Delta_y$<br>(mm) | $P_u$<br>(kN) | $\Delta_u$<br>(mm) | $M_u$<br>(kN.m) |
|------------|---------------|--------------------|---------------|--------------------|-----------------|
| FRC35.7    | ۱۹۰/۱۲        | ۸/۰۰               | ۲۳۲/۶۶        | ۳۱/۹۸              | ۸۱/۴۳           |
| FRC25      | ۱۵۶/۱۸        | ۸/۵۳               | ۲۰۹/۰۸        | ۳۰/۹۳              | ۷۳/۱۸           |
| FHP35.7-60 | ۲۱۸/۵۶        | ۷/۵۶               | ۲۶۰/۳۵        | ۳۶/۴۰              | ۹۱/۱۲           |
| FHP25-60   | ۱۸۲/۵۱        | ۷/۹۷               | ۲۳۸/۷۲        | ۳۴/۳۵              | ۸۳/۵۵           |
| FPHP25-60  | ۲۲۰/۸۵        | ۶/۳۷               | ۲۷۴/۲۰        | ۳۱/۷۴              | ۹۵/۹۷           |
| FPHP25-40  | ۲۰۹/۷۵        | ۵/۹۸               | ۲۵۷/۹۲        | ۲۹/۷۱              | ۹۰/۲۷           |
| FPHP25-20  | ۱۶۹/۰۶        | ۶/۰۲               | ۲۱۲/۱۱        | ۲۹/۵۶              | ۷۴/۲۴           |



شکل ۱۳- خسارت های کششی بتن و HPFRCC در نمونه های تحلیلی بررسی شده

## ۵-۲- بررسی شکل پذیری و سختی و جذب انرژی مدل های تحلیلی

میزان شکل پذیری اتصالات براساس نسبت تغییرمکان نهایی به تغییرمکان نظیر اولین تسلیم شدگی بدست آمده از نمودار دو خطی نیرو - جابه جایی مطابق رابطه ۱ تعریف می شود.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (1)$$

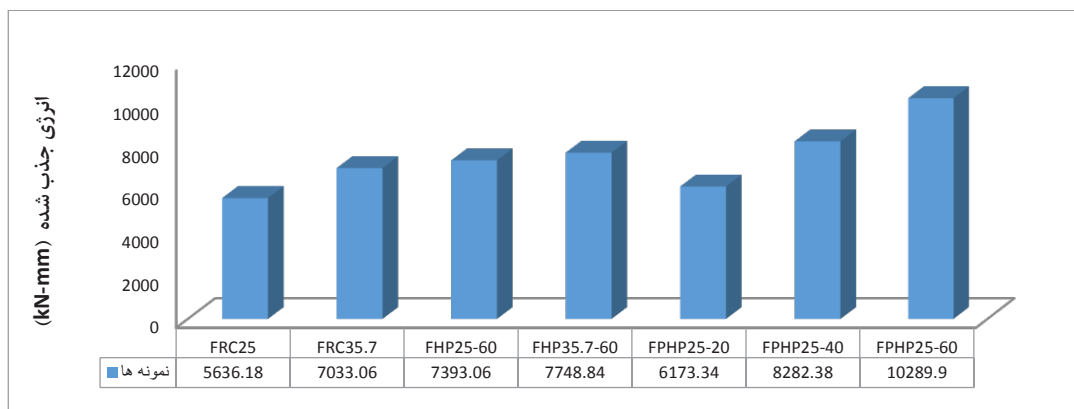
تغییرمکان نهایی برابر کمترین مقدار بین تغییرمکان حداکثر اتصال و تغییرمکان نظیر ۱۵ درصد افت بار حداکثر، در نظر گرفته می شود. در این بررسی به دلیل عدم دسترسی به تغییر مکان نظیر افت ۱۵ درصدی بار، از معیار خردشدگی بتن یعنی رسیدن کرنش بتن به کرنش نهایی و یا تشکیل مفصل در تیر استفاده شده است. در جدول ۸ شکل پذیری نمونه ها بدست آمده است.

جدول ۸- شکل پذیری تیرهای بررسی شده

| نام مدل    | $P_y$<br>(kN) | $\Delta_y$<br>(mm) | $\Delta_u$<br>(mm) | $\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$ | میزان افزایش |
|------------|---------------|--------------------|--------------------|------------------------------------------|--------------|
| FRC25      | ۱۵۶/۱۸        | ۸/۵۳               | ۳۰/۹۳              | ۳/۶۳                                     | ۱            |
| FRC35.7    | ۱۹۰/۱۲        | ۸/۰۰               | ۳۱/۹۸              | ۳/۹۹                                     | ۱/۱          |
| FHP35.7-60 | ۲۱۸/۵۶        | ۷/۵۶               | ۳۶/۴۰              | ۴/۸۱                                     | ۱/۳۲         |
| FHP25-60   | ۱۸۲/۵۱        | ۷/۹۷               | ۳۴/۳۵              | ۴/۳۱                                     | ۱/۱۹         |
| FPHP25-60  | ۲۲۰/۸۵        | ۶/۳۷               | ۳۱/۷۴              | ۴/۹۸                                     | ۱/۳۷         |
| FPHP25-40  | ۲۰۹/۷۵        | ۵/۹۸               | ۲۹/۷۱              | ۴/۹۷                                     | ۱/۳۷         |
| FPHP25-20  | ۱۶۹/۰۶        | ۶/۰۲               | ۲۹/۵۶              | ۴/۹۱                                     | ۱/۳۵         |

به طوری که مشاهده می شود استفاده از پانل HPFRCC به طور متوسط موجب افزایش شکل پذیری تیر بتنی به میزان ۳۶٪ شده است. استفاده از پانل به دلیل افزایش سختی تیر، جابه جایی معادل حد تسلیم کاهش یافته در نتیجه با توجه به تعریف شکل پذیری، شکل پذیری اتصال افزایش یافته است. همچنین شکل پذیری نمونه های دارای لایه ۶۰ میلیمتری HPFRCC به صورت لایه جایگزین بتن نسبت به نمونه های بتنی کامل تقریباً ۲۰ درصد افزایش یافته است. شکل پذیری تیر FPHP25-60 نسبت به FHP25-60، ۱۵/۵۵٪ افزایش یافته است.

برای نمونه ها که تحت بارگذاری دو نقطه ای قرار گرفته اند، سطح زیر منحنی نیرو - جابه جایی وسط دهانه به عنوان معیاری برای انرژی جذب شده در نظر گرفته شده است در شکل ۱۴ مقایسه انرژی جذب شده نمونه ها، نشان داده شده اند.



شکل ۱۴- مقایسه انرژی جذب شده نمونه تیرهای تحلیلی بررسی شده



به طوری که مشاهده می شود استفاده از پانل HPFRCC، در نمونه های FPHP25-60 و FPHP25-40 و FPHP25-20 موجب افزایش انرژی جذب شده تیر بتنی به ترتیب به میزان ۸۲/۵۷٪ و ۴۶/۹۵٪ و ۹/۵۳٪ شده است. هرچه افزایش ضخامت بیشتر باشد میزان این افزایش نیز بیشتر می شود. همچنین جذب انرژی نمونه های دارای لایه ۶۰ میلیمتری HPFRCC به صورت لایه جایگزین بتن نسبت به نمونه های بتنی کامل به طور متوسط به میزان ۲۰ درصد افزایش یافته است. میزان انرژی جذب شده تیر FPHP25-60 نسبت به FHP25-60، ۳۹٪ افزایش یافته است. که این امر نشان دهنده عملکرد مطلوب پانل HPFRCC در اتلاف انرژی حاصل از زلزله می باشد.

## ۷- نتیجه گیری

در این تحقیق، تاثیر پانل های کامپوزیتی سیمانی با الیاف توانمند در تقویت خمشی تیرهای بتنی به صورت تحلیلی بررسی شده و با نتایج حاصل از تقویت خمشی تیر با HPFRCC بصورت لایه جایگزین در زیر تیر، مقایسه شده است. از این بررسی نتایج زیر بدست آمده است:

۱- مقایسه منحنی های بار- تغییر مکان نمونه های عددی تقویت شده نشان داد که ظرفیت باربری تیر تقویت شده با مصالح HPFRCC بصورت لایه جایگزین نسبت به تیر بتنی به طور متوسط ۱۳ درصد افزایش یافته است؛ در حالی که استفاده از پانل ۶۰ میلیمتری در تقویت تیر بتنی به میزان ۳۱/۱۴ درصد ظرفیت باربری تیر را افزایش داده است. یعنی ۱۴/۸۶ درصد افزایش در ظرفیت باربری تیر تقویت شده به صورت پانل نسبت به تیر تقویت شده به صورت لایه جایگزین مشاهده شده است. مصالح HPFRCC تحت بارگذاری کششی، رفتار سخت شونده گی کرنش از خود بروز داده و تا رسیدن به کرنش های نسبتاً زیاد کشش وارده را تحمل می کند و در نتیجه باعث افزایش مقاومت کششی می شوند.

۲- با افزایش ضخامت پانل از ۲۰ به ۶۰ میلیمتر میزان حداکثر بار قابل تحمل تیر تقویت شده نسبت به تیر بتنی از ۱/۴۵ درصد تا ۳۱/۱۴ درصد افزایش یافته است.

۳- استفاده از پانل HPFRCC به طور متوسط شکل پذیری تیر را نسبت به تیر بتنی کامل به میزان ۳۶٪ افزایش داد. همچنین تقویت تیر با HPFRCC به صورت پانل نسبت به تقویت بصورت لایه جایگزین، موجب افزایش شکل پذیری به میزان ۱۵/۵۵٪ شده است. مکانیزم های پل زدگی الیاف باعث کاهش گسیختگی ترد و افزایش شکل پذیری شده است.

۴- میزان جذب انرژی نمونه های FPHP25-60 و FPHP25-40 و FPHP25-20 نسبت به تیر بتنی کامل به ترتیب به میزان ۸۲/۵۷٪ و ۴۶/۹۵٪ و ۹/۵۳٪ افزایش یافته است. همچنین میزان جذب انرژی تیر دارای پانل ۶۰ میلیمتری نسبت به تیر تقویت شده با لایه جایگزین HPFRCC به میزان ۳۹ درصد افزایش نشان داد که این امر نشان دهنده عملکرد مطلوب پانل HPFRCC در اتلاف انرژی حاصل از زلزله است.



- [1] Naaman A. E, and Reinhardt H. W. (2003). *Setting the Stage: Toward performance based classification of FRC composites in high performance fiber reinforced cement composites (HPFRCC4)*, *Proceeding of the Fourth International RILEM Workshop*, pp. 1-4.
- [2] Mishra D, and Li V. C. (1995). *Performance of ductile plastic hinge designed with ECC*. UMCEE Rep. No. 9506, University of Michigan.
- [3] Parra-Montesinos G.J, Peterfreund S.W, and Chao, S.H.(2005). *Highly damage-tolerant beam-column joints through use of high-performance fiber-reinforced cement composites*. *ACI Structural Journal*, 102(3), PP. 487-495.
- [4] Yun H D, Byun J B, Jeon SM, and Hwang SK. (2006). *Compressional behavior of HPFRCC columns under axial loads*. *Journal of the Architectural Institute of Korea Structure & Construction*, 22(10), pp. 29-36.
- [5] Kim JHJ, Lim YM, Won J.P, Park HG, and Lee KM. (2007). *Shear capacity and failure behavior of DFRCC repaired RC beams at tensile region*. *Journal of Engineering Structure*, Vol. 29, No. 1, pp. 121-131.
- [6] Yoo C H, Choi HK, Choi YC, and Choi CS. (2009). *Development of precast concrete beam-column connections with steel connector and engineered cementitious composite columns under axial loads*. *Journal of the Architectural Institute of Korea Structure & Construction*, Vol. 29, No. 1, pp. 335-338.
- [7] Cho CG, Kim YY, Feo L, and Hui D. (2012). *Cyclic responses of reinforced concrete composite columns strengthened in the plastic hinge region by HPFRC mortar*. *Journal of Composite Structure*, Vol. 94, No. 7, pp. 2246-2253.
- [8] Park WS, Kim JE, Kim SW, Yun SH, Eom NY, and Yun HD.(2013). *Panel Shear Strength of Steel Coupling Beam-Pseudo Strain Hardening Cementitious Composite Wall Connection*. *Journal of Applied Mechanics and Materials*, Vol.328, pp. 965-969.
- [9] Hemmati A, Kheyroddin A, Sharbatdar, M.K, Park Y, and Abolmaali A. (2016). *Ductile behavior of high performance fiber reinforced cementitious composite (HPFRCC) frames*. *Journal of Construction and Building Materials*, Vol. 115, pp.681-689.
- [10] Hemmati A, Kheyroddin A, and Sharbatdar, M.K. (2015). *Plastic hing rotation capacity of reinforced HPFRCC beams*. *ASCE's Journal of Structural Engineering*, Vol. 141, No. 2.
- [۱۱] همتی، علی، (۱۳۹۲)، بررسی رفتار خمشی تیرها و قاب های بتن مسلح کامپوزیتی الیافی توانمند، پایان نامه دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان.
- [۱۲] همتی علی، خیرالدین علی، شربتدار محمدکاظم، (۱۳۹۲)، بررسی عددی افزایش ظرفیت باربری قاب بتن مسلح با استفاده از کامپوزیت های سیمانی مسلح الیافی توانمند، مجله مهندسی عمران شریف، دوره ۲۹-۲، شماره ۳، ۹۷-۱۰۶.
- [۱۳] ایوبی جواد، شربتدار محمدکاظم، ۱۳۹۴، بهسازی خمشی تیرهای بتن مسلح آسیب دیده توسط لایه HPFRCC، دهمین کنگره بین المللی مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران، تبریز.
- [۱۴] مولودی فرزین، خیرالدین علی، همتی علی، ۱۳۹۶، بررسی رفتار لرزه ای اتصالات تیر به ستون بتن آرمه ساخته شده از کامپوزیت های سیمانی مسلح الیافی توانمند (HPFRCC)، مهندسی عمران مدرس، دوره هفدهم، شماره ۳، ۲۱۳-۲۲۵.
- [۱۵] دانشفر محمد، حسنی ابوالفضل، محمد علیها محمد رضا، ۱۳۹۷، بررسی عملکرد خمشی بتن الیافی با ترکیبهای مختلف الیاف ماکروسینتتیک، مهندسی زیرساخت های حمل و نقل، سال چهارم، پیاپی سیزدهم، ۲۷-۴۰.
- [۱۶] شربتدار محمدکاظم، شایانی احسان، خیرالدین علی، ۱۳۹۷، بررسی آزمایشگاهی رفتار دیوار برشی کوپله با استفاده از بتن الیافی توانمند HPFRCC در تیر رابط با آرایش آرماتورگذاری متفاوت، مهندسی عمران شریف، دوره ۲-۳۴، شماره ۲/۲، ۳-۱۳.
- [17] Help of ABAQUS. 2008. "Getting started with ABAQUS".
- [18] Gencturk B, Elnashai AS, (2012). *Numerical modeling and analysis of ECC structures, materials and structures*, 46(4), 663-682.

# Impact of HPFRCC layer on Precast Panels in Flexural Behavior of Reinforced Concrete Beams

**Mohammad Kazem Sharbatdar \***

*Associate Professor, Civil Engineering faculty, Semnan University*

**Azadeh Haghighat**

*lecturer, Semnan Technical and Vocational University, M.Sc., Structural Engineering.*

**Ehsan Ghiasi**

*B.Sc., Executive Civil Engineering, Semnan Technical and Vocational University*

**Neamat Allah Heydarian**

*lecturer, Semnan Technical and Vocational University, M.Sc., Structural Engineering.*

## **Abstract**

*In recent decades, use of high-performance fiber-reinforced cementitious composite (HPFRCC) which has improved the performance of reinforced concrete structures and the seismic resistance and rehabilitation of their members, has been expanded. HPFRCC material under tensile loading shows strain-hardening behavior and tolerates exerted tension till it reaches to relatively high strain so that increases tensile strength and energy absorption of the structure. In this paper, the behavior of reinforced concrete beams with HPFRCC panels has been analysed. For this purpose, after verifying the samples with experimental results, reinforced concrete beams, reinforced concrete beam with a HPFRCC layer as an alternative to concrete, and samples of panels with thickness of 20, 40 and 60 mm that have been patched under the beam has been modeled by the Abaqus software and the impact of using HPFRCC material on the ductility and energy absorption of the beams has been investigated. The results showed that using of the HPFRCC panel has increased the ductility of the beam, compared to the concrete beam, by an average of 36% and compared to the concrete beam reinforced by HPFRCC as an alternative layer, by 15.55%. The amount of energy absorption of the beam which had patched panel has been increased by 39% in comparison with a beam which had a layer of HPFRCC material.*

**Keywords:** *Tensile Strength, Strain-hardening, HPFRCC, Ductility, Energy Absorption*

# ارزیابی تاثیر رفتار لرزه ای اتصالات مفصلی و گیردار در سازه های بتن مسلح بر اساس تغییر درصد آرماتور طولی در مقطع تیر

دریافت مقاله: ۱۳۹۷-۰۷-۲۲

پذیرش مقاله: ۱۳۹۸-۰۴-۱۰

یوسف زندی\*

استادیار ، گروه عمران سازه ، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد واحد تبریز

[zandi@iaut.ac.ir](mailto:zandi@iaut.ac.ir)

روح الدین قاسمی سرדרه

دانش آموخته کارشناسی ارشد عمران، سازه، واحد قشم، دانشگاه آزاد اسلامی، قشم، ایران

[ghasemi5959@gmail.com](mailto:ghasemi5959@gmail.com)

## چکیده

اتصالات تیر- ستون در قابهای بتن مسلح از جمله عناصر کلیدی در تعیین رفتار سازه در مقابل انواع بارها می باشد. نقش این اتصالات در مقابل بارهای جانبی بخصوص رخدادهای قوی لرزه ای بسیار مهم بوده و رفتار سازه های بتن مسلح در زلزله های گذشته نشان می دهد که اتصالات تاثیر قابل توجهی در میزان و شدت خرابی های حاصله داشته اند. از سوی دیگر تجارب بدست آمده در زلزله های گذشته منجر به در نظر گرفتن تمهیدات جدید طراحی اتصال در آیین نامه های فعلی شده است. علی رغم اهمیت اتصالات مفصلی و همچنین استفاده فراوان از آنها در سازه های فولادی، به علت عدم وجود جزئیات مطمئن کاربرد آنها در سازه های بتنی بسیار اندک است. در این مقاله رفتار اتصالات در قاب های بتنی ساختمانی در دو حالت گیردار و مفصلی و برای درصدهای مختلف تسلیح مقطع تیر در محیط نرم افزار ABAQUS مدل سازی شده و مورد مقایسه قرار گرفته است. نتایج این تحقیق نشان دهنده آن است که با افزایش درصد آرماتورهای طولی در مقطع تیر در حالت استفاده از اتصالات گیردار منجر به افزایش شکل پذیری اتصال گردیده است. با این حال با افزایش درصد آرماتور و ثابت ماندن ابعاد هندسی تیر در نهایت شکل پذیری به تدریج دچار کاهش شده است. همچنین با افزایش درصد آرماتور در مقطع تیر در حالت استفاده از اتصالات مفصلی منجر به افزایش ظرفیت نهایی اتصال به صورت پیوسته ولی بسیار تدریجی می گردد. واژگان کلیدی: اتصال مفصلی، اتصال گیردار، رفتار لرزه ای اتصالات، درصد تسلیح مقطع تیر

در طراحی سازه‌های بتن مسلح با اتصالات صلب، فرض بر گیرداری کامل اعضا در محل اتصالات است. اینگونه اتصالات وظیفه انتقال کامل تمامی لنگرهای خمشی، پیچشی و نیروهای محوری و برشی بین اعضا متصل بهم را عهده دارند. بوجود آمدن تغییر شکل‌های جزئی در محل اتصال باعث می‌شود که این وظیفه بطور کامل انجام نگردد [1,2]. اتصال تیر- ستون در بین انواع اتصالات دیگر در قاب‌های بتن مسلح حائز اهمیت خاصی است. چونکه ابعاد اتصال بسیار کوچک است در حالیکه لنگرهای منفی ماکزیمم و نیروهای برشی ماکزیمم در همین محل اتفاق می‌افتند و لذا تراکم آرماتورگذاری فوق العاده زیاد می‌شود [3, 9, 10]. در اتصالات کناری تیر- ستون به این دلیل که آرماتورهای تیر باید در این ناحیه مهار و قطع گردند، بر خلاف اتصالات تیرستونهای میانی که در آنها آرماتورهای تیر را می‌توان به طور ممتد از داخل اتصال عبور داد، با مسئله‌ای حادث‌تر مواجه می‌شویم. در سازه‌های بتن مسلح پیش ساخته بدلیل اینکه آرماتورهای ستون در ناحیه اتصال قطع می‌گردند مشکل دیگری نیز بر مشکلات فوق الذکر اضافه می‌گردد [4, 11, 12].

بطور خلاصه مشکل عمده‌ای که اتصال تیر به ستون را از سایر اتصالات (دیوار به سقف، ستون به دال و غیره) متمایز می‌کند، این است که ناحیه تقاطع تیر به ستون کوچک است و تعبیه حجم زیاد آرماتور مشکل. شاهدات پس از وقوع زلزله‌های واقعی و نیز نتایج آزمایشات مبین این نکته بوده‌اند که خرابی‌های سازه‌ای بیشتر در ناحیه اتصالات مشاهده شده است، حال آنکه گسیختگی سایر المان‌های سازه‌ای کمتر اتفاق افتاده است [5, 13].

در سازه‌های بتنی مسلح پیش ساخته، بر خلاف سازه‌های بتنی مسلح معمولی، گاهی اتصالات مفصلی طرح و اجرا می‌گردند. در آنالیز سازه‌های یکپارچه، اغلب فرض بر این است که اتصال به اندازه کافی جهت انتقال لنگر ها و برشهای بوجود آمده در اثر بارهای اعمالی به سازه، مقاوم و قوی هست و لذا اعضای متصل به یکدیگر در ناحیه اتصال چرخش یکسانی دارند [6, 14, 15].

با توجه به اصل سنت و نان توزیع تنشها در محل اتصال ممکن است به کلی متفاوت از توزیع تنش در اعضای متصل بهم باشد اغلب در طراحی اتصال تیر به ستون، پیشنهاد می‌شود که یک سیستم نیرویی ساده (معادل بارهای اعمالی) را به جای نیروهای واقعی در بلوک اتصال در نظر بگیرند [7, 16, 18].

در ناحیه اتصال تیر ستون - بدلیل کوچک بودن فضای قابل دسترسی - اجرای آرماتورگذاری و نیز جا دادن بتن خالی از اشکال نیست تنشهای کششی ماکزیمم در اثر بار های متناوب در طول قطره‌های اتصال بوجود می‌آیند و لذا ترک خوردگی در طول این قطرها بوجود می‌آیند. از نظر سازه‌ای بهترین وضعیت خاموت‌گذاری عمود بر مسیر ترک، یعنی باز هم در طول اقطار اتصال است ولی مشکلات اجرایی و تغییر در جهت نیرو مانع از انجام این کار می‌شود. در طراحی یک اتصال صلب باید نکات ذیل را مد نظر قرار داد [8, 9, 17, 19, 20]:

۱- اتصالات باید به گونه‌ای طراحی شوند که بتوانند حداقل همان لنگرها و نیروهایی را که اعضای مجاور اتصال تحمل می‌کنند، متحمل گردند یعنی بتوان از حداکثر ظرفیت اعضاء استفاده کرد.

۲- برای اتصالاتی که معیار اول را ارضاء نمایند، انعطاف‌پذیری، اتصال باید به گونه‌ای باشد که از گسیختگی ترد جلوگیری شود.

۳- حین وقوع زلزله، استهلاک انرژی قابل ملاحظه مشاهده گردد.

۴- عرض ترک تحت اثر بارهای سرویس محدود و در حد قابل قبول باشد.

۵- از نقطه نظر آرماتورگذاری سهولت‌های اجرایی ملحوظ گردد. این یکی از مهمترین دلایلی است که آرایش‌های مختلفی از نظر آرماتورگذاری برای اتصالات پیشنهاد می‌شوند.

۶- تغییر مکان اتصال نباید موجب افزایش چشمگیر تغییر مکان سازه گردد.

۷- اگر زلزله متوسطی به سازه اعمال شد، اتصال‌ها باید رفتارشان در محدوده ارتجاعی باشد.

۸- پس از تشکیل مفصل پلاستیک در محل اتصال، اتصال قادر باشد چرخش‌های قابل ملاحظه‌ای را بدون کاهش در لنگر پلاستیک متحمل شود. به عبارت دیگر اتصال به اندازه کافی نرم باشد.

در سازه‌های نامعین استاتیکی پس از شکست اتصال، لزوماً سازه فرو نخواهد ریخت و در صورتی که اتصال بتواند رفتاری نرم داشته باشد پس از تشکیل مفصل خمیری از درجات نامعینی سیستم کم شده و یک باز توزیع لنگر در اعضای مجاور به اتصال صورت خواهد گرفت که باعث خواهد شد که سازه بتواند بارهای بیشتری را تحمل کند. در حالیکه در سیستم‌های استاتیکی معین، با تشکیل اولین مفصل خمیری سیستم فرو خواهد ریخت. تشکیل مکانیزم در سازه‌های معین، مقاومت اتصال به منظور ایجاد یکپارچگی بین اعضا یک عامل بسیار بحرانی است و در صورتیکه مقاومت اتصال کمتر از مقاومت اعضای متصل به یکدیگر باشد سیستم قبل از اینکه بتواند نیروهای طراحی را تحمل کند فرو خواهد ریخت [8,9,21].

اگر بتوان مفصل خمیری را به بیرون از ناحیه اتصال هدایت نمود در این صورت عملکرد سیستم بهتر خواهد شد. مخصوصاً در قابهای بتن مسلح مطلوب اینست که مفصل خمیری به خارج از ناحیه اتصال تیر به ستون و به درون تیر هدایت گردد. این موضوع باعث می‌شود که حین وقوع زلزله از تشکیل طبقه نرم جلوگیری شود و فلسفه تیر ضعیف - ستون قوی نیز رعایت گردد. [9, 22].

در یک سازه بتن مسلح ممکن است انواع گوناگونی از اتصالات وجود داشته باشند. ممکن است زوایای اعضای متصل بهم حاده، قائمه و یا منفرجه باشند. در قابهای شیب‌دار زوایای تیر و ستون غیر قائمه است. در قابهای بتن مسلح مسطح از نظر تعداد اعضای متصل بهم می‌توان اتصالات را به انواع دو عضوی یا گوشه، اتصالات سه عضوی یا خارجی و اتصالات چهار عضوی یا میانی تقسیم نمود [6,9,19].

در حالت کلی رفتار اتصالات بطور اساسی به شکل هندسی اتصال، مقدار محبوسیت هسته بتن اتصال، مقاومت برشی و جزئیات آرماتورگذاری اتصال بستگی دارد. نیروها در اتصال توسط چسبندگی میان بتن و آرماتور و قلاب‌های مهارتی انتقال می‌یابند [11,12,13]. چون بارهای زلزله بطور متناوب وارد می‌شوند و جهت بارهای وارده مداوم تغییر می‌یابد، در نتیجه ترک‌های جدیدی عمود بر ترک‌های قبلی بوجود آمده که این، رفتار اتصال را بحرانی‌تر می‌نماید [11,13].

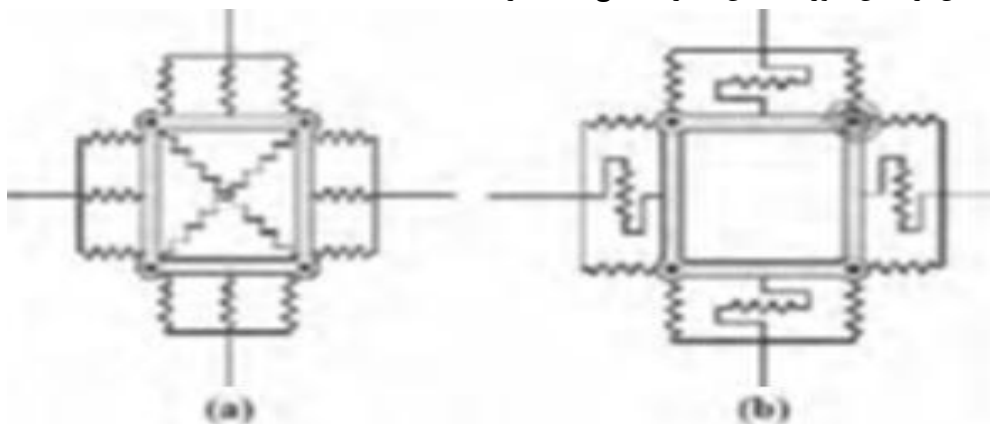
در اتصالات بدون آرماتور عرضی بعد از چند سیکل اول بارگذاری ترک‌ها گسترش یافته و گسیختگی زود هنگام اتفاق می‌افتد. در اتصالات غیر مسلح شکل‌پذیری کم بوده و بعد از چند سیکل بارگذاری، اتصال منهدم می‌گردد [15,18].

در این اتصالات ادامه بارگذاری متناوب بعد از افت چسبندگی سبب تغییر فرم‌های زیاد در بتن می‌شود که موجب ایجاد ترک و شکاف در طول آرماتورهای ستون شده و نهایتاً انهدام مهارتی برای میلگردهای تیر اتفاق می‌افتد. همچنین در ادامه بارگذاری متناوب، در قسمت بیرونی آرماتورهای ستون پوشش بتن خرد شده و آرماتورهای ستون کمانش می‌کنند و انهدام مهارتی اتفاق می‌افتد [18,21,22].

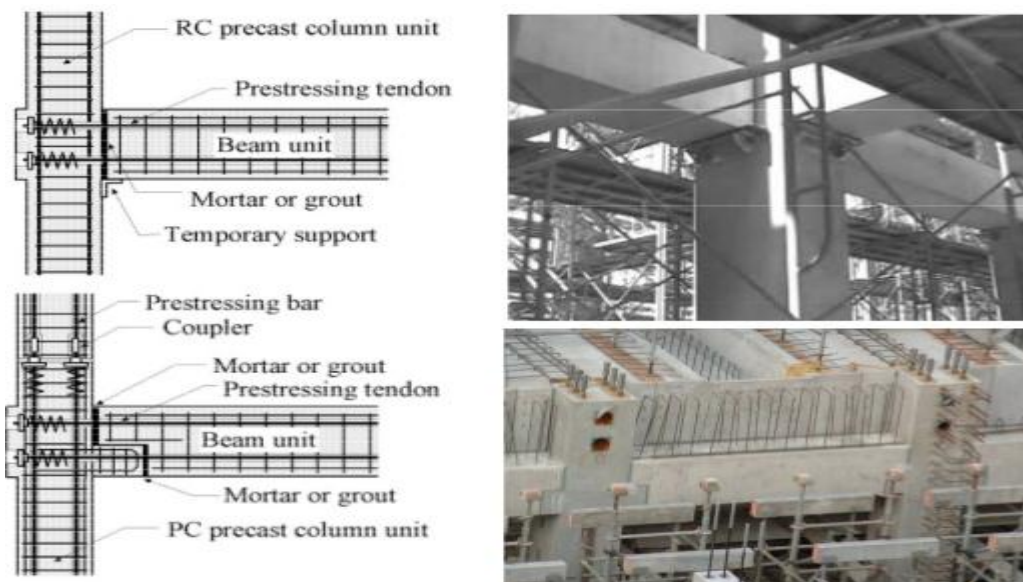
شیوه‌های مختلفی برای مدل‌سازی پاسخ لرزه‌ای اتصالات تیر-ستون در قاب‌های بتن مسلح پیشنهاد شده است. اولین تلاش‌ها در این راستا توسط ۱۹۶۹ کیبرسون، گزارش شده است، که در مدل ایشان رفتار غیرالاستیک اتصالات و پاسخ خمشی اعضای قاب به وسیله دو المان فنر دورانی غیرالاستیک که در دو انتهای یک المان کاملاً الاستیک قرار می‌گرفتند مدل‌سازی می‌شود [6]. یک شیوه‌ی متفاوت توسط آلا ۱۹۹۵، کوناث ارائه شده، که در آن تغییر شکل‌های برشی اتصال به وسیله یک المان فنر دورانی با طول صفر مدل‌سازی می‌شود، که پوش رابطه تنش برشی- کرنش برشی و پاسخ چرخه‌ای براساس نتایج آزمایشگاهی تعیین و کالیبره می‌شود [7]. مدل ۱۹۹۹ بیداه شامل فنرهای دورانی مجزا برای مدل‌سازی تغییر شکل‌های برشی و لغزش پیوستگی اتصال که رابطه تنش برشی- کرنش برش اتصال به وسیله یک منحنی سه خطه ایده‌آل شده براساس تئوری خرپای نرم شونده



شبیه - سازی شده است و تغییر شکل های لغزش پیوستگی با یک مدل دو خطی براساس داده های تحلیلی و آزمایشگاهی قبلی شبیه سازی می شود، رابطه چرخه ای برای تغییر شکل برشی اتصال بدون اثر پینچینگ و برای تغییر شکل ناشی از لغزش پیوستگی با اثر پینچینگ در نظر گرفته می شود [8]. مدل تحلیلی پیچیده تری توسط یوسف و همکاران ارائه شده است، که از دو فنر قطری برای شبیه سازی تغییر شکل برشی اتصال و از ۱۲ فنر مابقی در سطح مشترک ناحیه اتصال جهت شبیه سازی دیگر حالات رفتار غیرالاستیک اتصال استفاده می شود [24]. در سال ۲۰۰۳ لاوس یک المان برای پاسخ غیرالاستیک اتصالات تیر- ستون داخلی ارائه کرده اند که از یک پانل برشی، هشت المان فنر برای لغزش میلگردها و چهار المان فنر برای برش سطح مشترک ترکیب یافته است پوش رفتار برشی هسته اتصال براساس تئوری میدان فشار تصحیح شده تعریف شده است [25].



شکل (۱-الف) مدل های اتصالات تیر- ستون قاب های طراحی شده براساس بار ثقلی [25]



شکل (۱-ب) اتصالات تیر- ستون گیردار و مفصلی [26]

به کارگیری این مدل ها در سیستم کامل تحلیلی برای یک سازه همراه با پیچیدگی هایی می باشد که کاربرد آنها را در کارهای عملی محدود می سازد [32,35]. اغلب این مدل های پیشنهادی به مدلسازی اتصالات تیر- ستون داخلی می پردازند. اگر چه اثر محلی رفتار اتصالات خارجی بر پاسخ لرزه ای قاب های بتن مسلح چند طبقه نیز از اهمیت بالایی برخوردارند [36]. در ۲۰۰۳ پامپانین مدلی را بر پایه نتایج آزمایشگاهی روی اتصالات تیر- ستون (طراحی شده براساس بار ثقلی) ارائه دادند. این مدل شامل یک المان فنر غیر خطی و دو المان صلب می باشد که فنر تغییر

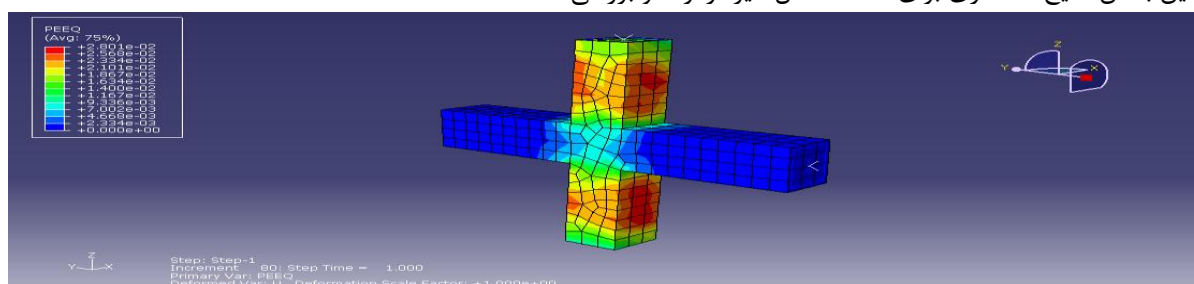
شکل نسبى میان تیر و ستون و المان صلب ابعاد اتصال را شبیه سازی می کنند [27]. محققان دیگری نیز بر پایه کارهای پامپانین مدل اصلاح شده ای با استفاده از دو فنر غیر خطی و سه المان صلب جهت مدل سازی رفتار غیر-الاستیک اتصالات خارجی در نظر گرفتند. خصوصیات المان ها همانند قبل می باشد، در این مدل سازی تأثیر تغییرات بار محوری ناشی از برش طبقه در خرابی اتصال در نظر گرفته می شود [29,30,33,34,36,37].

## ۲-مدلسازی

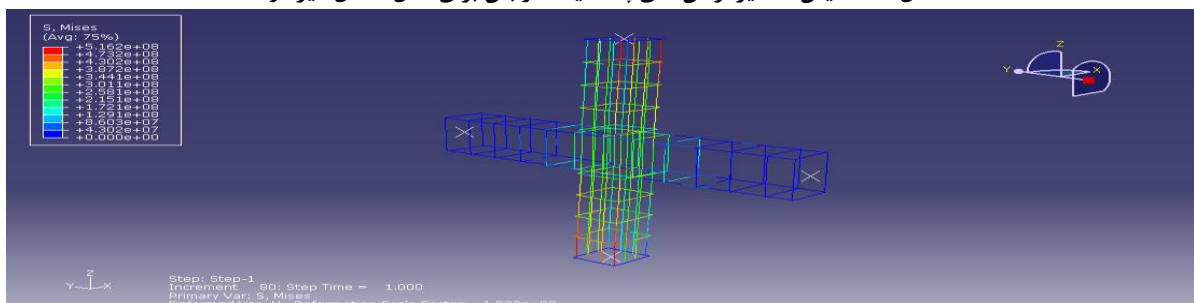
در این فصل نتایج مرتبط با مدل سازی ها در نرم افزار آباکوس ارائه شده است. مدل اتصال تیر به ستون بتن مسلح برای دو حالت با اتصال گیردار و نیز اتصال مفصلی مدل سازی شده است و نتایج مرتبط با آن مورد بررسی قرار گرفته است. پارامترهای مورد بررسی شامل مقاومت نهایی اتصال، جذب انرژی و شکل پذیری می باشد.

### ۲-۱- مدل اتصال گیردار

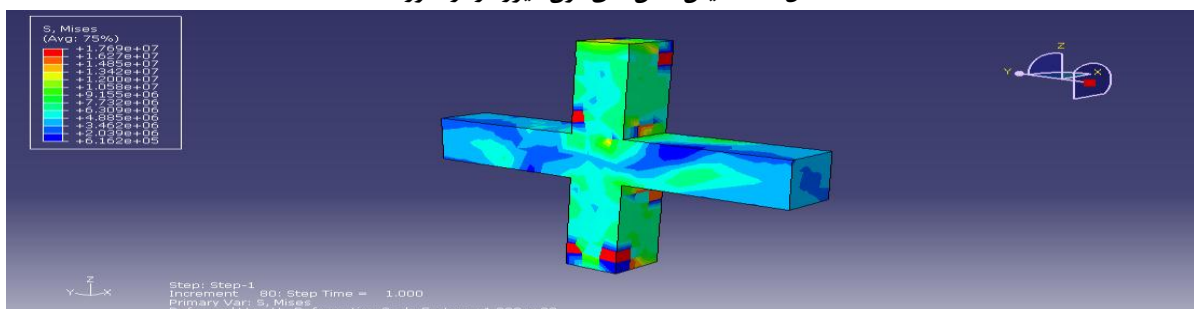
در این بخش نتایج مدل سازی برای حالت اتصال گیردار ارائه و بررسی شده است.



شکل (۲) نمایش مقادیر کرنش های پلاستیک در بتن برای مدل اتصال گیردار



شکل (۳) نمایش تنش های فون میز در آرماتورها

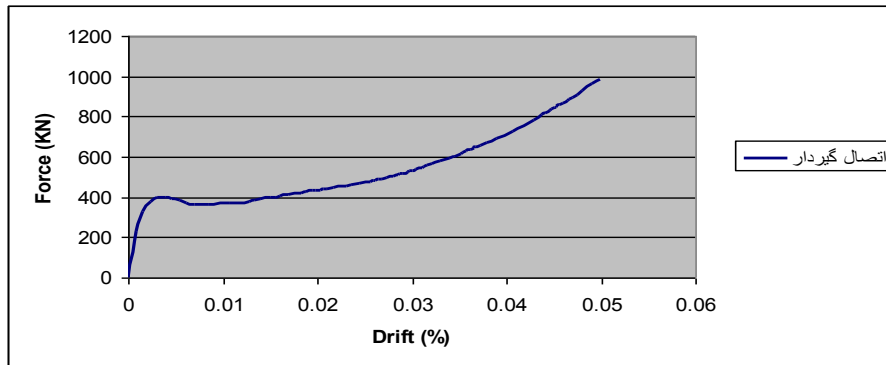


شکل (۴) نمایش تنش های فون میز در بتن



## ۲-۱-۱- مقاومت نهایی اتصال

منحنی دریفت - نیرو برای این اتصال در شکل زیر نمایش داده شده است:

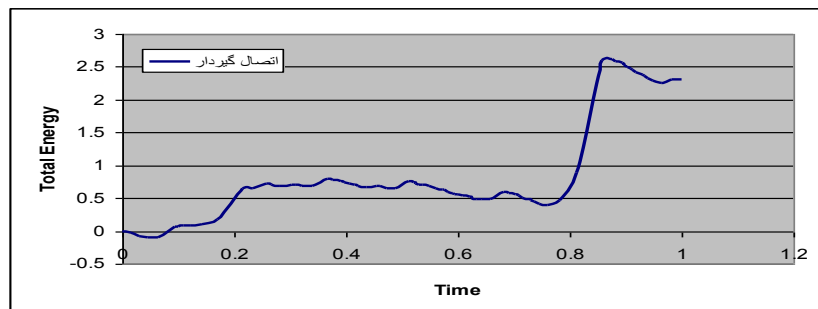


شکل (۵) منحنی دریفت - نیرو در مدل اتصال گیردار

مقاومت نهایی اتصال برابر با میزان نیروی به دست آمده در دریفت ماکزیمم (۵٪) که معادل تغییر مکان انتهای ستون به اندازه ۰٫۱ متر می‌باشد و بر اساس مقادیر نمودار بار - جابجایی اتصال به دست می‌آید در نظر گرفته شده است. مقدار مقاومت نهایی برابر با ۹۸۶٫۱۶ کیلونیوتن می‌باشد.

## ۲-۱-۲- میزان جذب انرژی اتصال

ظرفیت جذب انرژی اتصال به سطح زیر منحنی بار - تغییر مکان بعد از هر سیکل بارگذاری وابسته بوده و این مساحت بیانگر درجه اهمیت کاربرد اتصال در بارگذاری لرزه‌ای می‌باشد. هرچه این مساحت بیشتر باشد، اتصال در هنگام زلزله با جذب بیشتر انرژی وارد شده بر سازه، از انهدام سازه جلوگیری می‌کند و در نتیجه رفتار لرزه‌ای اتصال مناسب‌تر است. مقدار جذب انرژی برابر با ۲۶۷۴۴ ژول به دست آمده است.



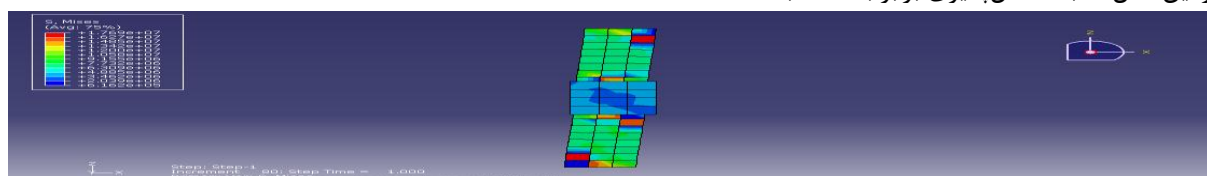
شکل (۶) روند تغییرات انرژی کل در فرآیند تغییر شکل اتصال

## ۲-۱-۳- شکل پذیری اتصال

شکل‌پذیری جابجایی ( $\mu_\Delta$ ) عبارت است از نسبت جابجایی در بار نهایی ( $\Delta_{max}$ ) به جابجایی در اولین نقطه‌ای که فولاد کششی جاری می‌شود ( $\Delta_y$ ).

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y}$$

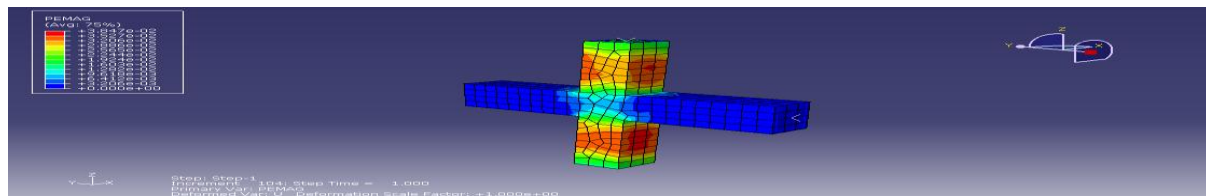
در این مدل نسبت شکل‌پذیری برابر با ۱۲٫۸ به دست آمده است.



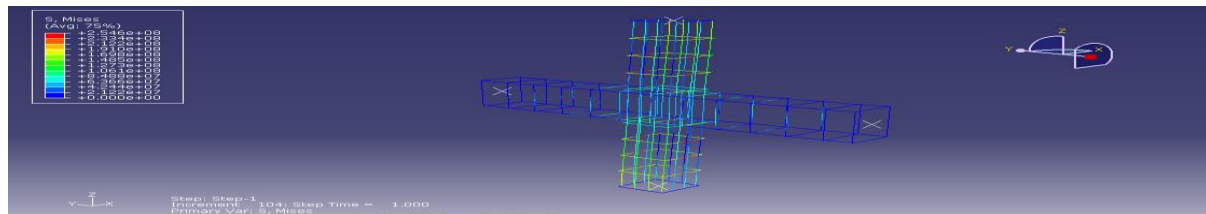
شکل (۷) مود خرابی هسته اتصال در حالت اتصال گیردار

## ۲-۲-۲ مدل اتصال مفصلی

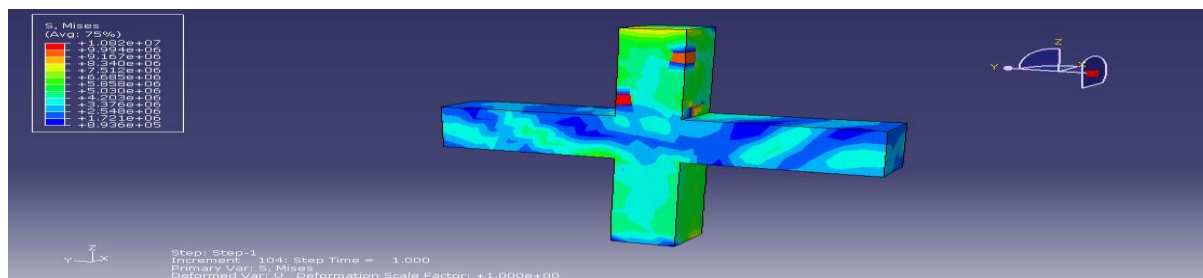
در این بخش نتایج مدلسازی برای حالت اتصال مفصلی ارائه و بررسی شده است.



شکل (۸) نمایش مقادیر کرنش های پلاستیک در بتن برای مدل اتصال مفصلی



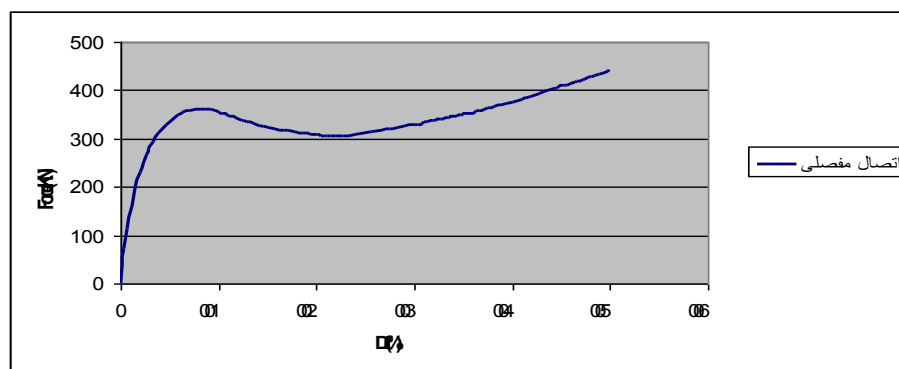
شکل (۹) نمایش تنش های فون میز در آرماتورها



شکل (۱۰) نمایش تنش های فون میز در بتن

## ۲-۲-۲-۱ مقاومت نهایی اتصال

منحنی دریافت - نیرو برای این اتصال در شکل زیر نمایش داده شده است:



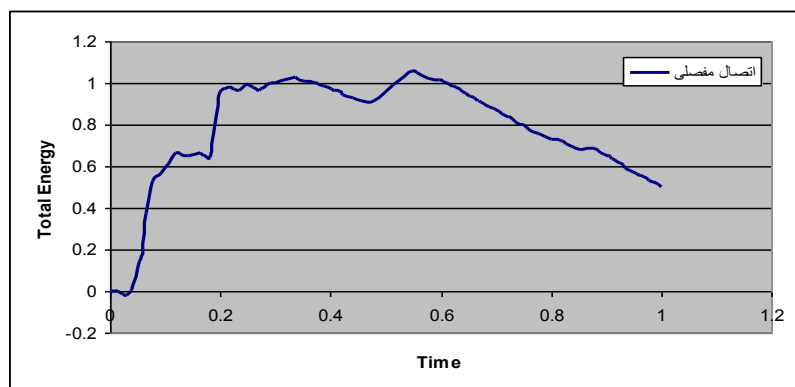
شکل (۱۱) منحنی دریافت - نیرو در مدل اتصال مفصلی

مقاومت نهایی اتصال برابر با میزان نیروی به دست آمده در دریافت ماکزیمم (۰.۵٪) که معادل تغییر مکان انتهای ستون به اندازه ۰.۱ متر می باشد و بر اساس مقادیر نمودار بار - جابجایی اتصال به دست می آید در نظر گرفته شده است. مقدار مقاومت نهایی برابر با ۴۴۲،۵۳ کیلو نیوتن می باشد.

## ۲-۲-۲-۲ میزان جذب انرژی اتصال

ظرفیت جذب انرژی اتصال به سطح زیر منحنی بار - تغییر مکان بعد از هر سیکل بارگذاری وابسته بوده و این مساحت بیانگر درجه اهمیت کاربرد اتصال در بارگذاری لرزه ای می باشد. هرچه این مساحت بیشتر باشد، اتصال در

هنگام زلزله با جذب بیشتر انرژی وارد شده بر سازه، از انهدام سازه جلوگیری می کند و در نتیجه رفتار لرزه ای اتصال مناسب تر است. مقدار جذب انرژی برابر با ۱۶۹۱۸ ژول به دست آمده است.



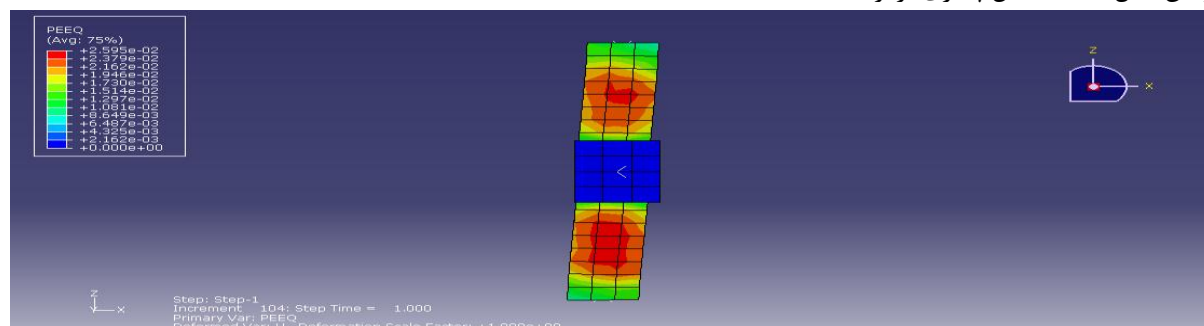
شکل (۱۲) روند تغییرات انرژی کل در فرآیند تغییر شکل اتصال

### ۳-۲-۲- شکل پذیری اتصال

شکل پذیری جابجایی ( $\mu_{\Delta}$ ) عبارت است از نسبت جابجایی در بار نهایی ( $\Delta_{max}$ ) به جابجایی در اولین نقطه ای که فولاد کششی جاری میشود ( $\Delta_y$ ).

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (۲-۴)$$

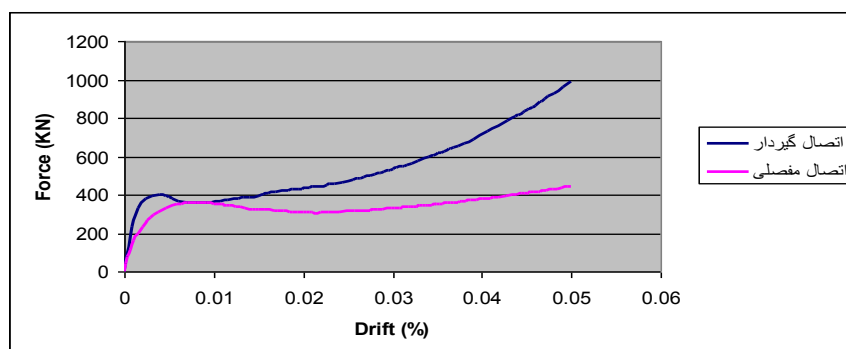
در این مدل نسبت شکل پذیری برابر با ۵٫۸۵ به دست آمده است.

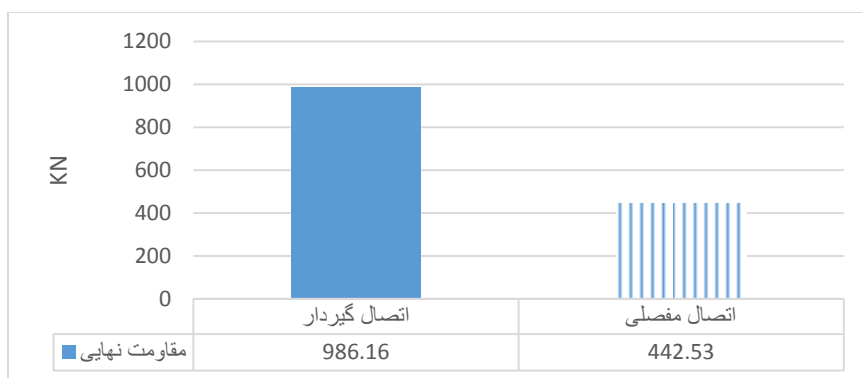


شکل (۱۳) مود خرابی هسته اتصال در حالت اتصال مفصلی

### ۳-۲-۳- مقایسه نتایج

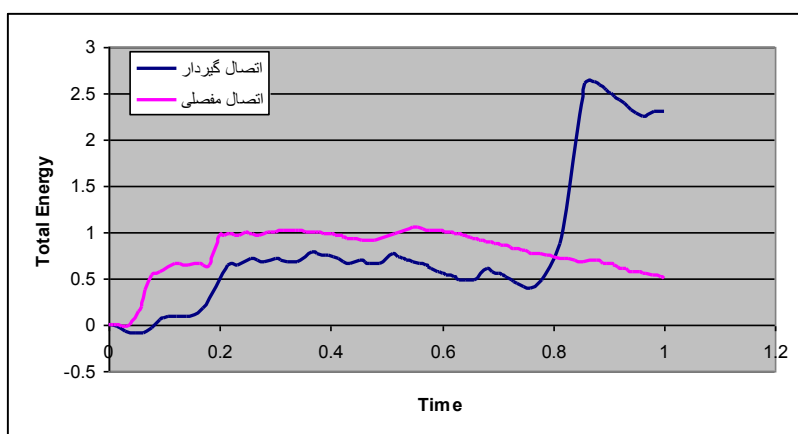
به منظور مقایسه فنی اتصالات گیردار و مفصلی نمودارهای زیر ارائه شده است: در نمودار زیر مقایسه بین رفتار دو اتصال مطرح شده در قالب نمودار نیرو - تغییر مکان نسبی نمایش داده شده است:





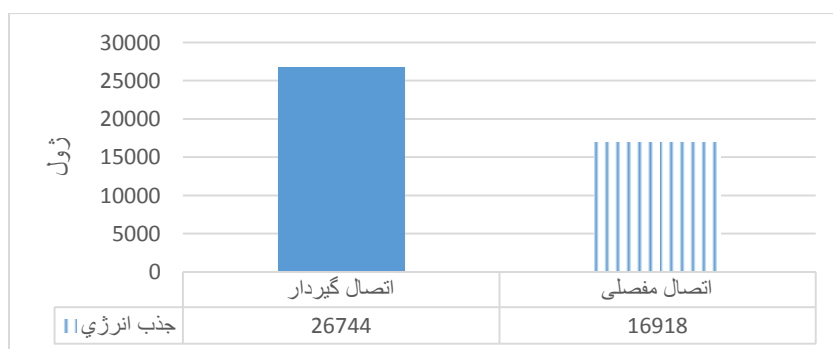
شکل (۱۵) مقایسه میزان مقاومت نهایی در دو حالت اتصال گیردار و مفصلی

بر اساس نمودار مقایسه میزان مقاومت نهایی در دو حالت اتصال گیردار و مفصلی مشاهده می شود که جایگزینی اتصال گیردار با اتصال مفصلی منجر به کاهش مقاومت نهایی اتصال شده است. مقدار کاهش مشاهده شده برابر با ۵۵٪ به دست آمده است.



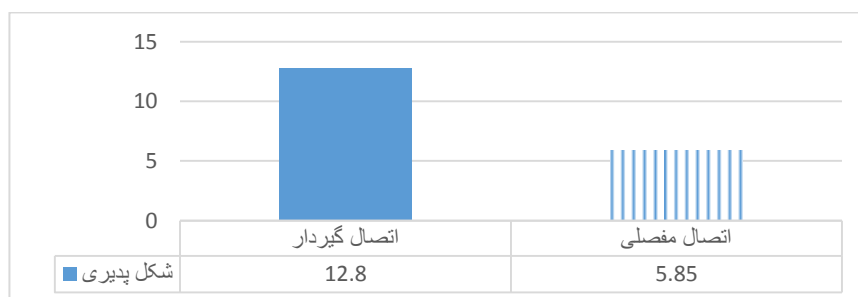
شکل (۱۶) مقایسه منحنی تاریخچه زمانی انرژی کل در دو حالت اتصال گیردار و مفصلی

با مقایسه منحنی تاریخچه زمانی انرژی کل در دو حالت اتصال گیردار و مفصلی مشاهده می گردد که روند تغییرات انرژی کل در اتصال مفصلی نسبت به اتصالات گیردار یکنواخت تر می باشد. بر این اساس که فولاد دارای رفتار پلاستیک می باشد، با وارد شدن به فاز غیرخطی افزایش ناگهانی در میزان انرژی کل را در اتصال گیردار رقم زده است.



شکل (۱۷) مقایسه میزان جذب انرژی در دو حالت اتصال گیردار و مفصلی

با مقایسه میزان جذب انرژی در دو حالت اتصال گیردار و مفصلی نتیجه گرفته می‌شود که مقطع دارای اتصال گیردار شکل پذیری بالاتری را نمایش داده است. میزان کاهش شکل پذیری در صورت استفاده از اتصالات مفصلی برابر با ۳۷٪ می‌باشد.



شکل (۱۸) مقایسه میزان شکل پذیری در دو حالت اتصال گیردار و مفصلی

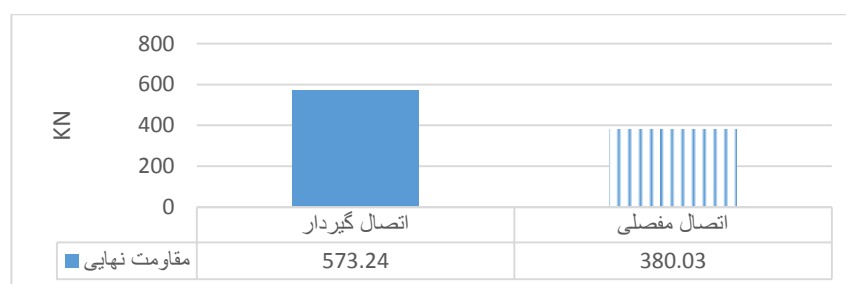
بر اساس نتایج نمودار مقایسه میزان شکل پذیری در دو حالت اتصال گیردار و مفصلی، استفاده از اتصال مفصلی منجر به کاهش شکل پذیری اتصال شده است. این میزان کاهش برابر با ۵۴٪ می‌باشد.

### ۳-۲- بررسی تاثیر افزایش درصد تسلیح مقطع تیر

در این بخش به بررسی تاثیر درصد آرماتور مقطع بر روی مقاومت نهایی و شکل پذیری پرداخته شده است: برای مدلسازی‌های صورت گرفته در حالت مینا، درصد تسلیح مقطع برابر با ۵۷٪ بوده است. (۴ آرماتور با قطر ۱۶ میلیمتر در مقطع ۴۰\*۳۵ سانتی مترمربع)

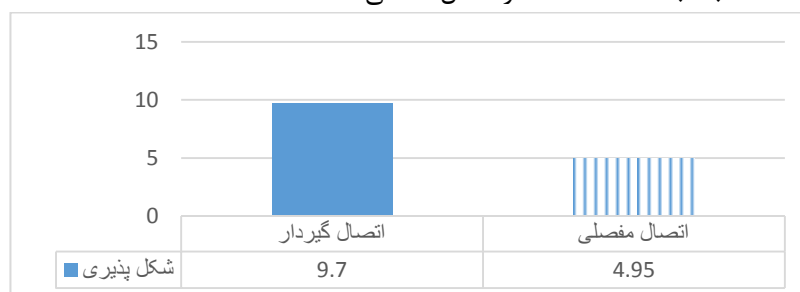
### ۳-۲-۱- حالت اول

در این حالت از مدلسازی از آرایش 4014 در آرماتورگذاری تیر استفاده شده است. نمودار مرتبط با مقاومت نهایی و شکل پذیری برای این حالت در شکل‌های زیر نمایش داده شده است.



شکل (۱۹) مقایسه مقادیر مقاومت نهایی در حالت اول

مقایسه مقادیر مقاومت نهایی در حالت اول (۴ میلگرد با قطر ۱۴ میلیمتر) نشان می‌دهد که استفاده از اتصال گیردار منجر به افزایش ۵۰٪ نسبت به حالت استفاده از اتصال مفصلی شده است.

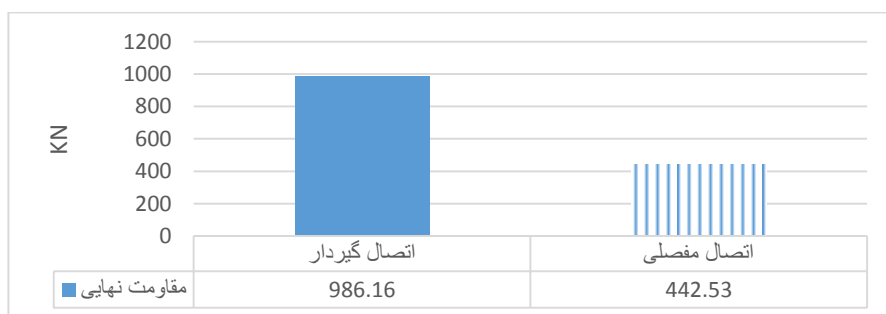


شکل (۲۰) مقایسه مقادیر شکل پذیری در حالت اول

مقایسه مقادیر شکل‌پذیری در حالت اول (۴ میلگرد با قطر ۱۴ میلیمتر) نشان می‌دهد که استفاده از اتصال گیردار منجر به افزایش ۵۰٪ نسبت به حالت استفاده از اتصال مفصلی شده است.

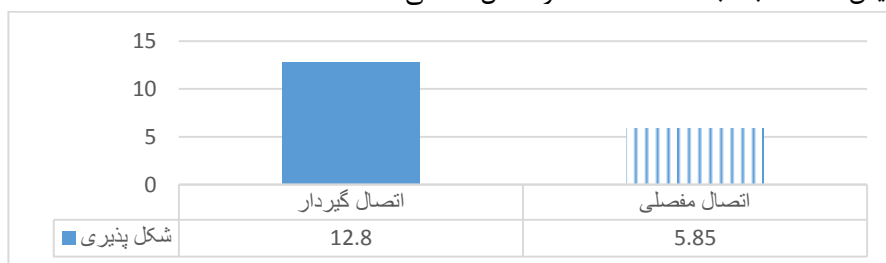
### ۲-۳-۲- حالت دوم

در این حالت از مدلسازی از آرایش 4016 در آرماتورگذاری تیر استفاده شده است. نمودار مرتبط با مقاومت نهایی و شکل‌پذیری برای این حالت در شکل‌های زیر نمایش داده شده است.



شکل (۲۱) مقایسه مقادیر مقاومت نهایی در حالت دوم

مقایسه مقادیر مقاومت نهایی در حالت دوم (۴ میلگرد با قطر ۱۶ میلیمتر) نشان می‌دهد که استفاده از اتصال گیردار منجر به افزایش ۵۵٪ نسبت به حالت استفاده از اتصال مفصلی شده است.

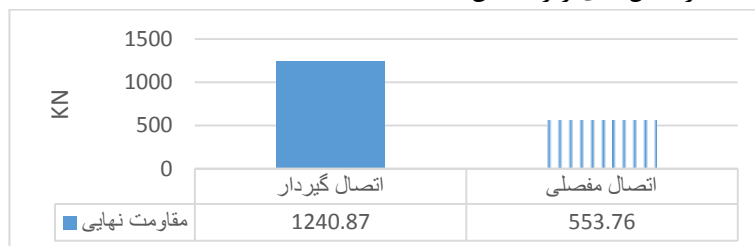


شکل (۲۲) مقایسه مقادیر شکل‌پذیری در حالت دوم

مقایسه مقادیر شکل‌پذیری در حالت دوم (۴ میلگرد با قطر ۱۶ میلیمتر) نشان می‌دهد که استفاده از اتصال گیردار منجر به افزایش ۵۴٪ نسبت به حالت استفاده از اتصال مفصلی شده است.

### ۲-۳-۳- حالت سوم

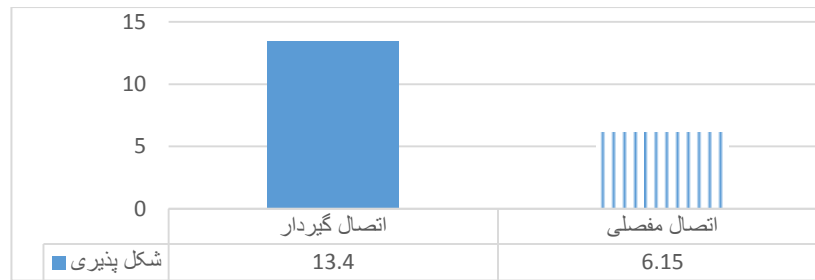
در این حالت از مدلسازی از آرایش 4018 در آرماتورگذاری تیر استفاده شده است. نمودار مرتبط با مقاومت نهایی و شکل‌پذیری برای این حالت در شکل‌های زیر نمایش داده شده است.



شکل (۲۳) مقایسه مقادیر مقاومت نهایی در حالت سوم

مقایسه مقادیر مقاومت نهایی در حالت سوم (۴ میلگرد با قطر ۱۸ میلیمتر) نشان می‌دهد که استفاده از اتصال گیردار منجر به افزایش ۵۵٪ نسبت به حالت استفاده از اتصال مفصلی شده است.



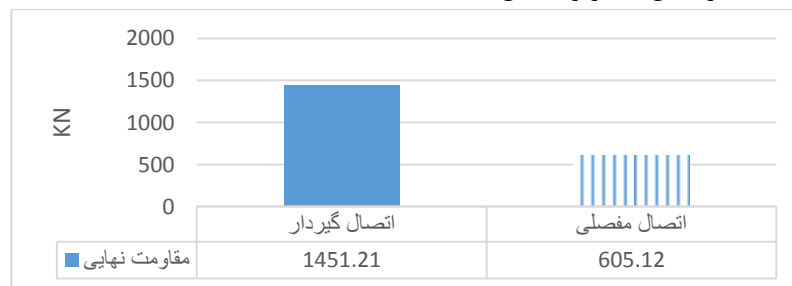


شکل (۲۴) مقایسه مقادیر شکل پذیری در حالت سوم

مقایسه مقادیر شکل پذیری در حالت سوم (۴ میلگرد با قطر ۱۸ میلیمتر) نشان می‌دهد که استفاده از اتصال گیردار منجر به افزایش ۵۴٪ نسبت به حالت استفاده از اتصال مفصلی شده است.

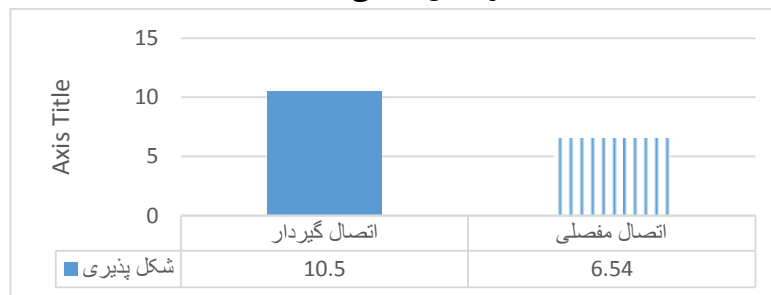
### ۲-۳-۴- حالت چهارم

در این حالت از مدل‌سازی از آرایش 4020 در آرماتورگذاری تیر استفاده شده است. نمودار مرتبط با مقاومت نهایی و شکل پذیری برای این حالت در شکل‌های زیر نمایش داده شده است.



شکل (۲۵) مقایسه مقادیر مقاومت نهایی در حالت چهارم

مقایسه مقادیر مقاومت نهایی در حالت چهارم (۴ میلگرد با قطر ۲۰ میلیمتر) نشان می‌دهد که استفاده از اتصال گیردار منجر به افزایش ۵۸٪ نسبت به حالت استفاده از اتصال مفصلی شده است.

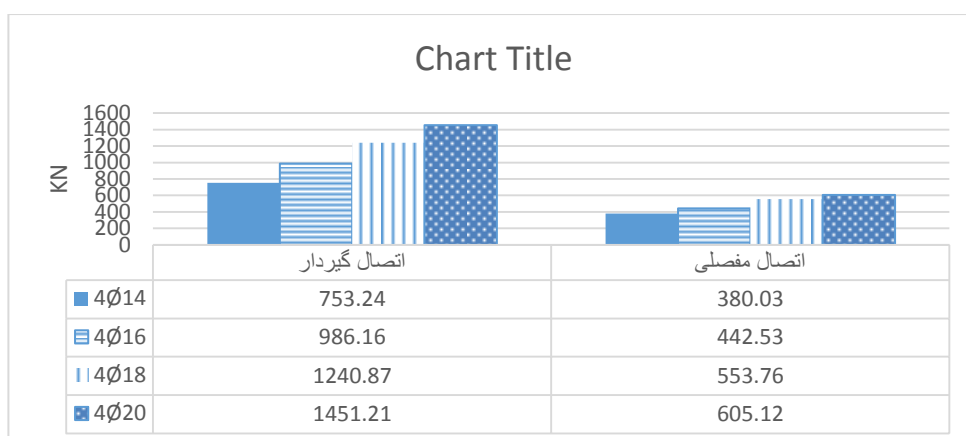


شکل (۲۶) مقایسه مقادیر شکل پذیری در حالت چهارم

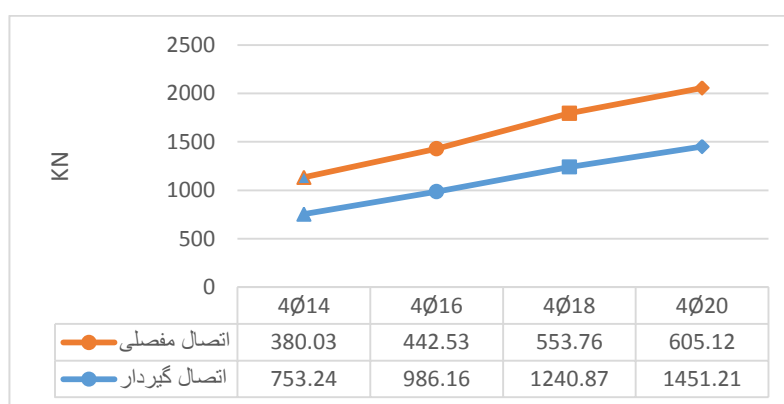
مقایسه مقادیر شکل پذیری در حالت چهارم (۴ میلگرد با قطر ۲۰ میلیمتر) نشان می‌دهد که استفاده از اتصال گیردار منجر به افزایش ۳۷٪ نسبت به حالت استفاده از اتصال مفصلی شده است.

### ۲-۳-۵- جمع بندی

خلاصه نتایج و مقایسه بین مقادیر مقاومت نهایی و شکل پذیری برای مدل‌های چهارگانه با درصد تسلیح متفاوت در نمودارهای زیر ارائه شده است:



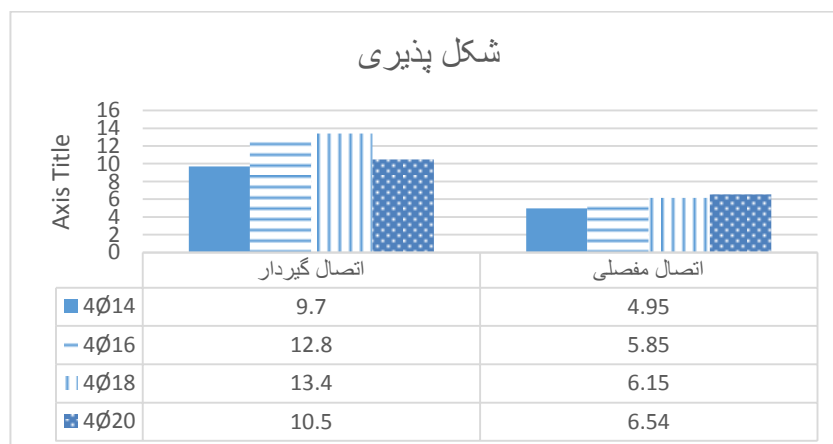
شکل (۲۷) مقایسه مقادیر مقاومت نهایی در اتصالات گیردار و مفصلی



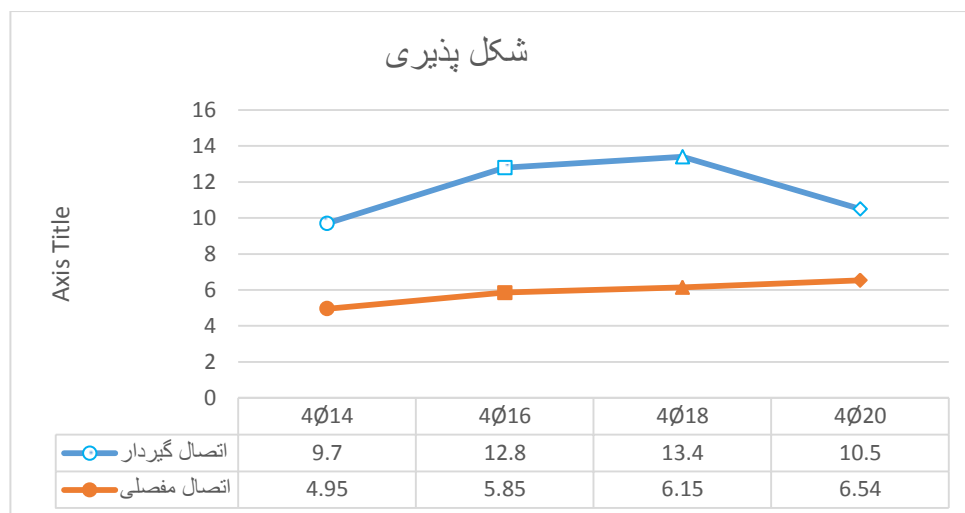
شکل (۲۸) روند تغییرات مقاومت نهایی در اتصالات گیردار و مفصلی بر اساس درصد آرماتور مقطع

افزایش درصد آرماتور در مقطع تیر در حالت استفاده از اتصالات گیردار منجر به افزایش ظرفیت نهایی اتصال میگردد. با افزایش درصد فولاد تیر از ۰,۰۰۴۴ به ۰,۰۰۸۹ (افزایش ۲ برابری) مقدار ظرفیت نهایی اتصال ۹۳٪ افزایش داشته است.

افزایش درصد آرماتور در مقطع تیر در حالت استفاده از اتصالات مفصلی منجر به افزایش ظرفیت نهایی اتصال می-گردد. با افزایش درصد تسلیح تیر از ۰,۰۰۴۴ به ۰,۰۰۸۹ (افزایش ۲ برابری) مقدار ظرفیت نهایی اتصال ۵۹٪ افزایش داشته است.



شکل (۲۹) مقایسه مقادیر شکل پذیری در اتصالات گیردار و مفصلی



شکل (۳۰) روند تغییرات شکل پذیری در اتصالات گیردار و مفصلی براساس درصد آرماتور مقطع

افزایش درصد آرماتور در مقطع تیر در حالت استفاده از اتصالات گیردار منجر به افزایش شکل پذیری اتصال گردیده است. با این حال با افزایش درصد آرماتور و ثابت ماندن ابعاد هندسی تیر در نهایت شکل پذیری به تدریج دچار کاهش شده است. با افزایش درصد فولاد تیر از ۰,۰۰۴۴ به ۰,۰۰۸۹ (افزایش ۲ برابری) مقدار شکل پذیری اتصال ۸٪ افزایش داشته است. بیشترین رشد ممکن نیز برای اتصالات گیردار برابر با ۳۸٪ و بین حالت اول و سوم روی داده است.

افزایش درصد آرماتور در مقطع تیر در حالت استفاده از اتصالات مفصلی منجر به افزایش ظرفیت نهایی اتصال به صورت پیوسته ولی بسیار تدریجی می گردد. با افزایش درصد تسلیح تیر از ۰,۰۰۴۴ به ۰,۰۰۸۹ (افزایش ۲ برابری) مقدار ظرفیت نهایی اتصال ۳۲٪ افزایش داشته است.

### ۳- نتیجه گیری

مهمترین یافته ها و نتایج تحقیق عبارتند از:

۱- با مقایسه نتایج تاریخیچه زمانی انرژی کل در دو حالت اتصالات گیردار و مفصلی مشاهده گردید که روند تغییرات انرژی کل در اتصال مفصلی نسبت به اتصالات گیردار یکنواخت تر می باشد.

۲- با مقایسه میزان جذب انرژی در دو اتصال گیردار و مفصلی نتیجه گرفته می شود که مقطع دارای اتصال گیردار شکل پذیری بالاتری را نمایش داده است. میزان کاهش شکل پذیری در صورت استفاده از اتصالات مفصلی برابر با ۳۷٪ می باشد.

۳- افزایش درصد آرماتور در مقطع تیر در حالت استفاده از اتصالات مفصلی منجر به افزایش ظرفیت نهایی اتصال به صورت پیوسته ولی بسیار تدریجی می گردد. با افزایش درصد تسلیح تیر از ۰,۰۰۴۴ به ۰,۰۰۸۹ (افزایش ۲ برابری) مقدار ظرفیت نهایی اتصال ۳۲٪ افزایش داشته است.

۴- افزایش درصد آرماتور در مقطع تیر در حالت استفاده از اتصالات گیردار منجر به افزایش ظرفیت نهایی اتصال می گردد. با افزایش درصد فولاد طولی تیر از ۰,۰۰۴۴ به ۰,۰۰۸۹ (افزایش ۲ برابری) مقدار ظرفیت نهایی اتصال ۹۳٪ افزایش داشته است.

۵- افزایش درصد آرماتور در مقطع تیر در حالت استفاده از اتصالات مفصلی منجر به افزایش ظرفیت نهایی اتصال می گردد. با افزایش درصد تسلیح طولی تیر از ۰,۰۰۴۴ به ۰,۰۰۸۹ (افزایش ۲ برابری) مقدار ظرفیت نهایی اتصال ۵۹٪ افزایش داشته است.

۶-افزایش درصد آرماتور در مقطع تیر در حالت استفاده از اتصالات گیردار منجر به افزایش شکل پذیری اتصال گردیده است. با این حال با افزایش درصد آرماتور و ثابت ماندن ابعاد هندسی تیر در نهایت شکل پذیری به تدریج دچار کاهش شده است. با افزایش درصد فولاد تیر از ۰,۰۰۴۴ به ۰,۰۰۸۹ (افزایش ۲ برابری) مقدار شکل پذیری اتصال ۸٪ افزایش داشته است. بیشترین رشد ممکن نیز برای اتصالات گیردار برابر با ۳۸٪ و بین حالت اول و سوم روی داده است.

#### مراجع:

- [1]. 1. ACI Committee 318-05. *Building Code Requirements for Reinforced Concrete and commentary (ACT 318-05)*. American Concrete Institute, Detroit, 2005.
- [2]. 2. Nzs 3101. *Code of Practice for the Design of Concrete Structures, Parts 1 and 2*. Standard Association of New Zealand, wellington, 1995.
- [3]. 3. Architectural Institute of Japan. *Standard for structural Calculation of Reinforced Concrete Structures*. Architectural Institute of Japan, Japan, 1994.
- [4]. 4. Euro code 8 (EC8). *Design of structures for earthquake resistance- part I: general rules, seismic actions and rules for building*. Doc CEN/Tc250/SC8/N335prEN 1998-1-1, 2003.
- [5]. 5. CEB. *RC Frames under Earthquake Loading – State of the Art Report, Comet's Euro – International du B'eton*, Thomas Telford, London, 1996.
- [6]. 6. Giberson MF. *Two nonlinear beams with definition of ductility*. *Journal of the Structural Division (ASCE)* 1969; 95(ST2):137-157.
- [7]. 7. Alath S, Kunnath S. *Modeling inelastic shear deformation in RC beam- column joints*. *Proceedings of the 10th Conference on Engineering Mechanics, University of Colorado at Boulder, Boulder, Co, 1995; 822-825*.
- [8]. 8. Biddah A, Ghobarah A. *Modeling of shear deformation and bond slip in reinforced concrete joints*. *Journal of Structural Engineering and Mechanics* 1999; 7(4):413-432.
- [9]. 9. ACI352R. (2002). *Recommendations for design of beam-column connections in monolithic reinforced concrete structures (reported by Joint ACI-ASCE committee 352)*. American concrete Institute. U.S.A.
- [10]. 10. Park, R. & Paulay, T. (1975). *Reinforced concrete structures*. John Wiley & Sons. New York.
- [11]. 11. Tsonos, A. G, Tegos. I. A. & Penelis, G. (1993). *Seismic resistance of type-2 exterior beam-column joints reinforcement with inclined bars*. *ACI Structural Journal*, Vol. 89, No. 1, pp. 3-12.
- [12]. 12. Wallance, J. W., Scott, W. McConnell, Piush Gita & Paul, A. Cote. (1998). *Used of headed reinforcement in beam-column joints subjected to earthquake loads*. *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No. 5, pp. 590-606.
- [13]. 13. Murty, C. V. R., Rai, D. C., Bajpai, K. K. & Sudhir K. Jain. (2003). *Effectiveness of reinforcement details in exterior reinforcement concrete beam-column joints for earthquake resistance*. *ACI Structural Journal*, Vol. 100, No. 2, pp. 149-156.
- [14]. 14. Uma, S. R. & Sudhir. K. Jain. (2006). *Seismic design of beam-column joints on RC moment resisting frames review of codes*. *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 23, No. 5, pp. 579-597.
- [15]. 15. Chutarat, N. & Aboutaha, R. S. (2003). *Cyclic response of exterior reinforcement concrete beam-column joints reinforced with headed bars-experimental investigation*, *ACI Structural Journal*, Vol. 100, No. 2, pp. 259-264.
- [16]. 16. Lee. H. J. & Yu, S. Y. (2009). *Cyclic response of exterior beam-column joints with different anchorage methods*. *ACI Structural Journal*, Vol. 106, No. 3, pp. 329-339.
- [17]. 17. Bindhu, K. P. & Jeya, K. P. (2010). *Strength and behavior of exterior beam-column joints with diagonal cross bracing bars*. *Asian journal of civil Engineering (Building and Housing)*, Vol. 11, No. 3, pp. 397-410.

- [18]. 18. Sagbas, G. Vecchio, F. J. & Christopoulos, C. (2011). Computational modeling of the seismic performance of beam-column subassemblies. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 15, No. 4, pp. 640-663.
- [19]. 19. Baglin, P. S. & Scott, R. H. (2000). Finite element modeling of reinforced concrete beam-column connection. *ACI structural journal*, Vol.97, No. 6, pp. 886-894
- [20]. 20. Hegger, J., Sherif, A. & Roeser, W. (2004). Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete beamcolumn connections. *ACI Structural Journal*, Vol. 101, No. 5, pp. 604-614
- [21]. 21. Park, S. & Mosalam, K. M. (2012). Analytical model for predicting shear strength of unreinforced exterior beam-column joints. *ACI Structural Journal*, Vol. 109, No. 2, pp. 149-160.
- [22]. 22. Chun, S. C., Lee, S. H., Kang, T. H. K., Oh, B. & Wallace, J. W. (2007). Mechanical anchorage in exterior beam-column joints subjected to cyclic loading. *ACI Structural Journal*, Vol. 104, No. 1, pp. 102-113.
- [23]. 23. Hau TTC. *Unified Theory of Reinforced Concrete*. CRC Press Inc: Boca Raton, FL, 1993.
- [24]. 24. Youssef M, Ghobarah A. Modeling of RC beam- column joints and structural walls. *Journal of Earthquake Engineering* 2001; 5(1):93-111.
- [25]. 25. Lowes LN, Altoona A. Modeling reinforced- concrete beam- column joints subjected to cyching loading. *Journal of Structural Engineering (ASCE)* 2003; 129(12): 1686-1697.
- [26]. 26. Vecchio, F.J. and Collins, M.P.(1986), *The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear*, *Journal of American Concrete Institute*, 83:2,219-231.
- [27]. 27. Pampanin S, Magenes G, Carr A. Modeling of shear hinge mechanism in poorly detailed RC beam- column joints. *Fib Symposium on Concrete Structures in Seismic Regions, Athens, Greece* 6-8 May 2003; Paper 171.
- [28]. 28. Priestley, MJN, Displacement – based seismic assessment of reinforced concrete buildings, *Journal of Earthquake Engineering*,1(1), 1997, 157-192.
- [29]. 29. Hakuto, S., Park, R. and Tanaka, H. Seismic load tests on interior and exterior beam-column joints with substandard reinforcing details. *ACL Structural Journal*, V. 97, N. 1, 11-25.2000.
- [30]. 30. Bing, Li, Yiming, W., Tso- Chien P. Seismic Behaviour of Non-seismically Detailed Interior Beam-Wide Column Joints – Part I: Experimental Results and Observed Behaviour, *ACI. Structural Journal*, Vol.99.No.6, 791-802, 2002.
- [31]. 31. Calvi, G.M., Magenes, G., Pampanin. S. Experimental Test on a Three Storey R.C. Frame Designed for Gravity only, 12 th European Conference on Earthquake Engineering, London, paper n.727, 2002.
- [32]. 32. Pampanin, S., Calvi, G.M. and Moratti, Seismic Response of Reinforced Concrete Buildings Designed For Gravity Loads. Part I: Experimental Test on Beam- Column Subassemblies, submitted to *ASCE Journal of Structural Engineering*, 2003a.
- [33]. 33. Pampanin, S. Magenes, G, Calvi, G.M. Seismic Response of Reinforced Concrete Buildings Designed For Gravity Loads. Part II: Experimental Test on a Three Storey Frame, submitted to *ASCE Journal of Structural Engineering*, 2003b.
- [34]. 34. Park, Y. J.Reinhorn, A.M. & Kunnath, S.K. 1987. IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame\_Shear well Structures. Technical Report NCEER-87-0008, 1987, State University of New York at Buffalo.
- [35]. 35. Pampanin, S.,Calve, G.M. and Moratti,M.Seismic Behavior of R.C. Beam-Column Joines Designed for Gravity Loads, 12 th European Conference on Earthquake Engineering, London, Paper n. 726, 2002.
- [36]. 36. Shin M,LaFave JM. Modeling of cyclic joint shear deformation contributions in RC beam\_ column connections.
- [37]. 37. Karayannis CG. Chalioris CE, Sideris KK. Effectiveness of RC beam – column connection repair using epoxy resin injections. *Journal of Earthquake Engineering* 1998, 2 (2): 217-240

# Evaluation of the Comparative Effect of Seismic Behavior of Hinge and Fixed Connections on the Change in Reinforcement Ratio

**Yousef Zandi \***

Assistant professor, Department of Civil Engineering, Tabriz Branch,  
Islamic Azad University, Tabriz, Iran.  
Zandi@iaut.ac.ir

**Ruhedin Gasemi Sardareh**

Msc in Civil Engineering, Strutural Engineering From Geshm Branch,  
Islamic Azad University, Geshm, Iran.  
ghasemi5959@gmail.com

## **Abstract:**

*Beam-Column joints in reinforced concrete frames are one of the key elements in determining the structural behavior of a variety of loads. The role of these joints against lateral loads, especially strong seismic events, is very important and the behavior of reinforced concrete structures in past earthquakes indicates that Connections have had a significant impact on the extent and severity of the failures. On the other hand, the experience gained in past earthquakes has led to the consideration of new interconnection design schemes in the current regulations. Despite the importance of joint joints and their extensive use in steel structures, due to the lack of precise details on their use in concrete structures, they are very small. In this paper, the behavior of joints on concrete frames in two types of absorption and bonding and for various reinforced sections of reinforced beams is modeled and compared in ABAQUS software environment. The results of this study indicate that increasing the percentage of the armature at the cross section in the case of the use of clamping joints has led to an increase in connective ductility. However, by increasing the reinforcement of the reinforcement and maintaining the geometric dimensions of the beam, the ultimate degree of ductility is gradually reduced. Also, with the increase in the diameter of the reinforcement in the beam during the use of joint joints, it increases the final capacity of the connection continuously but very gradually it turns out.*

**Keywords:** Joint Joints, Bonding Connection, Seismic Behavior of Joints, Armed Cross Section Percentage of Reinforced Beam



# بررسی اثر استئارات کلسیم بر مشخصات بتن خودتراکم

دریافت مقاله: ۱۳۹۷-۰۸-۰۴

پذیرش مقاله: ۱۳۹۸-۰۴-۱۰

رامین ناصرالاسلامی\*

فارغ التحصیل کارشناسی ارشد سازه از دانشگاه تفرش

Ramin.Naseroleslami1@gmail.com

جواد بخشی

دانشجوی کارشناسی ارشد سازه در دانشگاه شهاب دانش

مهدی نعمتی چاری

عضو هیئت علمی بخش فناوری بتن مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

مجتبی حاجی مهدی

مدیر واحد تحقیق و توسعه شرکت دانش بنیان نانو بتن امین قم

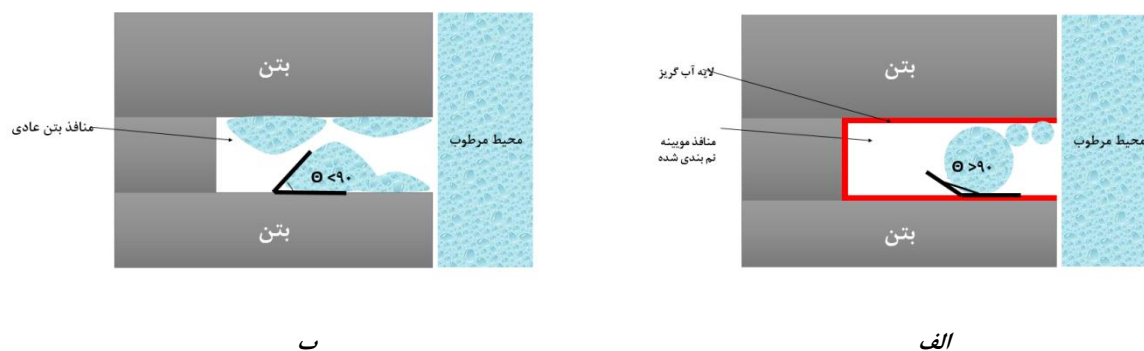
چکیده:

انتقال رطوبت و یون های مخرب همراه با آن از جمله عوامل اصلی تهدیدکننده دوام سازه های بتنی می باشند. افزودنی های نم بند مانند استئارات کلسیم می توانند با ایجاد یک لایه آب گریز در سطح منافذ موئینه، ورود آب به داخل بتن را محدود کرده و بدین طریق دوام سازه های بتنی را بهبود بخشند. بر این اساس، در این پژوهش اثر استئارات کلسیم بر مشخصات بتن خودتراکم در حالت های تازه و سخت شده بررسی شده است. نتایج این مطالعه نشان می دهد که در حالت بتن تازه، چگالی، قابلیت پرکنندگی و قابلیت عبور بتن خودتراکم در صورت استفاده از این افزودنی کاهش می یابد، اما این ماده بر افت جریان اسلامپ بتن خودتراکم اثر محسوسی نمی گذارد. یافته های پژوهش در بخش مشخصات مکانیکی حاکی از کاهش در مقاومت فشاری و چگالی بتن سخت شده می باشد. نهایتاً، بررسی پارامترهای دوامی نشان می دهد که گرچه این مواد تأثیر قابل ملاحظه ای بر مقاومت الکتریکی، جذب آب کل و ضریب مهاجرت تسریع شده یون های کلراید نمی گذارند، اما استفاده این مواد، جذب آب موئینه و سرعت جذب آب حجمی را به شدت کاهش می دهد؛ بطوریکه، در صورت استفاده از ۷ کیلوگرم بر مترمکعب استئارات کلسیم، عمق نهایی نفوذ موئینه، جذب آب نیم ساعته و سه روزه را به ترتیب ۶۰٪، ۶۵٪ و ۱۳٪ کاهش می یابند.

کلمات کلیدی: استئارات کلسیم، افزودنی نم بند، دوام، بتن خودتراکم، نفوذپذیری، جذب آب.



امروزه بتن خودتراکم به دلیل ویژگی‌های منحصربه‌فردش مانند کارایی و دوام مطلوب به‌طور گسترده در صنعت ساختمان مورد استفاده قرار می‌گیرد. علی‌رغم این ویژگی‌های مطلوب، هنوز نگرانی‌های زیادی در خصوص دوام این بتن‌ها وجود دارد. به‌منظور ارتقاء مشخصه‌های دوامی انواع بتن‌ها به‌ویژه بتن‌های خودتراکم، راهکارهای متعددی ازجمله کاهش نسبت آب به سیمان و استفاده از مواد جایگزین سیمان وجود دارد [۷-۱]. علاوه بر این، اخیراً استفاده از افزودنی‌های نم‌بند جهت بهبود مشخصه‌های دوامی طیف گسترده‌ای از بتن‌ها و ملات‌ها مورد استفاده قرار گرفته است [۸-۲۵]. از این‌رو انتظار می‌رود که این افزودنی‌ها در بهبود مشخصه‌های دوامی بتن‌های خودتراکم نیز مؤثر باشند. شکل ۱ تغییر زاویه بین قطره آب و دیواره منافذ را در صورت استفاده از این مصالح نشان می‌دهد. بر اساس این شکل و گزارش ACI 212.3R10 [۲۶]، در صورت استفاده از این مواد، گرچه منافذ مویینه بتن باز می‌مانند، اما این افزودنی‌ها یک‌لایه آب‌گریز در سطح منافذ ایجاد می‌کنند. در نتیجه زاویه بین قطره آب با سطح بتن افزایش یافته و با افزایش این زاویه، حرکت آب در داخل بتن سخت‌تر شده و بتن آب کمتری جذب می‌کند. ضمناً همان‌طور که مشاهده می‌شود، به دلیل مسدود نشدن منافذ بتن، انتظار می‌رود این مواد تنها در شرایط عدم وجود فشار هیدرو استاتیک مؤثر باشند.



شکل ۱- مقایسه حالت قطره آب در منافذ بتن - (الف) منافذ نم‌بندی شده - (ب) منافذ بتن عادی

یکی از افزودنی‌های نم‌بند رایج برای استفاده در بتن، استئارات کلسیم است که از واکنش بین اسید استئاریک و سنگ‌آهک به دست می‌آید. مروری بر پژوهش‌های پیشین نشان می‌دهد که تأثیرات این ماده بر ویژگی‌های طیف گسترده‌ای از بتن‌ها و ملات‌ها بررسی شده است. این پژوهش‌ها نشان می‌دهند که استئارات کلسیم مشخصه‌های دوامی (به‌ویژه مشخصه‌های دوامی در شرایط عدم وجود فشار هیدرواستاتیک) را بهبود داده است [۸-۱۵]. گرچه گزارش‌های ضدونقیضی نیز از اثرات جنبی آن بر مشخصات مکانیکی بتن‌ها و ملات‌های بررسی‌شده نیز ارائه شده است. به‌عنوان مثال، آگوس ماریوتو<sup>۱</sup> [۹] نتیجه گرفت که استئارات کلسیم تا مقدار ۴ کیلوگرم بر مترمکعب باعث افزایش ناچیز مقاومت فشاری بتن‌های عادی می‌شود. پژوهش‌های دیگری نیز بی‌تأثیری استئارات کلسیم را بر فوم بتن‌های تولیدشده با چگالی ۵۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب و ملات‌های پایه آهکی هواده‌ی شده نشان داده‌اند [۱۰-۱۲]. اما، یک مطالعه دیگر کاهش در چگالی، مقاومت خمشی و مقاومت فشاری ملات‌های ساخته‌شده با سیمان پرتلند سنگ آهکی را بر اثر استفاده از این مواد را گزارش کرده است [۱۶].

بررسی دقیق‌تر مطالعات گذشته نیز نشان می‌دهد که برخی از پژوهش‌ها، اثر افزودنی‌های نم‌بند پایه سیلانی را بر مشخصات رئولوژی و مشخصات مکانیکی بتن‌های خودتراکم بررسی کرده‌اند [۲۴]، اما مطالعات بیشتری لازم است

تا اثر یک افزودنی نم‌بند مانند استئارات کلسیم بر مشخصات مکانیکی، دوامی و خواص بتن تازه خودتراکم مشخص شود. از این رو، این مطالعه به بررسی اثر استئارات کلسیم بر مشخصات مکانیکی و دوام بتن سخت‌شده و خواص بتن خودتراکم در حالت تازه اختصاص یافته است. بدین منظور در بخش اول، اثرات این ماده بر چگالی بتن تازه، قابلیت عبور و قابلیت پرکنندگی بتن خودتراکم مورد بررسی قرار گرفته است. در بخش دوم، تأثیرگذاری استئارات کلسیم بر دوام بتن در شرایط عدم وجود فشار هیدرو استاتیک به وسیله آزمایش‌های جذب آب موئینه و جذب آب حجمی بررسی می‌شود. سپس، عملکرد این ماده به وسیله سایر آزمایش‌های دوام بتن مانند آزمایش‌های مقاومت الکتریکی و مهاجرت تسریع شده یون‌های کلراید ارزیابی می‌شود. در نهایت آزمایش‌های مقاومت فشاری و چگالی بتن سخت‌شده برای بررسی اثر این افزودنی بر مشخصات مکانیکی در نظر گرفته شده است.

## برنامه آزمایشگاهی

### ۲،۱- مصالح

سیمان پرتلند<sup>۲</sup> به کاررفته برای ساخت مخلوط‌های بتنی، سیمان پرتلند نوع ۲ با چگالی ۳/۱۵ گرم بر سانتی‌متر و نرمی (بلین) ۳۱۶۰ سانتی‌متر مربع بر گرم می‌باشد که آنالیز شیمیایی آن در جدول ۱ ارائه شده است. به منظور حصول کارایی مطلوب در فاز بتن خودتراکم تازه، مخلوط ریزدانه مصرفی، ترکیبی از ۹۲٪ ماسه و ۸٪ پودرسنگ می‌باشد. همچنین درشت‌دانه مصرفی نیز ترکیبی از دو شن نخودی و بادامی با نسبت‌های اختلاط ۲۰٪ و ۸۰٪ می‌باشد. دانه‌بندی مخلوط‌های نهایی ریزدانه و درشت‌دانه مصرفی در شکل ۲ نشان داده شده است. جدول ۲ نیز وزن مخصوص و درصد جذب آب مصالح مصرفی را نشان می‌دهد. آب مصرفی، آب شهری تصفیه‌شده است. فوق روان کننده مصرفی با پایه شیمیایی پلی کربوکسیلات اتر دارای وزن مخصوص ۱/۰۷ و با قابلیت حفظ کارایی بالا (فاقد ماده دیر گیر کننده) می‌باشد. نهایتاً استئارات کلسیم مصرفی به صورت پودری سفیدرنگ با چگالی ۱۴۰ گرم بر لیتر می‌باشد.

جدول ۱- آنالیز شیمیایی سیمان پرتلند مصرفی (درصد وزنی)

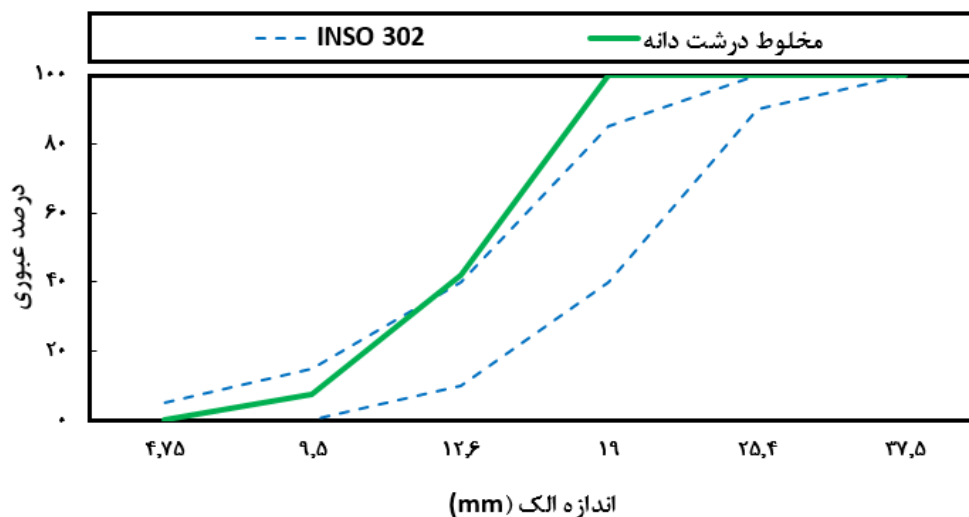
| نام ترکیب  | CaO  | SiO <sub>2</sub> | Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | MgO | K <sub>2</sub> O | Na <sub>2</sub> O | C <sub>3</sub> S | C <sub>2</sub> S | C <sub>3</sub> A | C <sub>4</sub> AF |
|------------|------|------------------|--------------------------------|--------------------------------|-----|------------------|-------------------|------------------|------------------|------------------|-------------------|
| درصد ترکیب | ۶۴/۲ | ۲۰/۷             | ۴/۷                            | ۴/۰                            | ۱/۳ | ۰/۶۵             | ۰/۳۲              | ۶۰               | ۱۴               | ۶                | ۱۲                |

جدول ۲- وزن مخصوص و درصد جذب آب مصالح

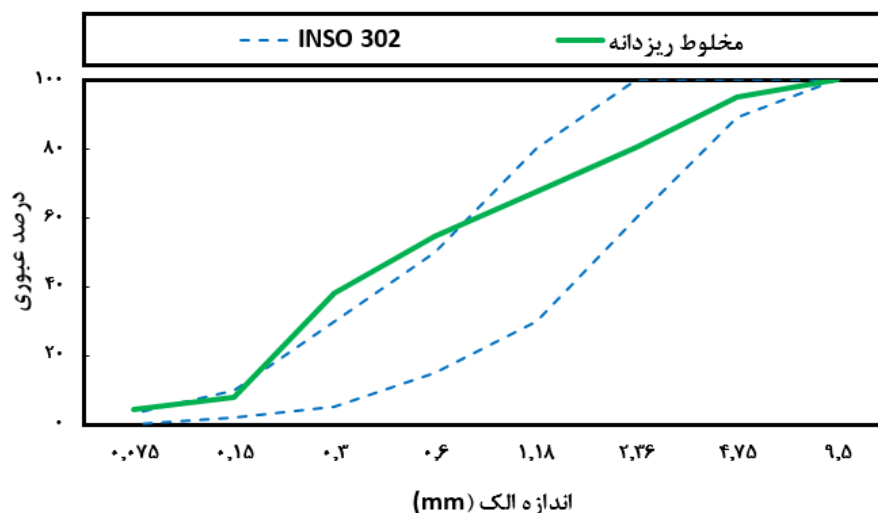
| مصالح     | وزن مخصوص اشباع با سطح خشک | درصد جذب آب |
|-----------|----------------------------|-------------|
| شن بادامی | ۲/۷۰                       | ۱/۰         |
| شن نخودی  | ۲/۶۵                       | ۱/۰         |
| ماسه      | ۲/۶۵                       | ۲/۳         |
| پودر سنگ  | ۲/۲۳                       | ۱۲/۳۰       |

<sup>۲</sup> تولید شرکت سیمان دلیجان

<sup>۳</sup> جهت محاسبه درصد جذب آب پودرسنگ، ابتدا تا حدی که انجام آزمایش مقدور باشد ماسه با پودرسنگ جایگزین شده و درصد جذب آب مخلوط ماسه و پودرسنگ در حالت اشباع با سطح خشک بدست آمده است. نهایتاً برای محاسبه درصد جذب آب پودر سنگ در حالت اشباع با سطح خشک از روابط برون یابی استفاده شده است.



(الف): ترکیب نخودی و بادمی (درشت دانه مصرفی)



ب: ترکیب ماسه و پودرسنگ (ریزدانه مصرفی)

شکل ۲- دانه بندی مصالح مصرفی و حدود توصیه شده [37]

## ۲.۲- طرح های مخلوط

برای بررسی اثر استثنائات کلسیم بر خواص مکانیکی، دوام و مشخصات بتن تازه خودتراکم، ۷ طرح مخلوط<sup>۴</sup> در نسبت آب به سیمان ۰/۴۵ شامل مقادیر مختلف استثنائات کلسیم در یک مترمکعب ساخته شده است. طرح مخلوط این بتن ها در جدول ۳ ارائه شده است. همچنین ذکر این نکته ضروری است که با توجه به نامحلول بودن استثنائات کلسیم در آب، برای کلیه بتن ها (اعم از بتن کنترل و بتن های حاوی استثنائات کلسیم)، ۱۰ دقیقه زمان اختلاط در مخلوط کن تابه ای در نظر گرفته شده است و در بتن های حاوی ماده نم بند، استثنائات کلسیم در دقیقه سوم پس از شروع اختلاط به مخلوط اضافه شده است. همچنین، مقدار فوق روان کننده اضافه شده به تمامی نمونه ها ثابت بوده تا تنها یک عامل متغیر (مقدار استثنائات کلسیم) در تمامی آزمایش ها وجود داشته باشد.

<sup>۴</sup> در ارائه طرح های مخلوط از مفاهیم روش ملی طرح مخلوط استفاده شده است.

جدول ۳- طرح مخلوط بتن‌های خودتراکم

| نام مخلوط | سیمان ( $\text{kg/m}^3$ ) | آب ( $\text{kg/m}^3$ ) | شن ( $\text{kg/m}^3$ ) | ماسه ( $\text{kg/m}^3$ ) | فوق روان کننده (درصد وزنی سیمان) | مقدار استتارات ( $\text{kg/m}^3$ ) | مقدار استتارات (درصد وزنی سیمان) |
|-----------|---------------------------|------------------------|------------------------|--------------------------|----------------------------------|------------------------------------|----------------------------------|
| Co        | ۴۰۰                       | ۱۸۰                    | ۶۱۸                    | ۱۱۲۴                     | ۰٫۹                              | —                                  | —                                |
| Ca-1      | ۴۰۰                       | ۱۸۰                    | ۶۱۸                    | ۱۱۲۴                     | ۰٫۹                              | ۱                                  | ۰٫۲۵                             |
| Ca-2      | ۴۰۰                       | ۱۸۰                    | ۶۱۸                    | ۱۱۲۴                     | ۰٫۹                              | ۲                                  | ۰٫۵۰                             |
| Ca-3      | ۴۰۰                       | ۱۸۰                    | ۶۱۸                    | ۱۱۲۴                     | ۰٫۹                              | ۳                                  | ۰٫۷۵                             |
| Ca-4      | ۴۰۰                       | ۱۸۰                    | ۶۱۸                    | ۱۱۲۴                     | ۰٫۹                              | ۴                                  | ۱                                |
| Ca-7      | ۴۰۰                       | ۱۸۰                    | ۶۱۸                    | ۱۱۲۴                     | ۰٫۹                              | ۷                                  | ۱٫۷۵                             |

### ۳٫۲- برنامه آزمایش‌ها

#### ۱٫۳٫۲- برنامه آزمایش‌های بتن خودتراکم تازه

با توجه به آنکه استفاده از هرگونه افزودنی جدید در طرح اختلاط بتن خودتراکم، ممکن است با تأثیرات غیرمنتظره در خواص بتن تازه همراه باشد، طیف وسیعی از آزمایش‌ها شامل آزمایش جریان اسلامپ، جریان حلقه‌ای، قیف ۷ شکل، چگالی بتن تازه [۲۸-۳۱] و افت جریان اسلامپ در نظر گرفته شده است. ذکر این نکته ضروری است که برای اندازه‌گیری افت جریان اسلامپ، جریان اسلامپ بلافاصله پس از ساخت بتن و یک ساعت پس از ساخت بتن اندازه‌گیری شده و تفاضل این دو مقدار به‌عنوان پارامتر افت جریان اسلامپ گزارش شده است. به‌منظور انجام آزمایش افت جریان اسلامپ قابل استناد، به نکات زیر توجه شده است:

- در طول مدت یک ساعت انجام آزمایش از تبخیر آب از بتن جلوگیری شده و دمای مخلوط و محیط اطراف آن در بازه ۱۵ الی ۲۰ درجه سانتی‌گراد نگه داشته شده است.

- رطوبت مصالح مورد استفاده در تمامی طرح‌ها ثابت و با درصد رطوبت مشابه بوده است. نهایتاً، در تمامی آزمایش‌ها، مقدار فوق روان کننده ثابت نگه داشته شده است تا آزمایش‌ها تنها با یک متغیر (مقدار استتارات کلسیم) انجام شود.

#### ۲٫۳٫۲- برنامه آزمایش‌های بتن سخت شده

به‌منظور بررسی تأثیر استتارات کلسیم بر مشخصات مکانیکی، مقاومت فشاری [۳۲] در سنین مختلف، میانگین مقاومت فشاری سه آزمون مکعبی با ابعاد ۱۰ سانتی‌متر در سنین ۱۴، ۲۸، ۵۶ و ۱۲۰ روز ارائه شده است. همچنین چگالی بتن سخت‌شده نیز در سن ۲۸ روز گزارش شده است. به‌منظور بررسی اثر استتارات کلسیم بر مشخصات دوامی بتن‌های خودتراکم، طیف گسترده‌ای از آزمایش‌های دوامی در نظر گرفته شده است. برای انجام آزمایش مقاومت الکتریکی ویژه، [۳۶] این آزمایش بر روی یک استوانه با قطر ۱۰ سانتی‌متر و ارتفاع ۲۰ سانتی‌متر در سنین ۱۴، ۲۸، ۵۶ و ۹۰ روز انجام شده است. ذکر این نکته ضروری است که میانگین ۸ قرائت به‌عنوان مقاومت الکتریکی ویژه یک نمونه گزارش شده است. برای انجام آزمایش‌های جذب آب موینه [۳۳]، جذب آب حجمی [۳۴] و مهاجرت تسریع شده یون‌های کلراید [۳۵] از یک استوانه با قطر ۱۰ و ارتفاع ۲۰ سانتی‌متر، سه آزمون (دیسک) با قطر ۱۰ و ارتفاع ۵ سانتی‌متر تهیه شده است. در آزمایش جذب آب موینه، نمودار جذب آب موینه و عمق نهایی نفوذ موینه پس از ۱۴ روز قرارگیری آزمون‌ها در آب به‌دست‌آمده است. این نکته مهم است که به‌جای شرایط رطوبتی اولیه که در استاندارد ASTM C1585 برای آزمون‌ها ذکر شده است، آزمون‌های این پژوهش تا

رسیدن به وزن یکسان در گرمخانه خشک شده‌اند. در آزمایش جذب آب حجمی، با توجه به افزایش جرم آزمونه در نیم ساعت و سه روز، پارامترهای جذب آب نیم‌ساعته (کوتاه‌مدت) و سه‌روزه (بلندمدت) محاسبه شده‌اند. در این آزمایش، پارامتر جذب آب کلی (TWA) نیز با در نظر گرفتن وزن آزمونه در حالت‌های اشباع با سطح خشک (A) و کاملاً خشک (B) طبق معادله ۱ به دست آمده است.

$$TWA = \left( \frac{A - B}{B} \right) * 100 \quad \text{معادله ۱}$$

## نتایج و تفسیر

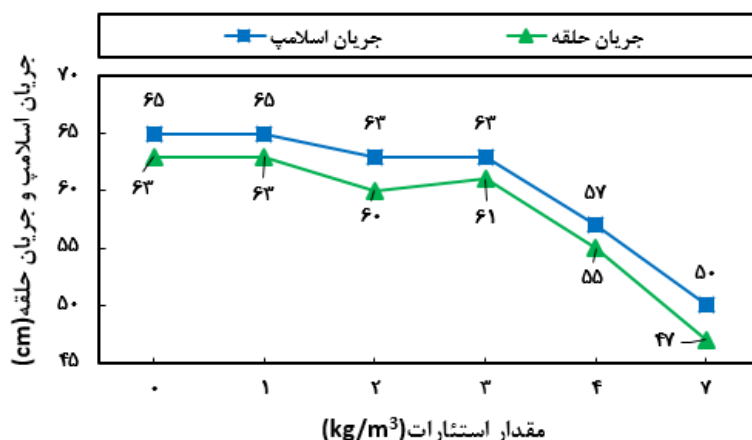
### ۱.۳. بتن تازه

به‌طور کلی استثنائات کلسیم بر افت جریان اسلامپ این بتن‌ها تأثیرگذار نبوده است زیرا افت جریان اسلامپ قرائت شده در در تمامی بتن‌ها برابر با صفر بوده است. ذکر این نکته ضروری است که فوق روان‌کننده مصرفی دارای خاصیت بالای حفظ کارایی (فاقد افزودنی دیر گیر) بوده و دمای مخلوط و محیط اطراف آن نیز تقریباً پایین بوده است (بین ۱۵ الی ۲۰ درجه سانتی‌گراد). این موارد می‌توانند دلایل رخداد این مشاهدات باشند.

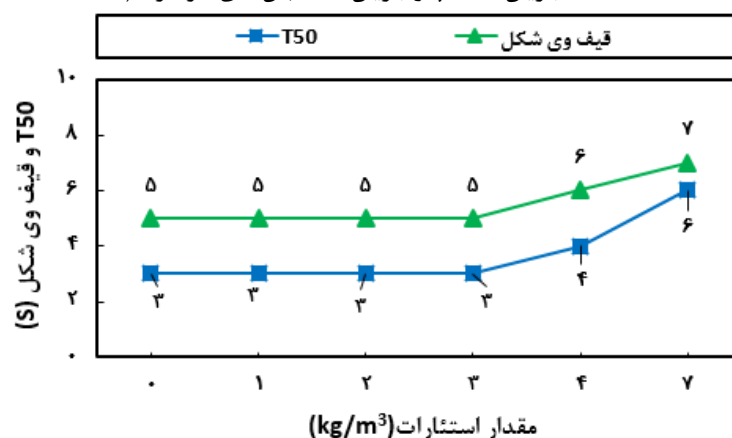
شکل ۳- الف تأثیر استثنائات کلسیم را بر جریان اسلامپ و جریان حلقه J بتن‌های خودتراکم نشان می‌دهد. به‌طور کلی استثنائات کلسیم باعث کاهش قابلیت پرمکنندگی و قابلیت عبور شده است. بررسی دقیق‌تر این نمودار نشان می‌دهد که استثنائات کلسیم تا مقدار مصرف ۳ کیلوگرم بر مترمکعب، تأثیر چندانی بر قابلیت‌های پرمکنندگی و عبور نداشته است اما در مقادیر مصرف بیشتر کاهش قابل‌توجهی در این پارامترها قابل‌مشاهده است. به‌طوری‌که استفاده از ۷ کیلوگرم بر مترمکعب از این ماده جریان اسلامپ و جریان در حلقه J را حدود ۲۵٪ کاهش داده است. نهایتاً روند مشاهده‌شده مبنی بر کاهش کارایی بتن تازه با روند مشاهده‌شده در مرجع شماره [۲۷] سازگار است. گرچه در این تحقیق اشاره شده است که استفاده از ۲ کیلوگرم بر مترمکعب استثنائات روی و استثنائات کلسیم، جریان اسلامپ بتن‌های عادی را تا ۴۰٪ کاهش می‌دهد، نتایج پژوهش حاضر حاکی از عدم تأثیرگذاری ۲ کیلوگرم بر مترمکعب استثنائات کلسیم بر کارایی بتن‌های خودتراکم است.

شکل ۳- ب تأثیر استفاده از استثنائات کلسیم را بر زمان تخلیه قیف ۷ شکل و زمان رسیدن بتن خودتراکم به قطر پخش‌شدگی ۵۰ سانتی‌متر نشان می‌دهد، همان‌گونه که مشخص است مقادیر پارامترهای ذکرشده با افزایش استفاده از این ماده زیاد شده‌اند. با توجه به شکل ۳- ب استثنائات کلسیم تا مقدار مصرف ۳ کیلوگرم بر مترمکعب تأثیر قابل‌ملاحظه‌ای بر این پارامترها ندارد. اما مقدار ۷ کیلوگرم از این ماده پارامترهای  $T_{50}$  و زمان تخلیه قیف وی شکل را به ترتیب ۴۰٪ و ۱۰۰٪ افزایش داده است.

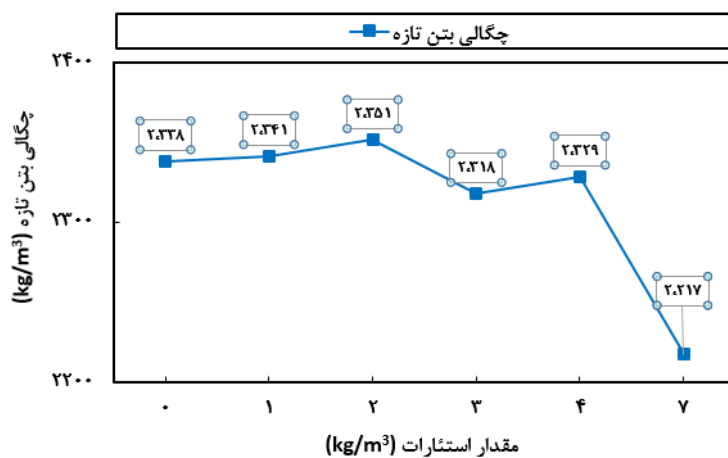
شکل ۳- ج نیز چگالی بتن‌های تازه حاوی استثنائات کلسیم و بتن کنترل را باهم مقایسه می‌کند. همان‌طور که مشخص است استفاده از استثنائات کلسیم تا مقدار ۴ کیلوگرم بر مترمکعب تأثیر چندانی بر چگالی بتن تازه نداشته است اما استفاده از ۷ کیلوگرم در مترمکعب از این ماده چگالی بتن خودتراکم تازه تا حدود ۵٪ کاهش می‌دهد. این یافته‌ها، نتایج ارائه‌شده در مرجع شماره [۲۷] را تأیید می‌کند. مرجع شماره [۲۷] نشان داد که هوای بتن تازه در صورت استفاده از ۲ کیلوگرم بر مترمکعب در حد بسیار ناچیز افزایش می‌یابد. از مقایسه نتایج این دو تحقیق می‌توان نتیجه گرفت که کاهش چگالی بتن تازه به دلیل افزایش هوای بتن رخ داده است.



(الف): جریان اسلامپ و جریان حلقه بتن های خودتراکم



(ب): T50 و زمان تخلیه قیف وی شکل



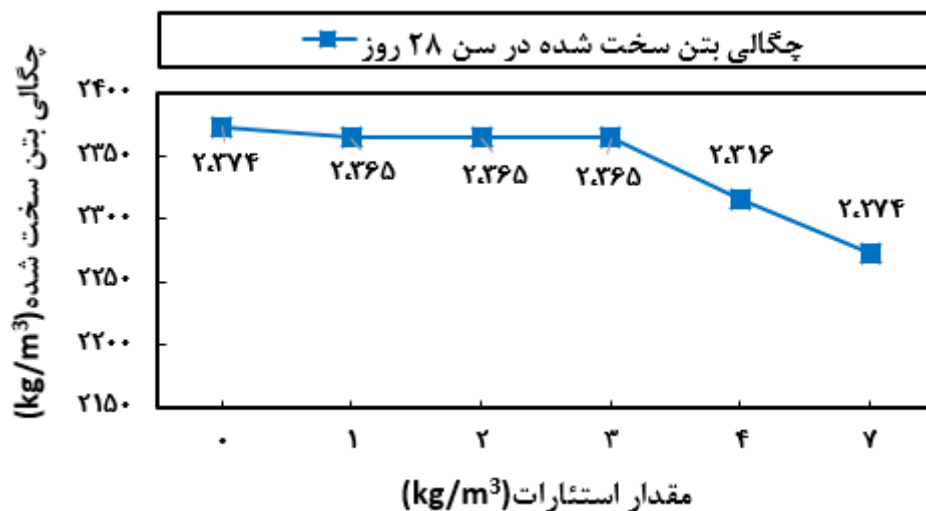
(ج): چگالی بتن تازه

شکل ۳- تأثیر استئارات کلسیم بر خواص بتن خودتراکم در حالت تازه

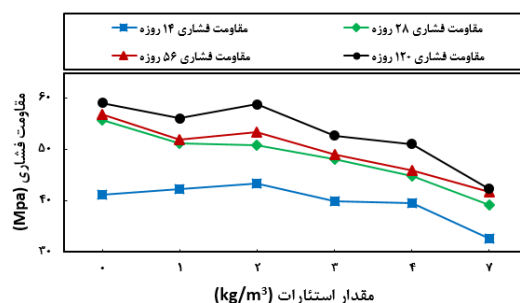
## ۲.۳. مشخصات مکانیکی

شکل ۴ تأثیر استئارات کلسیم را بر چگالی بتن سخت شده نشان می دهد. نگاه اجمالی به این نمودار نشان می دهد که چگالی بتن سخت شده نیز مانند چگالی بتن تازه کاهش می یابد. نگاه دقیق تر به این نمودار نشان می دهد که

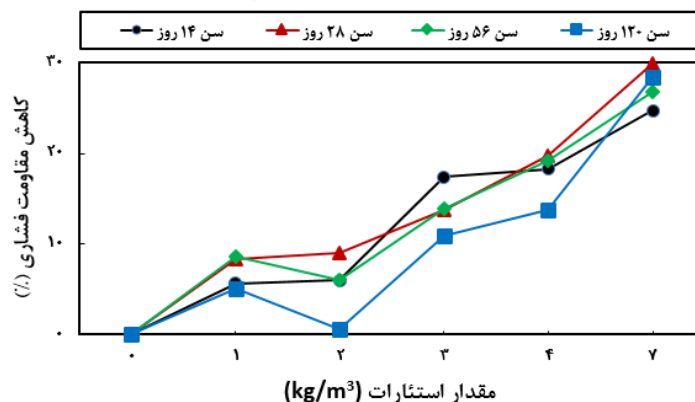
استثنائات کلسیم تا مقدار مصرف ۳ کیلوگرم بر مترمکعب تأثیر چندانی بر چگالی بتن سخت شده ندارد اما در مقادیر مصرف بالاتر چگالی بتن سخت شده کاهش می‌یابد. به‌طوری‌که در صورت استفاده از ۷ کیلوگرم استثنائات کلسیم به ازای یک مترمکعب، چگالی بتن سخت‌شده در سن ۲۸ روز، ۴٪ درصد کاهش یافته است.



شکل ۴- تأثیر استثنائات کلسیم بر چگالی بتن سخت‌شده

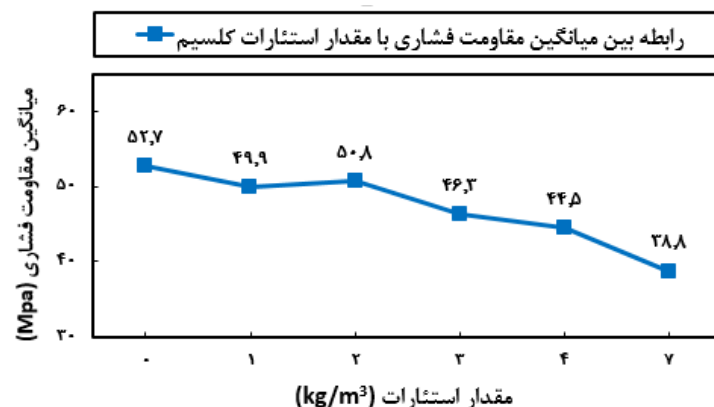


(الف): مقاومت فشاری در سنین مختلف



(ب): کاهش مقاومت در سنین مختلف

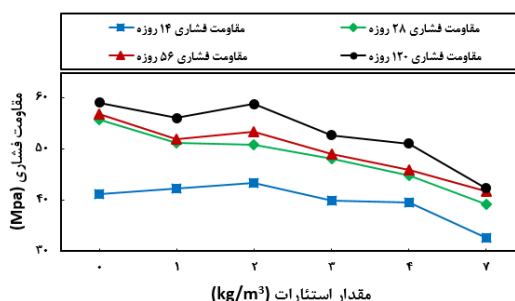




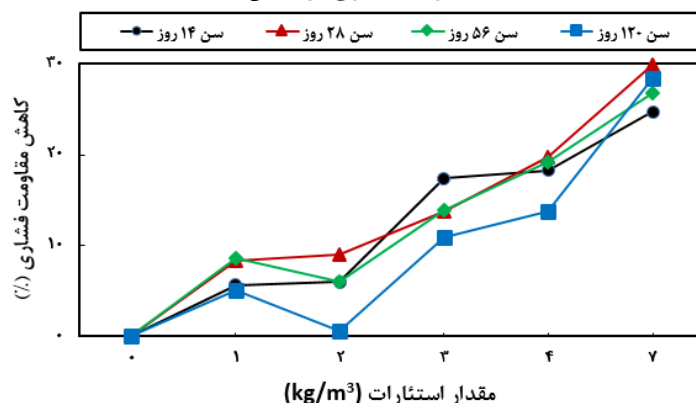
(ج): رابطه بین میانگین مقاومت فشاری با مقدار استئارات

شکل ۵-الف و ب تأثیر استئارات کلسیم بر مقاومت فشاری بتن تازه و کاهش مقاومت هر نمونه را نشان می‌دهد. طبق این شکل در تمامی سنن مورد بررسی با افزایش مقدار استئارات کلسیم، مقاومت فشاری کاهش می‌یابد؛ به طوری که در سن ۲۸ روز، در صورت استفاده از ۷ کیلوگرم بر مترمکعب از این ماده مقاومت فشاری حدود ۳۰٪ درصد کاهش یافته است. نتایج به دست آمده در بخش بررسی مقاومت فشاری با نتایج به دست آمده در بخش‌های چگالی بتن تازه و سخت شده سازگار است. اما توجه به این نکته ضروری است که در صورت استفاده از ۷ کیلوگرم استئارات کلسیم مقاومت فشاری، چگالی بتن تازه و چگالی بتن سخت شده به ترتیب ۵٪، ۴٪ و ۳۰٪ کاهش یافته‌اند. همچنین در مقادیر مصرف کمتر استئارات کلسیم، علی‌رغم عدم رخداد تغییر محسوس در درصد هوای بتن تازه و بتن سخت شده، مقاومت فشاری کاهش یافته است. متناسب نبودن درصد کاهش مقاومت مشاهده شده با درصد کاهش در چگالی بتن تازه و بتن سخت شده نشان می‌دهد که شاید بخشی از کاهش مقاومت مشاهده شده به دلیل حباب‌زایی استئارات کلسیم در بتن و بخش دیگری از آن می‌تواند ناشی از عوامل دیگر به ویژه اثر استئارات کلسیم بر مشخصات و چسبندگی لایه مرزی باشد. نهایتاً، بررسی چگالی و مقاومت فشاری بتن سخت شده نشان می‌دهد که ایجاد یک لایه آب‌گریز در دیواره منافذ موئینه تنها تغییر رخ داده به واسطه استفاده از افزودنی‌های نم بند در مخلوط نیست. زیرا پارامترهای چگالی بتن سخت شده و مقاومت فشاری به واسطه شکل گرفتن یک لایه آب‌گریز در دیواره منافذ موئینه کاهش نمی‌یابند. علاوه بر ایجاد شدن لایه مذکور، افزایش درصد حباب هوای بتن تازه و به تبع آن کاهش چگالی و مقاومت بتن سخت شده نیز از جمله سایر تغییرات رخ داده در مخلوط می‌باشد.

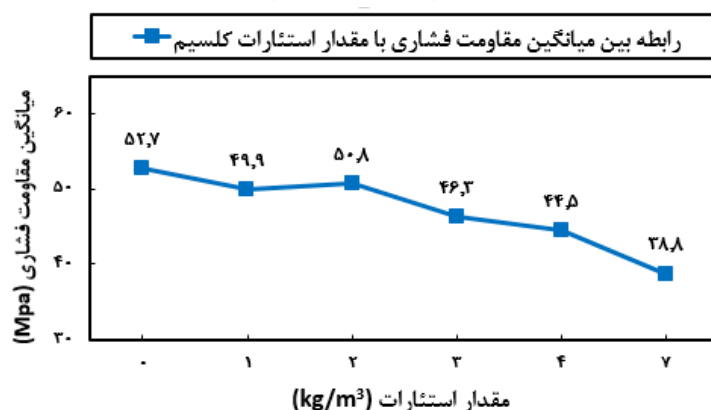
شکل ۵-ج رابطه بین میانگین نمونه‌های حاوی مقدار ثابت استئارات در سنن مختلف را با مقدار این افزودنی نشان می‌دهد. این شکل نیز مانند شکل‌های شکل ۵-الف و ب نشان می‌دهد که در صورت استفاده از استئارات کلسیم مقاومت فشاری کاهش می‌یابد اما رابطه خاصی بین مقاومت فشاری و مقدار استئارات به لحاظ خطی یا غیرخطی بودن مشاهده نمی‌شود.



(الف): مقاومت فشاری در سنین مختلف



(ب): کاهش مقاومت در سنین مختلف



(ج): رابطه بین میانگین مقاومت فشاری با مقدار استنارات

شکل ۵- تأثیر استنارات کلسیم بر مقاومت فشاری

## ۲.۳. دوام

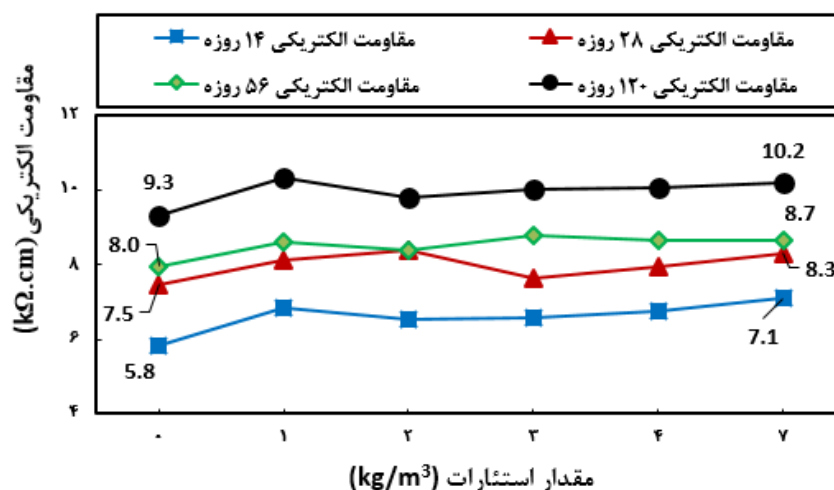
### ۱.۲.۳. مقاومت الکتریکی ویژه

مقاومت الکتریکی ویژه کلیه نمونه‌ها در سنین مختلف در شکل ۶ نمایش داده شده است. این شکل نشان می‌دهد که استنارات کلسیم توانایی افزایش مقاومت الکتریکی ویژه را ندارد. این نتایج، مکانیسم عملکرد افزودنی‌های نم بند را که در مرجع شماره [۲۶] ارائه شده است را تأیید می‌کند. طبق مرجع شماره [۲۶] افزودنی‌های نم بند توانایی مسدود کردن یا افزایش پچ‌پاچی منافذ موئینه را ندارد و این موضوع با عدم تغییر در مقاومت الکتریکی نمونه‌ها سازگار است. نکته مهم آن است که گرچه مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی ۷ کیلوگرم استنارات کلسیم، حدود ۳۰ درصد از مقاومت فشاری بتن کنترل کمتر است، اما این کاهش مقاومت باعث تغییر در مقاومت الکتریکی ویژه نشده است. از این رو می‌توان نتیجه گرفت که کاهش مقاومت فشاری در بتن‌های حاوی استنارات کلسیم، لزوماً با کاهش مقاومت الکتریکی ویژه همراه نیست.

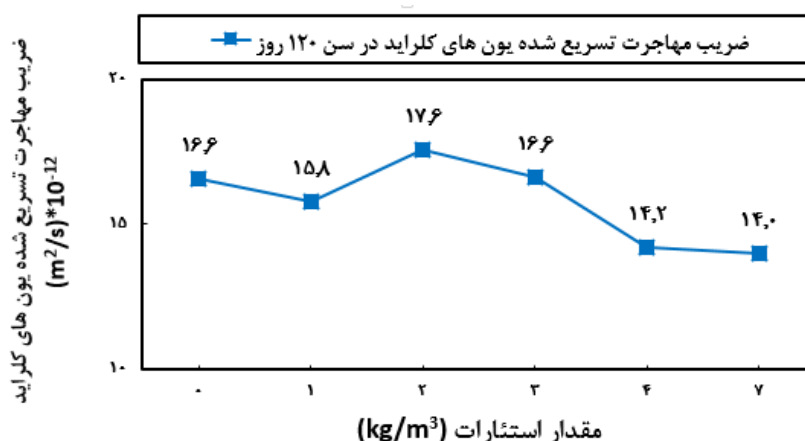
### ۲.۲.۳. مهاجرت تسریع شده یون‌های کلراید

شکل ۷ تأثیر استنارات کلسیم بر مهاجرت تسریع شده یون‌های کلراید را نشان می‌دهد. طبق این شکل این افزودنی توانایی کاهش ضریب مهاجرت تسریع شده یون‌های کلراید را ندارد. اما همان‌گونه که در بخش مقاومت الکتریکی ویژه بیان شد، کاهش مقاومت فشاری در اثر مصرف ۷ کیلوگرم استنارات کلسیم نه تنها باعث افزایش ضریب مهاجرت تسریع شده یون‌های کلراید نشده است، بلکه این پارامتر کاهش بسیار ناچیزی نیز داشته است. این

تأثیر مثبت اما اندک را می‌توان به لایه آب‌گریز موجود در سطح منافذ مویینه بتن نسبت داد. اما به‌طور کلی، نتایج آزمایش‌های مقاومت الکتریکی و مهاجرت تسریع‌شده یون‌های کلراید نشان می‌دهد که استئارات کلسیم افزودنی مناسبی برای بتن‌هایی که در معرض فشار هیدرو استاتیک هستند، نمی‌باشد زیرا کاهش نفوذپذیری در این شرایط منوط به افزایش پیچاپیچی در تخلخل مویینه بتن، قطع شدن ارتباط بین آن‌ها و به‌طور کلی بهبود ساختار منافذ مویینه است. اما چنین بهبودی از نتایج آزمایش‌های مقاومت الکتریکی ویژه و مهاجرت تسریع‌شده یون‌های کلراید قابل حصول نیست. زیرا چنانچه ساختار منافذ مویینه بهبود یابد، مقاومت الکتریکی ویژه افزایش و مهاجرت تسریع‌شده یون‌های کلراید به طور چشمگیری کاهش می‌یابد.



شکل ۶- تأثیر استئارات کلسیم بر مقاومت الکتریکی ویژه



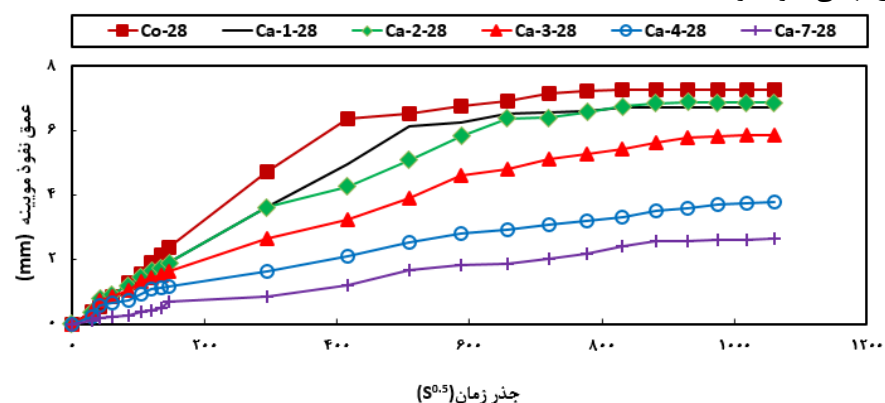
شکل ۷- اثر استئارات کلسیم بر مهاجرت تسریع شده یون‌های کلراید

### ۳.۲.۳. جذب آب مویینه

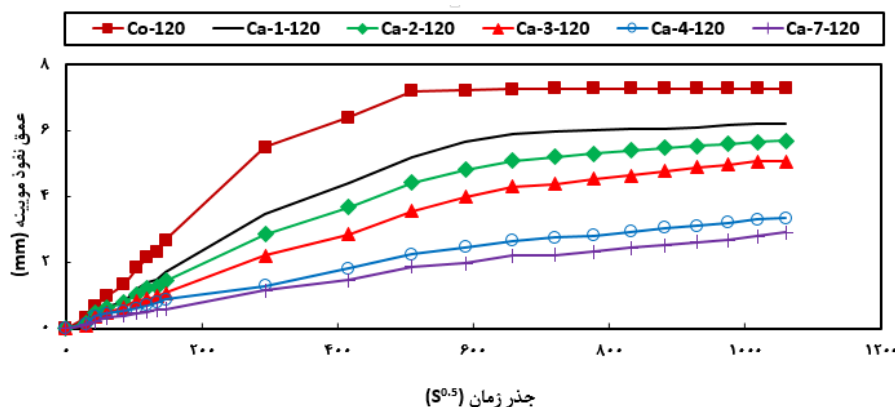
شکل ۸ تأثیر استئارات کلسیم را بر نرخ جذب آب و عمق نفوذ مویینه نشان می‌دهد. طبق این شکل با افزایش مقدار استئارات کلسیم، نرخ و عمق نهایی نفوذ مویینه به‌شدت کاهش می‌یابد. به‌طوری‌که استفاده از ۷ کیلوگرم استئارات کلسیم در سن ۲۸ و ۱۲۰ روز، عمق نهایی نفوذ مویینه را حدود ۶۰ درصد کاهش داده است.

دلیل این پدیده را می‌توان مستقیماً به لایه آب‌گریز موجود در سطح منافذ مویینه نسبت داد. همچنین همان‌طور که مشخص است کاهش مقاومت رخ داده در صورت استفاده از استئارات‌ها نه تنها باعث افزایش نفوذپذیری نشده است، بلکه نرخ و عمق نهایی نفوذ مویینه را به شدت کاهش داده است. این بدین معناست که لایه آب‌گریز موجود در سطح منافذ تأثیر به مراتب قوی‌تری نسبت به افزایش تخلخل در پدیده نفوذ مویینه دارد. همچنین در شکل ۸-الف مشخص است که استفاده از ۱ کیلوگرم استئارات کلسیم تأثیر بهتری نسبت به ۲ کیلوگرم بر مترمکعب از این ماده دارد. به نظر می‌رسد که دلیل این پدیده خطاهای رایج در فرآیند انجام آزمایش باشد تا رفتار متفاوت استئارات کلسیم در این مقدار مصرف.

همچنین شکل ۹ درصد کاهش در عمق نهایی نفوذ مویینه را پس از ۲۸ و ۱۲۰ روز عمل‌آوری مقایسه می‌کند. این نمودار نشان می‌دهد که رابطه درصد کاهش در این پارامتر با میزان استئارات خطی نیست. هم‌چنین به‌طور کلی کاهش عمق نهایی نفوذ مویینه در سن ۱۲۰ روز به مراتب بیشتر از سن ۲۸ روز بوده است. این پدیده را می‌توان این‌گونه توجیه نمود که با پیشرفت هیدراسیون توزیع و اندازه منافذ مویینه کاهش یافته و نتیجتاً تراکم استئارات بر دیواره منافذ افزایش یافته است. تراکم بیشتر استئارات کلسیم بر دیواره منافذ مویینه می‌تواند دلیل رخداد این پدیده باشد. البته این نتیجه‌گیری برای مقدار مصرف ۷ کیلوگرم بر مترمکعب استئارات کلسیم صحیح نمی‌باشد زیرا در صورت مصرف ۷ کیلوگرم بر مترمکعب از این ماده درصد کاهش در عمق نهایی نفوذ مویینه در سنین ۲۸ و ۱۲۰ روز تقریباً برابر بوده است. این مشاهده بیان می‌کند که در مقادیر مصرف بالا، اثر استئارات کلسیم آن‌قدر چشمگیر است که اثر سن نمونه و پیشرفت هیدراسیون کمرنگ شده و گذر زمان و کاهش تخلخل ناشی از آن تأثیری بر عمق نهایی نفوذ مویینه نداشته است.

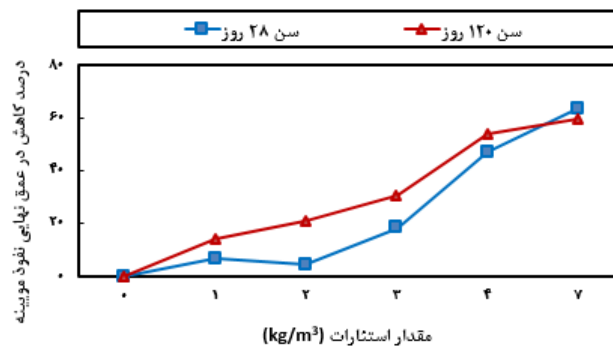


(الف): پس از ۲۸ روز عمل‌آوری مرطوب



(ب): پس از ۱۲۰ روز عمل‌آوری مرطوب

شکل ۸- تأثیر استئارات کلسیم بر جذب آب مویینه

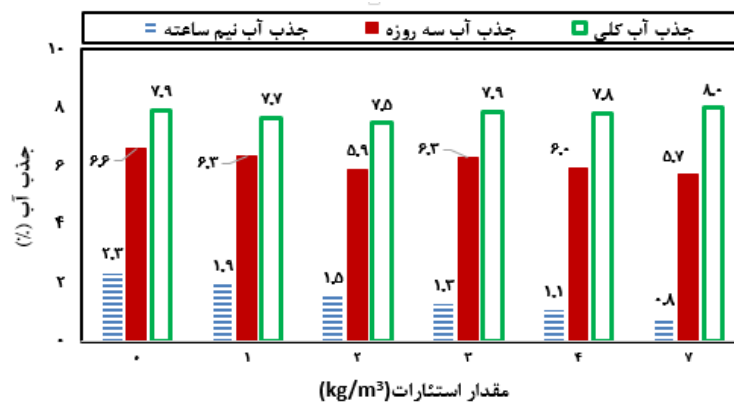


شکل ۹- مقایسه عمق نهایی نفوذ مویینه در سنین ۲۸ و ۹۰ روز

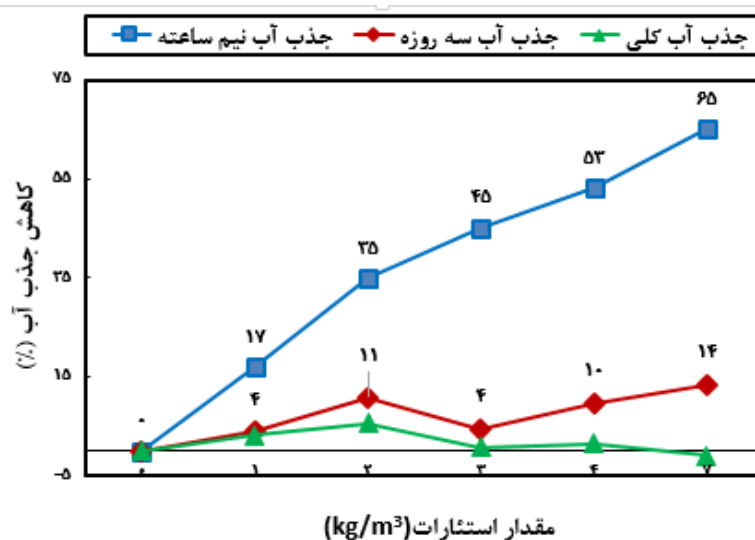
### ۴,۲,۳. جذب آب حجمی

شکل ۱۰- الف تأثیر استنارات کلسیم را بر پارامتر جذب آب نمایش می‌دهد. به‌طور کلی پارامترهای جذب آب نیم‌ساعته و سه‌روزه با استفاده از استنارات کلسیم کاهش یافته‌اند اما این ماده بر جذب آب کل بتن تأثیرگذار نبوده است.

شکل ۱۰- ب نشان می‌دهد که با افزایش مقدار استنارات کلسیم، جذب آب نیم‌ساعته کاهش می‌یابد. به‌طوری‌که استفاده از ۷ کیلوگرم بر مترمکعب از این ماده، جذب آب نیم‌ساعته را ۶۵٪ کاهش می‌دهد. این کاهش را می‌توان مستقیماً به لایه آب‌گریز ایجادشده در منافذ مویینه بتن نسبت داد. این شکل همچنین نشان می‌دهد که استفاده تا مقدار مصرف ۳ کیلوگرم بر مترمکعب نوساناتی در درصد جذب آب سه‌روزه رخ داده است اما در مقادیر مصرف ۴ و ۷ کیلوگرم بر مترمکعب این پارامتر به ترتیب ۱۰٪ و ۱۴٪ کاهش یافته است. این نمودار نشان می‌دهد که تأثیر استنارات کلسیم بر جذب آب کوتاه‌مدت بسیار بیشتر از جذب آب سه‌روزه است. دلیل این مشاهده را می‌توان این‌گونه توجیه نمود که استنارات کلسیم سرعت جذب آب را کاهش می‌دهد و با گذر زمان میزان آب جذب‌شده توسط بتن به میزان جذب آب کلی نزدیک می‌شود. همچنین این نمودار نشان می‌دهد که جذب آب کلی در صورت استفاده از این ماده تغییر محسوسی نداشته است. این مشاهده با توجه به عدم توانایی استنارات کلسیم در مسدود نمودن منافذ مویینه بتن منطقی به نظر می‌رسد. نهایتاً این نمودار نشان می‌دهد که تا میزان مصرف ۴ کیلوگرم بر مترمکعب رابطه بین درصد کاهش در جذب آب نیم‌ساعته با مقدار استنارات تقریباً خطی است و با افزایش هر ۱ کیلوگرم استنارات کلسیم، درصد جذب آب نیم‌ساعته تقریباً ۱۵٪ کاهش می‌یابد. اما این رابطه در مقادیر مصرف بالاتر (بین ۴ تا ۷ کیلوگرم بر مترمکعب) خطی نیست.



(الف): جذب آب حجمی



(ب): کاهش در جذب آب حجمی  
 شکل ۱۰- تأثیر استنارات کلسیم بر جذب آب

### نتیجه گیری

در این تحقیق اثر استنارات کلسیم بر مشخصه های بتن های خودتراکم تازه و سخت شده بررسی شد. مخلوط های این مقاله در نسبت آب به سیمان ۰/۴۵ و عیار سیمان ۴۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب ساخته شده اند و استنارات کلسیم به عنوان ماده افزودنی نم بند به این مخلوط ها اضافه شده است. مهم ترین نتایج این تحقیق به شرح زیر قابل ارائه می باشد:

- استنارات کلسیم بر افت جریان اسلامپ بتن های خودتراکم تأثیری نداشته است.
- استنارات کلسیم چگالی بتن تازه، قابلیت عبور و قابلیت پرکنندگی بتن خودتراکم را کاهش داده است.
- چگالی و مقاومت فشاری بتن سخت شده در صورت استفاده از ۷ کیلوگرم بر مترمکعب استنارات کلسیم، به ترتیب ۵٪ و ۳۰٪ کاهش یافته است.
- استنارات کلسیم افزودنی مناسبی برای کاهش نفوذپذیری در شرایط وجود فشار هیدرو استاتیک نمی باشد.
- استنارات کلسیم می تواند به عنوان یک افزودنی مناسب برای کاهش نفوذپذیری در شرایط عدم وجود فشار هیدرو استاتیک به کار رود.
- نتایج آزمایش های مقاومت الکتریکی و مهاجرت تسریع شده یون های کلراید نشان می دهند که استنارات کلسیم ساختار منافذ موئینه را بهبود نمی دهند.
- استنارات کلسیم افزودنی مناسبی برای بهبود مشخصه های دوامی در شرایط عدم وجود فشار هیدرو استاتیک می باشد. زیرا پارامترهای عمق نهایی نفوذ موئینه، جذب آب نیم ساعته و سه ساعته در صورت استفاده از این ماده کاهش یافته اند. این پارامترها در صورت استفاده از ۷ کیلوگرم بر مترمکعب استنارات کلسیم به ترتیب ۶۵٪، ۶۰٪ و ۱۳٪ کاهش یافته اند.
- رابطه بین درصد کاهش در جذب آب نیم ساعته با مقدار استنارات کلسیم در بازه مصرف ۱ الی ۴ کیلوگرم خطی می باشد. اما این رابطه در مقادیر مصرف بالاتر (بین ۴ الی ۷ کیلوگرم بر مترمکعب) غیر خطی است.

### تشکر و قدردانی

کلیه آزمایش های این مقاله در شرکت دانش بنیان نانو بتن امین انجام شده اند و نویسندگان مقاله بدین وسیله از کمک های ارزشمند جناب آقای مهندس بصیر نیا، جناب آقای مهندس یعقوبی و سایر کارکنان آزمایشگاه این شرکت تشکر و قدردانی می نمایند.

- [1] F. A. Sabet, N. A. Libre, and M. Shekarchi, "Mechanical and durability properties of self consolidating high performance concrete incorporating natural zeolite, silica fume and fly ash," *Constr. Build. Mater.*, vol. 44, pp. 175–184, 2013.
- [2] M. Nehdi, M. Pardhan, and S. Koshowski, "Durability of self-consolidating concrete incorporating high-volume replacement composite cements," *Cem. Concr. Res.*, vol. 34, no. 11, pp. 2103–2112, 2004.
- [3] R. Saleh Ahari, T. K. Erdem, and K. Ramyar, "Permeability properties of self-consolidating concrete containing various supplementary cementitious materials," *Constr. Build. Mater.*, vol. 79, pp. 326–336, 2015.
- [4] A. Mohan and K. M. Mini, "Strength and durability studies of SCC incorporating silica fume and ultra fine GGBS," *Constr. Build. Mater.*, vol. 171, pp. 919–928, 2018.
- [5] M. M. Ranjbar, R. Madandoust, S. Y. Mousavi, and S. Yosefi, "Effects of natural zeolite on the fresh and hardened properties of self-compacted concrete," *Constr. Build. Mater.*, vol. 47, pp. 806–813, 2013.
- [6] M. Nemati Chari, M. Shekarchi, M. H. Tadayon, and M. Moradian, "Prediction of chloride ingress into blended cement concrete: Evaluation of a combined short-term laboratory-numerical procedure," *Constr. Build. Mater.*, vol. 162, pp. 649–662, 2018.
- [7] M. N. Chari, M. Shekarchi, J. Sobhani, and M. N. Chari, "The effect of temperature on the moisture transfer coefficient of cement-based mortars: An experimental investigation," *Constr. Build. Mater.*, vol. 102, pp. 306–317, 2016.
- [8] A. Maryoto, "Resistance of Concrete with Calcium Stearate Due to Chloride Attack Tested by Accelerated Corrosion," *Procedia Eng.*, vol. 171, pp. 511–516, 2017.
- [9] A. Maryoto, "Improving microstructures of concrete using  $\text{Ca}(\text{C}_18\text{H}_{35}\text{O}_2)_2$ ," *Procedia Eng.*, vol. 125, pp. 631–637, 2015.
- [10] C. Ma and B. Chen, "Properties of foamed concrete containing water repellents," *Constr. Build. Mater.*, vol. 123, pp. 106–114, 2016.
- [11] L. Falchi, U. Müller, P. Fontana, F. C. Izzo, and E. Zendri, "Influence and effectiveness of water-repellent admixtures on pozzolana-lime mortars for restoration application," *Constr. Build. Mater.*, vol. 49, pp. 272–280, 2013.
- [12] A. Izaguirre, J. Lanás, and J. I. Alvarez, "Effect of water-repellent admixtures on the behaviour of aerial lime-based mortars," *Constr. Build. Mater.*, vol. 25, no. 2, pp. 992–1000, 2011.
- [13] A. Lagazzo, S. Vicini, C. Cattaneo, and R. Botter, "Effect of fatty acid soap on microstructure of lime-cement mortar," *Constr. Build. Mater.*, vol. 116, pp. 384–390, 2016.
- [14] M. Lanzón and P. A. García-Ruiz, "Evaluation of capillary water absorption in rendering mortars made with powdered waterproofing additives," *Constr. Build. Mater.*, vol. 23, no. 10, pp. 3287–3291, 2009.
- [15] M. Lanzón and P. A. García-Ruiz, "Effectiveness and durability evaluation of rendering mortars made with metallic soaps and powdered silicone," *Constr. Build. Mater.*, vol. 22, no. 12, pp. 2308–2315, 2008.
- [16] L. Falchi, E. Zendri, U. Müller, and P. Fontana, "The influence of water-repellent admixtures on the behaviour and the effectiveness of Portland limestone cement mortars," *Cem. Concr. Compos.*, vol. 59, pp. 107–118, 2015.
- [17] M. Lanzón, E. Martínez, M. Mestre, and J. A. Madrid, "Use of zinc stearate to produce highly-hydrophobic adobe materials with extended durability to water and acid-rain," *Constr. Build. Mater.*, vol. 139, pp. 114–122, 2017.
- [18] H. S. Wong, R. Barakat, A. Alhilali, M. Saleh, and C. R. Cheeseman, "Hydrophobic concrete using waste paper sludge ash," *Cem. Concr. Res.*, vol. 70, pp. 9–20, 2015.
- [19] F. Tittarelli and G. Moriconi, "The effect of silane-based hydrophobic admixture on corrosion of galvanized reinforcing steel in concrete," *Corros. Sci.*, vol. 52, no. 9, pp. 2958–2963, 2010.
- [20] F. Tittarelli, "Oxygen diffusion through hydrophobic cement-based materials," *Cem. Concr. Res.*, vol. 39, no. 10, pp. 924–928, 2009.



[21] F. Tittarelli and G. Moriconi, "Comparison between surface and bulk hydrophobic treatment against corrosion of galvanized reinforcing steel in concrete," *Cem. Concr. Res.*, vol. 41, no. 6, pp. 609–614, 2011.

[22] F. Tittarelli, M. Carsana, and M. L. Ruello, "Effect of hydrophobic admixture and recycled aggregate on physical-mechanical properties and durability aspects of no-fines concrete," *Constr. Build. Mater.*, vol. 66, pp. 30–37, 2014.

[23] Y. G. Zhu, S. C. Kou, C. S. Poon, J. G. Dai, and Q. Y. Li, "Influence of silane-based water repellent on the durability properties of recycled aggregate concrete," *Cem. Concr. Compos.*, vol. 35, no. 1, pp. 32–38, 2013.

[24] V. Corinaldesi, "Combined effect of expansive, shrinkage reducing and hydrophobic admixtures for durable self compacting concrete," *Constr. Build. Mater.*, vol. 36, pp. 758–764, 2012.

[25] E. Vejmelková, D. Koňáková, M. Čáchova, M. Keppert, and R. Černý, "Effect of hydrophobization on the properties of lime-metakaolin plasters," *Constr. Build. Mater.*, vol. 37, pp. 556–561, 2012.

[26] ACI 212.3R-10. *Report on Chemical Admixtures for Concrete, Chapter 15: Permeability*

[۲۷] رامین ناصرالاسلامی، مهدی نعمتی چاری، مجتبی حاجی مهدی، محمدعلی یعقوبی. بررسی اثر استنارات ها بر مشخصات مکانیکی و دوام بتن. اولین کنفرانس ملی دوام بتن اردیبهشت ۹۷.

[۲۸] بتن- اندازه گیری جریان اسلامپ بتن خودتراکم- روش آزمون- استاندارد ملی INSO 11270

[۲۹] بتن- اندازه گیری قابلیت عبور بتن خودتراکم با استفاده از حلقه جی- روش آزمون- استاندارد ملی INSO 11270

[۳۰] آزمون بتن تازه- بتن خودتراکم- آزمون کیف وی شکل- استاندارد ملی INSO 3203-9

[۳۱] بتن تازه- وزن مخصوص- روش آزمون- استاندارد ملی ISIRI 3203-6

[۳۲] بتن سخت شده- تعیین مقاومت فشاری آزمون ها- روش آزمون- استاندارد ملی INSO 1608-3

[33] ASTM C1585-13. *Standard test method for measurement of the rate of absorption of water by hydraulic cement. American Society for Testing and Materials.* 2013.

[34] BS-EN 1881-122. *Testing concrete- Part 122: Method for determination of water absorption.* 2011.

[35] NT BIULD 492. *Chloride Migration Coefficient from non-steady state migration experiment.* 1999

[36] AASHTO T358-17. *Standard Method of Test for Surface Resistivity indicating Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration. Standard by American Association of State and Highway Transport Officials,* 2017.

[۳۷] سنگدانه های بتن- ویژگی ها- استاندارد ملی ۳۰۲ تجدید نظر سوم- INSO 302

# Influence of Calcium Stearate on the Properties of Self-Consolidating Concretes

**Ramin Naseroleslami\***

*Master of structural engineering, Tafresh university  
Ramin.Naseroleslami1@gmail.com*

**Javad Bakhshi**

*Master of structural engineering student, Shahab Danesh*

**Mehdi Nemati Chari**

*Assistant professor, Road, House and urban development research center (BHRC)*

**Mojtaba Haji Mahdi**

*Research and development department, Nano beton Amin*

## **ABSTRACT**

Moisture and water transfer into concrete can be considered as a major threat to the durability of concrete. Damp-proofing admixtures like calcium stearate (CS) can provide a water repellent layer along the capillary pores. As a result, water and moisture transfer into concrete will be restricted by means of this layer. Accordingly, this research studied the effects of CS on the properties fresh and hardened self-consolidating concrete (SCCs). The evaluation of fresh concrete properties demonstrated that the density of fresh SCCs, passing and filling ability were reduced due to incorporation of CS. Moreover, reduction in density and compressive strength of the hardened concrete can be deemed as the major impacts of CS on mechanical properties of SCCs. In fact, the last-mentioned parameters were decreased by respectively 4% and 30% due to inclusion of  $7\text{kg/m}^3$  CS. Furthermore, utilizing CS can not be taken into account as a constructive approach to improve the durability characteristics under hydrostatic condition. Because no considerable improvement can be detected in the results of electrical resistivity and rapid chloride migration tests. Eventually, CS drastically enhanced the permeability of the concrete under non-hydrostatic condition. To be more precise, addition of  $7\text{kg/m}^3$  of CS decreased the final depth of capillary water absorption, short and long-term water absorption by respectively 60%, 65% and 15%.

**Keywords:** Calcium Stearate, Damp-Proofing Admixtures, Durability, Self-Consolidating Concrete, Water Absorption

# بررسی تأثیر الیاف شیشه روی خواص مکانیکی کامپوزیت‌های سیمانی

دریافت مقاله: ۱۳۹۷-۰۹-۱۳

پذیرش مقاله: ۱۳۹۸-۰۴-۱۰

سروناز معتمد

کارشناسی ارشد سازه‌های هیدرولیکی، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته، کرمان، ایران،  
sarvenazmoetamed@gmail.com

سید حسام مدنی\*

عضو هیئت علمی دانشکده عمران و نقشه‌برداری، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته، کرمان، ایران،  
h.madani@kgut.ac.ir

چکیده:

این تحقیق به خواص مکانیکی مخلوط‌های پایه سیمانی مسلح شده با الیاف شیشه می‌پردازد. خواص مکانیکی موردبررسی شامل مقاومت فشاری، مقاومت نهایی خمشی چهار نقطه‌ای، چقرمگی، مقاومت کششی نهایی، ضربه و جمع شدگی می‌باشد. در مخلوط‌های مورد مطالعه سیمان پرتلند و آلومینات کلسیم به عنوان عامل چسباننده در ساختار استفاده شده‌اند. نمونه‌های حاوی ۲ و ۴ درصد (درصدی از حجم کل مخلوط) الیاف شیشه که نسبت طول به قطر آن برابر ۱۹۲۵ می‌باشد، استفاده شده است. بر اساس آزمون‌های صورت گرفته، نتایج حاکی از آن است که مخلوط‌های ساخته شده با سیمان آلومینات کلسیم مقاومت فشاری بیشتری نسبت به مخلوط‌های ساخته شده با سیمان پرتلند دارند. همچنین با افزودن الیاف شیشه به مخلوط‌ها مقاومت خمشی تا حدود ۳۲٪ در ۲۸ روز نسبت به نمونه کنترل افزایش یافته است. اضافه کردن الیاف شیشه نیز در هر دو نوع سیمان سبب بهبود مقاومت کششی، چقرمگی و ضربه می‌شود و باعث کاهش جمع شدگی نیز می‌گردد که جمع شدگی سیمان‌های آلومینات کلسیم (CAC) قدری کمتر از سیمان پرتلند می‌باشد. کلمات کلیدی: سیمان پرتلند، سیمان آلومینات کلسیم، الیاف شیشه

بتن و ملات ممکن است از انواع گوناگونی سیمان و مواد افزودنی تولید گردد. بخشی از این مخلوط‌ها باسیمان‌های آلومینات کلسیم ساخته می‌شوند. برخی از خواصی که با استفاده از سیمان‌های آلومینات کلسیم به دست می‌آیند، از جمله سخت شدن سریع و کسب مقاومت زود هنگام در سنین پایین و مقاومت در برابر ضربه و سایش نسبتاً بالا می‌باشد. از این مخلوط پایه سیمانی در مواردی از قبیل استفاده در کارهای تعمیراتی (به دلیل خاصیت کسب مقاومت زود هنگام در سنین پایین) و همچنین در ساخت دیواره تونل‌ها استفاده می‌شود [۲۳، ۱۹، ۱۵، ۴]. توسعه و پیشرفت سیمان‌های آلومینات کلسیم به منظور تولید فرآورده‌های بتنی و فرآورده‌های مقاوم در برابر یون‌های مهاجم صورت گرفته است و روند تولید آن ابتدا توسط فرمی در سال ۱۸۶۵ ارائه شده است [۹].

دسته‌بندی و طبقه‌بندی سیمان آلومینات کلسیمی (CAC) با توجه به مقادیر مختلف استفاده از اکسید آلومینوم ( $Al_2O_3$ ) در تولید کلینکر این نوع سیمان تعیین می‌شود. در منابع گوناگون این دسته‌بندی‌ها متفاوت می‌باشد. بنسبت و بارنز این سیمان را به دو نوع اصلی دسته‌بندی کرده‌اند [۹]: (۱) فرآورده‌های نرمال که به رنگ خاکستری و سیاه دیده می‌شوند و می‌توانند در محدوده حرارت‌های گسترده مورد استفاده قرار گیرند. (۲) سیمان سفید که اصولاً در دمای بالا و برای دکوراسیون و تزئینات ظاهری مورد استفاده قرار می‌گیرد. نیومن و چو [۱۷] ضمن تقسیم‌بندی‌های مذکور بیان شده، این سیمان‌ها را بر اساس مقدار اکسید آلومینیوم طبقه‌بندی کرده است. به دسته‌هایی که میزان ۴۰٪ تا ۶۰٪ اکسید آلومینیوم داشته باشد را به عنوان سیمان‌های کم آلومینات در نظر گرفته است.

تفاوت اصلی بین سیمان پرتلند و سیمان آلومینات کلسیم در ماهیت فاز فعال است که منجر به گیرش و سخت شدن می‌شود. سیمان پرتلند حاوی آهک (CaO) و سیلیس ( $SiO_2$ ) به عنوان اکسید اصلی به صورت  $C_2S$  و  $C_3S$  می‌باشد. در واکنش با آب C-S-H و CH هیدراته‌های اصلی تشکیل شده هستند. در مقابل، در سیمان آلومینات کلسیم  $CaO$  و  $Al_2O_3$  به عنوان اکسیدهای اصلی، شناخته شده است. این ترکیب که به عنوان فاز اصلی فعال در سیمان می‌باشد، با آب واکنش داده و هیدراته‌های آلومینات کلسیم را به وجود می‌آورد [۱۲].

گو و همکارانش [۱۰] به بررسی رشد مقاومت و هیدراسیون ملات‌های ساخته شده با دو نوع سیمان پرتلند و آلومینات کلسیم پرداختند. آنها به این نتیجه رسیدند که مقاومت در سنین پایین این ملات‌ها به نسبت سیمان پرتلند به آلومینات کلسیم بستگی دارد و هرچه مقدار سیمان آلومینات کلسیم بیشتر باشد مقاومت فشاری نیز بیشتر می‌باشد. همچنین می‌توان با اضافه کردن سیمان آلومینات کلسیم به سیمان پرتلند زمان گیرش ملات را تنظیم کرد.

در بتن، الیاف برای بهبود خواص مکانیکی، شکل‌پذیری و کنترل الگوهای ترک‌خوردگی استفاده می‌شوند [۲۱، ۲۰، ۱۱، ۶]. الیاف‌های متعددی در صنایع بتنی مورد استفاده قرار می‌گیرد که در این بین الیاف‌های فولادی، شیشه، کربن، آرامید و پلی‌پروپیلن از شناخته شده‌ترین الیاف‌ها محسوب می‌گردند. الیاف به هم متصل می‌شوند و یک ترکیب یکپارچه و کمتر مستعد جداشدگی ایجاد می‌کند [۲۵]. استفاده از الیاف در بتن و ساخت بتن الیافی به عنوان یک گام مؤثر در جلوگیری از انتشار ریزترک‌ها و ترک‌ها محسوب می‌شود. مهم‌ترین مشخصه بتن‌های الیافی، خاصیت جذب انرژی، انعطاف‌پذیری و مقاومت آن در مقابل ضربه است و به همین دلیل امروزه استفاده از الیاف نقش بسیار مهمی در پیشرفت تکنولوژی بتن ایفا کرده است [۲۴، ۲].

یکی از انواع الیاف که در بتن کاربرد فراوانی دارد الیاف شیشه می‌باشد. بتن الیافی با الیاف شیشه به دو صورت، اسپری کردن (الیاف شیشه‌بر روی بتن اسپری می‌شود و با غلتک‌های مخصوص فشرده می‌شود) و مخلوط کردن (اضافه کردن الیاف شیشه به بتن در زمان هم زدن مواد) تولید می‌شود [۱۸].

فیلیپ و کلاوس [۱۲] در سال ۲۰۱۴ در دانشگاه علوم کاربردی لایپزینگ به بررسی بتن مسلح شده با الیاف شیشه برای دال‌های روی زمین پرداختند. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که استفاده از الیاف شیشه در یک ماتریس بتنی، می‌تواند بسیاری از خواص مانند توزیع ترک و توسعه آن در بتن را بهبود بخشد. همچنین الیاف شیشه قادر به افزایش مقاومت خمشی به دلیل استحکام کششی بالای الیاف شیشه که بین ۳۷۰۰-۱۷۰۰ مگاپاسکال می‌باشد و پیوند خوب آن‌ها با ماتریس سیمان است. آن‌ها نیز به این نتیجه رسیدند که استفاده از این نوع بتن برای اجزای پیش‌ساخته، عایق صدا، پانل‌های مقاوم در برابر آتش، عناصر طراحی داخلی و بازسازی خانه‌های قدیمی بسیار مناسب می‌باشد.

اسکندر و کرازو [۱۶] در سال ۲۰۱۸ به بررسی بتن‌های مسلح شده با الیاف شیشه (GFRC) پرداختند. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که خواص فیزیکی و مکانیکی GFRC به پارامترهای مختلفی از جمله نسبت آب به سیمان، تخلخل، چگالی کامپوزیت، دانه بندی سنگدانه، جهت‌گیری و طول الیاف و همچنین دقت و روش تولید آن وابسته است. افزودن مقدار زیاد الیاف شیشه به دلیل کاهش کارایی بتن باعث کاهش مقاومت فشاری می‌شود. در مدل الاستیسیته بتن با افزودن الیاف در کسر حجمی کم، بهبود معناداری وجود ندارد. به‌طور کلی، عمر مفید GFRC نسبت به بتن معمولی به علت کنترل انتشار ریزترک‌ها بیشتر می‌باشد. GFRC سبک‌وزن است و چگالی آن حدود ۱۰ درصد کمتر از بتن معمولی می‌باشد، دلیل کاهش وزن قطعات GFRC کاهش ضخامت قطعات به واسطه افزایش مقاومت خمشی است. هزینه آن به دلیل الیاف شیشه و اضافه کردن مواد افزودنی از بتن معمولی بالاتر است. از آن‌ها می‌توان در چاپ سه‌بعدی و ایجاد اشکال پیچیده استفاده کرد.

در این مقاله به بررسی خواص مکانیکی و دوام بتن‌های مسلح شده با الیاف شیشه پرداخته‌شده است. تاکنون مطالعه چندانی روی استفاده از الیاف شیشه در مخلوط‌های ساخته‌شده با سیمان آلومینات کلسیم مورد بررسی قرار نگرفته است. لذا می‌توان با استفاده و کاربرد الیاف گوناگون در ساختار مخلوط‌های پایه سیمانی خواص مکانیکی را بهبود بخشید و نوآوری ویژه‌ای در صنایع تولید مصالح پایه سیمانی (ملات، بتن و گروت) انجام داد. در این تحقیق از مخلوط کردن الیاف شیشه به میزان ۲ و ۴ درصد از حجم کل مخلوط استفاده‌شده است و آزمون‌های مقاومت فشاری، مقاومت خمشی، چقرمگی، مقاومت کششی، ضربه و جمع‌شدگی برای بررسی خواص انجام‌شده است.

## ۲- مواد و مصالح

### ۲-۱ سیمان

در این پژوهش از دو نوع سیمان پرتلند و آلومینات کلسیم به‌صورت مجزا استفاده‌شده است. سیمان پرتلند و آلومینات کلسیم مصرفی به ترتیب از نوع تیپ II کرمان و آلومینات کلسیم IRC-40 که از شرکت سیمان‌های نسوز ایران واقع در اصفهان تهیه شده است. IRC کدی می‌باشد که خود شرکت برای این محصول انتخاب کرده است که مخفف Iran cement می‌باشد و عدد ۴۰ میزان اکسید آلومینیوم این سیمان که حدود ۳۵-۴۰ درصد است، می‌باشد. آنالیز شیمیایی این دو سیمان مطابق جدول ۱ است.

جدول ۱- مشخصات شیمیایی سیمان‌ها

| آنالیز شیمیایی |                                  |       |      |                   |                                  |                                  |                    |
|----------------|----------------------------------|-------|------|-------------------|----------------------------------|----------------------------------|--------------------|
| نوع سیمان      | Ti <sub>2</sub> O <sub>3</sub> % | CaO % | MgO% | SO <sub>3</sub> % | Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> % | Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> % | SiO <sub>2</sub> % |
| پرتلند         | -                                | ۶۳/۵۲ | ۱/۷۵ | ۲/۲۰              | ۳/۹۷                             | ۴/۹۵                             | ۲۱/۵               |
| آلومینات کلسیم | ۳                                | ۴۰    | ۱/۵  | -                 | ۱۶/۵                             | ۳۵                               | ۴                  |

## ۲-۲ سنگدانه

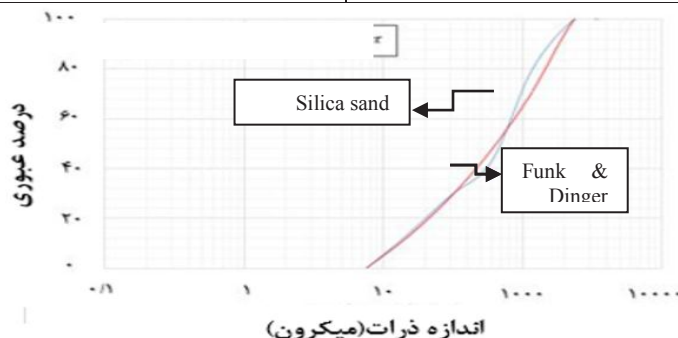
در طرح اختلاط موردبررسی، جنس سنگدانه سیلیسی بوده و از معدن کههد کرمان زمین تهیه شده است. دانه بندی و مشخصات فیزیکی سنگدانه های مصرفی به ترتیب در جدول ۲ و ۳ نشان داده شده است. شکل شماره ۱ بیشترین انطباق بین دانه بندی سنگدانه موجود با منحنی فانک و دینگر [۱] را نشان می دهد که نسبت هرکدام از ۳ دانه بندی ماسه سیلیسی مورد استفاده در این پژوهش با ابعاد ذرات ۰/۶ تا ۲/۳۶، ۰/۰۴ تا ۰/۵ و کوچک تر از ۰/۱۵ میلی متر، به ترتیب برابر ۴۸٪، ۲۰٪ و ۳۲٪ می باشند تا این انطباق مطابق با منحنی فانک ایجاد شود.

جدول ۲- دانه بندی سنگدانه ها

| شماره الک    | ۴   | ۸   | ۱۶    | ۳۰    | ۵۰    | ۱۰۰  | ۲۰۰ | تجزیه<br>٪ |
|--------------|-----|-----|-------|-------|-------|------|-----|------------|
| ماسه نوع (۱) | ۱۰۰ | ۱۰۰ | ۶۷/۹۳ | ۱۲/۱۲ | ۴/۱۰  | ۰/۴۰ | ۰   |            |
| ماسه نوع (۲) | ۱۰۰ | ۱۰۰ | ۱۰۰   | ۹۷    | ۶۳/۷۵ | ۲۲   | ۱۳  |            |
| ماسه نوع (۳) | ۱۰۰ | ۱۰۰ | ۱۰۰   | ۱۰۰   | ۱۰۰   | ۹۶   | ۷۰  |            |

جدول ۳- مشخصات فیزیکی سنگدانه

|                                           |                        |
|-------------------------------------------|------------------------|
| چگالی ترکیبی سنگدانه ها (ماسه های سیلیسی) | جذب آب در حالت SSD (%) |
| ۲۵۵۴ Kg/m <sup>3</sup>                    | ۰/۶                    |



شکل ۱- همپوشانی و سازگاری دانه بندی ترکیبی با منحنی فانک و دینگر با توان ۰/۳

## ۲-۳ الیاف

در این تحقیق از الیاف شیشه با طول ۲۵ میلی متر استفاده شده است. سایر مشخصات آن در جدول شماره ۴ قابل مشاهده است.

جدول ۴- مشخصات الیاف بکار گرفته شده در این تحقیق

|                                   |                            |
|-----------------------------------|----------------------------|
| نوع الیاف شیشه                    | مقاوم در برابر قلیایی (AR) |
| درصد زیرکونیا (ZnO <sub>2</sub> ) | > ۱۶/۷٪                    |
| قطر (میکرومتر)                    | ۱۳±۲                       |
| چگالی                             | ۲/۷ g/cm <sup>3</sup>      |
| مدول الاستیسیته                   | ۸۰/۴ GPa                   |
| مقاومت کششی                       | ۱/۷ GPa                    |
| درصد جذب رطوبت                    | > ۰/۳٪                     |

## ۲-۴ آب و روانساز

در این بررسی از آب شرب شهر کرمان و فوق روان کننده مایع بر پایه پلی کربوکسیلات اتر استفاده شده است که pH آن برابر ۶ و چگالی آن  $1/08 \text{ g/cm}^3$  می باشد.

## ۳- طرح اختلاط

در این تحقیق، مخلوط ها با عیار سیمان ۸۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب و نسبت آب به سیمان ۰/۳۸ می باشد. به منظور ثابت نگه داشتن نسبت آب به سیمان، میزان آب موجود در روانساز از میزان آب مصرفی کم شده و الیاف شیشه به میزان ۲ و ۴ درصد از حجم کل مخلوط استفاده شده است. در این طرح اختلاط ها، الیاف افزوده شده به عنوان جایگزینی از وزن ماسه محسوب شده است به همین دلیل مقادیر دانه بندی در نمونه های حاوی درصد های مختلف الیاف و نمونه کنترل با یکدیگر متفاوت می باشد. مقدار روان ساز بر مبنای دستیابی به حد روانی مطلوب البته به صورت بصری و به نحوی که قالب گیری به صورت مناسب انجام شود، تنظیم گردید. طرح اختلاط نمونه های ساخته شده مطابق جدول ۵ می باشد.

جدول ۵- طرح مخلوط نمونه ها

| الیاف شیشه           | روان ساز | ماسه نوع (۳) | ماسه نوع (۲) | ماسه نوع (۱) | سیمان     | آب آزاد | W/C  | کد طرح اختلاط |
|----------------------|----------|--------------|--------------|--------------|-----------|---------|------|---------------|
| (Kg/m <sup>3</sup> ) |          |              |              |              |           |         |      |               |
| -                    | ۰,۴      | ۳۲۳          | ۲۰۲          | ۴۸۴          | ۸۵۰ (CAC) | ۳۲۳     | ۰,۳۸ | C             |
| -                    | ۰,۳      | ۳۱۳          | ۱۹۵          | ۴۶۹          | ۸۵۰ (PC)  | ۳۲۳     | ۰,۳۸ | P             |
| ۱۰۴                  | ۲        | ۲۹۰          | ۱۸۱          | ۴۳۵          | ۸۵۰ (CAC) | ۳۲۳     | ۰,۳۸ | CG-4%         |
| ۵۲                   | ۱        | ۳۰۶          | ۱۹۱          | ۴۶۰          | ۸۵۰ (CAC) | ۳۲۳     | ۰,۳۸ | CG-2%         |
| ۱۰۴                  | ۱۵,۴     | ۲۸۰          | ۱۷۵          | ۴۲۰          | ۸۵۰ (PC)  | ۳۲۳     | ۰,۳۸ | PG-4%         |
| ۵۲                   | ۵,۳      | ۲۹۶          | ۱۸۵          | ۴۴۵          | ۸۵۰ (PC)  | ۳۲۳     | ۰,۳۸ | PG-2%         |

## ۴- عمل آوری

نمونه بتن های شاهد و نمونه بتن های الیافی پس از ساخت، قالب گیری شده و توسط میز لرزاننده متراکم شدند. پس از ۲۴ ساعت نمونه ها از قالب خارج شده و به مدت ۷ روز در آب تحت عمل آوری مرطوب و بعد از آن در محیط اتاق، خارج از آب و در دمای ۲۵ درجه سانتی گراد تحت عمل آوری خشک قرار گرفتند.

## ۵- اصول و روش های آزمون

### ۵-۱ مقاومت فشاری

آزمون مقاومت فشاری بر روی نمونه های با ابعاد ۵۰ میلی متر مطابق با استاندارد ASTM C109 [۸] انجام گرفته است. این آزمون برای نشان دادن تأثیر الیاف شیشه بر مقاومت فشاری بتن ها صورت گرفته است و بخشی از رفتار



الیاف شیشه در ساختار مصالح پایه سیمانی را نشان می‌دهد. بدین منظور برای انجام این آزمون از جک هیدرولیکی و نمایشگر دیجیتالی با سرعت بارگذاری ۵۳۰ کیلوگرم بر ثانیه استفاده شده است.

#### ۵-۲ مقاومت خمشی نهایی

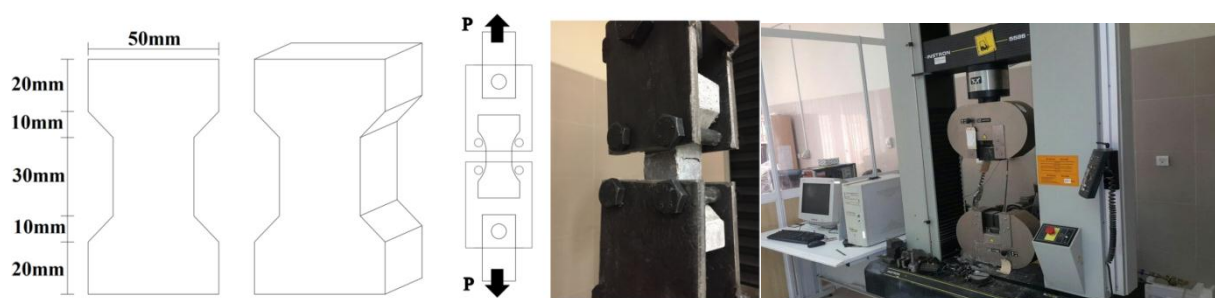
برای بررسی مقاومت خمشی نمونه‌ها از قالب‌های منشوری ۴۰\*۴۰\*۱۶۰ میلی‌متری مطابق با آیین‌نامه EN 196 [۲۲] استفاده شده است. نمونه‌های خمشی در سن‌های ۲۸ و ۹۰ تحت آزمایش خمشی چهار نقطه‌ای (نمونه‌ها در دونقطه روی تکیه‌گاه قرار گرفته و نیرو نیز در دونقطه به نمونه اعمال می‌شود) قرار گرفته‌اند. سرعت بارگذاری بر روی نمونه‌ها برابر با ۱/۰۱۵۸ میلی‌متر بر دقیقه بوده است.

#### ۵-۳ بررسی چقرمگی خمشی

چقرمگی خاصیتی از یک جسم است که تا حدی شکل‌پذیری اجسام را در برابر شکست نشان می‌دهد. اگر چقرمگی شکست یک ماده کم باشد، آن ماده به‌صورت ترد می‌شکند و هر چه چقرمگی شکست بالاتر رود احتمال شکست نرم افزایش می‌یابد. سرعت بارگذاری همان سرعت آزمایش مقاومت خمشی ۱/۰۱۵۸ میلی‌متر بر دقیقه می‌باشد. چقرمگی خمشی مساحت زیر منحنی خیز-نیرو می‌باشد که میزان انرژی جذب‌شده را توسط نمونه‌های بتنی نشان می‌دهد. بررسی چقرمگی مخلوط‌های ساخته‌شده مطابق آیین‌نامه ASTM C1018-97 [۷] انجام گرفته است.

#### ۵-۴ مقاومت کششی نهایی

برای انجام آزمون مقاومت کششی، نمونه‌های کنترل و نمونه‌های الیافی تحت کشش مستقیم قرار گرفته تا خواص کششی نمونه‌های اصلاح‌شده الیافی و نمونه‌های فاقد الیاف با یکدیگر مقایسه شوند. برای انجام این آزمون از نمونه‌های براکتی که ابعاد آن مطابق شکل ۲ می‌باشد استفاده شده است. سرعت اعمال نیروی کششی در این آزمون برابر ۰.۸۸ mm/min بوده است. مقاومت کششی نهایی برای هر طرح، میانگینی از مقاومت کششی ۳ نمونه در سنین مشخص می‌باشد.



شکل ۲- نمونه‌های مقاومت کششی و شماتیکی از کشش در این نمونه‌ها

#### ۵-۵ مقاومت ضربه‌ای

آزمون مقاومت ضربه‌ای باهدف تعیین میزان مقاومت نمونه‌های بتنی تحت اعمال ضربه انجام می‌گردد. این آزمون بر اساس روش ACI 544.2R-89 [۳] انجام‌شده و روند انجام این آزمایش به صورتی است که یک صفحه با ابعاد ۲۰۰\*۲۰۰ میلی‌متر در یک پایه بتنی جای گرفته سپس سطح صفحه را با وازلین و یا گریس چرب کرده تا از حرکت نمونه بر ورق خودداری گردد، سپس نمونه استوانه‌ای با قطر ۱۰۰ میلی‌متر و ضخامت ۶۰ میلی‌متر در دستگاه قرار گرفته و اطراف آن توسط یک فوم الاستومریک تا ایجاد اولین ترک در نمونه پوشانده شده است. پس از جایگذاری نمونه در دستگاه یک توپ استیل سخت با قطر ۶۰ میلی‌متر در مرکز نمونه قرار می‌گیرد تا بار ضربه

اعمالی را از کوبه به نمونه منتقل کند و سپس کوبه ۴/۵ کیلوگرمی را از ارتفاع ۴۵۷ میلی‌متری بر روی نمونه رها کرده و تعداد ضرباتی که سبب ایجاد اولین ترک در ساختار نمونه شده یادداشت می‌شود؛ سپس فوم الاستومریک را از اطراف نمونه برداشته و این آزمون را ادامه داده تا نمونه کاملاً شکسته شده و به سه جداره یا چهار جداره اطراف نمونه تماس برقرار کند سپس تعداد ضربات را یادداشت کرده و به‌عنوان عدد گسیختگی نهایی در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۳- دستگاه آزمون مقاومت ضربه

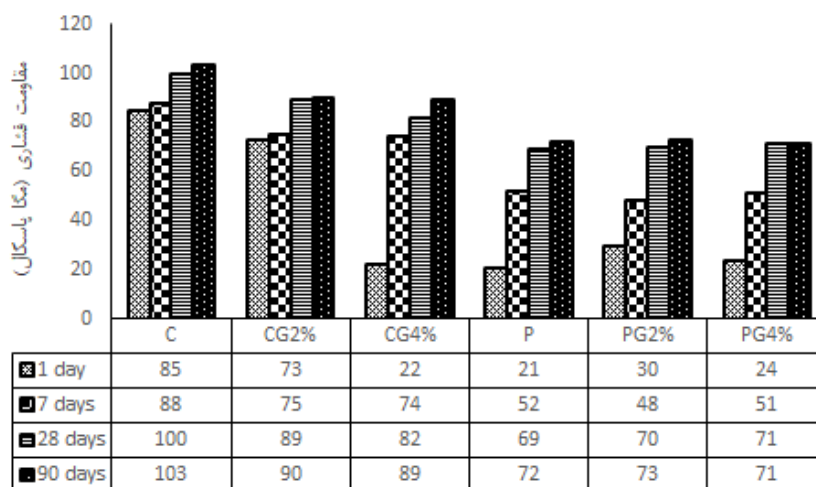
#### ۵-۶ تغییر طول ناشی از جمع شدگی

برای تعیین تغییر طول ناشی از جمع شدگی بتن که در قالب‌های منشوری ساخته می‌شوند از کمپراتور جمع شدگی که مجهز به عقربه اندیکاتور دیجیتال با دقت میکرومتر و یک میله مرجع از آلیاژ فولادی می‌باشد، استفاده شده است. کمپراتور دارای پیچ تنظیم ارتفاع بوده که این امر اندازه‌گیری نمونه‌ها با ابعاد متفاوت را میسر می‌سازد. آیین‌نامه‌ای که برای آزمون جمع شدگی مشخص شده است ASTM C490 [۶] می‌باشد.

#### ۶- نتایج نمونه‌ها و بحث

##### ۶-۱ مقاومت فشاری

نمودار مقاومت فشاری نمونه‌ها که در شکل ۴ نشان داده شده است میانگینی از سه نمونه شکسته شده در سنین ۱، ۷، ۲۸ و ۹۰ می‌باشد.

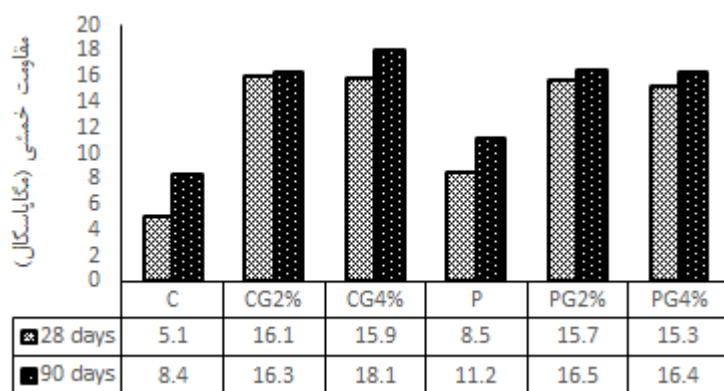


شکل ۴- مقاومت فشاری نمونه‌ها در سنین ۱، ۷، ۲۸ و ۹۰

با اضافه کردن الیاف شیشه به نمونه‌های ساخته شده باسیمان آلومینات کلسیم شاهد کاهش مقاومت می‌باشیم. این کاهش مقاومت می‌تواند به دلیل تأثیر منفی روانساز بر این نوع سیمان باشد. در نمونه CG4% با توجه به مشاهدات آزمایشگاهی صورت گرفته کارایی بسیار کم شده لذا از روانساز بیشتری استفاده گردید که در نتیجه گیرش به تعویق افتاده بود. این مسئله نشان دهنده آن است که سیمان آلومینات کلسیم تعامل اثر خوبی با این روانساز نداشته است و مقاومت یک‌روزه آن نسبت به بقیه نمونه‌ها کم‌تر می‌باشد. در نمونه‌های سیمان پرتلند ساخته شده با الیاف شیشه شاهد کاهش مقاومت نمی‌باشیم. با توجه به شکل ۴ مشاهده می‌شود که مقاومت نمونه‌های ساخته شده باسیمان آلومینات کلسیم به مراتب بیشتر از سیمان پرتلند می‌باشد و این به دلیل مقاومت سریع و همچنین تشکیل سریع ریزساختار می‌باشد. سیمان کلسیم آلومینات همچون سیمان پرتلند با گذشت زمان به تولید محصولات هیدراسیون ادامه می‌دهد لذا بهبود خواص مقاومتی اتفاق می‌افتد. شایان ذکر است که در مورد سیمان بررسی شده و در مدت زمان ۹۰ روز شواهدی از افت مقاومت مخلوط‌های سیمانی به دلیل تغییر فاز محصولات هیدراسیون مشاهده نگردید.

## ۶-۲ مقاومت خمشی نهایی

در این بررسی نمونه‌های آماده شده با ابعاد  $160 \times 40 \times 40$  میلی‌متر تحت آزمون مقاومت خمشی نهایی قرار گرفتند. طی این آزمون در ۲۸ و ۹۰ روز برای هر طرح، ۳ نمونه با ابعاد مذکور تحت خمش قرار گرفتند و مقاومت میانگین به عنوان مقاومت خمشی نهایی مبنای نظر گرفته شد. شکل ۵ نشان می‌دهد که برخلاف مقاومت فشاری با اضافه کردن الیاف مقاومت خمشی نهایی بتن نسبت به نمونه بتن شاهد افزایش می‌یابد. الیاف‌ها در برابر انتشار ترک‌ها مقاومت می‌کنند و تمایل به شکست ناگهانی ساختار بتن را کاهش می‌دهند و بنابراین باعث افزایش ظرفیت باربری بتن می‌شوند [۱۳، ۱۴].



شکل ۵- نمودار مقاومت خمشی آزمون‌ها در سنین ۲۸ و ۹۰ روز

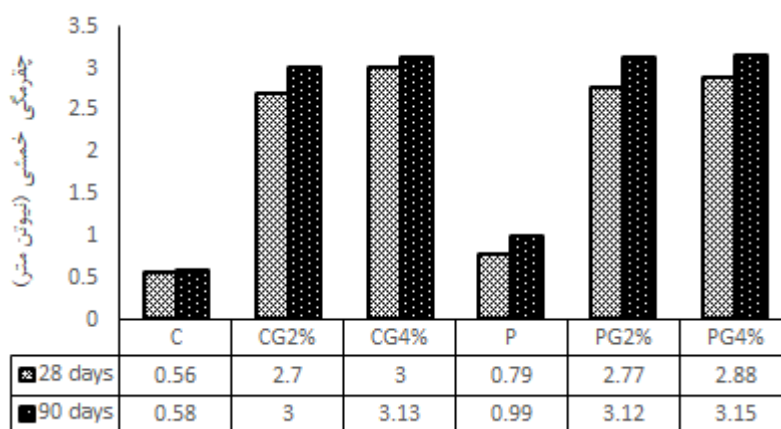
با افزودن الیاف شیشه به مخلوط، شاهد افزایش مقاومت خمشی در هر دو نوع سیمان می‌باشیم این افزایش مقاومت به این دلیل می‌باشد که الیاف شیشه قطر کمی دارند لذا به دلیل ضخامت کم این الیاف ناحیه انتقالی که اطراف الیاف و ماتریس سیمان شکل می‌گیرد از خواص مناسبی به لحاظ ریز ساختاری برخوردار می‌باشد. به همین دلیل پیوستگی مناسبی بین الیاف و خمیر سیمان ایجاد شده که سبب درگیری مطلوب الیاف شیشه حین فرآیند بارگذاری می‌گردد. در این حالت الیاف به عنوان بخش یکپارچه‌ای از کامپوزیت سیمانی عمل می‌کنند که به لحاظ مقاومت کششی بالا موجب بهبود مقاومت خمشی بتن می‌شوند. همان‌طور که از شکل ۵ مشاهده می‌شود نمونه CG2% و CG4% به ترتیب مقاومت‌هایی برابر با ۱۶/۱ و ۱۵/۹ مگاپاسکال در سن ۲۸ روز کسب کرده‌اند. همچنین

نتایج نشانگر آن هستند که افزایش درصد الیاف از ۲٪ به ۴٪ تأثیر چندانی در بهبود مقاومت خمشی مخلوط‌ها نداشته است.

از مقایسه دو سیمان آلومینات کلسیم و سیمان پرتلند در آزمایش مقاومت خمشی درمی‌یابیم که در نمونه‌های الیافی تقریباً مقاومت مخلوط‌های حاوی سیمان پرتلند و آلومینات کلسیم مشابه بوده لیکن در مخلوط بدون الیاف نمونه باسیمان پرتلند به دلیل متفاوت بودن محصولات هیدراسیون، قدری بهتر از سیمان آلومینات کلسیم در این آزمایش عمل کرده است. محصولات هیدراسیون سیمان‌های پرتلند با سیمان آلومینات کلسیم متفاوت هستند و به نظر می‌رسد عملکرد مطلوب‌تری به لحاظ مشخصاتی از بتن که تحت تاثیر تنش‌های کششی هستند دارند. در نتیجه در نتایج متفاوتی در دو آزمون فشاری و خمشی به دست آمده است. همان‌طور که در شکل ۵ مشهود می‌باشد نمونه P، ۱۱/۲ مگاپاسکال در سن ۹۰ روز مقاومت خمشی کسب کرده است.

### ۳-۶ چقرمگی خمشی الاستیک

در شکل شماره ۶ چقرمگی خمشی الاستیک (مساحت زیر منحنی خیز - نیرو) در سن ۲۸ و ۹۰ روز مشاهده می‌گردد. با افزودن الیاف شیشه چقرمگی تا حد مطلوبی افزایش می‌یابد. یکی از ویژگی‌های الیاف مقاومت بالای کششی آن‌ها بوده که تا حدی ضعف‌های ریزساختار ماتریس بتنی را جبران می‌نماید و همین امر به جذب انرژی نمونه‌ها و در نتیجه افزایش چقرمگی خمشی الاستیک مخلوط‌های اصلاح‌شده با الیاف کمک می‌کند.

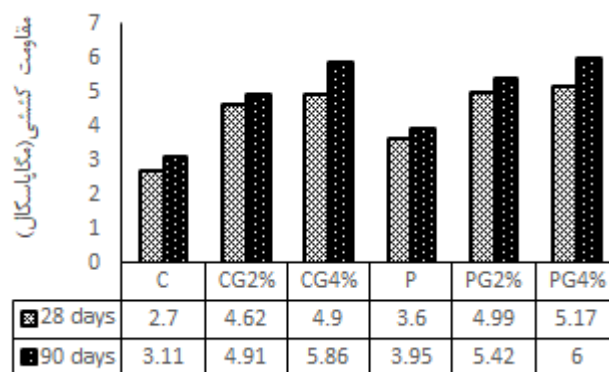


شکل ۶- چقرمگی خمشی در سن ۲۸ و ۹۰ روز

الیاف شیشه جاذب بسیار خوب انرژی می‌باشد در نتیجه بیشترین میزان چقرمگی را به خود کسب کرده است همان‌طور که در شکل ۶ مشاهده می‌گردد، چقرمگی نمونه ۲٪ الیاف شیشه ساخته شده با سیمان آلومینات کلسیم در سن ۹۰ روز نسبت به نمونه CAC، ۶ برابر افزایش یافته است هرچند با افزایش درصد این الیاف از ۲٪ به ۴٪ میزان چقرمگی بهبود چندانی نیافته است. در مقایسه مخلوط‌های حاوی سیمان پرتلند و آلومینات کلسیم تفاوت ملموسی از لحاظ چقرمگی و میزان انرژی جذب‌شده مشاهده نمی‌گردد لیکن همچون نتایج مقاومت خمشی مخلوط ساده حاوی سیمان پرتلند چقرمگی بیشتری نسبت به مخلوط باسیمان آلومینات کلسیم داشته است.

### ۴-۶ مقاومت کششی نهایی

در شکل شماره ۷ شاهد نتایج مقاومت کششی نهایی در سن ۲۸ و ۹۰ روز می‌باشیم. مطابق شکل با افزودن الیاف به ماتریس سیمانی، مقاومت کششی بهبود می‌یابد. که دلیل این امر پیوستگی خوب الیاف شیشه و ماتریس سیمان می‌باشد.

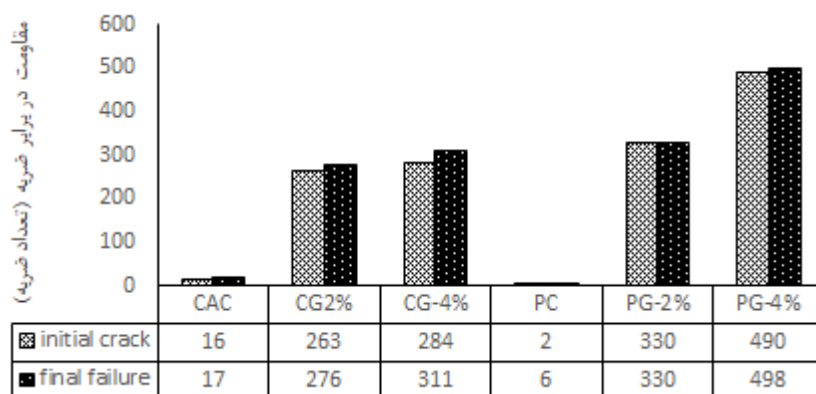


شکل ۷- مقاومت کششی نهایی نمونه‌ها در سن ۲۸ و ۹۰ روز

با توجه به شکل مشاهده می‌شود که نمونه‌های CG2% و CG4% به ترتیب ۴/۶۲ و ۴/۹ مگا پاسکال در سن ۲۸ روز و نمونه‌های PG2% و PG4% به ترتیب ۴/۹۹ و ۵/۱۷ مگا پاسکال مقاومت کششی کسب کرده‌اند که نشان‌دهنده آن است با اضافه کردن ۰.۴٪ الیاف شیشه در این سن مقاومت کششی نمونه حاوی سیمان آلومینات کلسیم تا ۲ برابر و نمونه حاوی سیمان پرتلند تا ۱/۵ برابر افزایش یافته است. با افزایش درصد الیاف از ۲ به ۴ درصد مقاومت کششی بهبود ناچیزی یافته است. در مقایسه نمونه‌های الیافی حاوی سیمان پرتلند و CAC از لحاظ مقاومت کششی تفاوت زیادی مشاهده نمی‌شود لیکن در این آزمون نیز مانند مقاومت خمشی، نتایج مربوط به نمونه‌های بدون الیاف حاوی سیمان پرتلند مقاومت کششی بیشتری نسبت به نمونه‌های بدون الیاف باسیمان CAC دارند.

#### ۵-۶ مقاومت ضربه‌ای

در آزمون مقاومت ضربه‌ای دو پارامتر ایجاد اولین ترک بر سطح نمونه و گسیختگی نهایی که وابسته به تعداد ضربات وارده بر سطح نمونه می‌باشد ملاک عمل قرار گرفته است. نتایج آزمون مقاومت ضربه‌ای که در سن ۱۰۰ روز بر روی نمونه‌های اصلاح شده با الیاف شیشه و نمونه‌های کنترل انجام شده است در شکل ۸ مشهود می‌باشد. یکی از خواصی که الیاف برای مخلوط‌های پوششی ایجاد می‌کند، افزایش مقاومت ضربه‌ای این نمونه‌ها می‌باشد.



شکل ۸- مقاومت ضربه‌ای نمونه‌ها در سن ۱۰۰ روز

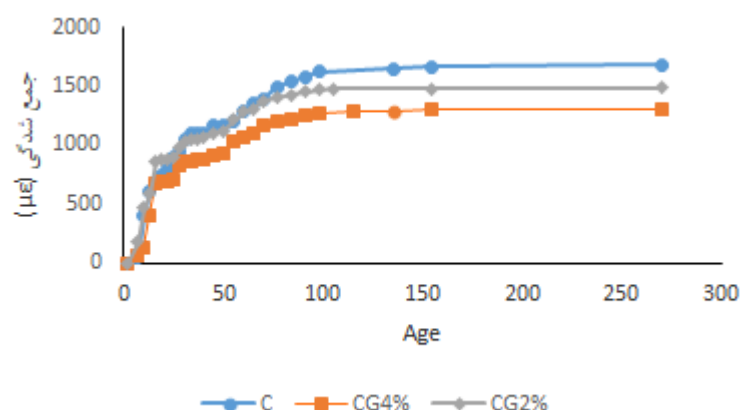
افزودن الیاف شیشه به مخلوط‌ها مقاومت ضربه‌ای را افزایش می‌دهد. همان‌طور که قبلاً نیز گفته شد الیاف شیشه به دلیل ریز بودن پیوستگی خوبی با ماتریس سیمانی داشته لذا سبب انسجام ساختاری مطلوبی می‌شوند که این امر باعث افزایش مقاومت ضربه‌ای آن‌ها می‌گردد. همچنین الیاف شیشه جذب انرژی زیادی دارد به‌طوری‌که

مشاهده می‌شود در نمونه‌های CG4% و PG4% به ترتیب تحت ۲۸۴ و ۴۹۰ ضربه، اولین ترک بر روی سطح نمونه ایجاد می‌شود.

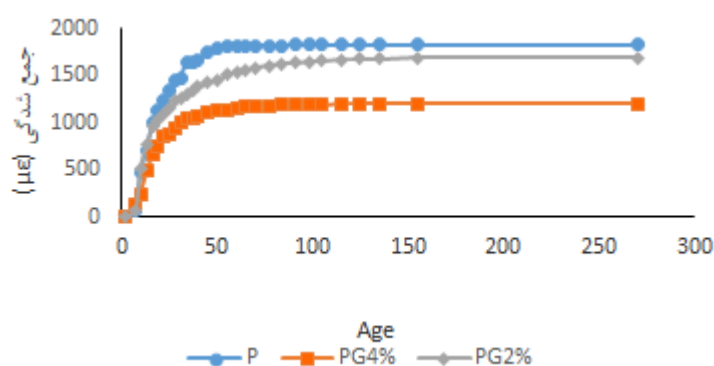
نمونه‌های دارای الیاف جذب انرژی بالایی دارند در صورتی که نمونه‌های کنترل تحت ضربه‌های کمتر کاملاً گسیخته می‌شوند. در مقایسه نمونه‌های کنترل ساخته شده با سیمان پرتلند و سیمان آلومینات کلسیم مشاهده می‌شود که سیمان آلومینات کلسیم در برابر ضربه بهتر از سیمان پرتلند عمل می‌کند و این به دلیل تشکیل سریع ریزساختار و کسب مقاومت در سنین پایین می‌باشد.

## ۶-۶ تغییر طول ناشی از جمع شدگی

شکل‌های شماره ۹ و ۱۰ جمع شدگی طرح‌های ساخته شده را نشان می‌دهد. آزمایش جمع شدگی بر روی نمونه‌ها انجام گرفته و تا سن ۲۷۰ روز اندازه‌گیری شده است.



شکل ۹- جمع شدگی نمونه‌های ساخته شده با سیمان آلومینات کلسیم



شکل ۱۰- جمع شدگی نمونه‌های ساخته شده با سیمان پرتلند

مطابق نتایج به دست آمده مشاهده می‌گردد که افزودن الیاف باعث کاهش جمع شدگی نمونه‌ها می‌شود و هر چه درصد الیاف بیشتر باشد جمع شدگی نمونه‌ها کمتر می‌شود زیرا الیاف جلوی انتشار ریزترک‌ها را می‌گیرد. اضافه کردن ۴٪ الیاف شیشه به نمونه حاوی سیمان آلومینات کلسیم حدود ۲۲/۵ درصد و در نمونه حاوی سیمان پرتلند حدود ۳۴/۵ درصد جمع شدگی کاهش می‌یابد. با افزایش الیاف از ۲ به ۴ درصد در نمونه حاوی سیمان آلومینات کلسیم حدود ۱۲ درصد و در نمونه حاوی سیمان پرتلند حدود ۲۹ درصد کاهش جمع شدگی مشاهده گردید. در مقایسه دو سیمان پرتلند و آلومینات کلسیم مشاهده می‌شود که جمع شدگی این نمونه‌ها تفاوت زیادی نسبت به همدیگر ندارند.



## ۷- نتیجه گیری

با توجه به بررسی ها و ارزیابی های صورت گرفته بر روی بتن های حاوی الیاف شیشه نتایج زیر حاصل شده است:

۱- مقاومت فشاری نمونه ی کنترل (بدون الیاف) سیمان آلومینات کلسیم به دلیل کسب مقاومت سریع و تشکیل سریع ریزساختار نسبت به سیمان پرتلند بیشتر گردید. با افزایش سن نیز مقاومت فشاری نمونه های ساخته شده با سیمان آلومینات کلسیم بیشتر از نمونه های ساخته شده با سیمان پرتلند می باشد به این دلیل که سیمان آلومینات کلسیم مانند همه سیمان ها تولید محصولات هیدراسیون دارد و افزایش سن سبب افزایش تولید محصولات هیدراسیون و رشد مقاومت می شود. همچنین با اضافه کردن الیاف شیشه در مخلوط های حاوی سیمان آلومینات کلسیم مقاومت فشاری کاهش می یابد به این دلیل که الیاف شیشه کارایی را کاهش داده و مجبور به افزایش روان ساز می گردد. اضافه کردن الیاف شیشه به نمونه های حاوی سیمان پرتلند کاهش محسوسی مشاهده نشد.

۲- در آزمایش مقاومت خمشی مشاهده شد که مقاومت نمونه های کنترل سیمان پرتلند به دلیل تشکیل کند ریزساختار قدری نسبت به سیمان CAC بیشتر گردید. با اضافه کردن الیاف شیشه به دلیل ریز بودن الیاف شیشه و پیوستگی خوب آن با ماتریس سیمانی، مقاومت خمشی افزایش پیدا می کند. لیکن در مقایسه مخلوط های هر دو نوع سیمان با افزایش الیاف تفاوت چندانی مشاهده نشد. همچنین افزایش درصد الیاف تأثیر چندانی در بهبود مقاومت خمشی نداشته است.

۳- نمونه کنترل سیمان پرتلند در چقرمگی، همانند مقاومت خمشی نسبت به نمونه کنترل سیمان آلومینات کلسیم بیشتر است. همچنین با افزودن الیاف شیشه به دلیل جذب بسیار خوب انرژی این نوع الیاف چقرمگی خمشی افزایش یافت و هر چه درصد الیاف بیشتر شود مقاومت چقرمگی قدری افزایش می یابد اما تفاوت چندانی در مخلوط های الیافی در هر دو نوع سیمان مشاهده نگردید.

۴- با توجه به داده های مقاومت کششی، مشاهده شد که این نتایج با نتایج مقاومت خمشی تطابق داشته و با افزودن الیاف شیشه به مقدار ۴٪ مقاومت کششی در نمونه حاوی سیمان CAC تا ۲ برابر در سن ۲۸ روز افزایش یافته است و دلیل این افزایش پیوستگی مطلوب الیاف شیشه با ماتریس سیمانی می باشد.

۵- تحت آزمون ضربه نمونه های کنترل در هر دو نوع سیمان در کمترین ضربه از هم گسیخته می شوند لیکن نمونه کنترل حاوی سیمان آلومینات کلسیم در این آزمون به دلیل کسب مقاومت در سنین پایین و تشکیل سریع ریزساختار مقاوم تر از نمونه کنترل حاوی سیمان پرتلند می باشد. افزودن الیاف شیشه به دلیل جذب بالای انرژی و پیوستگی با ماتریس سیمانی که سبب انسجام ساختاری می شود، مقاومت در برابر ضربه را افزایش می دهد و همچنین با افزایش درصد الیاف مقاومت ضربه ای نیز زیاد می شود.

۶- جمع شدگی در نمونه کنترل در هر دو نوع سیمان تفاوت چندانی با یکدیگر ندارند اما با افزودن الیاف شیشه به دلیل جلوگیری از انتشار ریز ترک ها جمع شدگی کاهش می یابد و هر چه درصد الیاف زیاد شود جمع شدگی کاهش بیشتری می یابد. همچنین با افزایش درصد از ۲ به ۴ درصد در نمونه حاوی سیمان پرتلند حدود ۲۹ درصد کاهش جمع شدگی تا سن ۲۷۰ روز مشاهده گردید.

## تشکر

کلیه ساخت های آزمایشگاهی و آزمایش های صورت گرفته در این پژوهش در آزمایشگاه تکنولوژی و دوام بتن دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی کرمان انجام گرفته است.

## ۸- مراجع

[۱] کمیته تدوین طرح ملی مخلوط بتن ایران، روش ملی طرح مخلوط بتن، تهران، مرکز تحقیقات راه مسکن و شهرسازی



- [۲] ACI Committee 318. 2014. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14)*.
- [۳] ACI Committee 544, "Measurement of Properties of Fiber Reinforced Concrete 544.2R-89," *Ac*, vol. 544.2R, no. Reapproved, p. 12, 1999.
- [۴] Á. Alcocel, P. Garce, and S. Chíncho, "General study of alkaline hydrolysis in calcium aluminate cement mortars under a broad range of experimental conditions," *Cement and concrete research*, vol. 30, no. 11, pp. 1689–1699, 2000.
- [۵] ASTM C. 490-04, "Standard Practice for Use of Apparatus for the Determination of Length Change of Hardened Cement, Paste, Mortar, and Concrete". In: *American Society for Testing and Materials*. 2004.
- [۶] Anon. n.d. D. Brigante, *New Composite Materials: Selection, Design, and Application*, Springer International Publishing, Switzerland, 2014.
- [۷] ASTM, "ASTM C1018-97 Standard Test Method for Flexural Toughness and First-Crack Strength of Fiber-Reinforced Concrete ( Using Beam With Third-Point Loading)," *ASTM Stand.*, 1997.
- [۸] ASTM International, *ASTM C109/C109M-16a. Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or [50mm] Cube Specimens)*. 2016.
- [۹] Barnes, Paul and John Bensted. *Structure and Performance of Cements*. CRC Press, 2002.
- [۱۰] Gu, Ping, J. J. Beaudoin, E. G. Quinn, and R. E. Myers, "Early strength development and hydration of ordinary portland cement/calcium aluminate cement pastes," *Advanced Cement Based Materials*, vol. 6, no. 2, pp. 53–58, 1997.
- [۱۱] Jiang, K. Fan, F. Wu, and D. Chen, "Experimental study on the mechanical properties and microstructure of chopped basalt fibre reinforced concrete," *Materials and Design*, vol. 58, pp. 187–193, 2014.
- [۱۲] Hewlett, Peter C. *Lea's Chemistry of Cement and Concrete*. Elsevier, 2003.
- [۱۳] K. S. Kene, V. S. Vairagade, and S. Sathawane, "Experimental Study on Behavior of Steel and Glass Fiber Reinforced Concrete Composites," *Bonfring International Journal of Industrial Engineering and Management Science*, vol. 2, no. 4, pp. 125–130, 2012.
- [۱۴] Löber and K. Holschemacher, "Structural Glass Fiber Reinforced Concrete for Slabs on Ground," *World Journal of Engineering and Technology*, vol. 02, no. 03, pp. 48–54, 2014.
- [۱۵] Mostafa, Nasser Y., Z. I. Zaki, and O. H. Abd, "Cement & Concrete Composites Chemical activation of calcium aluminate cement composites cured at elevated temperature," *Cement and Concrete Composites*, vol. 34, no. 10, pp. 1187–1193, 2012.
- [۱۶] Muhammed İSKENDER, "Glass Fibre Reinforced Concrete (GFRC)," *El-Cezeri Journal of Science and Engineering*, vol. 5, pp. 136–162, 2018.
- [۱۷] Newman, and B. S. Choo, *Advanced concrete technology 3: processes*. Butterworth-Heinemann, 2003.
- [۱۸] PCI, Committee on Glass fibre Reinforced Concrete Panels, "Recommended Practice for Glass Fiber Reinforced Concrete Panels," *PCI Journal*, Vol. 32, 1981.
- [۱۹] Scrivener, Karen, "Calcium aluminate," *Advanced Concrete Technology Set*, p. 1, 2003.
- [۲۰] Shaikh, Faiz Uddin Ahmed, "Review of mechanical properties of short fibre reinforced geopolymer composites," *Construction and Building Materials*, vol. 43, pp. 37–49, 2013.
- [۲۱] Soboyejo, *Mechanical properties of engineered materials*, vol. 152, CRC press, 2002.
- [۲۲] British Standards, "BS EN 196-1: Methods of testing cement — determination of strength," 2005.
- [۲۳] Stinnesen, Ingo, Andreas Buhr, Rainer Kockegety-Lorenz, and Raymond Racher, "High purity calcium aluminate cements, production and properties," in *Conference on Mineral Dalian*, 2002.
- [۲۴] Swamy, Ed., *Fibre Reinforced Cement and Concrete Proceedings of the Fourth International Symposium held by RILEM (The International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures) and organized by the Department of Mechanical and Process Engi. Taylor & Francis*, 1992.
- [۲۵] Vairagade, Vikrant S., Kavita S. Kene, and Tejas R. Patil, "Comparative Study of Steel Fiber Reinforced Over Control Concrete," *Scientific and Research Publications*, vol. 2, no. 5, pp. 3–5, 2012.

# Investigating the Effect of Glass Fiber on the Mechanical Properties of Cement Composites

**Sarvenaz Moetamed**

*M.Sc in Hydraulic Structures Engineering, Graduate University of Advanced Technology, Kerman, Iran  
Sarvenazmoetamed@gmail.com*

**Hesam Madani\***

*Assistant professor, Faculty Member of Civil Engineering, Graduate University of Advanced Technology,  
Kerman, Iran  
h.madani@kgut.ac.ir*

## **Abstract**

*In this research, a comparison has been made between the mechanical properties of cement based mixtures containing glass fiber. For this purpose, a type II portland cement and a calcium aluminate cement have been used. In order to investigate the mechanical characteristics, the tests including compressive strength, flexural strength, toughness, ultimate tensile strength, impact resistance and drying shrinkage of the mixtures were evaluated at ages from 28 days to 270 days. Glass fiber was incorporated in the mixes at replacement levels of 2 and 4 percent (percent of the total volume of the mixture). Based on the tests, the results indicate that the mixtures made with calcium aluminate had improved properties compared to the mixtures made with Portland cement. Furthermore, by adding glass fiber to the mixes, the flexural strength was increased by about 32% in 28 days compared to the plain mixture. Adding glass fibers in both types of cement also improved tensile strength, flexural toughness and impact resistance, as well as drying shrinkage.*

**key words:** *Portland Cement, Calcium Aluminate Cement, Glass Fiber*

# تحلیل عددی ستون های CFST تحت بار سیکلی جانبی و تعیین تاثیر مقاومت فشاری بتن و ضخامت ورق فولادی

دریافت مقاله: ۱۳۹۷-۰۹-۲۵

پذیرش مقاله: ۱۳۹۸-۰۴-۱۰

علیرضا خالو

استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف  
khaloo@sharif.edu

ناهید خدابخشی\*

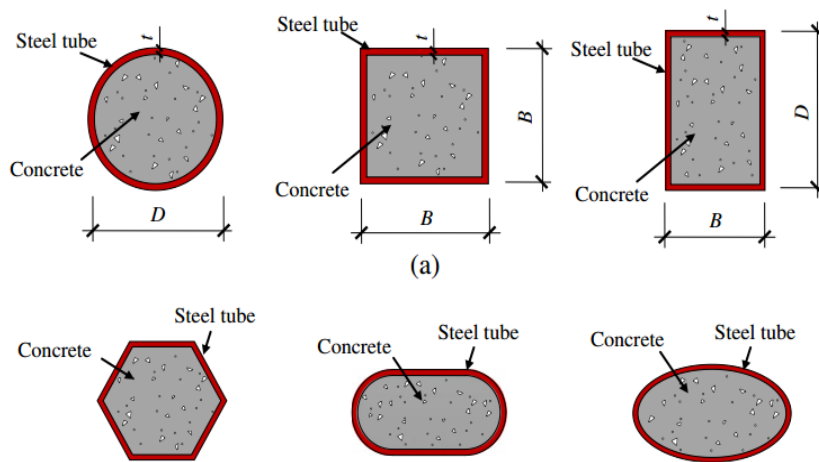
دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه صنعتی شریف  
Nahidkhodabakhshi@yahoo.com

## چکیده

بتن ماده‌ای است که به دلیل کارایی و مقاومت فشاری زیاد کاربرد گسترده‌ای در مهندسی عمران دارد. مقاومت کم بتن در برابر تنش‌های کششی، به ویژه در محصوریت پایین ضرورت استفاده از سیستم‌های مرکب فولاد و بتن را فراهم می‌کند. در ستون‌های فولادی پر شده با بتن (CFST)، محصوریت بتن توسط فولاد تامین شده و کمانش موضعی فولاد به وسیله‌ی هسته‌ی بتنی بهبود می‌یابد. در این پژوهش ابتدا با استفاده از روش اجزای محدود نرم افزار آباکوس نتایج عددی ستون CFST با نتایج آزمایشگاهی موجود مقایسه شده و از درستی مدل‌سازی، اطمینان حاصل شده‌است. سپس اثر تغییر ضخامت جداره‌ی مقطع فولادی و مقاومت فشاری بتن بر رفتار ستون‌های CFST مورد بررسی قرار گرفت. برای در نظر گرفتن اثر تغییر این پارامترها از ۹ مدل ستون CFST با سه ضخامت متفاوت جداره‌ی مقطع فولادی و سه مقاومت فشاری مختلف بتن استفاده شد. رفتار غیرخطی فولاد با استفاده از مدل سخت‌شوندگی مرکب که شامل سخت‌شوندگی ایزوتروپیک و سینماتیک می‌باشد مورد استفاده قرار گرفت. روابط و نمودارهای تنش-کرنش و پارامترهای خرابی فشاری و کششی بتن به طور کامل شرح داده شده‌است. تاثیر افزایش ضخامت فولاد و مقاومت بتن بر جذب انرژی سازه، سختی اولیه و ظرفیت ستون مورد بررسی قرار گرفت. با توجه به نتایج تحلیل، تاثیر افزایش ضخامت جداره‌ی مقطع فولادی در عملکرد ستون‌های CFST نسبت به افزایش مقاومت بتن قابل توجه می‌باشد. بررسی ظرفیت جذب انرژی و تغییر مقاومت نهایی ستون‌های CFST نشان می‌دهد که اثر تغییر مقاومت فشاری بتن برای مدل‌های با فولاد محصورکننده‌ی با ضخامت کمتر قابل توجه می‌باشد. در مقاطع فولادی با ضخامت زیاد جداره، تغییر مقاومت فشاری بتن تاثیر زیادی در جذب انرژی نداشته و مقاومت ستون را به مقدار کمی افزایش می‌دهد. در نتیجه برای بهبود عملکرد سازه‌های دارای ستون‌های CFST از لحاظ جذب انرژی، سختی و ظرفیت مطلوب است از مقاطع فولادی با ضخامت مناسب جداره و بتن با مقاومت معمولی استفاده شود. واژه‌های کلیدی: ستون‌های فولادی پر شده با بتن CFST، تحلیل المان محدود، ستون‌های مرکب، سخت‌شوندگی مرکب، پارامترهای خرابی بتن.

بتن ماده‌ای است که به دلیل کارایی و مقاومت فشاری زیاد کاربرد گسترده‌ای در مهندسی عمران دارد. مقاومت کم بتن در برابر تنش‌های کششی، به ویژه در محصوریت پایین ضرورت استفاده از سیستم‌های مرکب فولاد و بتن را فراهم می‌کند. ستون‌های فولادی پر شده با بتن<sup>۱</sup> با استفاده از اثر محصوریت فولاد بر هسته‌ی بتنی عملکرد مناسبی را برای سازه فراهم می‌کنند. ستون‌های CFST اولین بار در ژاپن در ساختمان‌های چند طبقه مورد استفاده قرار گرفتند. این ستون‌ها فواید زیادی نسبت به اعضا سازه‌ای بتنی رایج دارند و به طور گسترده در نواحی لرزه‌خیز مورد استفاده قرار می‌گیرند. لوله‌ی فولادی به عنوان قالب برای بتن در نظر گرفته می‌شود در نتیجه هزینه ساخت سازه را کاهش می‌دهد. همچنین لوله‌ی فولادی نقش میلگردهای طولی و عرضی را برای هسته‌ی بتنی ایفا می‌کند، در نتیجه نیاز به میلگردگذاری برای بتن نمی‌باشد و مقاومت و شکل‌پذیری هسته‌ی بتنی را افزایش می‌دهد. هسته‌ی بتنی خمشی و کماتش لوله‌ی فولادی را به تاخیر می‌اندازد و لوله‌ی فولادی مانع پوسته شدن بتن<sup>۲</sup> می‌شود. با توجه به این خصوصیت‌های مهم، ستون‌های CFST برای سازه‌های بلند در نواحی لرزه‌خیز مناسب می‌باشند. ستون‌های مرکب اعضای سازه‌ای هستند که ویژگی‌های مناسب آن‌ها مانند سختی زیاد مقطع عرضی، مقاومت فشاری زیاد، مقاومت بتن در برابر آتش، شکل‌پذیری، مقاومت کششی و نسبت تنش به کرنش زیاد و وزن کم اثبات شده است. ستون‌های CFST به دلیل کاهش ابعاد ستون و افزایش مساحت طبقه باعث کاهش هزینه‌ی ساخت می‌شود. این ویژگی در طراحی سازه‌های بلند شهری که هزینه‌ی زمین زیاد است بسیار اهمیت دارد [۱].

اگرچه مقاطع عرضی دایره‌ای و مستطیلی شکل به دلیل راحتی طراحی اتصالات تیر و ستون، سختی خمشی زیاد مقطع عرضی و زیبایی بیشتر مورد استفاده قرار می‌گیرند، اما مقاطع عرضی با شکل‌های مختلف برای ستون‌های CFST استفاده شده است. شکل (۱) مقاطع عرضی مختلف ستون‌های CFST را نشان می‌دهد.

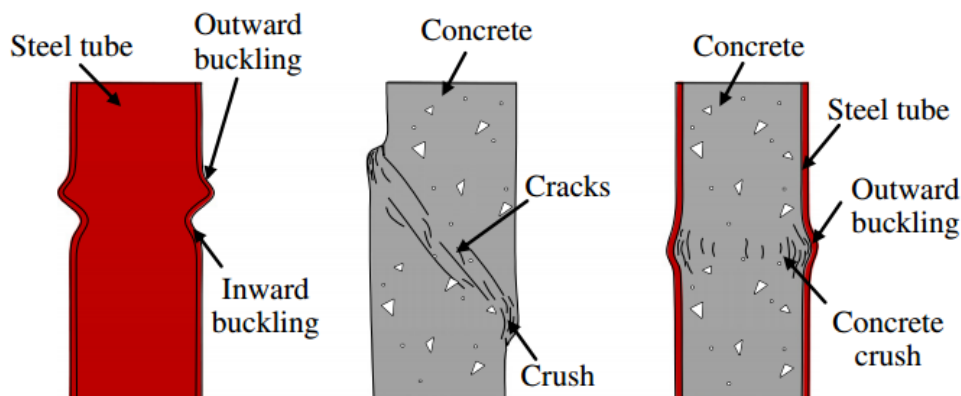


شکل (۱). مقاطع عرضی مختلف ستون‌های CFST [۲]

شکل (۲) الگوی خرابی فولاد، بتن و فولاد پر شده با بتن را نشان می‌دهد. کماتش داخلی و خارجی در لوله‌ی فولادی و خرابی برشی در بتن رخ می‌دهد. برای حالت ستون فولادی پر شده با بتن تنها کماتش خارجی در لوله‌ی فولادی رخ داده است و خرابی بتن حالت شکل‌پذیرتری دارد. در نتیجه در ستون‌های CFST محصوریت بتن توسط فولاد تامین شده و کماتش موضعی فولاد به وسیله‌ی هسته‌ی بتنی بهبود می‌یابد [۲].

<sup>1</sup> Concrete Filled Steel Tubular Columns

<sup>2</sup> Spalling



شکل (۲). مود خرابی فولاد، بتن و فولاد پر شده با بتن [۲]

مطالعات آزمایشگاهی و عددی بسیاری در رابطه با رفتار ستون‌های CFST انجام شده است که در ادامه تحقیقات مرتبط با این پژوهش شرح داده می‌شود.

اوساشا و بریج مطالعه‌ای بر روی لوله‌های فولادی جدار نازک و پر شده توسط بتن انجام دادند. پارامترهای نسبت قطر به ضخامت بین ۵۵ تا ۲۰۰، طول به قطر  $3/5$  و مقاومت فشاری ۵۰، ۸۰ و ۱۲۰ مگاپاسکال برای بتن در این تحقیق مورد استفاده قرار گرفت و نتایج بهبود مقاومت کمانشی را نشان داد. در این مطالعه آزمایشگاهی رفتار کمانش موضعی لوله‌های جدار نازک کوتاه با مقطع دایره، محصوریت ستون‌های پر نشده و پر شده با بتن بر روی مقطع عرضی مورد بررسی قرار گرفت. همچنین روش طراحی برای لوله‌های فولادی جدار نازک پر شده با بتن توسعه داده شد [۳].

لین و تسای مطالعه‌ای بر روی ۱۸ نمونه‌ی دولایه‌ی CFST انجام دادند. نسبت قطر به ضخامت و نسبت فضای خالی برای طول موثر ۱۱۰۰ میلی‌متر به عنوان پارامتر در این مطالعه مورد استفاده قرار گرفتند. نتایج افزایش محصوریت بتن توسط لوله‌ی فولادی و کاهش کمانش موضعی فولاد توسط بتن را نشان داد [۴].

هوانگ مطالعه‌ای بر روی اثر شکل مقطع عرضی، نسبت عرض به ضخامت، سختی و شکل‌پذیری ستون‌های CFST انجام داد. نتایج افزایش قابل توجه مقاومت و شکل‌پذیری در ستون‌های مربعی CFST را نشان داد [۵]. داریشکا و همکاران تحلیل اجزای محدود بر روی ستون‌های CFST تحت بارگذاری محوری در نمونه‌های با مقطع عرضی دایره‌ای و مربعی و بتن با مقاومت ۳۰، ۵۰، ۷۰ و ۹۰ مگاپاسکال انجام دادند. نتایج نشان داد تغییر شکل ستون با افزایش مقاومت بتن ۱۰ الی ۱۵ درصد کاهش می‌ابد. همچنین مقاطع دایره‌ای محصوریت بهتری نسبت به مقاطع مربعی دارند [۶].

علی‌نژاد و خالو با بررسی عوامل مختلف از جمله نوع و ضخامت لوله، شعاع گوشه مقطع و نسبت ابعاد در مقاطع مستطیلی تاثیر محصور سازی بر رفتار ستون بتنی را بررسی کردند. با توجه به این مطالعه محصور کردن ستون بتنی، سبب افزایش ظرفیت باربری، شکل‌پذیری، دوام و جذب انرژی این نوع ستون‌ها شده است [۷].

زمانیکه ستون‌های CFST در نواحی لرزه‌خیز مورد استفاده قرار بگیرند رفتار چرخه‌ای آن‌ها تحت بارگذاری سیکلی مورد بررسی قرار می‌گیرد. این ستون‌ها ظرفیت جذب انرژی قابل توجه دارند. همچنین شکل‌پذیری و قابلیت جذب انرژی آن‌ها با افزایش بار محوری کاهش می‌یابد. برای مدل‌سازی عددی ستون‌های CFST تحت بارگذاری سیکلی هاجر و تورت [۸]، دناویت و هاجر [۹] مدل‌های سه بعدی المان محدود بر روی مقاطع مربعی و دایره‌ای پیشنهاد دادند. نتایج نشان داد که مدل‌سازی اجزای محدود می‌تواند به خوبی رفتار سازه را پیش‌بینی کند. با توجه به اینکه مقاومت، شکل‌پذیری و رفتار هیستریزس پارامترهای مهم در طراحی لرزه‌ای به شمار می‌آیند در

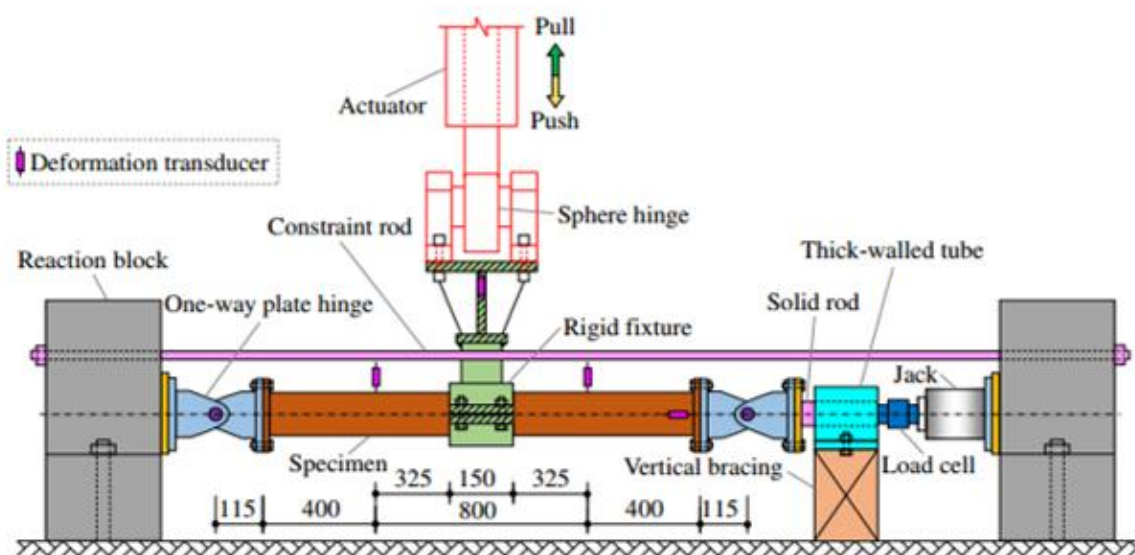


این تحقیق پس از صحت‌سنجی مدل اجزای محدود، رفتار هیستریزیس مقاطع فولادی در ضخامت‌های مختلف جداره و مقاومت‌های مختلف بتن بررسی شده و تاثیر این پارامترها بر روی ظرفیت جذب انرژی، سختی و ظرفیت ستون‌های CFST مورد بررسی قرار گرفت.

## ۲- مدل‌سازی اجزای محدود ستون‌های CFST و صحت‌سنجی با نتایج آزمایشگاهی

مطالعه‌ی رفتار سازه‌ها با روش‌های تجربی و عددی امکان‌پذیر است. یکی از روش‌های عددی که به دلیل سرعت و دقت بالا و هزینه‌ی کم، نسبت به سایر روش‌ها رواج بیشتری دارد، روش اجزای محدود است. ولی درستی مدل‌سازی اجزای محدود مورد استفاده باید با نتایج مدل‌های آزمایشگاهی تأیید شود. در این پژوهش با استفاده از روش اجزای محدود نرم افزار آباکوس<sup>۳</sup> مدل ارائه شده توسط یوفویانگ و همکاران مورد بررسی قرار گرفت [۱۰].

مدل استفاده شده برای صحت‌سنجی یک نمونه با سطح مقطع مربعی با ابعاد ۱۱۴ میلی‌متر، ضخامت جداره‌ی مقطع فولادی ۳/۸۷ میلی‌متر و طول ۱۶۰۰ میلی‌متر می‌باشد. جزئیات آزمایش به صورت شکل (۳) می‌باشد.



شکل (۳). جزئیات آزمایش [۱۰]

مطابق شکل (۳) نمونه تحت بارگذاری چرخه‌ای در وسط و بار محوری متمرکز در یک انتها می‌باشد. مشخصات نمونه آزمایشگاهی در جدول (۱) آورده شده است.

جدول (۱). مشخصات نمونه آزمایشگاهی

| $\alpha$ | $N_0$ (KN) | n   | $\sigma_{0.01}$ (MPa) | $E_s$ (MPa) | $\nu_s$ | $E_c$ (MPa) | $f_c$ (MPa) |
|----------|------------|-----|-----------------------|-------------|---------|-------------|-------------|
| 0.15     | 80.9       | 0.1 | 260.7                 | 184000      | 0.312   | 34700       | 50          |

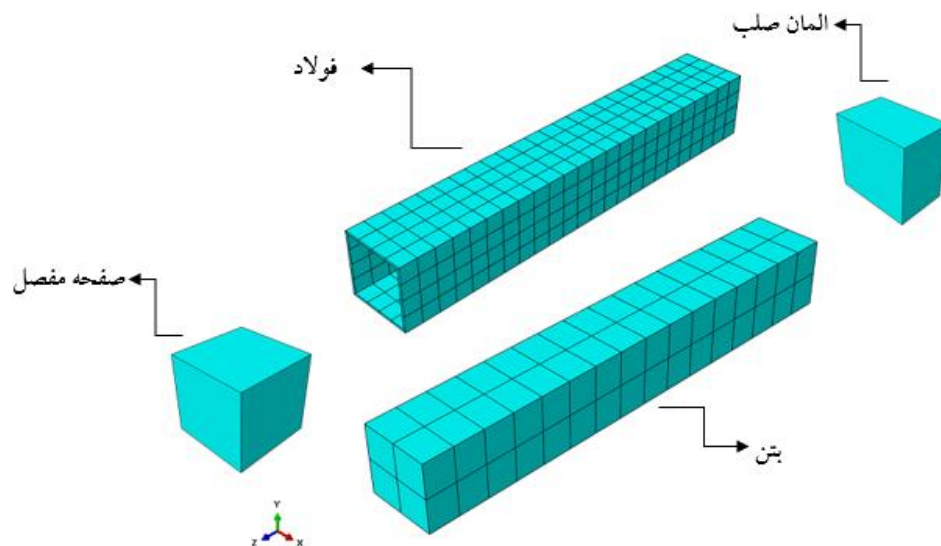
در این جدول  $\sigma_{0.01}$  تنش کششی در کرنش باقی‌مانده ۰/۰۱،  $\alpha$  نسبت فولاد،  $E_s$  مدول الاستیسیته‌ی فولاد،  $\nu_s$  ضریب پواسون فولاد،  $E_c$  مدول الاستیسیته‌ی بتن و n نسبت نیروی محوری فشاری می‌باشد که از رابطه‌ی (۱) محاسبه می‌شود.

<sup>3</sup> Abaqus

$$n = \frac{N_0}{N_{cr}} \quad (1)$$

در این رابطه  $N_{cr}$  ظرفیت ستون و  $N_0$  نیروی محوری فشاری می‌باشد که در انتهای ستون وارد شده و در طول آزمایش ثابت باقی می‌ماند.

بارگذاری چرخه‌ای بر اساس دستورالعمل ATC-24 و به روش کنترل جابه‌جایی<sup>۴</sup> و کنترل نیرو<sup>۵</sup> است. برای مدل‌سازی نمونه در نرم‌افزار آباکوس با توجه به متقارن بودن ستون حول صفحه‌ی XOY، نصف نمونه مدل‌سازی می‌شود. این مدل از ۴ قسمت هسته‌ی بتنی، ورق فولادی، صفحه‌ی مفصل و المان صلب محل بارگذاری چرخه‌ای مطابق شکل (۴) تشکیل شده است. شرایط مرزی نمونه با بستن جابه‌جایی در راستای Z و لنگر حول محورهای X و Y در ناحیه قطعه‌ی صلب اعمال می‌شود.



شکل (۴). اجزای تشکیل‌دهنده مدل المان محدود

برای مدل‌سازی اعضا از جزء Solid و شبکه هشت گره‌ای C3D8R استفاده شده است. اصطکاک و لغزش بین فولاد و هسته‌ی بتنی توسط تماس سطح به سطح (Surface to surface) مدل‌سازی شده است. این تماس اجازه‌ی جدا شدن دو سطح از یکدیگر را داده و مانع فرورفتن آن‌ها در یکدیگر می‌شود. مشخصات سطح تماس در راستای عمود بر سطح از نوع تماس سخت<sup>۶</sup> و در راستای مماس بر سطح از نوع اصطکاک کولمب با ضریب ۰/۲۵ می‌باشد. اتصال بین صفحه‌ی مفصل، بتن و فولاد و اتصال بین قطعه‌ی صلب و فولاد از نوع Tie انتخاب شده است. مدل خمیری فولاد در نرم‌افزار آباکوس سطح تسلیم Mises به همراه جریان خمیری<sup>۷</sup> می‌باشد که برای توصیف رفتار فولاد ضدزنگ استفاده می‌شود. مدل سخت‌شوندگی مرکب<sup>۸</sup> که شامل سخت‌شوندگی ایزوتروپیک<sup>۹</sup> و سخت-

<sup>۴</sup> Displacement control

<sup>۵</sup> Force control

<sup>۶</sup> Hard contact

<sup>۷</sup> Associated plastic flow

<sup>۸</sup> Mixed hardening

<sup>۹</sup> Isotropic hardening



شوندگی سینماتیک<sup>۱۰</sup> می باشد مورد استفاده قرار می گیرد. مدل سخت شوندگی ایزوتروپیک فولاد ضدزنگ رابطه‌ی بین اندازه سطح تسلیم<sup>۱۱</sup>  $\sigma^0$  و کرنش خمیری معادل  $\bar{\epsilon}^{pl}$  را مطابق رابطه (۲) توصیف می کند.

$$\sigma^0 = \sigma|_0 + Q_\infty \cdot (1 - e^{-b \cdot \bar{\epsilon}^{pl}}) \quad (2)$$

در این رابطه  $\sigma|_0$  تنش تسلیم در کرنش خمیری صفر است که در این تحقیق با  $\sigma_{0.01}$  برابر می باشد.  $Q_\infty$  بیشترین تغییر اندازه‌ی سطح تسلیم و  $b$  نرخ اندازه‌ی تغییرات سطح تسلیم با افزایش کرنش خمیری می باشد. مدل سخت شوندگی غیرخطی سینماتیک فولاد ضدزنگ با استفاده از رابطه‌ی بین بردار backstress ( $\alpha_k$ ) که انتقال سطح تسلیم در فضای تنش-کرنش خمیری را توصیف می کند، تعریف می شود. مدل سخت شوندگی غیرخطی سینماتیک با استفاده از رابطه‌ی (۳) تعریف می شود.

$$\alpha_k = \frac{C_k}{\gamma_k} \cdot (1 - e^{-\gamma_k \cdot \bar{\epsilon}^{pl}}) + \alpha_{k,1} \cdot e^{-\gamma_k \cdot \bar{\epsilon}^{pl}} \quad (3)$$

در این رابطه  $C_k$  مدول سخت شوندگی سینماتیکی اولیه،  $\gamma_k$  نرخ کاهش مدول سخت شوندگی سینماتیکی با افزایش تغییر شکل خمیری می باشد.  $\alpha_{k,1}$  مقدار اولیه‌ی مولفه‌ی شماره  $k$  در backstress می باشد. مشخصات سخت شوندگی چرخه‌ای بر اساس مطالعات پیشین به دست می آید [۱۱ و ۱۲]. این پارامترهای پیشنهاد شده برای سخت شوندگی چرخه‌ای فولاد ضدزنگ با عملکرد سخت شوندگی مرکب در آباکوس مناسب می باشند. پارامترهای سخت شوندگی چرخه‌ای فولاد ضدزنگ در جدول (۲) آورده شده اند.

جدول (۲). پارامترهای سخت شوندگی چرخه‌ای فولاد ضدزنگ

| Cross section | $\sigma _0$ (MPa) | $Q_\infty$ (MPa) | b   | $C_{Kin}$ (MPa) | $\gamma$ |
|---------------|-------------------|------------------|-----|-----------------|----------|
| Square        | 260.7             | 421.6            | 1.8 | 50387.2         | 195.5    |

رفتار پیچیده‌ی غیرخطی هسته‌ی بتنی تحت بار چرخه‌ای با استفاده از مدل خرابی خمیری در آباکوس شبیه سازی می شود در این مدل خرابی بتن دارای دو نوع شکست ترک خوردگی کششی و خردشدگی فشاری می باشد که به ترتیب با استفاده از کشش معادل و کرنش خمیری فشاری تعیین می شوند. در حالیکه کاهش سختی به دلیل خرابی در مرحله‌ی نرم شوندگی منحنی تنش-کرنش توسط پارامترهای خرابی کششی و فشاری توصیف می شود. برای بتن محصور تحت فشار، رابطه‌ی تنش در مقابل کرنش غیرخطی از رابطه‌ی ارائه شده توسط Han و همکاران استفاده شده است. رابطه‌ی (۴) تنش در مقابل کرنش غیرخطی را نشان می دهد.

$$y = \begin{cases} 2x - x^2 & (x \leq 1) \\ \frac{x}{\beta_0 (x-1)^\eta + x} & (x \geq 1) \end{cases} \quad (4)$$

در این روابط  $y = \frac{\sigma}{\sigma_0}$ ،  $x = \frac{\epsilon}{\epsilon_0}$  و  $\sigma_0 = f'_c (N/mm^2)$  می باشد که  $\epsilon_0$  از رابطه‌ی (۵) محاسبه می شود.

<sup>10</sup> Kinematic hardening

<sup>11</sup> Yield surface size

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_c + 800\xi^{0.2} \times 10^{-6} \quad (5)$$

$\varepsilon_c$  از رابطه‌ی (۶) محاسبه می‌شود.

$$\varepsilon_c = (1300 + 12.5f'_c) \times 10^{-6} \quad (6)$$

$\eta$  و  $\beta_0$  مربوط به معادله‌ی (۴) از روابط (۷) و (۸) محاسبه می‌شود.

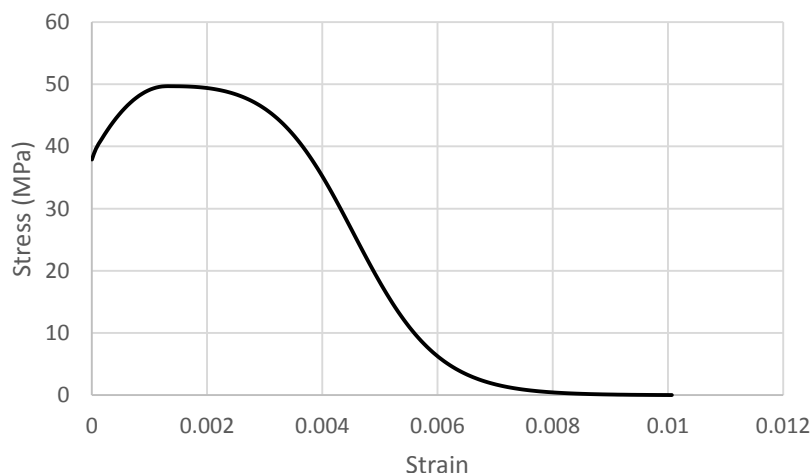
$$\eta = \begin{cases} 2. & \text{CFST با مقطع دایره} \\ 1.6 + 1.5x. & \text{CFST با مقطع مربع} \end{cases} \quad (7)$$

$$\beta_0 = \begin{cases} (2.36 \times 10^{-5})^{[0.25 + (\xi - 0.5)7]} (f'_c)^{0.5} \times 0.5 \geq 0.12. & \text{CFST با مقطع دایره} \\ \frac{(f'_c)^{0.1}}{1.2\sqrt{1+\xi}}. & \text{CFST با مقطع مربع} \end{cases} \quad (8)$$

در این رابطه  $f'_c$  مقاومت استوانه‌ای بتن بر حسب مگاپاسکال می‌باشد. افزایش رفتار خمیری به پارامتر محصوریت ( $\xi$ ) بستگی دارد که بر اساس رابطه‌ی (۹) به دست می‌آید.

$$\xi = \frac{A_s f_y}{A_c f_{ck}} = \alpha \frac{f_y}{f_{ck}} \quad (9)$$

در این رابطه  $A_s$  سطح مقطع فولاد،  $A_c$  سطح مقطع بتن و  $\alpha$  نسبت فولاد می‌باشد. همچنین  $f_y$  تنش تسلیم فولاد و  $f_{ck}$  مقاومت مشخصه‌ی بتن می‌باشد که ۰/۶۷ برابر مقاومت فشاری نمونه‌ی مکعبی بتن می‌باشد. در نهایت نمودار تنش-کرنش بتن در فشار با مقاومت فشاری ۵۰ مگاپاسکال مطابق شکل (۵) می‌باشد.

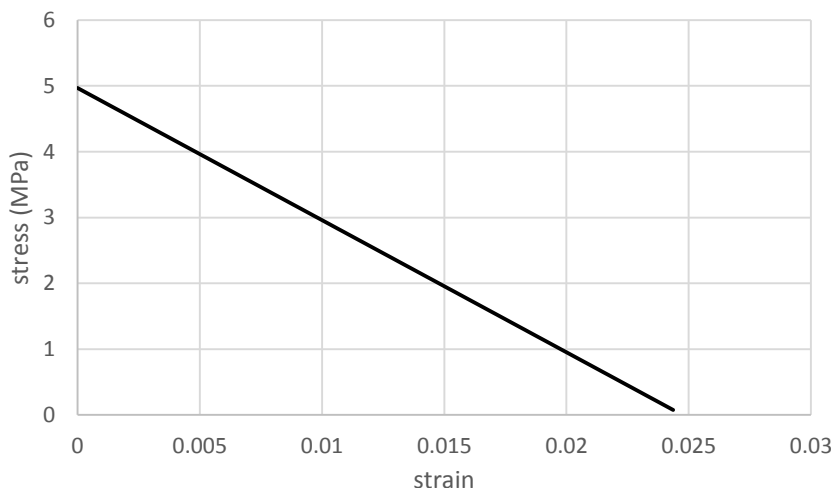


شکل (۵). نمودار تنش-کرنش بتن در فشار

شبیه‌سازی سخت‌شوندگی کششی در آباکوس برای نشان دادن خصوصیت نرم‌شوندگی کششی هسته‌ی بتنی مورد استفاده قرار گرفته است. مدل تنش-بازشدگی ترک توسط Goto و همکاران برای در نظر گرفتن اثر نرم‌شوندگی کششی، برای مقاومت کششی برابر با ۱۰ درصد مقاومت فشاری نهایی، با استفاده از یک رابطه‌ی خطی پیشنهاد شده است [۱۳]. بازشدگی ترک با استفاده از رابطه‌ی (۱۰) به کرنش خمیری تبدیل می‌شود.

$$\varepsilon^{pl} = \frac{u_{cr}}{V_e^{\frac{1}{3}}} \quad (10)$$

در این رابطه  $V_e$  میانگین حجم بخش هسته‌ی بتنی می‌باشد. با استفاده درونیابی برای مقاومت مدل موردنظر نمودار تنش- کرنش خمیری بتن محصور با مقاومت کششی ۱۰ مگاپاسکال به صورت شکل (۶) می‌باشد.

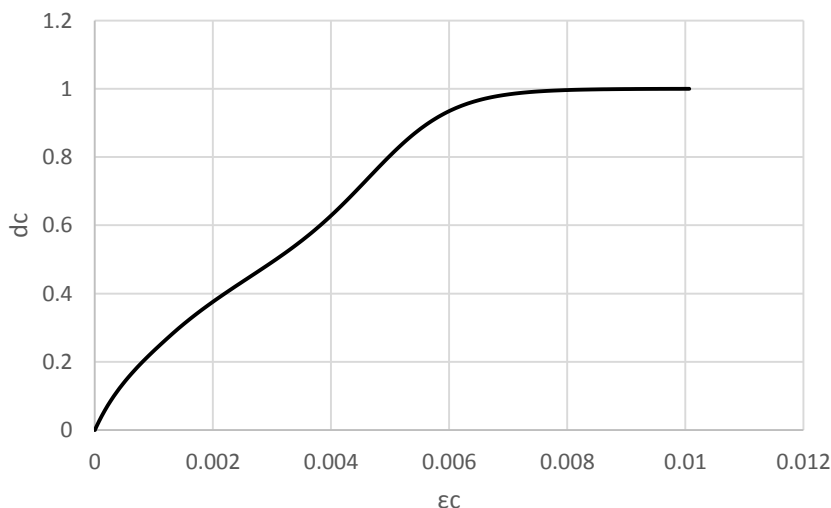


شکل (۶). نمودار تنش-کرنش بتن در کشش

معادله‌ی غیرخطی پیشنهاد شده توسط Birtel و Mark که تابعی از تنش، ضریب کشسانی و کرنش خمیری می‌باشد برای تعیین پارامترهای خرابی فشاری بتن مورد استفاده قرار گرفته است [۱۴]. پارامتر خرابی فشاری بر اساس رابطه‌ی (۱۱) محاسبه می‌شود.

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c E_c^{-1}}{\varepsilon_c^{pl} (1/b_c - 1) + \sigma_c E_c^{-1}} \quad (11)$$

$b_c$  یک پارامتر ثابت با مقادیر بین صفر تا یک می‌باشد. که مقدار ۰/۷ با نتایج بارگذاری چرخه‌ای مطابقت خوبی دارد. نمودار پارامتر خرابی فشاری نسبت به کرنش خمیری مطابق شکل (۷) می‌باشد.

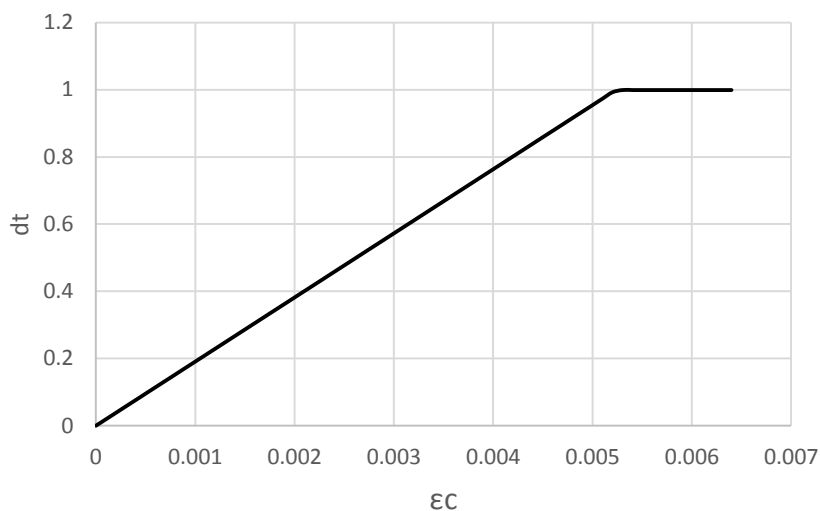


شکل (۷). نمودار پارامتر خرابی فشاری-کرنش پلاستیک بتن

پارامتر خرابی کششی از رابطه‌ی خطی ارائه شده توسط Goto و همکاران مطابق رابطه‌ی (۱۲) محاسبه می‌شود [۱۳].

$$d_t = \frac{1.24k_t}{\sigma_{t0}} u^{cr} \quad (12)$$

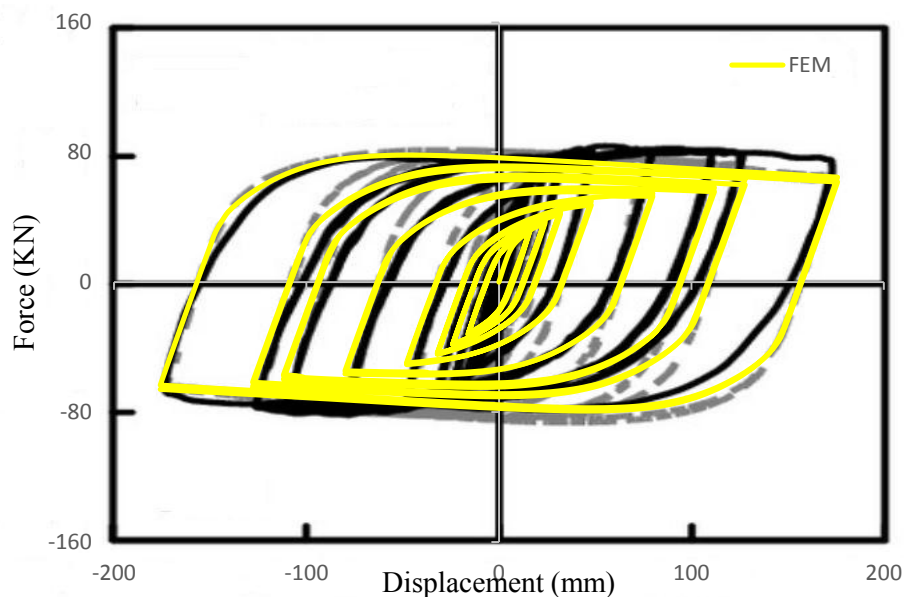
نمودار پارامتر خرابی کششی نسبت به کرنش خمیری مطابق شکل (۸) می‌باشد.



شکل (۸). نمودار پارامتر خرابی کششی-کرنش پلاستیک بتن

ضریب کشسانی هسته‌ی بتنی با استفاده از رابطه‌ی ارائه شده توسط ACI محاسبه می‌شود و ضریب پواسون ۰/۲ در نظر گرفته می‌شود

جهت صحت‌سنجی مدل اجزای محدود با مدل آزمایشگاهی نمودار چرخه‌ای بدست‌آمده‌ی آن‌ها با یکدیگر مقایسه شده‌است. در شکل (۹)، خطوط مشکی پررنگ نمودار چرخه‌ای مدل آزمایشگاهی، خطوط خط‌چین خاکستری مدل اجزای محدود یانگ و همکاران و خطوط زردرنگ مدل اجزای محدود انجام شده در این پژوهش را نشان می‌دهند.



شکل (۹). صحت‌سنجی مدل المان محدود با مدل آزمایشگاهی یانگ و همکاران [۱۰]

همانطور که در شکل (۹) ملاحظه می‌شود نتایج نمودار چرخه‌ای بدست آمده برای مدل اجزای محدود انجام شده در این پژوهش تطابق بسیار مناسبی با نتایج بدست آمده از آزمایش و مدل اجزای محدود انجام‌شده توسط یانگ و همکاران دارد.

### ۳- مدل‌سازی عددی ستون‌های CFST

#### ۳-۱- مشخصات مدل‌های المان محدود

در این پژوهش اثر تغییر ضخامت جداره‌ی مقطع فولادی و مقاومت فشاری بتن بر رفتار ستون‌های CFST مورد بررسی قرار گرفته است. برای در نظر گرفتن اثر تغییر این پارامترها از ۹ مدل ستون CFST با سه ضخامت متفاوت برای جداره‌ی مقطع فولادی و سه مقاومت فشاری مختلف بتن استفاده شده‌است. انتخاب مقاومت‌های فشاری به-گونه‌ای است که محدوده‌ی بتن با مقاومت فشاری کم، متوسط و زیاد را در برمی‌گیرد. جدول (۳) مشخصات هرکدام از مدل‌های ساخته شده را نشان می‌دهد.

جدول (۳). مشخصات مدل‌ها

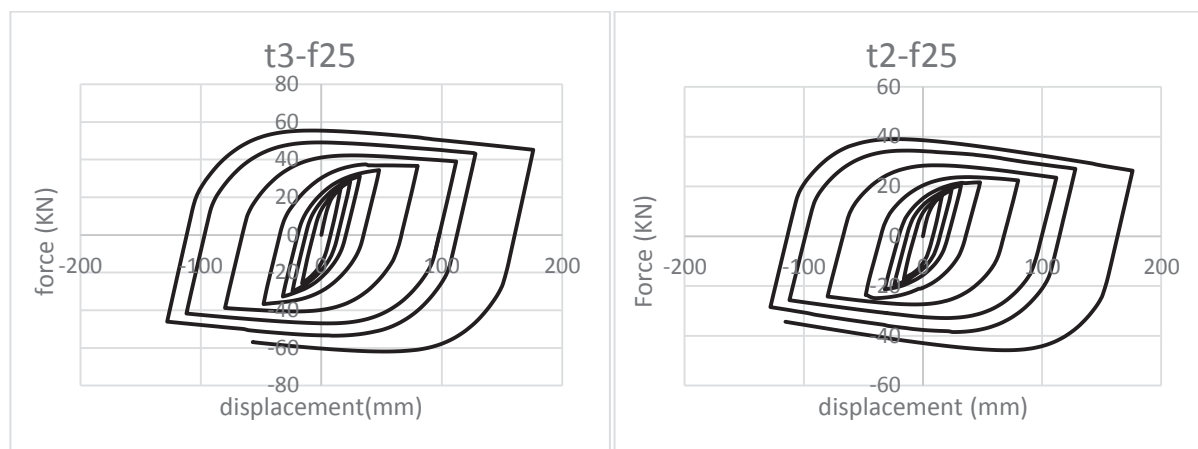
| Number | Name   | t (Steel Box thickness) (mm) | $f_c$ (MPa) |
|--------|--------|------------------------------|-------------|
| 1      | t2-f25 | 2                            | 25          |
| 2      | t2-f50 | 2                            | 50          |
| 3      | t2-f70 | 2                            | 70          |
| 4      | t3-f25 | 3                            | 25          |
| 5      | t3-f50 | 3                            | 50          |
| 6      | t3-f70 | 3                            | 70          |
| 7      | t4-f25 | 4                            | 25          |
| 8      | t4-f50 | 4                            | 50          |
| 9      | t4-f70 | 4                            | 70          |

#### ۳-۲- مشخصات مصالح

مشخصات فولاد و بتن مدل‌سازی شده مشابه آن‌چه که در بخش صحت‌سنجی ارائه شد برای مدل‌سازی در نظر گرفته شده‌است. از آنجایی که رفتار فولاد در همه‌ی مدل‌ها مشابه می‌باشد رفتار استفاده شده در مدل صحت-سنجی بکار گرفته شده‌است. با توجه به معادلات بالا مشخصات رفتار بتن شامل نمودار تنش-کرنش در کشش و فشار، رفتار خرابی در کشش و فشار و ضریب کشسانی برای مقاومت‌های فشاری مختلف متفاوت است. همچنین با توجه به تغییرات پارامتر  $\alpha$  که نسبت فولاد و بتن را نشان می‌دهد، تغییر ضخامت جداره‌ی مقطع فولادی نیز بر رفتار تنش-کرنش و خرابی بتن تاثیر می‌گذارد، در نتیجه رفتار بتن برای هرکدام از ۹ مدل ارائه شده در جدول بالا متفاوت است و با استفاده از روابط شرح داده شده بدست می‌آید. مشابه مشخصات ارائه شده در مدل صحت‌سنجی از اجزای Solid برای اعضای مدل استفاده شده و برای شبکه‌بندی از اجزای هشت‌گه‌ای آجری C3D8R استفاده شده‌است.

#### ۳-۳- نمودارهای هیستریزیس

نمودارهای هیستریزیس برای ۲ ستون t2-25 و t3-25 در شکل (۱۰) آورده شده است.

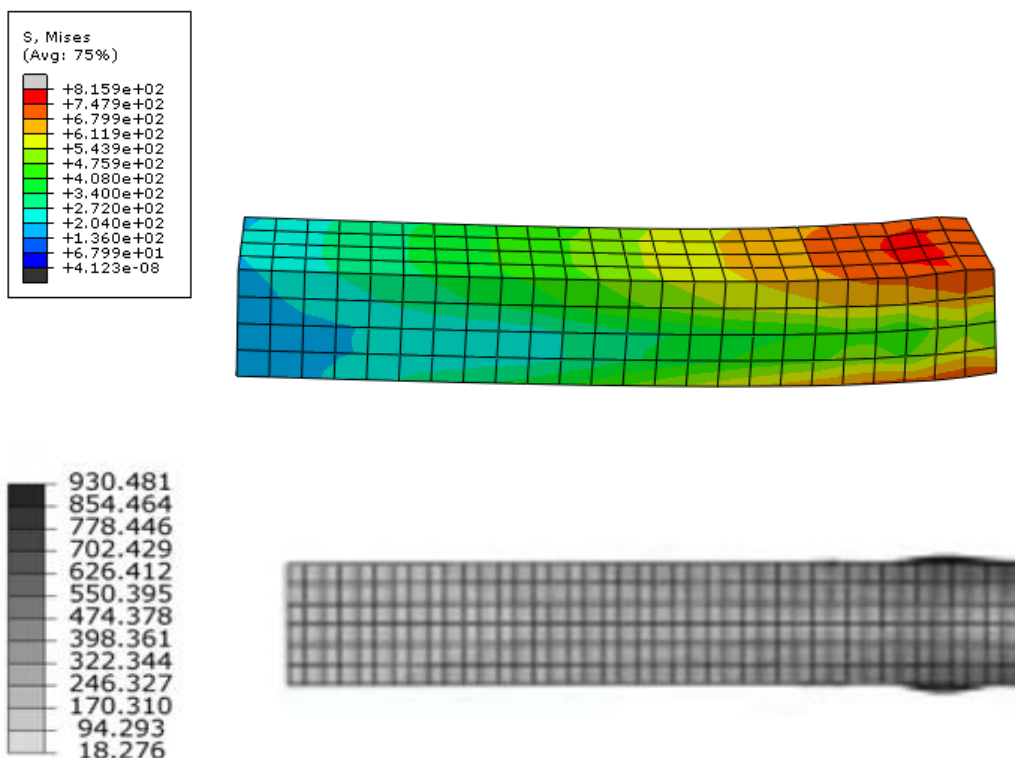


شکل (۱۰). نمودارهای هیستریزیس برای ستون ۲ t2-25 و t3-25

#### ۴- نتایج حاصل از مدل سازی

##### ۴-۱- بررسی توزیع تنش و خرابی ستون CFST

اعمال جابجایی‌های متناوب در انتهای صلب باعث ایجاد تنش‌های فشاری و کششی در ستون می‌شود. مطابق شکل (۱۱) با توجه به زیاد بودن مقدار تنش در وسط ستون، بیشینه‌ی تنش ایجاد شده در این قسمت‌ها رخ می‌دهد. شکل (۱۱) دو نمونه از تنش بدست آمده برای نمونه‌ی با ضخامت فولاد ۴ میلی‌متر و مقاومت فشاری ۵۵ مگاپاسکال بتن نشان می‌دهد. همانطور که در این شکل نیز مشاهده می‌شود بیشینه‌ی تنش در وسط ستون اصلی (انتهای ستون مدل‌سازی شده) رخ داده است که مطابقت مناسب مود خرابی بدست آمده برای مدل آزمایشگاهی (نمونه‌ی S0.15-0.1) و مدل اجزای محدود را نیز نشان می‌دهد.



شکل (۱۱). توزیع تنش بدست آمده برای نمونه‌ی با ضخامت فولاد ۴ میلی‌متر و مقاومت فشاری ۵۵ مگاپاسکال بتن

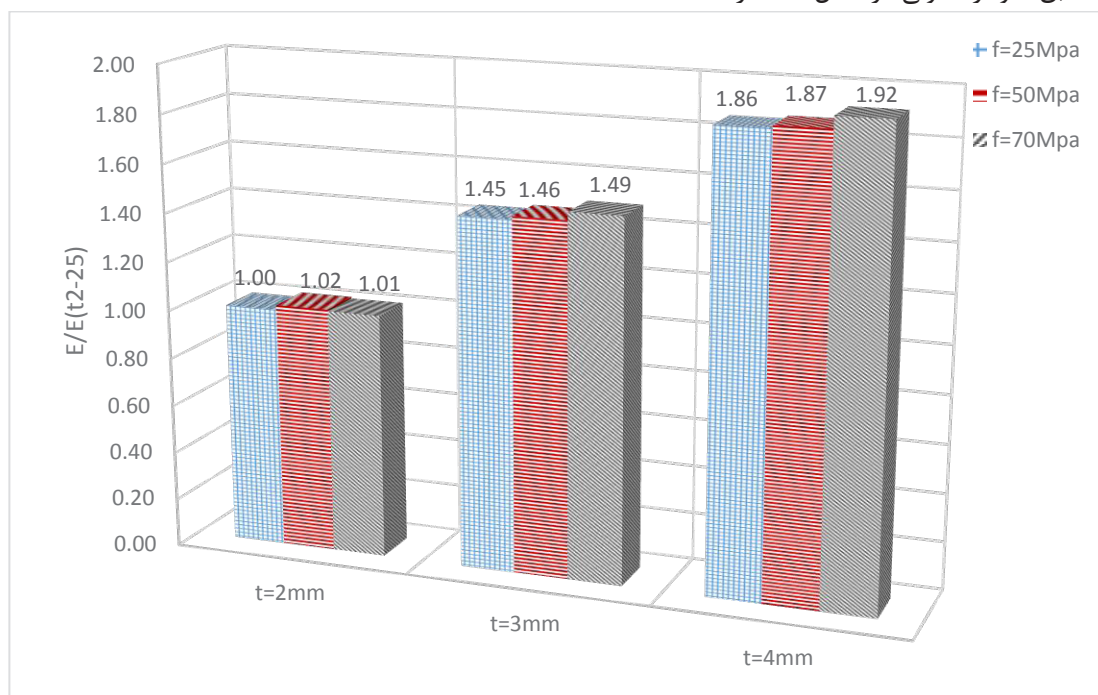
## ۴-۲- اثر تغییر مقاومت فشاری بتن و ضخامت فولاد بر میزان جذب انرژی ستون CFST

با افزایش مقاومت بتن شکل‌پذیری و جذب انرژی سازه‌های بتنی کاهش می‌یابد. محصوریت خارجی ایجاد شده در ستون‌های CFST باعث افزایش مقاومت و شکل‌پذیری سازه می‌شود و ضعف بتن در مقاومت‌های بالا را بهبود می‌بخشد. جدول (۴) مقادیر جذب انرژی مدل‌های مختلف بررسی شده را نشان می‌دهد. جذب انرژی هر کدام از نمونه‌ها از محاسبه‌ی سطح داخل نمودار چرخه‌ای آن‌ها بدست می‌آید. برای مقایسه‌ی اثر تغییرات مقاومت فشاری بتن و تغییر ضخامت فولاد بر جذب انرژی ستون، مدل با ضخامت فولاد ۲ میلی‌متر و مقاومت فشاری بتن ۲۵ مگاپاسکال به عنوان نمونه‌ی مبنا در نظر گرفته شده و ستون سوم جدول (۴) نسبت جذب انرژی هر کدام از این مدل‌ها را نسبت به این نمونه نشان می‌دهد.

جدول (۴). مقادیر جذب انرژی مدل‌ها

| model | energy absorption (N-m) | energy absorption / (t2-25) energy absorption |
|-------|-------------------------|-----------------------------------------------|
| t2-25 | 44206559                | 1.00                                          |
| t2-50 | 45072406                | 1.02                                          |
| t2-70 | 44804240                | 1.01                                          |
| t3-25 | 63901726                | 1.45                                          |
| t3-50 | 64555347                | 1.46                                          |
| t3-70 | 65987133                | 1.49                                          |
| t4-25 | 82260574                | 1.86                                          |
| t4-50 | 82777821                | 1.87                                          |
| t4-70 | 84889997                | 1.92                                          |

به منظور مقایسه بهتر نتایج، مقدار انرژی جذب شده هر نمونه نسبت به نمونه‌ی مبنا برای ضخامت‌ها و مقاومت‌های مختلف مطابق نمودار ستونی در شکل (۱۲) ارائه شده است.



شکل (۱۲). مقایسه انرژی جذب شده هر نمونه نسبت به نمونه‌ی مبنا برای ضخامت‌ها و مقاومت‌های مختلف



#### ۴-۲-۱- بررسی افزایش جذب انرژی در اثر افزایش ضخامت جداره‌ی مقطع فولادی

افزایش ضخامت جداره‌ی مقطع فولادی باعث افزایش محصوریت و جذب انرژی سازه می‌شود. مطابق نسبت‌های جذب انرژی ارائه شده در شکل (۱۲)، افزایش ضخامت فولاد از ۲ میلی‌متر به ۳ میلی‌متر برای نمونه‌های با مقاومت فشاری ۲۵، ۵۰ و ۷۰ مگاپاسکال بتن به ترتیب جذب انرژی ستون را ۴۵ درصد، ۴۴ درصد و ۴۸ درصد افزایش می‌دهد. همچنین مقادیر افزایش جذب انرژی با تغییر ضخامت جداره‌ی مقطع فولادی از ۲ میلی‌متر به ۴ میلی‌متر نیز به ترتیب برابر با ۸۶ درصد، ۸۵ درصد و ۹۱ درصد می‌باشد. با افزایش ضخامت جداره‌ی مقطع فولادی قابلیت جذب انرژی سازه افزایش می‌یابد و تاثیر افزایش مقاومت در جذب انرژی ناچیز است.

#### ۴-۲-۲- بررسی افزایش جذب انرژی در اثر افزایش مقاومت فشاری بتن

مطابق شکل (۱۲) برای نمونه‌های با ضخامت ۲ میلی‌متر جداره‌ی مقطع فولادی با افزایش مقاومت فشاری بتن از ۲۵ مگاپاسکال به ۵۵ و ۷۰ مگاپاسکال جذب انرژی ستون ۲ درصد و ۱ درصد افزایش خواهد یافت. برای نمونه‌های با ضخامت‌های ۳ میلی‌متر و ۴ میلی‌متر نیز با افزایش مقاومت فشاری از ۲۵ به ۵۵ و ۷۰ مگاپاسکال جذب انرژی ستون به ترتیب ۱ درصد و ۴ درصد و ۱ درصد و ۶ درصد می‌باشد. در ستون با ضخامت کم جداره‌ی مقطع فولادی با افزایش مقاومت بتن جذب انرژی ستون کاهش می‌یابد زیرا بتن تردتر شده و جذب انرژی آن کاهش می‌یابد. در ستون‌های با ضخامت زیاد جداره‌ی مقطع فولادی، کاهش جذب انرژی به دلیل افزایش مقاومت بتن از بین می‌رود. در واقع اثر محصوریت بتن افزایش یافته و ضعف بتن در مقاوم بالا را بهبود می‌بخشد.

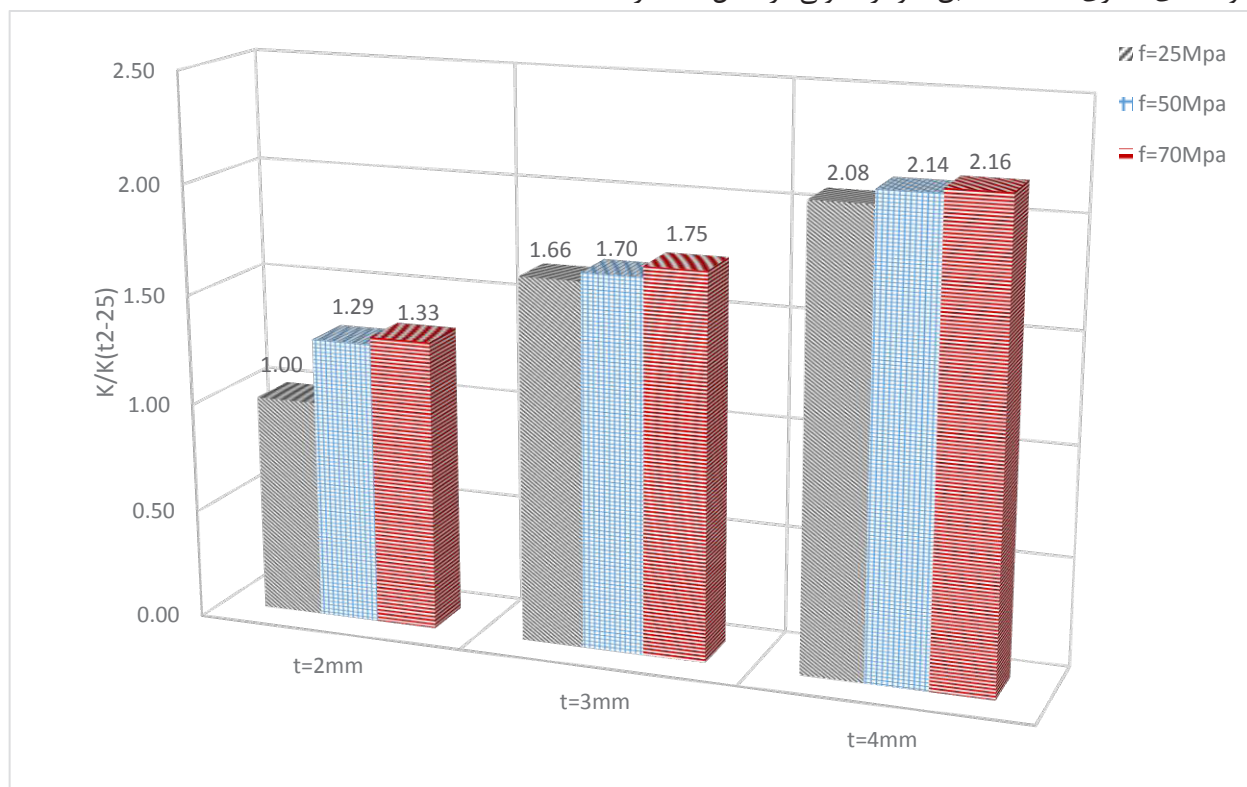
#### ۴-۳- اثر تغییر مقاومت فشاری بتن و ضخامت جداره‌ی مقطع فولادی بر سختی ستون CFST

مطابق روابط ارائه شده برای مقاومت فشاری و ضریب کشسانی بتن، ضریب کشسانی با جذر مقاومت فشاری رابطه‌ی مستقیم دارد، لذا افزایش مقاومت فشاری افزایش ضریب کشسانی را نیز به همراه خواهد داشت. در نتیجه افزایش مقاومت فشاری بتن با زیاد کردن ضریب کشسانی بتن باعث افزایش سختی سازه می‌شود. از طرفی تغییر ضخامت جداره‌ی مقطع فولادی نیز باعث افزایش ممان اینرسی ممان اینرسی بخش فولادی ستون و به تبع آن افزایش ممان اینرسی کل ستون خواهد شد. جدول (۵) مقادیر سختی اولیه‌ی مدل‌های مختلف بررسی شده را نشان می‌دهد. برای مقایسه‌ی اثر تغییرات مقاومت فشاری بتن و تغییر ضخامت جداره‌ی مقطع فولادی بر سختی سازه، مدل با ضخامت فولاد ۲ میلی‌متر و مقاومت فشاری بتن ۲۵ مگاپاسکال به عنوان نمونه‌ی مبنا در نظر گرفته شده و ستون سوم جدول (۵) نسبت سختی اولیه‌ی هر کدام از این مدل‌ها را نسبت به این نمونه نشان می‌دهد.

جدول (۵). سختی اولیه مدل‌ها

| model | Initial Stiffness(N/mm) | Initial Stiffness / (t2-25) Initial stiffness |
|-------|-------------------------|-----------------------------------------------|
| t2-25 | 1870.00                 | 1.00                                          |
| t2-50 | 2421.26                 | 1.29                                          |
| t2-70 | 2484.77                 | 1.33                                          |
| t3-25 | 3098.48                 | 1.66                                          |
| t3-50 | 3173.78                 | 1.70                                          |
| t3-70 | 3267.73                 | 1.75                                          |
| t4-25 | 3884.19                 | 2.08                                          |
| t4-50 | 4002.94                 | 2.14                                          |
| t4-70 | 4045.73                 | 2.16                                          |

به منظور مقایسه بهتر نتایج، مقدار سختی اولیه هر نمونه نسبت به نمونه‌ی مبنا برای ضخامت‌های جداره و مقاومت‌های فشاری مختلف مطابق نمودار ستونی در شکل (۱۳) ارائه شده است.



شکل (۱۳). مقایسه سختی اولیه هر نمونه نسبت به نمونه‌ی مبنا برای ضخامت‌های جداره و مقاومت‌های فشاری مختلف

#### ۱-۳-۴- بررسی افزایش سختی در اثر افزایش ضخامت فولاد

افزایش ضخامت جداره‌ی مقطع فولادی باعث افزایش محصوریت و سختی سازه می‌شود. مطابق نسبت‌های سختی ارائه شده در شکل (۱۳)، افزایش ضخامت جداره‌ی مقطع فولادی از ۲ میلی‌متر به ۳ میلی‌متر برای نمونه‌های با مقاومت فشاری ۲۵، ۵۰ و ۷۰ مگاپاسکال بتن به ترتیب سختی ستون را ۶۶ درصد، ۴۱ درصد و ۴۲ درصد افزایش می‌دهد. همچنین مقادیر افزایش سختی با تغییر ضخامت جداره‌ی مقطع فولادی از ۲ میلی‌متر به ۴ میلی‌متر نیز به ترتیب برابر با ۱۰۸ درصد، ۸۵ درصد و ۸۳ درصد می‌باشد. مشخص است که افزایش سختی برای ستون‌های با مقاومت فشاری بتن کمتر نسبت به ستون‌های با مقاومت فشاری بیشتر قابل توجه‌تر است.

#### ۲-۳-۴- بررسی افزایش سختی در اثر افزایش مقاومت فشاری بتن

رابطه‌ی بین مقاومت فشاری-ضریب کشسانی بتن نشان می‌دهد که ضریب کشسانی با نسبت جذر مقاومت فشاری بتن افزایش می‌یابد. مطابق شکل (۱۳) برای نمونه‌های با ضخامت ۲ میلی‌متر جداره‌ی مقطع فولادی با افزایش مقاومت فشاری بتن از ۲۵ مگاپاسکال به ۵۵ و ۷۰ مگاپاسکال سختی ستون ۲۹ درصد و ۳۳ درصد افزایش خواهد یافت. برای نمونه‌های با ضخامت‌های جداره ۳ میلی‌متر و ۴ میلی‌متر نیز با افزایش مقاومت فشاری از ۲۵ به ۵۵ و ۷۰ مگاپاسکال سختی سازه به ترتیب ۴ درصد و ۹ درصد و ۶ درصد و ۸ درصد می‌باشد. با افزایش ضخامت جداره‌ی مقطع فولادی تاثیر افزایش مقاومت در افزایش سختی ستون کم می‌شود.

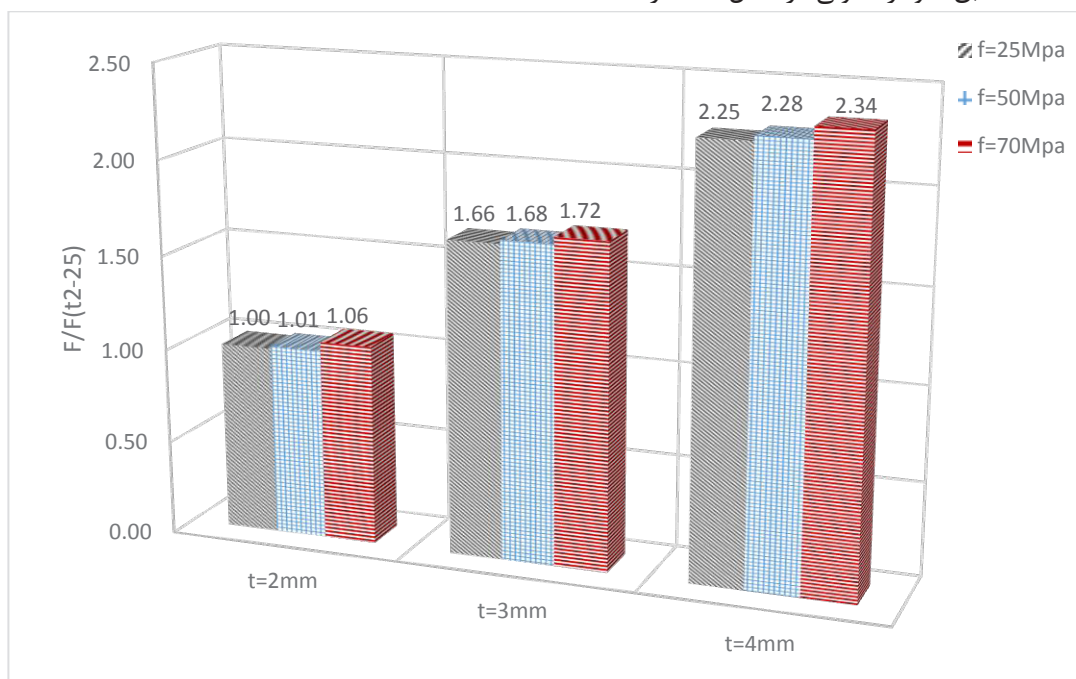
#### ۴-۴- اثر تغییر مقاومت فشاری بتن و ضخامت فولاد بر ظرفیت ستون CFST

افزایش ضریب کشسانی بتن در اثر تغییر مقاومت فشاری بتن و همچنین افزایش ضخامت جداره‌ی مقطع فولادی باعث افزایش سختی ستون می‌شود. افزایش سختی باعث بالارفتن مقاومت سازه در برابر جابجایی اعمال شده می‌شود. از طرفی افزایش مقاومت فشاری بتن نیز مقاومت نهایی سازه را افزایش می‌دهد. برای مقایسه‌ی اثر تغییرات گفته شده در مقاومت نهایی ستون، مقدار نیروی قائم ستون در مدل‌های مختلف برای جابجایی ۱۱۲ میلی‌متر با یکدیگر مقایسه و در جدول (۶) آورده شده‌است. نمونه‌ی با ضخامت جداره‌ی مقطع فولادی ۲ میلی‌متر و مقاومت فشاری بتن ۲۵ مگاپاسکال به عنوان مبنا در نظر گرفته شده و ستون سوم جدول (۶) نسبت مقاومت هر کدام از مدل‌ها را نسبت به این مدل نشان می‌دهد.

جدول (۶). ظرفیت مدل‌ها

| model | column capacity (KN) | column capacity / (t2-25) capacity |
|-------|----------------------|------------------------------------|
| t2-25 | 23.524               | 1.00                               |
| t2-50 | 23.871               | 1.01                               |
| t2-70 | 25.028               | 1.06                               |
| t3-25 | 39.004               | 1.66                               |
| t3-50 | 39.469               | 1.68                               |
| t3-70 | 40.352               | 1.72                               |
| t4-25 | 52.965               | 2.25                               |
| t4-50 | 53.596               | 2.28                               |
| t4-70 | 55.014               | 2.34                               |

به منظور مقایسه بهتر نتایج، مقدار ظرفیت هر نمونه نسبت به نمونه‌ی مبنا برای ضخامت‌های جداره و مقاومت‌های فشاری مختلف مطابق نمودار ستونی در شکل (۱۴) ارائه شده است.



شکل (۱۴). مقایسه ظرفیت هر نمونه نسبت به نمونه‌ی مبنا برای ضخامت‌ها و مقاومت‌های مختلف

#### ۱-۴-۴- بررسی افزایش ظرفیت ستون در اثر افزایش ضخامت فولاد

همانطور که گفته شد، افزایش ضخامت جداره‌ی مقطع فولادی باعث افزایش محصوریت و در نتیجه باعث افزایش ظرفیت سازه می‌شود. مطابق نسبت‌های ظرفیت ارائه شده در شکل ۱۴، افزایش ضخامت جداره‌ی مقطع فولادی فولاد از ۲ میلی‌متر به ۳ میلی‌متر برای نمونه‌های با مقاومت فشاری ۲۵، ۵۰ و ۷۰ مگاپاسکال بتن به ترتیب ظرفیت ستون را ۶۶ درصد، ۶۵ درصد و ۶۶ درصد افزایش می‌دهد. همچنین مقادیر افزایش سختی با تغییر ضخامت جداره‌ی مقطع فولادی از ۲ میلی‌متر به ۴ میلی‌متر نیز به ترتیب برابر با ۱۲۵ درصد، ۱۲۷ درصد و ۱۲۸ درصد می‌باشد. مشخص است که افزایش ظرفیت برای ستون‌های با مقاومت فشاری بتن مختلف تقریباً یکسان است و با افزایش ضخامت جداره‌ی مقطع فولادی ظرفیت ستون افزایش زیادی دارد.

#### ۲-۴-۴- بررسی افزایش ظرفیت ستون در اثر افزایش مقاومت فشاری بتن

مطابق شکل (۱۴) برای نمونه‌های با ضخامت ۲ میلی‌متر جداره‌ی مقطع فولادی با افزایش مقاومت فشاری بتن از ۲۵ مگاپاسکال به ۵۵ و ۷۰ مگاپاسکال ظرفیت ستون ۱ درصد و ۶ درصد افزایش خواهد یافت. برای نمونه‌های با ضخامت‌های جداره ۳ میلی‌متر و ۴ میلی‌متر نیز با افزایش مقاومت فشاری از ۲۵ به ۵۵ و ۷۰ مگاپاسکال سختی سازه به ترتیب ۲ درصد و ۶ درصد و ۳ درصد و ۹ درصد می‌باشد.

#### ۵- نتیجه‌گیری

در این پژوهش اثر تغییر ضخامت جداره‌ی مقطع فولادی و مقاومت فشاری بتن بر رفتار ستون‌های CFST مورد بررسی قرار گرفت. برای در نظر گرفتن اثر تغییر این پارامترها از ۹ مدل ستون CFST با سه ضخامت متفاوت جداره‌ی مقطع فولادی و سه مقاومت فشاری مختلف بتن استفاده شده‌است. تاثیر افزایش ضخامت جداره‌ی مقطع فولادی و مقاومت بتن بر جذب انرژی سازه، سختی اولیه و ظرفیت ستون مورد بررسی قرار گرفت.

۱-۵- در ستون دارای جداره‌ی فولادی با ضخامت کم (۲ میلی‌متر) با افزایش مقاومت بتن از ۵۰ به ۷۰ مگاپاسکال افزایش جذب انرژی ستون از ۲ درصد به ۱ درصد کاهش می‌یابد زیرا بتن تردتر شده و جذب انرژی آن کاهش می‌یابد. در ستون‌های دارای جداره‌ی فولادی با ضخامت زیاد، کاهش جذب انرژی به دلیل افزایش مقاومت بتن از ۵۰ به ۷۰ مگاپاسکال از بین می‌رود. در واقع اثر محصوریت بتن افزایش یافته و ضعف بتن در مقاومت بالا را بهبود می‌بخشد. همچنین با افزایش ضخامت جداره‌ی مقطع فولادی محصوریت بتن و درصد فولاد افزایش یافته در نتیجه قابلیت جذب انرژی سازه افزایش می‌یابد ولی تاثیر افزایش مقاومت بتن در جذب انرژی ناچیز است. در نتیجه برای بهبود ضعف بتن در مقاومت بالا نیاز است از مقاطع فولادی با ضخامت جداره‌ی مناسب استفاده شود. اما با توجه به تاثیر ناچیز مقاومت بتن در جذب انرژی استفاده از بتن با مقاومت فشاری معمولی اقتصادی‌تر می‌باشد.

۲-۵- ضریب کشسانی بتن با جذر مقاومت فشاری آن رابطه‌ی مستقیم دارد، لذا افزایش مقاومت فشاری افزایش ضریب کشسانی را نیز به همراه دارد. در نتیجه افزایش مقاومت فشاری بتن با زیاد کردن ضریب کشسانی بتن باعث افزایش سختی سازه می‌شود. از طرفی تغییر ضخامت جداره‌ی مقطع فولادی نیز باعث افزایش ممان اینرسی بخش فولادی ستون و به تبع آن افزایش ممان اینرسی کل ستون خواهد شد. با توجه به نتایج تحلیل، میزان افزایش سختی با افزایش ضخامت جداره‌ی مقطع فولادی برای ستون‌های با مقاومت فشاری کم بتن (۲۵ مگاپاسکال) نسبت به ستون‌های با مقاومت فشاری بیشتر قابل توجه‌تر است. در نتیجه با افزایش ضخامت جداره‌ی مقطع فولادی تاثیر افزایش مقاومت در افزایش سختی ستون کم می‌شود.

۳-۵- افزایش ضریب کشسانی بتن در اثر افزایش مقاومت فشاری آن و همچنین افزایش ضخامت جداره‌ی مقطع فولادی باعث افزایش سختی ستون می‌شود. افزایش سختی باعث بالارفتن مقاومت سازه در برابر جابجایی اعمال شده می‌شود. از طرفی افزایش مقاومت بتن نیز مقاومت نهایی سازه را افزایش می‌دهد. با توجه به نتایج، افزایش



ظرفیت برای ستون‌های با مقاومت فشاری بتن مختلف تقریباً یکسان است و با افزایش ضخامت جداره‌ی مقطع فولادی ظرفیت ستون افزایش زیادی دارد.

با توجه به بندهای ۵-۱ الی ۵-۳، تاثیر افزایش ضخامت جداره‌ی مقطع فولادی در عملکرد ستون‌های CFST نسبت به افزایش مقاومت بتن قابل توجه می‌باشد. افزایش مقاومت بتن تاثیر ناچیزی در عملکرد سازه داشته و در ستون‌های دارای جداره‌ی فولاد با ضخامت کم اثر نامطلوبی دارد و باعث کاهش جذب انرژی می‌شود. در نتیجه برای بهبود عملکرد سازه‌های دارای ستون‌های CFST از لحاظ جذب انرژی، سختی و ظرفیت مطلوب است از مقاطع فولادی با ضخامت جداره‌ی مناسب و بتن با مقاومت فشاری معمولی استفاده شود.

## مراجع

- [1] P.Prasanna Kumari, Dr. B.R. Niranjana, "Concrete Filled Steel Tubular Columns", *International journal for research in emerging science and technology*, Volume-3, Issue-5, pp. 80-83, 2016.
- [2] Lin-Hai Han, WeiLi, Reidar Bjorhovde, "Developments and advanced applications of concrete-filled steel tubular(CFST) structures: Members", *Journal of Constructional Steel Research*, Volume-100, pp. 211-228, 2014.
- [3] Oshea and Bridge, "Local buckling of thin-Walled circular steel sections with or without internal restraint", *Journal of Constructional Steel Research*, Volume-41, Issues 2-3, pp. 137-157, 1997.
- [4] Lin and Tsai, "Mechanical behaviour of doubleskinned composite steel tubular columns", *National Centre for Research on Earthquake Engineering*, Taipei, Taiwan, 2000.
- [5] Huang CS, "Axial Load Behavior of Stiffened Concrete-Filled Steel Columns", *Journal of Structural Engineering*, Volume-128, Issue-9, pp.1222-1230, 2002.
- [6] Darshika K.Shah, M.D.Vakil, and M.N.Patel, "Parametric study of Concrete filled steel tube column", *Volume-2, Issue-2*, pp. 1678-1682, 2014.
- [7] علی‌علی نژاد و علیرضا خالو، "مروری بر عملکرد ستون‌های بتنی محصورشده با لوله‌های کامپوزیتی تحت بارمحوری فشاری"، پنجمین کنفرانس ملی بتن خودتراکم ایران و اولین کنفرانس ملی تعمیر و نگهداری سازه‌های بتنی، تهران، دانشگاه علم و صنعت ایران، ۱۳۹۶.
- [8] Hajjar JF, Tort C, "Mixed finite-element modeling of rectangular concrete-filled steel tube members and frames under static and dynamic loads". *Journal of Structural Engineering ASCE*, Volume-136, Issue-6, pp.654-64, 2010.
- [9] Denavit MD, Hajjar JF, "Nonlinear seismic analysis of circular concrete-filled steel tube members and frames", *Journal of Structural Engineering ASCE*, Volume-138, Issue-9, pp.1089-98, 2012.
- [10] You-Fu Yang, Chao Hou, and Min Liu, "Experimental Study and Numerical Analysis of CFSST Columns Subjected to Lateral Cyclic Loading", *Journal of Structural Engineering*, Volume-144, Issue-12, 2018.
- [11] Dutta, A., S. Dhar, and S. K. Acharyya. "Material characterization of SS 316 in low-cycle fatigue loading", *Journal of Materials Science*, Volume-45, Issue-7, pp.1782-1789, 2010.
- [12] Nip, K. H., L. Gardner, C. M. Davies, and A. Y. Elghazouli, "Extremely low cycle fatigue tests on structural carbon steel and stainless steel", *Journal of Construction Steel Research*, Volume-66, Issue-1, pp.96-110, 2010.
- [13] Goto, Y., G. P. Kumar, and N. Kawanishi. "Nonlinear finite-element analysis for hysteretic behavior of thin-walled circular steel columns with in-filled concrete", *Journal of Structural Engineering*, Volume-136, Issue-11, pp.1413-1422, 2010.
- [14] Birtel, V., and P. Mark., "Parameterised finite element modelling of RC beam shear failure", In *Proc. 19th Annual Int., ABAQUS Users' Conf.*, pp.95-108, 2006.

# Numerical Analysis of CFST Columns Subjected to Lateral Cyclic Loading and Influence of Concrete Compression Strength and Steel Plate Thickness

**Alireza khaloo**

*khaloo@sharif.edu*

*Distinguished Professor, Department of Civil Engineering, Sharif University of Technology, Tehran, Iran*

**Nahid khodabakhshi \***

*Nahidkhodabakhshi@yahoo.com*

*M.Sc student of Structural Civil Engineering, Sharif University of Technology, Tehran, Iran*

## **Abstract**

Concrete is widely used in civil engineering because of its high compressive strength and efficiency. Low resistance of concrete against tensile stresses, especially in low confinement systems necessitates the use of steel-concrete composite systems. In concrete-filled steel tubes, the confinement of concrete is supplied by steel and the local buckling of steel is improved by concrete core. In this paper, using the Abaqus software finite element method, the numerical results of the CFST column are compared with the experimental results and have been assured of the correctness of the modeling. Then, the effect of changing the thickness of the steel and the compressive strength of the concrete on the behavior of CFST columns is investigated. To consider the effect of changing these parameters, 9 CFST column models with three different steel thicknesses and three different compressive strengths of concrete have been used. Nonlinear behavior of steel using a mixed hardening model incorporating both isotropic and kinematic hardening was used in modeling. Concrete's stress-strain relations and compression-tensile damage parameters are fully described. The effect of increasing thickness of steel and concrete strength on structural energy absorption, initial stiffness and column capacity were investigated. According to the results of the analysis, the effect of increasing the thickness of steel on the performance of CFST columns relative to the increase in concrete strength is significant. Investigating the energy absorption capacity and the resistance of the CFST columns shows that the effect of changing the compressive strength of concrete for confinement steel with less thickness is significant. In confinement steel with high thickness, the change in concrete compressive strength does not have a significant effect on energy absorption and increases the column's strength slightly. As a result, to improve the performance of structures with CFST columns, in terms of energy absorption, stiffness and capacity, it is desirable to use suitable thickness for steel and normal strength for concrete.

**Keywords:** Concrete-Filled Steel tube CFST, Finite Element Analysis, Composite Columns, Mixed Hardening, Damage Parameters.

# رفتار تیر بتن مسلح مقاوم سازی شده با مصالح HPFRCC

دریافت مقاله: ۱۳۹۷-۱۰-۲۲

پذیرش مقاله: ۱۳۹۸-۰۴-۱۰

علی همتی\*

استادیار، مرکز تحقیقات ژئوتکنیک لرزه‌ای و بتن توانمند، گروه مهندسی عمران، واحد سمنان، دانشگاه آزاد اسلامی، سمنان، ایران  
پست الکترونیکی: ali.hemmati@semnaniau.ac.ir

سمیرا عزالدین

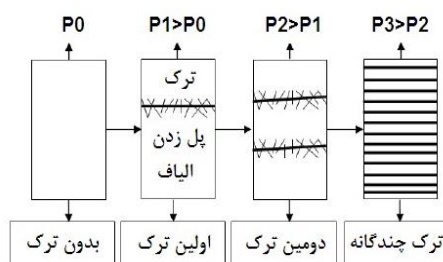
کارشناس ارشد، گروه مهندسی عمران، واحد سمنان، دانشگاه آزاد اسلامی، سمنان، ایران  
پست الکترونیکی: s\_ezoddin@yahoo.com

## چکیده

مواد مرکب سیمانی مسلح الیافی توانمند (HPFRCC) مصالحی هستند که به سبب وجود الیاف و ساز و کار پل زدن آنها، دارای رفتار سخت‌شوندگی کرنشی کششی بوده و قابلیت تشکیل ترک‌های چندگانه را دارند. این مصالح توانمند، فاقد مصالح سنگی درشت دانه بوده و الیاف به شکل تصادفی داخل آن توزیع می‌شود. در این مقاله بر مبنای یک کار آزمایشگاهی، از لایه‌های HPFRCC با ضخامت، طول و مقاومت‌های فشاری و کششی مختلف برای مقاوم سازی یک تیر بتن آرمه استفاده گردیده و با استفاده از روش اجزای محدود، تاثیر این متغیرها بر ظرفیت خمشی این تیر، بررسی شده است. نتایج نشان می‌دهد که افزایش مقاومت فشاری و کششی لایه تقویتی HPFRCC تاثیر چندانی بر ظرفیت تیر ندارد. همچنین افزایش ضخامت و طول لایه‌های HPFRCC، بار نهایی و شکل پذیری نمونه‌ها را افزایش می‌دهد. شکل پذیری نمونه‌ای که به طور کامل از مصالح HPFRCC تشکیل شده است، نسبت به نمونه مرجع بتن مسلح، حدود ۳۹٪ افزایش می‌یابد. واژه‌های کلیدی: مقاوم سازی، تیر بتن مسلح، HPFRCC، شکل پذیری، بار نهایی.



مقاوم سازی سازه‌ها و اعضای بتن مسلح از اهمیت بالایی برخوردار است و روش‌های مختلفی برای مقاوم سازی این سازه‌ها ارائه شده است. یکی از این روش‌ها استفاده از مصالح بتنی توانمند برای افزایش ظرفیت لرزه‌ای یا شکل‌پذیری این سازه‌ها می‌باشد. مواد مرکب سیمانی مسلح الیافی توانمند (HPFRCC) یکی از این مصالح است که برای تقویت سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد. استفاده از الیاف برای بهبود خواص بتن شامل کنترل ترک و افزایش شکل‌پذیری از مدت‌ها پیش، مورد توجه پژوهشگران بوده و بتن‌های الیافی (FRC) در پروژه‌های مختلف استفاده شده‌اند. این بتن‌ها نیز دارای رفتار کششی شبیه بتن معمولی هستند اما بخش نرم شونده‌ی منحنی تنش کرنش کششی آنها با شیب ملایم‌تری رخ می‌دهد. نامان و رینه‌پارت در سال ۲۰۰۳ مصالحی را معرفی نمودند که جدا از FRC ها طبقه بندی شدند و شامل یک بخش سخت شونده‌ی کرنش در منحنی تنش-کرنش کششی خود بودند و در رده‌ی مصالح توانمند HPFRCC قرار گرفتند. بیشتر اعضای ساخته شده با این مصالح، شامل ملات سیمانی بدون مصالح سنگی درشت دانه هستند و به همین دلیل ملات یا خمیر سیمانی مسلح شده توسط الیاف نام گرفته‌اند [۱]. در مصالح HPFRCC، پس از وقوع اولین ترک، الیاف شروع به پل زدن می‌کنند و از گسترش ترک، جلوگیری می‌شود. با افزایش نیروی کششی، ترک جدیدی در نقطه‌ای دیگر تشکیل می‌شود و این ساز و کار تا تشکیل چندین ترک در محل‌های مختلف نمونه HPFRCC ادامه می‌یابد که منجر به رفتار سخت شونده‌ی کششی می‌گردد در شکل (۱) چگونگی تشکیل ترک‌های چندگانه در مصالح HPFRCC نشان داده شده است. الیاف مصرفی معمولاً با نسبت حجمی ۱ تا ۸ درصد به مجموعه آب، سیمان و ریزدانه‌ها اضافه شده و با استفاده از فوق روان کننده‌ها، مصالح HPFRCC تولید می‌شود. باید توجه داشت که الیاف به آرامی و طی چندین مرحله به مخلوط اضافه گردد تا از پدیده‌ی گلوله شدن الیاف جلوگیری به عمل آید. بدین ترتیب که ابتدا کل سیمان و ماسه و ۲۵ درصد الیاف با حدود ۲۵ درصد آب مخلوط شود و سپس مابقی الیاف در ۷۵ درصد آب باقیمانده ریخته شده و به تدریج و به صورت مرحله‌ای به ترکیب اضافه گردد تا الیاف به شکل یکنواخت در بافت HPFRCC توزیع شود. کرنش کششی نهایی این مصالح توسط پژوهشگران مختلفی مورد بررسی قرار گرفته و به مقادیری از ۱ تا ۸ درصد دست یافته‌اند. در خصوص مقاومت کششی نیز اعداد ۴ تا ۱۲ مگاپاسکال به دست آمده است. کرنش فشاری نهایی HPFRCC نیز بین ۰/۵ تا ۱ درصد اندازه‌گیری شده است [۲، ۳، ۴].



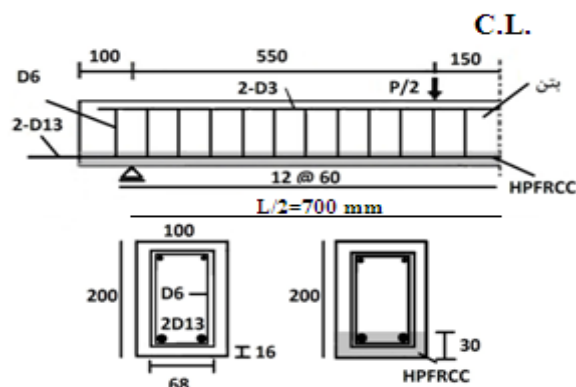
شکل (۱) - تشکیل ترک‌های چندگانه در مصالح HPFRCC [۱]

مقاوم سازی سازه‌های بتن مسلح با مصالح HPFRCC موضوعی است که در سالان اخیر مورد توجه زیادی قرار گرفته و نمونه‌ای از این مطالعات در ادامه ارائه می‌گردد. مارتینولا و همکاران در سال ۲۰۰۷ مقاوم سازی دو تیر بتنی با و بدون آرماتور طولی با مصالح HPFRCC به شکل U و مقایسه آن با تیر بتنی مرجع را مطالعه نمودند که منجر به افزایش بار نهایی و کاهش شکل‌پذیری در نمونه‌های مقاوم سازی شده گردید [۵]. کیم و همکاران به مقاوم سازی وجه کششی تیرهای بتن مسلح با لایه‌های HPFRCC و مقایسه با نمونه‌ی مرجع پرداختند که حتی نمونه‌های فاقد خاموت نیز پس از مقاوم سازی، رفتاری شکل‌پذیر داشتند [۶]. یانگ و همکاران در سال ۲۰۱۲ سه تیر شامل یک تیر بتن مسلح و دو تیر تقویت شده با مصالح HPFRCC به ضخامت‌های مختلف در وجه کششی را تحت آزمایش بارگذاری دوطرفه‌ای قرار دادند که منجر به افزایش ظرفیت و کاهش عرض ترک در تیرهای مقاوم

سازی شده گردید [۷]. فراری و همکاران در سال ۲۰۱۳ استفاده ترکیبی از CFRP و HPFRCC در مقاوم سازی تیرهای بتن مسلح را مورد آزمایش قرار دادند. در این آزمایش، از مصالح HPFRCC به عنوان یک لایه انتقالی بین بتن و FRP استفاده شد که پدیده جداسازی بتن و CFRP را کاهش داد [۸]. مارینگونی و همکاران در سال ۲۰۱۴ یک تیر بتن مسلح و سه تیر با مقاوم سازی برشی توسط HPFRCC را مورد آزمایش قرار دادند. کلیه تیرها بدون خاموت بودند که مقاوم سازی با HPFRCC باعث افزایش بار نهایی و شکل پذیری آنها گردید [۹]. چائو و همکاران چهار ستون که در قسمت تحتانی با مصالح HPFRCC مقاوم سازی شده بودند را تحت بارگذاری قرار دادند که نسبت به نمونه کنترل حدود ۵۰٪ افزایش شکل پذیری مشاهده گردید [۱۰]. در همین سال، خرم و شربتدار تقویت خمشی دال های ضعیف بتن مسلح با لایه های HPFRCC را در دستور کار قرار دادند [۱۱]. اسماعیلی در سال ۲۰۱۵ صفحات مواد مرکب (HCP) را به صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار داد که این صفحات از مصالح HPFRCC تشکیل شده و با CFRP به صورت صفحه ای یا به شکل شیارزنی تقویت می شدند [۱۲]. همتی و همکاران در سال ۲۰۱۶ رفتار آزمایشگاهی قاب بتن مسلح که در محل اتصالات با مصالح HPFRCC جایگزین شده بود را مطالعه کردند که نتایج حاکی از افزایش شکل پذیری این قاب ها بود [۱۳]. خلیل و همکاران مقاوم سازی تحلیلی تیرهای بتن مسلح به عرض ۱۲۰، ارتفاع ۲۰۰ و دهانه ۱۸۰۰ میلی متر با مصالح HPFRCC با ضخامت های متغیر (۲۰، ۴۰ و ۶۰ میلی متر) و درصدهای مختلف آرماتور فولادی (۰/۶، ۱/۲ و ۱/۸ درصد) تحت بارگذاری های افزایشنده و رفت و برگشتی را مطالعه کردند [۱۴]. در سال ۲۰۱۷ افروز به مقاوم سازی دال های بتنی با ضخامت ها و محل های نصب مختلف HPFRCC پرداخت [۱۵]. کریشناراجا و کانداسامی مقاوم سازی آزمایشگاهی تیر بتنی به عرض ۱۰۰، ارتفاع ۱۵۰ و دهانه ۲۰۰۰ میلی متر با مصالح HPFRCC به ضخامت ۳۰ میلی متر با الیاف متفاوت را بررسی نمود که ترکیب الیاف PVA و فولادی منجر به بیشترین بار نهایی و شکل پذیری گردید [۱۶]. جایاناندا به مقاوم سازی آزمایشگاهی تیر بتنی به عرض ۱۵۰، ارتفاع ۲۰۰ و دهانه ۱۵۰۰ میلی متر با مصالح HPFRCC به ضخامت ۳۰ و ۷۰ میلی متر و ضخامت پوشش مختلف ۱۱ و ۳۱ میلی متر تحت بارگذاری دونقطه ای پرداخت [۱۷]. در سال ۲۰۱۸ ژانگ و همکاران مقاوم سازی آزمایشگاهی تیرهای بتن مسلح با لایه های HPFRCC و مطالعه الگوهای ترک خوردگی و انهدام آنها را در دستور کار قرار داد [۱۸]. همان گونه که ملاحظه می شود، مقاوم سازی اعضای خمشی با این مصالح توانمند به صورت گسترده ای مورد بررسی قرار گرفته است. اما اثر متغیرهای مختلف بتن و HPFRCC بر رفتار این اعضای مقاوم سازی شده، کمتر مورد توجه بوده است. در این مقاله، بر مبنای یک کار آزمایشگاهی که توسط کوبایاشی و روکوگو انجام شده، روش های مختلف مقاوم سازی یک تیر بتنی با لایه های HPFRCC با مشخصات مختلف و اثر هر کدام از آنها بر ظرفیت این تیر مورد بررسی قرار می گیرد. تاثیر مقاومت فشاری و کششی و نیز ضخامت و طول مصالح تقویتی HPFRCC بر منحنی ظرفیت این تیرهای مقاوم سازی شده، الگوهای انهدام و تسلیم و نیز طول جاری شدن فولادهای کششی از جمله متغیرهایی است که در این پژوهش، بررسی می گردند [۱۹].

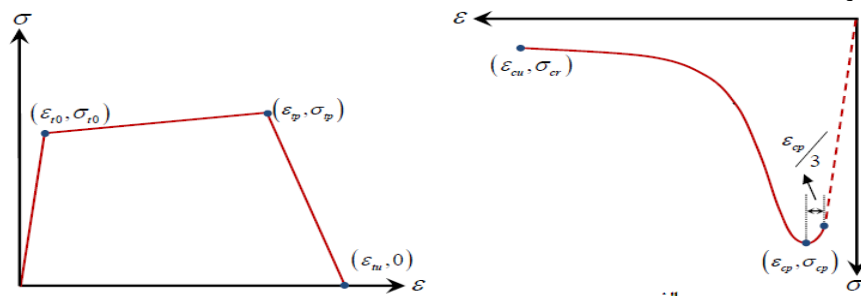
## ۲- مدل سازی و نرم افزار مورد استفاده

ابعاد و مشخصات تیر مورد بررسی در این مقاله در شکل (۲) نشان داده شده است. بارگذاری دو نقطه ای به تیرهایی به عرض مقطع ۱۰۰ و ارتفاع ۲۰۰ میلی متر وارد شده و به صورت افزایشده اعمال می گردد. کل طول تیر ۱۶۰۰ میلی متر و فاصله ی دو تکیه گاه مفصلی برابر ۱۴۰۰ میلی متر است. به علت تقارن، نیمی از سازه در این شکل نشان داده شده و مدل سازی گردیده است. در آزمایش مورد اشاره، یک بار تیر بتنی کامل تحت بارگذاری قرار گرفته و یک بار نیز بخشی از بتن قسمت تحتانی تیر برداشته شده و پس از مضرس نمودن با HPFRCC به صورت پاششی جایگزین گردیده است [۱۹].



شکل (۲) - ابعاد و مشخصات تیرهای مورد بررسی [۱۹]

برای مدل سازی بتن و مواد مرکب سیمانی از اجزای Solid و برای مدل سازی فولاد از اجزای Truss استفاده شده است. منحنی تنش-کرنش فشاری و کششی مصالح HPFRCC برای مدل سازی نیز در شکل (۳) ارائه شده است [۲۱]. برای مدل سازی این سازه‌ها از نرم افزار ABAQUS استفاده شده است. بتن مدل سازی شده، دارای مقاومت‌های فشاری، کششی و ضریب کشسانی به ترتیب برابر ۲۵، ۲/۸ و ۲۸۰۰۰ مگاپاسکال است. کرنش نهایی فشاری بتن برابر ۰/۰۰۳۵ در نظر گرفته می‌شود. مقاومت فشاری و کششی HPFRCC به ترتیب برابر ۲۴ و ۳/۵ مگاپاسکال، ضریب کشسانی آن معادل ۲۵۰۰۰ مگاپاسکال و کرنش نهایی کششی و فشاری به ترتیب برابر ۱/۳۵ و ۰/۶٪ منظور می‌گردد.



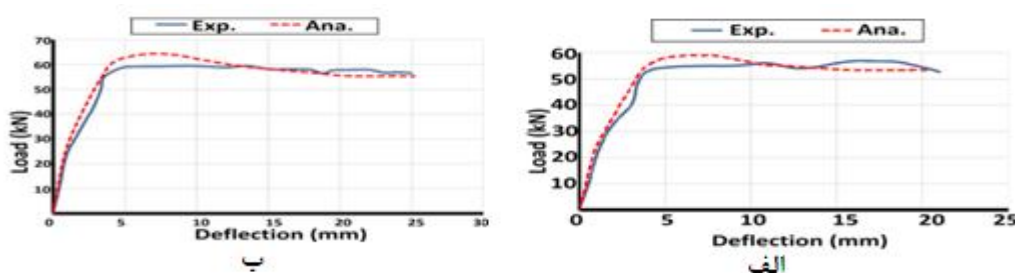
شکل (۳) - منحنی تنش-کرنش مصالح HPFRCC الف- فشاری ب- کششی [۲۱]

میلگردهای طولی و عرضی دارای تنش تسلیم ۳۹۰ و ۳۲۸ مگاپاسکال و تنش نهایی ۵۸۰ و ۴۹۲ مگاپاسکال بوده و ضریب کشسانی آنها ۲۰۰۰۰۰ مگاپاسکال در نظر گرفته می‌شود. ماهیت و اجزای تشکیل دهنده بتن و HPFRCC بسیار به هم نزدیک هستند. از طرف دیگر مطالعات آزمایشگاهی متعدد بر روی رفتار تیرهای بتن مسلح مقاوم سازی شده با لایه‌های HPFRCC نشان داده که هیچ گونه جداسازی بین این دو مصالح (در نقطه اتصال آنها) رخ نداده و تیر مقاوم سازی شده، به صورت یکپارچه تحت بارگذاری قرار گرفته و تا مرحله انهدام پیش رفته است. لذا اتصال بتن و HPFRCC نیز به صورت پیوستگی کامل منظور گردید [۲۲].

### ۳- صحت سنجی و معرفی مدل‌های تحلیلی

مش بندی به ابعاد ۱۰، ۲۰ و ۳۰ میلی‌متر برای مدل‌های تحلیلی انتخاب گردید که منحنی نیرو-تغییر مکان تیرهای آزمایشگاهی و نمونه‌های مدل سازی شده (مش به ابعاد ۳۰ در ۳۰ میلی‌متر) بیشترین تطابق را با منحنی آزمایشگاهی داشت و در شکل (۴) نشان داده شده است. همان گونه که در قسمت الف این شکل دیده می‌شود، بار

نهایی نمونه‌ی آزمایشگاهی و نمونه‌ی مدل‌سازی شده به ترتیب ۵۳ و ۵۸/۶۵ کیلو نیوتن است که اختلافی کمتر از ۱۰٪ را نشان می‌دهد. تغییر شکل نهایی این نمونه‌ها نیز به ترتیب ۲۱ و ۲۰/۲۳ میلی‌متر است که اختلاف آنها کمتر از ۴٪ است. البته منحنی ظرفیت آزمایشگاهی در تغییر شکل‌های حدود ۱۰ و ۱۷ میلی‌متر دارای یک فراز و سپس فرود است که عمدتاً ناشی از نحوه اعمال بار در آزمایشگاه می‌باشد. چون بارهای یکنواخت در آزمایشگاه به صورت مرحله‌ای به نمونه وارد می‌گردند و در پایان هر مرحله، زمانی برای ثبت چگونگی ترک‌خوردگی نمونه، صرف می‌شود و سپس بارگذاری مجدداً شروع می‌گردد. بنابراین این فراز و فرودها در منحنی‌های ظرفیت آزمایشگاهی به چشم می‌خورد. اما باید توجه داشت که آخرین افت که پس از بار بیشینه رخ می‌دهد، مربوط به از دست دادن مقاومت مقطع بتن مسلح و شروع انهدام آن است. منحنی نیرو- تغییر مکان تیر HPFRCC آزمایشگاهی و نمونه‌ی مدل‌سازی شده در قسمت دوم این شکل نشان داده شده است. همان‌گونه که در این شکل دیده می‌شود، بار نهایی نمونه‌ی آزمایشگاهی و نمونه‌ی مدل‌سازی شده به ترتیب ۶۰ و ۶۳/۲۵ کیلو نیوتن است که اختلافی حدود ۵٪ را نشان می‌دهد. تغییر شکل نهایی این نمونه‌ها نیز به ترتیب ۲۵ و ۲۵/۳۸ میلی‌متر است که اختلاف آنها کمتر از ۲٪ است.



شکل (۴) - صحت سنجی الف) تیر بتن مسلح ب) تیر بتن مسلح با لایه‌ی تحتانی HPFRCC به ضخامت ۳۰ میلی‌متر

بعد از صحت سنجی مدل تحلیلی با نمونه‌های آزمایشگاهی، تاثیر تغییر مقاومت فشاری و کششی بتن و مصالح HPFRCC، ضخامت ناحیه‌ی مقاوم سازی شده با HPFRCC و طول این ناحیه بر رفتار تیر بتنی مورد بررسی قرار گرفت. در این مدل‌ها یک بار مقاومت فشاری بتن تیر ۰/۷، ۰/۸۵، ۱/۱۵ و ۱/۲۵ برابر شده و یک بار نیز مقاومت کششی بتن در مقادیر مذکور ضرب شده‌اند. نام‌گذاری مدل‌های اجزای محدود، طوری انجام شده که بتوان از روی نام مدل، به نوع تغییرات انجام شده در مدل، نسبت به مدل آزمایشگاهی مبنا پی برد. نام مدل آزمایشگاهی مبنا با بتن معمولی NC انتخاب شده است. مصالح HPFRCC نیز با HP نشان داده شده است. نحوه‌ی نام‌گذاری مدل‌ها در جدول (۱) تشریح شده است. به عنوان نمونه مدل 30-HP-400 معرف مدلی است که ۳۰ میلی‌متر از بخش زیرین تیر بتن مسلح با مصالح HPFRCC جایگزین شده و طول این مصالح جایگزین نیز ۴۰۰ میلی‌متر (یک چهارم کل طول تیر و ۱۰۰ میلی‌متر بیشتر از فاصله‌ی بین دو بار متمرکز) است.

در این پژوهش، رسیدن منحنی ظرفیت تیر به ۸۵٪ ظرفیت بیشینه (بار نهایی) آن معیار توقف تحلیل‌ها است. اما در صورتی که شیب بخش نرم شوندگی منحنی ظرفیت کم باشد و رسیدن کرنش فشاری بتن به  $\epsilon_{cu} = 0.0035$  یا رسیدن کرنش فشاری HPFRCC به  $\epsilon_{cu} = 0.006$  یا رسیدن کرنش فولادهای کششی به  $\epsilon_{su} = 0.15$  پیش از رسیدن ظرفیت تیرها به ۸۵٪ بار نهایی آنها رخ دهد، از این معیارها برای توقف تحلیل استفاده می‌گردد.

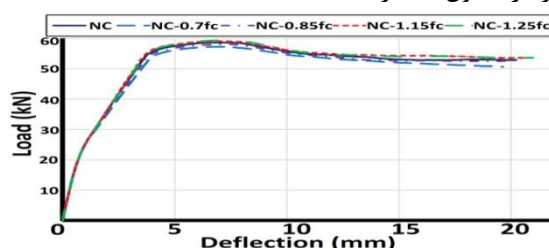
جدول (۱) - نحوه‌ی نام‌گذاری مدل‌های تحلیلی

| نام مدل | توضیح                                        |
|---------|----------------------------------------------|
| NC      | تیر بتن مسلح                                 |
| HP      | تیر ترکیبی بتن و HPFRCC                      |
| 0.7fc   | مقاومت فشاری مدل، ۰/۷ برابر تیر صحت سنجی شده |
| 0.7ft   | مقاومت کششی مدل، ۰/۷ برابر تیر صحت سنجی شده  |
| 30-HP   | ارتفاع ناحیه‌ی HPFRCC برابر ۳۰ میلی‌متر      |
| HP-400  | طول ناحیه‌ی HPFRCC برابر ۴۰۰ میلی‌متر        |

#### ۴- نتایج تحلیل

##### ۴-۱- اثر مقاومت فشاری

منحنی نیرو-تغییر مکان تیرهای بتنی با مقاومت‌های فشاری مختلف در شکل (۵) نشان داده شده است. در این مدل‌ها، پس از تسلیم میلگردهای فولادی کششی، انهدام در بتن فشاری تیر و بین دو بار متمرکز شروع شده و پس از رسیدن ظرفیت تیرها به ۸۵٪ بار نهایی آنها، تحلیل متوقف گردید. تسلیم فولادهای کششی نیز در حداث‌ها بین دو بار متمرکز رخ داده و طول بخش تسلیم شده، در لحظه‌ی انهدام حدود ۳۰۰ میلی‌متر است. همان‌گونه که در این شکل دیده می‌شود، تغییر در مقدار مقاومت فشاری بتن، اثر چندانی بر منحنی ظرفیت تیرها ندارد. بیشترین بار نهایی و شکل‌پذیری در تیر NC-1.25fc رخ می‌دهد که به ترتیب ۱/۱٪ و ۵٪ بیشتر از نمونه‌ی کنترل NC می‌باشد. به طور کلی می‌توان گفت که در این تیرها با افزایش مقاومت فشاری بتن، بار نهایی و شکل‌پذیری، زیاد می‌شود. خلاصه‌ای از نتایج تحلیل نیز در جدول (۲) ارائه شده است.



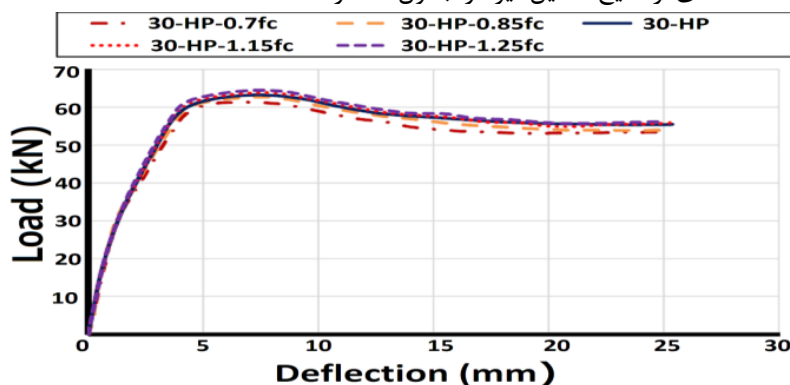
شکل (۵) - منحنی ظرفیت تیرهای بتنی با مقاومت‌های فشاری مختلف

جدول (۲) - خلاصه‌ای از نتایج تحلیل تیرهای بتنی با مقاومت‌های فشاری مختلف

| نام مدل   | $P_{cr}$<br>(kN) | $\delta_{cr}$<br>(mm) | $P_y$<br>(kN) | $\delta_y$<br>(mm) | $P_u$<br>(kN) | $\delta_u$<br>(mm) | $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y}$ | $\frac{\mu}{\mu(NC)}$ |
|-----------|------------------|-----------------------|---------------|--------------------|---------------|--------------------|-----------------------------------|-----------------------|
| NC        | ۱۷/۸             | ۰/۶                   | ۵۳/۳۵         | ۳/۶۲               | ۵۸/۶۵         | ۲۰/۲۳              | ۵/۵۹                              | ۱                     |
| NC-0.7fc  | ۱۶/۰۶            | ۰/۵۲                  | ۵۳/۰۵         | ۳/۸۶               | ۵۷/۲۵         | ۱۹/۴۵              | ۵/۰۴                              | ۰/۹                   |
| NC-0.85fc | ۱۷/۷۱            | ۰/۵۸                  | ۵۳/۲۳         | ۳/۷۸               | ۵۸/۱۴         | ۱۹/۶۶              | ۵/۲                               | ۰/۹۳                  |
| NC-1.15fc | ۱۷/۷۹            | ۰/۵۹                  | ۵۳/۳۹         | ۳/۵۳               | ۵۹/۰۸         | ۲۰/۵۶              | ۵/۸۲                              | ۱/۰۴                  |
| NC-1.25fc | ۱۷/۸۱            | ۰/۶۱                  | ۵۴/۲۹         | ۳/۵۷               | ۵۹/۳۱         | ۲۰/۹۸              | ۵/۸۸                              | ۱/۰۵                  |

منحنی نیرو-تغییر مکان تیرهای بتنی دارای لایه‌ی HPFRCC به ضخامت ۳۰ میلی‌متر و با مقاومت‌های فشاری مختلف در شکل (۶) نشان داده شده است. در این مدل‌ها نیز تحلیل با رسیدن منحنی ظرفیت تیرها به ۸۵ درصد

بار نهایی آنها پایان پذیرفت. در این مدل‌ها نیز تسلیم فولادهای کششی در بخش میانی رخ داده و طول آن در لحظه‌ی انهدام حدود ۴۲۰ میلی‌متر است که از فاصله بین دو بار متمرکز بیشتر و حدود ۱/۴ برابر آن است. بنابراین در این حالت، میلگردهای فولادی کرنش‌های بزرگ‌تری را تجربه می‌کنند که منجر به افزایش بار نهایی و شکل‌پذیری می‌شود. تغییر در مقدار مقاومت فشاری بتن و HPFRCC، اثر چندانی بر منحنی ظرفیت تیرها ندارد. بیشترین بار نهایی و شکل‌پذیری در تیر 30-HP-1.25fc رخ می‌دهد که به ترتیب ۱/۲٪ و ۴٪ بیشتر از نمونه کنترل 30-HP می‌باشد. به طور کلی در این تیرها با افزایش مقاومت فشاری بتن و HPFRCC، بار نهایی و شکل‌پذیری زیاد می‌شود. خلاصه‌ای از نتایج تحلیل نیز در جدول (۳) ارائه شده است.



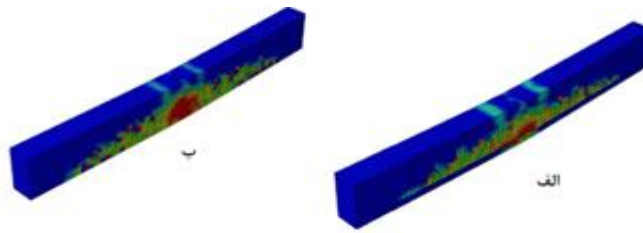
شکل (۶) - منحنی ظرفیت تیرهای بتنی با لایه‌ی تحتانی HPFRCC به ضخامت ۳۰ میلی‌متر و مقاومت‌های فشاری مختلف

جدول (۳) - نتایج تحلیل تیرهای با لایه‌ی تحتانی HPFRCC به ضخامت ۳۰ میلی‌متر و مقاومت‌های فشاری مختلف

| نام مدل      | $P_{cr}$<br>(kN) | $\delta_{cr}$<br>(mm) | $P_y$<br>(kN) | $\delta_y$<br>(mm) | $P_u$<br>(kN) | $\delta_u$<br>(mm) | $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y}$ | $\frac{\mu}{\mu(NC)}$ |
|--------------|------------------|-----------------------|---------------|--------------------|---------------|--------------------|-----------------------------------|-----------------------|
| 30-HP        | ۱۸/۰۸            | ۰/۵۹                  | ۶۱/۲۵         | ۴/۱۸               | ۶۳/۲۵         | ۲۵/۳۸              | ۶/۰۷                              | ۱                     |
| 30-HP-0.7fc  | ۱۷/۷۲            | ۰/۵                   | ۵۲/۷۳         | ۴/۱۳               | ۶۱/۴          | ۲۴/۷۴              | ۵/۹۹                              | ۰/۹۸                  |
| 30-HP-0.85fc | ۱۷/۹             | ۰/۵۳                  | ۵۷/۵۴         | ۴/۱۶               | ۶۲/۴          | ۲۴/۹۶              | ۶                                 | ۰/۹۹                  |
| 30-HP-1.15fc | ۱۸/۱۳            | ۰/۵۸                  | ۵۸/۸۳         | ۴/۰۸               | ۶۳/۸۱         | ۲۵/۴۷              | ۶/۲۴                              | ۱/۰۳                  |
| 30-HP-1.25fc | ۱۸/۲             | ۰/۵۹                  | ۵۹/۰۳         | ۴/۰۵               | ۶۴/۰۵         | ۲۵/۶۳              | ۶/۳۲                              | ۱/۰۴                  |

با مقایسه‌ی شکل‌های (۵) و (۶) و مقادیر ارائه شده در جدول‌های (۳) و (۴) مشخص می‌شود که استفاده از یک لایه‌ی HPFRCC به ضخامت ۳۰ میلی‌متر در وجه کششی تیر، باعث افزایش بار نهایی و شکل‌پذیری به میزان ۷/۸۴٪ و ۸/۶٪ نسبت به تیر بتن معمولی می‌گردد. اما در هر دو مورد، افزایش ظرفیت چندانی نسبت به دو تیر مبنا (30-HP و NC) رخ نمی‌دهد. چگونگی خسارت کششی این تیرها نیز در شکل (۷) با هم مقایسه شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، خسارت کششی در نمونه‌ی بتنی، از پایین‌ترین بخش بتن کششی شروع شده و به سمت بالا و طرفین وسط دهانه گسترش می‌یابد. اما در تیر بتنی دارای لایه‌ی تحتانی HPFRCC، این خسارت کششی از بالای لایه‌ی HPFRCC (بتن معمولی) آغاز می‌شود و به سمت بالا و طرفین و سپس به سمت پایین گسترش پیدا می‌کند. علت این موضوع آن است که مصالح HPFRCC به سبب ساز و کار پل زدن الیاف، دارای کرنش کششی نهایی بزرگ‌تری نسبت به بتن معمولی است. بنابراین بتن کششی بالای آن، هر چند کرنش‌های کوچک‌تری را متحمل می‌شود اما این کرنش‌ها از کرنش کششی نهایی بتن معمولی فراتر رفته و اولین ترک‌ها در این لایه رخ می‌دهد.

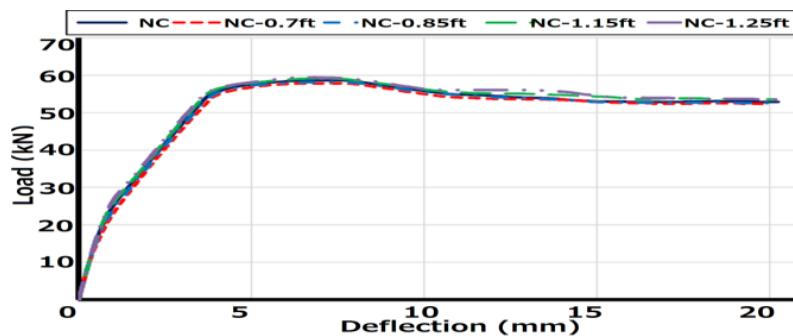




شکل (۷) - مقایسه‌ی خسارت کششی تیرهای الف) بتنی با لایه‌ی تحتانی HPFRCC ب) بتنی معمولی

#### ۴-۲- اثر مقاومت کششی

منحنی نیرو-تغییر مکان تیرهای بتنی با مقاومت‌های کششی مختلف در شکل (۸) نشان داده شده است. در این مدل‌ها نیز معیار رسیدن ظرفیت تیرها به ۸۵ درصد بار نهایی برای توقف تحلیل بکار برده شد و الگوی انهدام آنها مشابه حالت‌های قبلی است. تسلیم فولادهای کششی نیز در حدفاصل بین دو بار متمرکز رخ داده و طول تسلیم شدگی در لحظه‌ی انهدام حدود ۳۰۰ میلی‌متر است. همان‌گونه که در این شکل دیده می‌شود، تغییر در مقدار مقاومت کششی بتن نیز اثر چندانی بر منحنی ظرفیت تیرها ندارد. بیشترین بار نهایی و شکل‌پذیری در تیر NC-1.25ft رخ می‌دهد که به ترتیب ۱/۳٪ و ۰/۵٪ بیشتر از نمونه‌ی کنترل (NC) است. به طور کلی می‌توان گفت که در این تیرها با افزایش مقاومت کششی بتن، بار نهایی و شکل‌پذیری زیاد می‌شود. ضمناً تاثیر افزایش مقاومت کششی بتن در شکل‌پذیری این تیرهای بتن آرمه، بیشتر از اثر مقاومت فشاری می‌باشد. خلاصه‌ای از نتایج تحلیل نیز در جدول (۴) ارائه شده است.

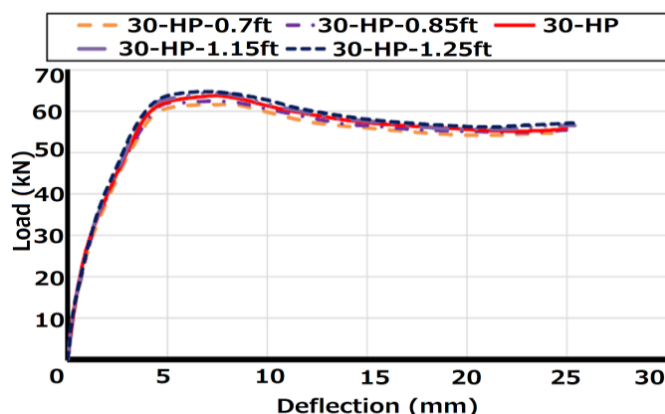


شکل (۸) - منحنی نیرو-تغییر مکان تیرهای بتنی با مقاومت‌های کششی مختلف

جدول (۴) - خلاصه‌ای از نتایج تحلیل تیرهای بتنی با مقاومت‌های کششی مختلف

| نام مدل   | $P_{cr}$<br>(kN) | $\delta_{cr}$<br>(mm) | $P_y$<br>(kN) | $\delta_y$<br>(mm) | $P_u$<br>(kN) | $\delta_u$<br>(mm) | $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y}$ | $\frac{\mu}{\mu(NC)}$ |
|-----------|------------------|-----------------------|---------------|--------------------|---------------|--------------------|-----------------------------------|-----------------------|
| NC        | ۱۷/۸             | ۰/۶                   | ۵۳/۳۵         | ۳/۶۲               | ۵۸/۶۵         | ۲۰/۲۳              | ۵/۵۹                              | ۱                     |
| NC-0.7ft  | ۱۲/۲۶            | ۰/۴                   | ۵۲/۶۵         | ۳/۷۱               | ۵۷/۵۶         | ۱۹/۹۴              | ۵/۳۷                              | ۰/۹۶                  |
| NC-0.85ft | ۱۴/۶۳            | ۰/۴۷۵                 | ۵۲/۹۳         | ۳/۵۸               | ۵۸/۲۱         | ۱۹/۹۷              | ۵/۵۸                              | ۰/۹۹                  |
| NC-1.15ft | ۱۸/۳۱            | ۰/۵۹                  | ۵۴/۱۲         | ۳/۵۹               | ۵۹/۱۶         | ۲۰/۱               | ۵/۶                               | ۱/۰۰۱                 |
| NC-1.25ft | ۲۱/۰۷            | ۰/۶۹                  | ۵۴/۶۲         | ۳/۶                | ۵۹/۴۴         | ۲۰/۲۴              | ۵/۶۲                              | ۱/۰۰۵                 |

منحنی نیرو-تغییر مکان تیرهای بتنی دارای لایه‌ی HPFRCC به ضخامت ۳۰ میلی‌متر و با مقاومت‌های کششی مختلف در شکل (۹) نشان داده شده است. در این مدل‌ها نیز معیار رسیدن ظرفیت تیرها به ۸۵ درصد بار نهایی برای توقف تحلیل بکار برده شد. همان‌گونه که در این شکل دیده می‌شود، تغییر در مقدار مقاومت کششی بتن و HPFRCC، اثر چندانی بر منحنی ظرفیت تیرها ندارد. بیشترین بار نهایی و شکل‌پذیری در تیر مقاوم سازی شده‌ی 30-HP-1.25ft رخ می‌دهد که به ترتیب ۱/۷٪ و ۵٪ بیشتر از نمونه‌ی کنترل (30-HP) می‌باشد. به طور کلی می‌توان گفت که در این تیرها با افزایش مقاومت کششی بتن و HPFRCC، بار نهایی و شکل‌پذیری زیاد می‌شود. خلاصه‌ای از نتایج تحلیل نیز در جدول (۵) ارائه شده است.



شکل (۹) - منحنی ظرفیت تیرهای بتنی با لایه‌ی تحتانی HPFRCC به ضخامت ۳۰ میلی‌متر و مقاومت‌های کششی مختلف

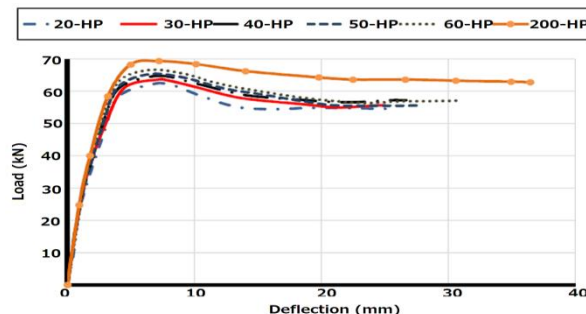
جدول (۵) - نتایج تحلیل تیرهای با لایه‌ی تحتانی HPFRCC به ضخامت ۳۰ میلی‌متر و مقاومت‌های کششی مختلف

| نام مدل      | $P_{cr}$<br>(kN) | $\delta_{cr}$<br>(mm) | $P_y$<br>(kN) | $\delta_y$<br>(mm) | $P_u$<br>(kN) | $\delta_u$<br>(mm) | $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y}$ | $\frac{\mu}{\mu(NC)}$ |
|--------------|------------------|-----------------------|---------------|--------------------|---------------|--------------------|-----------------------------------|-----------------------|
| 30-HP        | ۱۸/۰۸            | ۰/۵۹                  | ۶۱/۲۵         | ۴/۱۸               | ۶۳/۲۵         | ۲۵/۳۸              | ۶/۰۷                              | ۱                     |
| 30-HP-0.7ft  | ۱۴/۹۳            | ۰/۵                   | ۵۷/۸۲         | ۴/۲                | ۶۱/۷۳         | ۲۵/۰۲              | ۵/۹۶                              | ۰/۹۸                  |
| 30-HP-0.85ft | ۱۵/۳۵            | ۰/۵                   | ۵۹/۵۴         | ۴/۲۱               | ۶۲/۴۴         | ۲۵/۱۹              | ۵/۹۸                              | ۰/۹۹                  |
| 30-HP-1.15ft | ۱۸/۴۹            | ۰/۵۹                  | ۶۰/۵۵         | ۴/۱۲               | ۶۳/۷۹         | ۲۵/۴               | ۶/۱۷                              | ۱/۰۲                  |
| 30-HP-1.25ft | ۱۸/۷۴            | ۰/۵۹                  | ۶۰/۸۵         | ۴                  | ۶۴/۳۶         | ۲۵/۴۷              | ۶/۳۶                              | ۱/۰۵                  |

#### ۳-۴- اثر ضخامت لایه‌ی HPFRCC

منحنی ظرفیت تیرهای دارای لایه‌ی تحتانی HPFRCC به ضخامت‌های ۲۰، ۳۰ (مدل مبنا)، ۴۰، ۵۰، ۶۰ و ۲۰۰ (مقطع کامل HPFRCC) میلی‌متر در شکل (۱۰) نشان داده شده است. همان‌گونه که در این شکل دیده می‌شود، با افزایش ضخامت لایه‌ی تحتانی HPFRCC، بار نهایی و شکل‌پذیری مدل‌ها افزایش می‌یابد. تیر با مقطع کامل HPFRCC دارای بیشترین بار نهایی و شکل‌پذیری است که به ترتیب ۱/۰۹ و ۱/۳۹ برابر مدل مبنا می‌باشد. خلاصه‌ای از نتایج تحلیل نیز در جدول (۶) ارائه می‌گردد. در مدل 200-HP که تمام مقطع از مصالح HPFRCC تشکیل شده، توقف تحلیل با رسیدن کرنش در میلگردهای فولادی کششی به مقدار ۰/۱۵ (کرنش نهایی فولاد) صورت گرفت. به عبارت دیگر در مدلی که به طور کامل از مصالح HPFRCC تشکیل شده، این مصالح می‌تواند یکپارچگی خود را تحت بارگذاری وارده حفظ نماید و خردشدگی فشاری در آن رخ ندهد. بنابراین فولادهای کششی به مرز کرنش نهایی فولاد رسیده و رفتاری کاملاً شکل‌پذیر مشاهده می‌گردد. در این حالت طول

تسلیم میلگردهای فولادی حدود ۴۸۰ میلی‌متر است که حدود ۱/۶ برابر فاصله‌ی بین دو بار متمرکز می‌باشد. اما در سایر مدل‌ها به علت انهدام فشاری بتن و تسلیم میلگردهای فولادی، معیار رسیدن ظرفیت تیرها به ۸۵ درصد بار نهایی برای توقف تحلیل بکار برده شد. باید توجه داشت که با افزایش ضخامت لایه‌ی تقویتی HPFRCC از ۳۰ به ۶۰ میلی‌متر، بار نهایی و شکل‌پذیری این مدل‌ها افزایش می‌یابد.



شکل (۱۰) - منحنی ظرفیت تیرهای بتنی دارای لایه‌ی تحتانی HPFRCC به ضخامت‌های مختلف

جدول (۶) - خلاصه‌ای از نتایج تحلیل تیرهای با لایه‌ی تحتانی HPFRCC به ضخامت‌های مختلف

| نام مدل | $P_{cr}$<br>(kN) | $\delta_{cr}$<br>(mm) | $P_y$<br>(kN) | $\delta_y$<br>(mm) | $P_u$<br>(kN) | $\delta_u$<br>(mm) | $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y}$ | $\frac{\mu}{\mu(NC)}$ |
|---------|------------------|-----------------------|---------------|--------------------|---------------|--------------------|-----------------------------------|-----------------------|
| 30-HP   | ۱۸/۰۸            | ۰/۵۹                  | ۶۱/۲۵         | ۴/۱۸               | ۶۳/۲۵         | ۲۵/۳۸              | ۶/۰۷                              | ۱                     |
| 20-HP   | ۱۴/۹۳            | ۰/۵                   | ۵۸/۳۵         | ۴/۰۲               | ۶۱/۷۳         | ۲۴/۰۸              | ۵/۹۹                              | ۰/۹۸                  |
| 40-HP   | ۱۵/۳۵            | ۰/۵                   | ۶۱/۴۵         | ۴/۲                | ۶۲/۴۴         | ۲۷/۱۴              | ۶/۴۶                              | ۱/۰۶                  |
| 50-HP   | ۱۸/۴۹            | ۰/۵۹                  | ۶۱/۶۳         | ۴/۲۲               | ۶۳/۷۹         | ۲۸/۰۱              | ۶/۶۳                              | ۱/۰۹                  |
| 60-HP   | ۱۸/۷۴            | ۰/۵۹                  | ۶۳/۹          | ۴/۲۷               | ۶۴/۳۶         | ۳۰/۶۳              | ۷/۱۷                              | ۱/۱۸                  |
| 200-HP  | ۲۱/۴۳            | ۰/۷۶                  | ۶۵/۱۳         | ۴/۳                | ۶۹/۱۹         | ۳۶/۴               | ۸/۴۶                              | ۱/۳۹                  |

هر چند که مقاومت فشاری بتن مورد استفاده در این نمونه‌ها بیشتر از مقاومت فشاری HPFRCC می‌باشد، اما تیرهای دارای لایه‌ی HPFRCC بار نهایی بیشتری نسبت به نمونه کاملاً بتنی تحمل کرده‌اند. از طرف دیگر با افزایش ضخامت این لایه، بار نهایی تیر هم افزایش یافته است. همان‌گونه که در شکل (۱۱) نشان داده شده، به نظر می‌رسد که در صورت استفاده از لایه‌ی HPFRCC (به ضخامت محدود یا کل ارتفاع)، ارتفاع تار خنثی مقطع C افزایش یافته و سبب افزایش لنگر مقاوم و در نتیجه افزایش بار نهایی تیر می‌گردد. این اثر افزایشی به حدی است که می‌تواند اثر کاهنده‌ی HPFRCC تحت کشش بر لنگر مقاوم تیر را جبران نموده و در کل سبب افزایش لنگر مقاوم آن گردد [۲۳]. عمق بلوک تنش فشاری معادل ( $a = \beta_1 c$ ) و لنگر مقاوم یک مقطع HPFRCC ( $M_r$ ) نشان داده شده در شکل (۱۱) تحت خمش، از روابط (۱) و (۲) محاسبه می‌شوند.

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y + \sigma_{0t} b h}{\alpha f_c' b + \sigma_{0t} \frac{b}{\beta_1}} = \beta_1 c \quad \text{رابطه (۱)}$$

$$M_r = \alpha f_c' a b \left( d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_y (d - d') - \sigma_{0t} b (h - c) \left[ \left( \frac{h - c}{2} \right) - (h - d) \right] \quad \text{رابطه (۲)}$$

که در این معادله  $f_c'$  مقاومت فشاری HPFRCC،  $b$  عرض مقطع،  $f_y$  تنش تسلیم آرماتور،  $A_s$  مساحت فولادهای کششی،  $A_s'$  مساحت فولادهای فشاری،  $\sigma_{0t}$  مقاومت کششی HPFRCC،  $h$  ارتفاع عضو و  $d$  ارتفاع

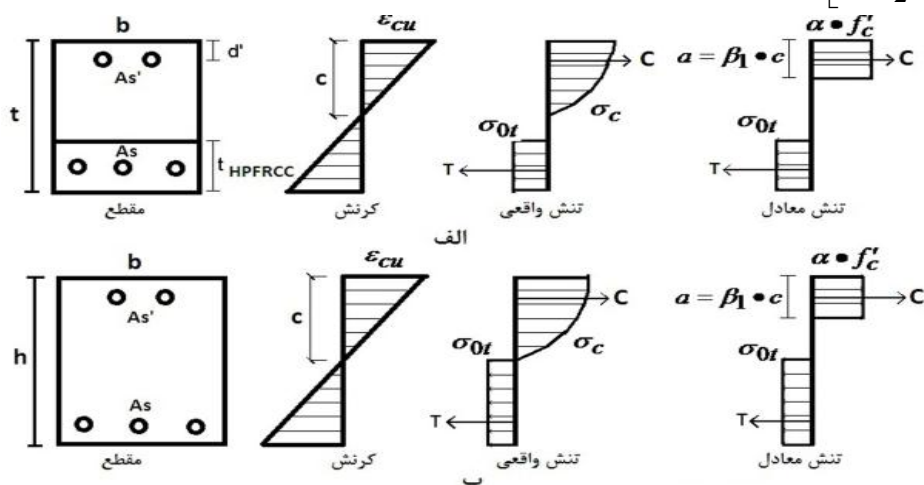
موثر عضو می‌باشند. علاوه بر آن، عمق بلوک تنش فشاری معادل و لنگر مقاوم یک مقطع بتن مسلح با لایه HPFRCC کششی تحت خمش از روابط (۳) و (۴) محاسبه می‌شود.

$$a = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0.85f'_c b} + \frac{\sigma_{0t}bt_{HPFRCC}}{0.85f'_c b} = \beta_1 c \quad \text{رابطه (۴)}$$

$$M_r = 0.85f'_c ab \left( d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d') - \sigma_{0t}bt_{HPFRCC} \left[ \frac{t_{HPFRCC}}{2} - (t - d) \right] \quad \text{رابطه (۵)}$$

همان‌گونه که در این مجموعه معادلات مشخص است، استفاده از HPFRCC در بخش پایینی تیر بتن مسلح معمولی سبب افزایش عمق بلوک تنش فشاری معادل ( $a = \beta_1 c$ ) شده که این افزایش نیز به نوبه خود سبب افزایش لنگر مقاوم مقطع می‌گردد. باید توجه داشت که در این حالت اثر افزایشده ( $a = \beta_1 c$ ) از اثر کاهشده عبارت

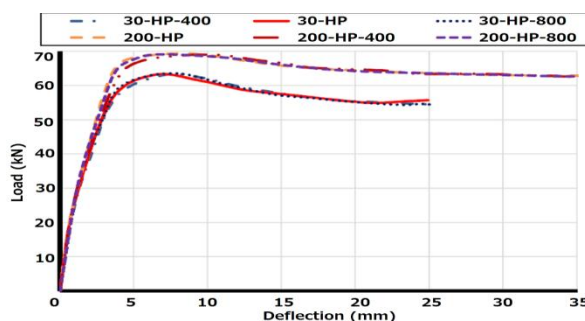
( $\sigma_{0t}bt_{HPFRCC} \left[ \frac{t_{HPFRCC}}{2} - (t - d) \right]$ ) بیشتر است.



شکل (۱۱) - توزیع تنش و کرنش در یک مقطع خمشی الف) بتنی با لایه تحتانی HPFRCC ب) HPFRCC کامل [۲۳]

#### ۴-۴- اثر طول ناحیه HPFRCC

شش مدل که طول این ناحیه در آنها ۴۰۰، ۸۰۰ و ۱۲۰۰ میلی‌متر و ضخامت آن ۳۰ میلی‌متر (مدل مبنا) و ۲۰۰ میلی‌متر (مقطع HPFRCC کامل) است، در نظر گرفته می‌شود. مقاومت کششی و فشاری بتن و HPFRCC نیز برابر مدل آزمایشگاهی منظور می‌گردد. منحنی ظرفیت تیرهای فوق در شکل (۱۲) نشان داده شده است. خلاصه‌ای از نتایج تحلیل این مدل‌ها نیز در جدول (۷) ارائه می‌شود. در سه مدل 200-HP-400، 200-HP-800 و 200-HP-400 که تمام مقطع از مصالح HPFRCC تشکیل شده، توقف تحلیل با رسیدن کرنش در میلگردهای فولادی کششی به مقدار ۰/۱۵ صورت گرفت. اما در سایر مدل‌ها معیار رسیدن ظرفیت تیرها به ۸۵ درصد بار نهایی برای توقف تحلیل بکار برده شد.



شکل (۱۲) - منحنی ظرفیت تیرهای بتنی دارای لایه HPFRCC با طول‌های مختلف HPFRCC

جدول (۷) - نتایج تحلیل تیرهای بتنی دارای لایه‌ی HPFRCC با طول‌های مختلف HPFRCC

| نام مدل    | $P_{cr}$<br>(kN) | $\delta_{cr}$<br>(mm) | $P_y$<br>(kN) | $\delta_y$<br>(mm) | $P_u$<br>(kN) | $\delta_u$<br>(mm) | $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y}$ | $\frac{\mu}{\mu(NC)}$ |
|------------|------------------|-----------------------|---------------|--------------------|---------------|--------------------|-----------------------------------|-----------------------|
| 30-HP      | ۱۸/۰۸            | ۰/۵۹                  | ۶۱/۲۵         | ۴/۱۸               | ۶۳/۲۵         | ۲۵/۳۸              | ۶/۰۷                              | ۱                     |
| 30-HP-400  | ۱۵/۶۲            | ۰/۵                   | ۶۱/۸۶         | ۴/۱۹               | ۶۱/۷۳         | ۲۵/۳۱              | ۶/۰۴                              | ۰/۹۹                  |
| 30-HP-800  | ۱۵/۶۶            | ۰/۵                   | ۶۱/۷۷         | ۴/۲                | ۶۲/۷۱         | ۲۵/۳۷              | ۶/۰۴                              | ۰/۹۹                  |
| 200-HP     | ۲۱/۴۳            | ۰/۷۶                  | ۶۵/۱۳         | ۴/۳                | ۶۹/۱۹         | ۳۶/۴               | ۸/۴۶                              | ۱/۳۹                  |
| 200-HP-400 | ۱۹/۰۹            | ۰/۶                   | ۶۳/۰۵         | ۴/۲۹               | ۶۸/۹۱         | ۳۶/۲۹              | ۸/۴۵                              | ۱/۳۹                  |
| 200-HP-800 | ۲۰/۱۲            | ۰/۶                   | ۶۴/۹۴         | ۴/۳                | ۶۹/۱۵         | ۳۶/۳۸              | ۸/۴۶                              | ۱/۳۹                  |

همان‌گونه که مشاهده می‌شود، تغییر طول مصالح HPFRCC در این مدل‌ها، اثر محسوسی بر ظرفیت آنها ندارد و چنین به نظر می‌رسد که عمده‌ی ترک‌خوردگی‌ها و خسارات کششی در طول ۴۰۰ میلی‌متر وسط دهانه اتفاق می‌افتد. از آنجایی که فاصله‌ی بین دو بار متمرکز نیز ۳۰۰ میلی‌متر است، چنین به نظر می‌رسد که به جای تقویت کل طول تیر با این مصالح توانمند، می‌توان بخشی از قسمت تحتانی آن را با HPFRCC جایگزین نمود.

## ۵- نتیجه‌گیری

- ۱- افزایش مقاومت فشاری بتن و HPFRCC سبب افزایش بار نهایی و شکل‌پذیری به میزان کمتر از ۵٪ می‌شود.
- ۲- در تیرهای بتنی و تیرهای ترکیبی دارای لایه‌ی HPFRCC بیشتر از ۲۰ میلی‌متر و نیز تیرهای HPFRCC کامل، اولین ترک‌های کششی در پایین‌ترین وجه تیر تشکیل می‌شوند اما در تیر ترکیبی دارای لایه‌ی تحتانی HPFRCC به ضخامت ۲۰ میلی‌متر، اولین ترک‌های کششی در بتن بالای لایه‌ی تقویتی رخ می‌دهد.
- ۳- افزایش ضخامت لایه‌ی HPFRCC تحتانی سبب افزایش نیروی نهایی و شکل‌پذیری تیرها می‌گردد. به گونه‌ای که تیرهای HPFRCC کامل، بیشترین ظرفیت را داشته و نیروی نهایی و شکل‌پذیری آنها به ترتیب برابر ۱/۱۷ و ۱/۵۱ تیر بتنی مبنا می‌باشد. این در حالی است که مقاومت فشاری HPFRCC مورد استفاده، از بتن معمولی کمتر بوده است.
- ۴- افزایش طول لایه‌ی تحتانی HPFRCC به بیش از ۴۰۰ میلی‌متر اثر چندانی بر ظرفیت تیرهای مدل‌سازی شده ندارد. تاثیر این افزایش طول بر ظرفیت مدل‌های مورد بررسی کمتر از ۵٪ بود.
- ۵- استفاده از مصالح HPFRCC سبب افزایش طول جاری شدگی آرماتورهای طولی می‌گردد. به گونه‌ای که از حدود ۳۰۰ میلی‌متر در تیر بتن آرمه‌ی مرجع به حدود ۴۲۰ میلی‌متر در تیرهای ترکیبی بتن و HPFRCC تحتانی رسیده و در تیرهای HPFRCC کامل به حدود ۴۸۰ میلی‌متر می‌رسد.

## مراجع

- [1] Naaman, A.E., and Reinhardt, H.W., (2003), *High performance fiber reinforced cement composites, HPFRCC- 4, France.*
- [2] Li, V.C., (2007), *Engineered cementitious composites (ECC)-material, structural, and durability performance, University of Michigan, Ann Arbor, MI 48109.*
- [3] JSCE, (2008), *Recommendations for design and construction of high performance fiber reinforced cement composites.*
- [4] Qian, S., and Li, V.C., (2007), *Simplified inverse method for determining the tensile strain capacity of strain hardening cementitious composites, Journal of Advanced Concrete Technology, 5(2): 235-246.*

- [5] Martinola, G., Meda, A., Plizzari, G.A., Rinaldi, Z. (2007), *An application of high performance fiber reinforced cementitious composites for RC beam strengthening*.
- [6] Kim, J.J., Lim, Y.M., Won, J.P., Park, H.G., Lee, M.S. (2007), *Shear capacity and failure behavior of DFRCC repaired RC beams at tensile region, FRPRCS-8, Greece*.
- [7] Yang, H.J., Kim, J.S., Kim, S.H., Yun, H.D. (2012). *Flexural performance of reinforced concrete beams with a layer of expansive strain-hardening cement based composite (SHCC), 15WCEE, Portugal*.
- [8] Ferrari, V., Hanai, J., Souza, R. (2013), *Flexural strengthening of reinforced concrete beams using high performance fiber reinforcement cement-based composite (HPFRCC) and carbon fiber reinforced polymers (CFRP), Construction and Building Materials, 48: 485-498*.
- [9] Muhaxheri, M. (2014), *Behavior of coupling beams retrofitted with advanced cementitious composites: experiments and modeling, PhD Thesis, Milan University*.
- [10] Chao, C.G., Kim, Y.Y., Feo, L., Hui, D. (2014), *Cyclic responses of reinforced concrete composite columns strengthened in the plastic hinge region by HPFRC mortar, Composite Structures, 94: 2246-2253*.
- [۱۱] خرم، نگین، شربتدار، محمد کاظم، (۱۳۹۳)، بررسی تقویت خمشی دال‌های ضعیف بتن آرمه با لایه‌های متفاوت کامپوزیت‌های الیافی توانمند"، تحقیقات بتن، سال هفتم، ۲: ۹۱-۸۱.
- [12] Esmaeeli, E. (2015), *Development of hybrid composite plate (HCP) for strengthening and repair of RC structures, PhD Dissertation, University of Minho.*
- [13] Hemmati, A., Kheyroddin, A., Sharbatdar, M.K., Park, Y., Abolmaali, A., (2016), *Ductile behavior of high performance fiber reinforced cementitious composite (HPFRCC) frames, Construction and Building Materials, 115: 681-689*.
- [14] Khalil, A.H., Etman, E., Atta, A., Essam, M., (2017), *Nonlinear behavior of RC beams strengthened with strain hardening cementitious composites subjected to monotonic and cyclic loads, Alexandria Engineering Journal, 55 :1483-1496*.
- [۱۵] افروزنیا، محمد، (۱۳۹۶)، بررسی آزمایشگاهی مقاوم سازی دال‌های ضعیف بتن آرمه یک طرفه با استفاده از ورقه‌های بتن توانمند الیافی پیش ساخته"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه سمنان.
- [16] Krishnaraja, A.R., Kandasamy, S. (2017), *Flexural performance of engineered cementitious composite layered reinforced concrete beams, Archives of Civil Engineering, LXIII(4): 173-189*.
- [17] Jayananda, N. (2017), *Flexural behavior of reinforced concrete beams with a layer of SHCC in the tension zone, MSc Thesis, Delft University of Technology*.
- [18] Zhang, Y., Ueda, N., Nakamura, H., Kunieda, M. (2018), *Behavior investigation of reinforced concrete members with flexural strengthening using strain hardening cementitious composites, ACI Structural Journal, 114(2): 417-426*.
- [19] Kobayashi, K., Rokugo, K. (2013), *Mechanical performance of corroded RC member repaired by HPFRCC patching, Construction and Building Materials, 39: 139-147*.
- [20] Help of ABAQUS, (2008), *Getting started with ABAQUS*.
- [21] Gencturk B., and Elnashai A.S. (2012), *Numerical modeling and analysis of ECC structures, materials and structures, 46(4): 663-682*.
- [22] Hemmati, A., Kheyroddin, A., and Sharbatdar, M.K., (2015), *Plastic hinge rotation capacity of reinforced HPFRCC beams, Journal of Structural Engineering (ASCE), 141 (2)*.
- [23] Hemmati, A., Kheyroddin, A., and Sharbatdar, M.K., (2014), *Proposed equations for estimating the flexural characteristics of reinforced HPFRCC beams, Iranian Journal of Science and Technology IJST, Transactions of Civil Engineering, 38 (C2): 395-407*.



# Behavior of Reinforced Concrete Beam Strengthened by HPFRCC Material

**Ali Hemmati\***

*Assistant Professor, Seismic Geotechnical and High Performance Concrete Research Center, Department of Civil Engineering, Semnan Branch, Islamic Azad University, Semnan, Iran*

**Samira Ezzoddin**

*MSc, Department of Civil Engineering, Semnan Branch, Islamic Azad University, Semnan, Iran*

## **Abstract**

*High performance fiber reinforced cementitious composites (HPFRCC) are cement matrices with strain hardening behavior under tension loading. In these composites, the cement mortar with only fine aggregates is reinforced by random distributed fibers. In this material, multiple cracking in the HPFRCC occurs due to bridging mechanism of the fibers and subsequently, the strain hardening behavior is observed. In this paper, based on an experimental work, HPFRCC layers with different thicknesses and different lengths are used in lieu of normal concrete. Compressive and tensile strengths of the HPFRCC material are variable in these analytical models too. Finite element approach is used to investigate the effect of these parameters on the capacity of the reinforced concrete beam. Results show that increasing the compressive and tensile strength of the HPFRCC layers concludes to more final load and more ductility of the analytical beams. But this increasing effect is not significant. Moreover, increasing the thickness and length of the HPFRCC material concludes to more final load and more ductility in the retrofitted models. The ductility of the full HPFRCC beam is about 1.39 times more than that of the reinforced concrete beam.*

**Key words:** *Retrofitting, Reinforced Concrete Beam, HPFRCC, Ductility, Ultimate Load.*

# تأثیر حجم خمیر مواد سیمانی و ژئولیت بر خواص بتن خودتراکم

دریافت مقاله: ۱۳۹۷-۰۹-۱۰

پذیرش مقاله: ۱۳۹۸-۰۴-۱۰

سعید خالوئی

گروه مهندسی عمران، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

بابک احمدی\*

مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، بخش فناوری بتن

b.amadi@bhrc.ac.ir

آزاده عسکری نژاد

مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، بخش مصالح و فرآورده‌های راه و ساختمان

مسعود نکوئی

گروه مهندسی عمران، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

چکیده:

بتن خودتراکم امتیازهای ویژه‌ای از جمله قابلیت روانی و پرکنندگی زیاد، بی نیازی به لرزاندن و تراکم بهتر را نسبت به بتن معمولی دارد، لکن این مزایا معمولاً با افزایش مقدار حجم خمیر مخلوط قابل دستیابی است. از این رو، حجم خمیر بتن‌های خودتراکم یکی از مهمترین مشخصه‌های این نوع بتن می‌باشد. در این تحقیق، به منظور بررسی خواص تازه و سخت شده بتن خودتراکم با حجم خمیرهای متفاوت، سه عیار مواد سیمانی (۴۵۰، ۴۹۵ و ۵۴۰ کیلوگرم بر متر مکعب) با نسبت آب به مواد سیمانی ثابت ساخته شد. همچنین در عیارهای مواد سیمانی ۴۹۵ و ۵۴۰ کیلوگرم بر متر مکعب، به ترتیب ۹ و ۱۷ درصد ژئولیت جایگزین سیمان شد تا اثر این ماده به عنوان یک پوزولان بررسی شود. نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهد که افزایش عیار مواد سیمانی بتن خودتراکم از ۴۵۰ به ۵۴۰ کیلوگرم بر متر مکعب در یک نسبت آب به مواد سیمانی ثابت، تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر مقاومت فشاری بتن ندارد، اما جداسدگی را بیشتر می‌کند. همچنین نتایج آزمایش قیف V نشان می‌دهد که این افزایش عیار مواد سیمانی در نسبت آب به مواد سیمانی برابر، اثر قابل توجهی در ویسکوزیته بتن ندارد اما جایگزین کردن بخشی از سیمان با ژئولیت، نتیجه این مشخصه بتن خودتراکم را افزایش داده و تأثیر مثبتی بر عدم جداسدگی، مقاومت فشاری و مقاومت الکتریکی بتن دارد.

کلمات کلیدی: بتن خودتراکم، حجم خمیر، عیار مواد سیمانی، ژئولیت

## ۱. مقدمه

کاهش استفاده از سیمان به عنوان یکی از پر مصرف‌ترین مواد ساخته شده به دست بشر، یکی از دغدغه‌هایی است که همواره مورد توجه محققان و فعالان محیط زیست بوده است [۱]. این موضوع به دلیل فرایند آلاینده تولید سیمان و قیمت بیشتر این ماده نسبت به سایر اجزاء بتن می‌باشد [۲]. بتن‌های خودتراکم علی‌رغم مزایای زیاد، به دلیل آنکه به حجم خمیر بیشتری نیاز دارند، معمولاً در آنها سیمان بیشتری مصرف می‌شود که می‌تواند مشکلاتی را به وجود آورد [۳]. لذا بررسی حجم خمیر مورد نیاز در بتن خودتراکم و نوع عملکرد آن، یکی از مباحثی بوده است که همواره مورد مطالعه قرار گرفته است [۴]. اصولاً در این نوع بتن، برای ایجاد روانی زیاد، قابلیت خودتراکمی و کاهش اصطکاک بین سنگدانه‌ها، افزایش میزان حجم خمیر در مقایسه با بتن‌های معمولی ضروری است [۵]، اما افزایش بیش از اندازه خمیر سیمان در بتن می‌تواند اثرات مخربی همچون جمع‌شدگی بیش از حد و کاهش دوام را به همراه داشته باشد، لذا بیشترین تاکید بر آن است که این افزایش حجم با مواد جایگزین سیمان همچون دوده سیلیسی، سرباره، ژئولیت و ... و همچنین جایگزین مواد پودری خنثی مانند پودر سنگ انجام شود [۶]. علاوه بر ایجاد روانی با فرایندی که ذکر شد، بتن خودتراکم باید دارای قابلیت عبور و مقاومت در برابر جداسدگی سنگدانه‌ها باشد. جداسدگی سنگدانه‌ها که می‌تواند در نتیجه‌ی روانی زیاد رخ دهد، یکی از شایع‌ترین مشکلات این نوع بتن می‌باشد، لذا بتن خودتراکم علاوه بر روانی زیاد، باید لزجت قابل قبولی داشته تا از جداسدگی ذرات جلوگیری کند [۷]. افزایش ویسکوزیته می‌تواند با مواد شیمیایی اصلاح‌کننده‌ی لزجت یا با مواد پوزولانی که سطح مخصوص بیشتری نسبت به سیمان دارند انجام شود. یکی از مواد پوزولانی پرکاربرد ژئولیت است. ژئولیت به دلیل سطح مخصوص زیاد، که ناشی از ساختار متخلخل آن می‌باشد، توانایی جذب آب زیادی دارد و جایگزینی وزنی آن با بخشی از سیمان، حجم خمیر بتن را به دلیل وزن مخصوص کمتر افزایش می‌دهد که می‌تواند منجر به افزایش ویسکوزیته و کاهش جداسدگی در بتن خودتراکم شود [۸]. در چند سال اخیر، مطالعات محدودی در مورد استفاده از ژئولیت در بتن خودتراکم انجام شده است [۹]. بتن خودتراکم حاوی ژئولیت به فوق روان‌کننده‌ی زیادی برای رسیدن به روانی مورد نظر نیاز دارد که می‌تواند یکی از معایب این ماده باشد، هرچند به دلیل قیمت کمتر ژئولیت نسبت به سیمان تا حدی قابل توجیه است. اما نکته مهم این است که دوام بتن با ژئولیت به دلیل واکنش پوزولانی آن، بهبود می‌یابد که در این مطالعه با استفاده از آزمایش مقاومت الکتریکی مورد ارزیابی قرار گرفته است، همچنین ژئولیت مزایای دیگری همچون کاهش جمع‌شدگی و افزایش مقاومت مکانیکی را به همراه خواهد داشت [۱۰].

در این مطالعه، به منظور بررسی تاثیر حجم خمیر مواد سیمانی روی خواص بتن خودتراکم، عیارهای مواد سیمانی متفاوتی با نسبت آب به سیمان ثابت در نظر گرفته شد، همچنین از ۹ درصد و ۱۷ درصد ژئولیت به عنوان جایگزین بخشی از سیمان استفاده شد تا خواص آن در بتن تازه و سخت‌شده خودتراکم بررسی شود.

## ۲. مواد و روش‌های آزمایش

### ۱.۲. مواد سیمانی

سیمان مورد استفاده در این تحقیق از نوع پرتلند نوع ۲ با وزن مخصوص ۳/۱۲ و ژئولیت به عنوان جایگزین بخشی از سیمان از شرکت افرد توسکا تهیه شده است. ژئولیت به صورت میکرونیزه بوده و وزن مخصوصی برابر ۲/۵۲ دارد.

### ۲.۲. سنگدانه‌ها

برای ساخت بتن‌های خودتراکم از ماسه استخراج شده از معادن قم استفاده شد. این ماسه دارای وزن مخصوص ۲/۶۱ و جذب آب ۲/۶ درصد بود. درشت‌دانه‌های مورد استفاده محصول معدنی در شهریار و به صورت گردگوشه با حداکثر اندازه سنگدانه ۱۲ میلی‌متر بودند. وزن مخصوص درشت‌دانه‌ها برابر با ۲/۵۴ و جذب آب آن ۲/۲ درصد بود.

### ۳.۲. آب و فوق روان‌کننده

آب مورد استفاده برای ساخت بتن‌های خودتراکم، آب شرب شهر تهران بود. در این تحقیق، از فوق روان‌کننده بر پایه پلی کربوکسیلات اتر با قابلیت حفظ اسلامپ زیاد استفاده شد.

### ۳. طرح‌های مخلوط

به منظور بررسی خواص بتن خودتراکم در حجم خمیرهای متفاوت، سه عیار مواد سیمانی شامل ۴۵۰، ۴۹۵ و ۵۴۰ کیلوگرم بر متر مکعب با نسبت آب به مواد سیمانی ۰/۴ در نظر گرفته شد. همچنین ۹ و ۱۷ درصد ژئولیت به ترتیب در عیارهای ۴۹۵ و ۵۴۰ کیلوگرم بر متر مکعب به صورت وزنی جایگزین سیمان شد. کلیه بتن‌های خودتراکم، جریان اسلامپ هدفی برابر با  $50 \pm 700$  میلی‌متر داشتند. برای رسیدن به این اسلامپ، فوق روان کننده به مقدار لازم به مخلوط اضافه شد و مقدار آن به عنوان درصدی از وزن مواد سیمانی برای طرح مخلوط ثبت شد. طرح‌های مخلوط بتن‌های خودتراکم در جدول ۱ آورده شده است.

جدول ۱- طرح‌های مخلوط بتن‌های خودتراکم

| سنگدانه ها | مواد سیمانی                 |                           |                                                    | فوق                       |                              | نسبت آب به مواد سیمانی | کد مخلوط |
|------------|-----------------------------|---------------------------|----------------------------------------------------|---------------------------|------------------------------|------------------------|----------|
|            | ماسه<br>( $\text{kg/m}^3$ ) | شن<br>( $\text{kg/m}^3$ ) | ژئولیت ( $\text{kg/m}^3$ )<br>(درصد وزنی جایگزینی) | کل<br>( $\text{kg/m}^3$ ) | سیمان<br>( $\text{kg/m}^3$ ) |                        |          |
| ۴۹۶        | ۱۱۸۸                        | ۰                         | ۰                                                  | ۴۵۰                       | ۴۵۰                          | ۰/۴                    | C450     |
| ۴۷۱        | ۱۱۲۹                        | ۰                         | ۰                                                  | ۴۹۵                       | ۴۹۵                          | ۰/۴                    | C495     |
| ۴۴۶        | ۱۰۷۰                        | ۰                         | ۰                                                  | ۵۴۰                       | ۵۴۰                          | ۰/۴                    | C540     |
| ۴۶۶        | ۱۱۱۸                        | ۹                         | ۴۵                                                 | ۴۵۰                       | ۴۹۵                          | ۰/۴                    | C495 Z9  |
| ۴۳۷        | ۱۰۴۷                        | ۱۷                        | ۹۰                                                 | ۴۵۰                       | ۵۴۰                          | ۰/۴                    | C540 Z17 |

### ۴. ساخت و آماده‌سازی نمونه‌ها

در ابتدا، به منظور جلوگیری از افت اسلامپ اولیه بتن به وسیله جذب آب سنگدانه‌ها، آب و سنگدانه‌های ریز و درشت با یکدیگر ترکیب شدند و بعد از حدود ۳ دقیقه، مواد سیمانی به طرح مخلوط اضافه شد. بعد از ۲ دقیقه مخلوط شدن به وسیله دستگاه مخلوط کن، فوق روان کننده به آرامی به مخلوط اضافه شد تا زمانی که به صورت تجربی و ظاهری احساس شود که بتن به روانی هدف رسیده است، سپس در صورتی که با انجام آزمایش جریان اسلامپ، روانی مورد نظر تایید می‌شد، آزمایش‌های بتن تازه انجام و در انتها، قالب‌گیری برای انجام آزمایش‌های بتن سخت شده بدون تراکم انجام شد.

### ۵. آزمایش‌های بتن تازه

#### ۱.۵. جریان اسلامپ و بررسی چشمی پایداری جریان (VSI)

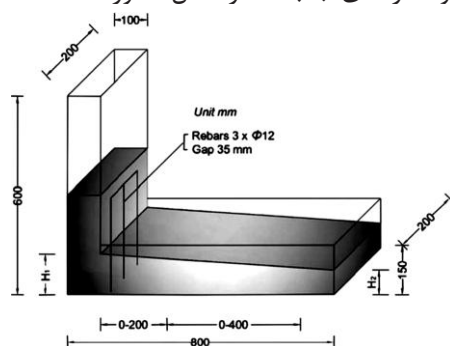
برای بررسی قابلیت جریان بتن خودتراکم بدون وجود مانع در راه آن، از آزمایش جریان اسلامپ و شاخص پایداری چشمی طبق استاندارد ASTM C1611 استفاده شد. مراحل انجام این آزمایش شامل پرکردن مخروط اسلامپ، بالا کشیدن آن به صورت عمودی و اندازه‌گیری دو قطر عمود برهم پس از توقف حرکت بتن می‌باشد. در آزمایش شاخص پایداری چشمی، پس از اتمام آزمایش جریان اسلامپ، با نسبت دادن اعداد بین ۰ تا ۳ به بتن، مقدار پایداری بتن به صورت کمی بیان می‌شود که جزئیات آن در جدول ۲ آورده شده است.

جدول ۲- مقادیر شاخص پایداری چشمی طبق استاندارد ASTM C1611

| مقدار VSI           | معیار                                                                                                                    |
|---------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| ۰ = کاملاً پایدار   | بدون جداسدگی و آب انداختگی در بتن                                                                                        |
| ۱ = پایدار          | بدون جداسدگی و با کمی آب انداختگی و درخشندگی در سطح                                                                      |
| ۲ = ناپایدار        | وجود شیره پیرامونی کوچک ( $\leq 10 \text{ mm}$ ) و یا انباشتگی سنگدانه در توده بتن                                       |
| ۳ = کاملاً ناپایدار | جداسدگی قابل توجه با نشانه وجود شیره پیرامونی بزرگ ( $> 10 \text{ mm}$ ) و یا انباشتگی سنگدانه‌های درشت در مرکز حلقه بتن |

## ۲.۵. جعبه L

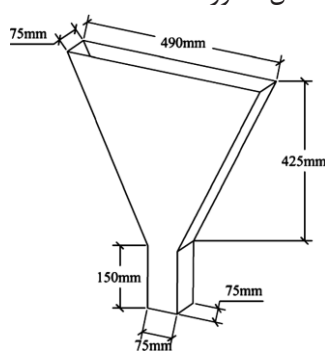
جعبه L دارای دو قسمت عمودی و افقی می‌باشد که با وجود میلگردهای عمودی در قسمت افقی آن، قابلیت عبور بتن خودتراکم مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. نحوه آزمایش به این ترتیب است که ابتدا بتن در قسمت عمودی به مدت ۶۰ ثانیه می‌ماند، سپس با بالا کشیدن دریچه‌ای که قابلیت باز و بسته شدن دارد، بتن از قسمت عمودی با عبور کردن از میان میلگردها وارد قسمت افقی می‌شود. نسبت ارتفاع بتن باقی مانده در انتهای جعبه نسبت به ارتفاع بتن باقی مانده در قسمت عمودی به عنوان معیاری از قابلیت عبور در نظر گرفته می‌شود. طبق استاندارد BS EN 12350-10-2010 حداقل نسبت مجاز برابر با ۰/۸ در نظر گرفته شده است، هرچه که این نسبت بیشتر باشد، قابلیت عبور بیشتر خواهد بود. مشخصات و اندازه‌های جعبه L در شکل ۱ آورده شده است.



شکل ۱- دستگاه جعبه L

## ۳.۵. قیف V

این آزمایش می‌تواند به طور غیر مستقیم نمایانگر ویسکوزیته بتن خودتراکم باشد، همانطور که در روش استاندارد BS EN 12350-9-2010 توضیح داده شده است، این آزمایش شامل یک قیف به شکل V و یک دریچه قابل باز و بسته شدن در قسمت پایینی آن می‌باشد. بتن خودتراکم باید به صورت یک مرتبه در قیف ریخته شود و بعد از ۱۰ ثانیه، دریچه پایین باز شود، زمانی که طی می‌شود تا بتن از قیف خارج شود به عنوان معیاری از ویسکوزیته در نظر گرفته می‌شود. مشخصات و اندازه‌های قیف V در شکل ۲ آورده شده است.



شکل ۲- قیف V

## ۴.۵. پایداری شبکه الک

طبق روش استاندارد BS EN 12350-11-2010، در این آزمایش ابتدا حدود ۱۰ لیتر بتن تازه به مدت ۱۵ دقیقه در یک ظرف نگهداری می‌شود، سپس حدود ۴/۸ کیلوگرم از این بتن در وسط یک الک با چشمه‌های ۵ میلیمتر ریخته می‌شود، بعد از ۲ دقیقه که مقدار مصالح عبور کرده از الک توزین شد، درصد وزنی موادی که از الک عبور می‌کند به عنوان جداسدگی بتن در نظر گرفته می‌شود. حداکثر ۲۰ درصد عبور مصالح از مقدار بتنی که روی الک ریخته می‌شود قابل قبول است.

## ۶. آزمایش‌های بتن سخت‌شده

### ۱.۶. مقاومت فشاری

مقاومت فشاری بتن‌های خودتراکم در سنین ۷، ۲۸ و ۹۰ روز مورد آزمایش قرار گرفت. برای انجام آزمایش در هر سن، سه آزمون مکعبی  $100 \times 100 \times 100$  میلی‌متر اخذ شد و میانگین نتایج آن به عنوان مقاومت فشاری در سن مورد نظر ثبت شد.

### ۲.۶. مقاومت الکتریکی

مقاومت الکتریکی یک آزمایش ساده به منظور اندازه‌گیری مقاومت بتن در برابر حرکت یون‌ها می‌باشد. این آزمایش به طور غیر مستقیم می‌تواند میزان تخلخل بتن را نیز مورد ارزیابی قرار دهد و به عنوان معیاری برای ارزیابی ریز ساختار بتن به کار رود [۹]. در این مطالعه از آزمایش مقاومت الکتریکی چهار نقطه‌ای به عنوان معیاری برای ارزیابی دوام بتن‌های خودتراکم استفاده شد. هر چه اعدادی که در این آزمایش به دست می‌آید بزرگتر باشد، نشان دهنده متراکم تر بودن بتن و وجود یون‌های کمتر است که معمولاً با واکنش پوزولانی یا کاهش مقدار سیمان اتفاق می‌افتد. در نتیجه می‌توان این آزمایش را یک معیار از دوام بتن در نظر گرفت.

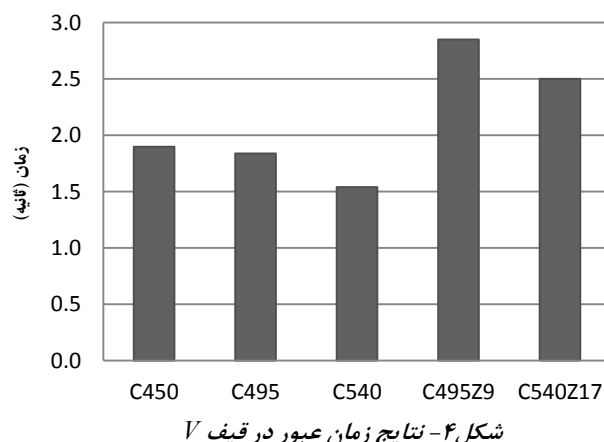
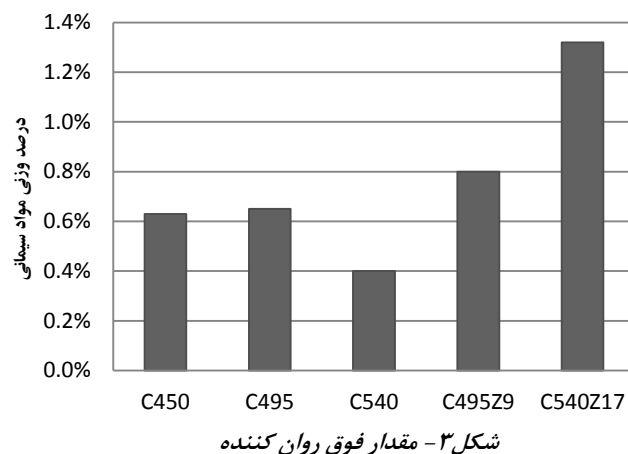
### ۷. تحلیل و نتایج آزمایش‌های بتن تازه

مجموعه‌ی نتایج آزمایش‌های بتن تازه در جدول ۳ آورده شده است. با توجه به این جدول، کلیه بتن‌های خودتراکم حداقل معیار را برای قبولی در آزمون جعبه L شکل داشتند و با توجه به آنکه حداکثر اندازه شن مورد استفاده کوچک بود، مشکلی بابت انسداد در هنگام عبور بتن از میلگرد ها دیده نشد. طبق شکل ۳، در مخلوط C540، به دلیل عیار مواد سیمانی بیشتر و نسبت آب به مواد سیمانی برابر، درصد فوق روان کننده کمتری برای رسیدن به اسلامپ هدف مصرف شده است. همچنین، درصد فوق روان کننده در مخلوط‌های C450 و C495 تقریباً باهم برابر است، اما طبق جدول ۳، اسلامپ بتن در C495 کمی افزایش پیدا کرده است. این موضوع به دلیل کاهش اصطکاک بین سنگدانه‌ها می‌باشد که نتیجه‌ی افزایش حجم خمیر مخلوط‌ها است. با جایگزینی وزنی ژئولیت به مقادیر ۹ و ۱۷ درصد، به ترتیب در مخلوط‌های C495 Z9 و C540 Z17، درصد استفاده از فوق روان کننده نسبت به نمونه کنترل خود (C495 و C540)  $1/2$  و  $3/3$  برابر شده است، این افزایش به دلیل تخلخل و زبری زیاد سطح ژئولیت می‌باشد که باعث شده است بتن خودتراکم برای رسیدن به اسلامپ هدف، نیاز به فوق روان کننده بیشتری داشته باشد و در نتیجه هزینه‌های ساخت بتن را افزایش دهد [۱۱]. شکل ۴، نشان می‌دهد که با افزایش حجم خمیر بتن به دلیل افزودن سیمان (مخلوط‌های C450، C495 و C540)، در یک نسبت آب به سیمان برابر، نتایج آزمون کیف V شکل تغییر چندانی نکرده و کمی کاهش به دلیل کم شدن اصطکاک بین سنگدانه‌ها مشاهده می‌شود، اما جایگزینی ۹ و ۱۷ درصد ژئولیت با سیمان (مخلوط‌های C495 Z9 و C540 Z17) زمان خروج بتن از کیف را نسبت به طرح کنترل متناظر (مخلوط‌های C495 و C540) به ترتیب  $1/5$  و  $1/6$  برابر کرده است. دلیل این موضوع افزایش ویسکوزیته بتن بواسطه استفاده از ژئولیت است.

جدول ۳- خلاصه‌ای از نتایج آزمایش‌های بتن تازه

| کد مخلوط | جریان اسلامپ<br>(میلیمتر) | فوق روان کننده<br>(درصد وزنی مواد<br>سیمانی) | VSI | زمان کیف V<br>(ثانیه) | جداشدگی الک<br>(%) | نسبت ارتفاع در<br>آزمایش جعبه L |
|----------|---------------------------|----------------------------------------------|-----|-----------------------|--------------------|---------------------------------|
| C450     | ۶۸۰                       | ۰/۶۳                                         | .   | ۱/۹۰                  | ۷/۶۰               | ۰/۸۹                            |
| C495     | ۷۵۰                       | ۰/۶۵                                         | .   | ۱/۸۵                  | ۹/۶۰               | ۰/۸۸                            |
| C540     | ۶۸۰                       | ۰/۴۰                                         | .   | ۱/۵۵                  | ۱۸/۳۲              | ۰/۸۵                            |
| C495 Z9  | ۷۰۰                       | ۰/۸۰                                         | .   | ۲/۸۵                  | ۱۱/۰۰              | ۰/۸۹                            |
| C540 Z17 | ۷۲۰                       | ۱/۳۲                                         | .   | ۲/۵۰                  | ۱۵/۰۰              | ۰/۸۹                            |





با توجه به شکل ۵ و جدول ۳، بررسی چشمی پایداری جریان در همه بتن های خودتراکم عدد ۰ را نشان داد. در این مطالعه، با افزایش عیار مواد سیمانی در مخلوط بتن تا ۵۴۰ کیلوگرم بر متر مکعب، هیچ گونه آب انداختگی و جداسدگی بین سنگدانه ها مشاهده نشد. همچنین به نظر می رسد که بتن های دارای ۹ و ۱۷ درصد زئولیت، مخلوطی لزج تر نسبت به بتن های حاوی سیمان تنها دارند.

در شکل ۶، نتایج آزمون پایداری شبکه الک ارائه شده است. با توجه به این نتایج مقدار جداسدگی کلیه طرح مخلوط ها کمتر از حد مجاز مقرر در استاندارد BS EN 12350-11-2010 (۲۰ درصد) می باشد. با توجه به شکل ۶، با افزایش عیار مواد سیمانی در مخلوط های C450، C495 و C540، در نسبت آب به سیمان برابر، اعداد بزرگتری برای الک جداسدگی به دست آمد. این موضوع به دلیل افزایش مقدار خمیر مخلوط و کاهش ویسکوزیته در بتن می باشد و الزاماً نشان دهنده بیشتر شدن جداسدگی سنگدانه ها نیست. به عبارت دیگر، در این آزمایش، هرچه مقدار خمیر مخلوط بیشتر و ویسکوزیته آن کمتر باشد، مقدار بیشتری از بتن مستعد عبور از الک می باشد و به تبع آن، نتایج بزرگتری ممکن است به دست آید. در حالیکه، پایداری بتن کم نشده است و جداسدگی قابل ملاحظه ای اتفاق نیافتاده است (شکل ۵). در نتیجه، این آزمایش نمی تواند معیار کاملاً دقیقی از جداسدگی در بتن باشد. در شکل ۶ مشاهده می شود که جایگزین کردن ۱۷ درصد سیمان با زئولیت (C540 Z17) نسبت به مخلوط متناظر آن (C540)، میزان جداسدگی ۲۲ درصد کاهش پیدا کرده است. این موضوع به دلیل افزایش ویسکوزیته در بتن می باشد که به دلیل سطح مخصوص زیاد زئولیت ایجاد شده است.

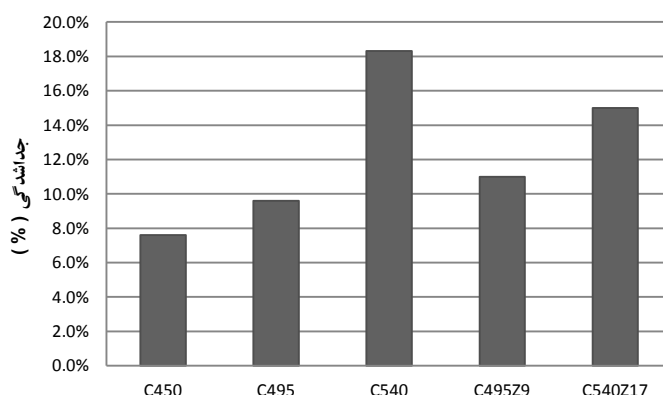


C450-VSI=0

C495-VSI=0

C540-VSI=0

شکل ۵- تصاویر بررسی چشمی پایداری جریان بتن های خودتراکم در عیارهای متفاوت بدون ژئولیت



شکل ۶- نتایج آزمایش پایداری شبکه الک در بتن های خودتراکم

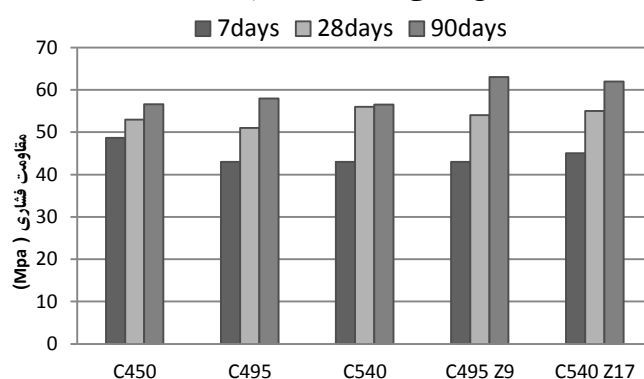
در این مطالعه، بتن خودتراکم با عیار مواد سیمانی ۴۵۰ کیلوگرم در متر مکعب، خواص بتن تازه مطلوبی داشت و با افزایش عیار مواد سیمانی تنها با آب به سیمان برابر، هیچ یک از پارامترهای بتن تازه خودتراکم بهبود پیدا نکرد و حتی منجر به کاهش ویسکوزیته و افزایش اعداد آزمایش پایداری شبکه الک شد. این موضوع نشان می‌دهد که بعد از دستیابی به حجم خمیر مناسب برای بتن خودتراکم که در این مطالعه با عیار مواد سیمانی ۴۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب به دست آمد، افزایش عیار مواد سیمانی با نسبت آب به سیمان برابر به منظور بهبود خواص بتن تازه بی- نتیجه است.

## ۸. تحلیل و نتایج آزمایش های بتن سخت شده

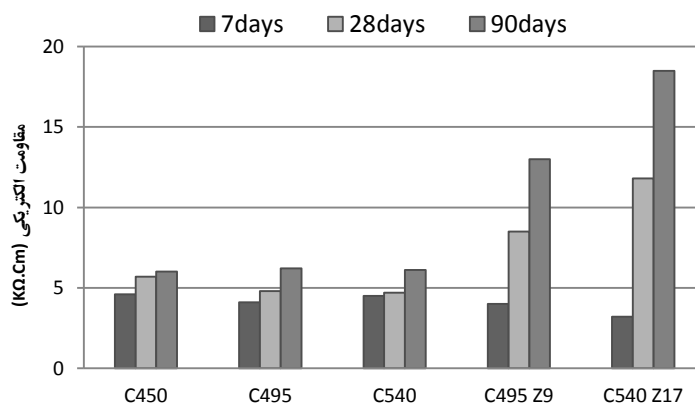
نتایج آزمون مقاومت فشاری بتن‌ها در سنین ۷، ۲۸ و ۹۰ روز در شکل ۷ آورده شده است. مشاهده می‌شود که در آب به سیمان برابر، افزایش مقدار سیمان از ۴۵۰ به ۴۹۵ و ۵۴۰ کیلوگرم بر متر مکعب، مقاومت فشاری ۷ روزه کاهش پیدا کرده است، در حالی که این روند در مورد نتایج سنین ۲۸ و ۹۰ روز مشاهده نمی‌شود. دلیل این موضوع می‌تواند این باشد که در سن ۷ روز، درجه هیدراسیون سیمان کمتر است و در نتیجه با افزایش خمیر سیمان، تخلخل بیشتری در واحد حجم سیمان وجود داشته است. درحالی که در سنین بیشتر (۲۸ و ۹۰ روز) با افزایش هیدراسیون سیمان، از میزان تخلخل خمیر سیمانی کاسته شده و تبع آن، افزایش خمیر سیمان تاثیر کمتری در مقدار تخلخل بتن داشته است. هرچند آزمایش های بیشتری برای اثبات این موضوع لازم می‌باشد. طبق شکل ۷، جایگزین کردن ۹ و ۱۷ درصد ژئولیت به ترتیب در عیارهای ۴۹۵ و ۵۴۰ کیلوگرم بر متر مکعب، مقاومت فشاری ۹۰ روزه را نسبت به طرح مخلوط متناظر بدون ژئولیت در حدود ۱۰ درصد افزایش داده است که به دلیل واکنش پوزولانی ژئولیت می‌باشد.

مقاومت الکتریکی بتن‌های C450، C495 و C540، تقریباً در همه سنین برابر به دست آمد (شکل ۸). با توجه به شکل ۸، مقاومت الکتریکی بتن‌های حاوی ۹ و ۱۷ درصد زئولیت در ۷ روز نسبت به طرح بدون زئولیت متناظر کمی کاهش داشته است که به دلیل عدم انجام واکنش پوزولانی کافی تا این سن می‌باشد. لکن، با افزایش سن بتن تا ۹۰ روز، مقاومت الکتریکی بتن با انجام واکنش پوزولانی زئولیت در ۹ و ۱۷ درصد جایگزینی به ترتیب به ۱۳ و ۱۸/۵ کیلو اهم سانتی متر افزایش پیدا کرده است. واکنش پوزولانی سبب می‌شود علاوه بر کاهش یون‌های بتن (با کاهش مقدار کلسیم هیدروکسید)، تخلخل آن نیز کاهش پیدا کرده و در نتیجه اعداد بزرگتری از آزمایش مقاومت الکتریکی به دست آید. بتن‌هایی که دارای مقاومت الکتریکی بیشتری هستند می‌توانند دوام بیشتری هم داشته باشند.

مشاهده می‌شود که همانند آزمایش‌های بتن تازه، افزایش سیمان از ۴۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب به ۴۹۵ و ۵۴۰ کیلوگرم بر متر مکعب در آب به سیمان برابر، هیچ‌گونه خواص مطلوبی برای بتن سخت شده به همراه نداشته است. حتی انتظار می‌رود که بتن‌های با عیار بیشتر، جمع‌شدگی و مشکلات دوام بیشتری داشته باشند.



شکل ۷- مقاومت فشاری بتن‌های خودتراکم در سنین ۷، ۲۸ و ۹۰ روز



شکل ۸- مقاومت الکتریکی بتن‌های خودتراکم در سنین ۷، ۲۸ و ۹۰ روز

## ۹. نتیجه‌گیری

در این تحقیق، به منظور بررسی خواص تازه و سخت شده بتن خودتراکم با حجم خمیرهای متفاوت، سه عیار مواد سیمانی (۴۵۰، ۴۹۵ و ۵۴۰ کیلوگرم بر متر مکعب) با نسبت آب به مواد سیمانی ثابت ساخته شد. همچنین در عیارهای مواد سیمانی ۴۹۵ و ۵۴۰ کیلوگرم بر متر مکعب، به ترتیب ۹ و ۱۷ درصد زئولیت جایگزین سیمان شد تا اثر این ماده به عنوان یک پوزولان بررسی شود. جمع‌بندی یافته‌های این تحقیق به شرح ذیل می‌باشد:

(۱) در یک نسبت آب به مواد سیمانی برابر، هرچه عیار مواد سیمانی افزایش پیدا می‌کند، نتایجی که در آزمایش پایداری شبکه الک به دست می‌آید، بیشتر و زمان خروج بتن از قیف V کمتر می‌شود، به عبارت دیگر، ویسکوزیته کاهش پیدا می‌کند.

(۲) افزایش عیار سیمان در نسبت آب به سیمان برابر، مقاومت فشاری ۷ روزه را کاهش می‌دهد و بر مقاومت الکتریکی آن بی‌تأثیر است اما بر خواص بتن سخت شده در سن ۹۰ روز تأثیر قابل ملاحظه‌ای ندارد.

(۳) جایگزین کردن ۹ و ۱۷ درصد زئولیت با سیمان، می‌تواند مقاومت فشاری بتن را در سن ۹۰ روز حدود ۱۰ درصد افزایش دهد.

(۴) زئولیت به عنوان یک پوزولان طبیعی، تأثیر بسیار مطلوبی در مقاومت الکتریکی و در نتیجه دوام بتن دارد. جایگزین کردن ۹ و ۱۷ درصد زئولیت با سیمان در بتن خودتراکم، به ترتیب مقاومت الکتریکی را در ۹۰ روز، ۲ و ۳ برابر کرده است.

(۵) زئولیت در بتن خودتراکم می‌تواند ویسکوزیته را افزایش و جداسازی را کاهش دهد.

(۶) در این مطالعه، جایگزین کردن ۱۷ درصد زئولیت با سیمان سبب افزایش چشمگیر فوق روان‌کننده‌ی مخلوط شد که می‌تواند صرفه اقتصادی نداشته باشد.

(۷) بتن خودتراکم با عیار مواد سیمانی ۴۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب تمام خصوصیات مطلوب را برای این نوع بتن در حالت تازه همراه داشت. مشاهده شد که با افزایش عیار سیمان در یک نسبت آب به سیمان ثابت، هیچ‌گونه تأثیر مطلوبی چه در حالت تازه و چه در حالت سخت‌شده در بتن خودتراکم حاوی سیمان تنها دیده نمی‌شود. این موضوع نشان می‌دهد در صورتی که حجم خمیر لازم برای این نوع بتن فراهم شود، افزایش مقدار آن به جز افزایش هزینه‌های مصرف سیمان و فوق روان‌کننده نتیجه‌ی دیگری نخواهد داشت، لذا به دست آوردن حجم خمیر مناسب برای ساخت بتن خودتراکم یک امر مهم است که می‌تواند صرفه‌های اقتصادی و محیط زیستی داشته باشد.

#### ۱۰. قدردانی

این مقاله مستخرج از پروژه پژوهشی انجام گرفته در مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی می‌باشد. نویسندگان مقاله کمال تشکر را نسبت حمایت‌های مادی و معنوی آن مرکز دارند.

#### ۱۱. مراجع

- [1] C. Meyer, *The greening of the concrete industry*, *Cement Concr. Compos.* 31 (8) (2009) 601–605
- [2] H.G. Oss, A.C. Padovani, *Cement manufacture and the environment part II: environmental challenges and opportunities*, *J. Ind. Ecol.* 7 (1) (2003) 93–126.
- [3] Yazıcı, H, *The effect of silica fume and high-volume Class C fly ash on mechanical properties, chloride penetration and freeze–thaw resistance of self-compacting concrete*, *Constr. Build. Mater.* 22(4) (2008) 456–462.
- [4] Bui, V.K., *Application of minimum paste volume method in designing cost-effect selfconsolidating concrete—an experience in New Zealand*, *First North American Conference on the Design and Use of Self-Consolidating Concrete*. Chicago, IL: ACBM, (2002) 127-132.
- [5] Vejmelkova, E., Keppert, M., Grzeszczyk, S., Skaliński, B., and Černý, R, *Properties of self-compacting concrete mixtures containing metakaolin and blast furnace slag*. *Constr. Build. Mater.*, 25(3), (2010) 1325–1331.
- [6] Roziere, E., Turcry, P., Loukili, A., *Influence of Paste Volume, Addition Content and Addition Type on Shrinkage Cracking of Self-Compacting Concrete*, *Proceedings of the Second North American Conference on the Design and Use of Self-Consolidating Concrete and the Fourth International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete*. Chicago, Illinois, 2005, pp. 945–951.
- [7] *European Guidelines for Self-Compacting Concrete: Specification, Production and Use*. European Project Group, 2005.
- [8] Mumpton FA, *Mineralogy and geology of natural zeolites*, New York: Reprint of Mineralogical Society of America's Reviews in Mineralogy; 1993.
- [9] F.A Sabet, E., *Mechanical and durability properties of self consolidating high performance concrete incorporating natural zeolite, silica fume and fly ash*, *Construction and Building Materials* 44 (2013) 175–184
- [10] Ahmadi B, Shekarchi M. *Use of natural zeolite as a supplementary cementitious material*. *Cem Concr Compos* 2010;32:134–41.
- [11] Najimi M, Sobhani J, Ahmadi B, Shekarchi M. *An experimental study on durability properties of concrete containing zeolite as a highly reactive natural pozzolan*. *Constr Build Mater* 2012;35:1023–33.

# The Effect of Cementitious Materials Paste Volume and Use of Zeolite on The Properties of Self-Compacting Concrete

**Saeed Khalooee**

*Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran*

**Babak Ahmadi\***

*Road, Housing & Urban Development Research Centre, Department of Concrete Technology, Tehran, Iran*

**Azade Askarinejad**

*- Road, Housing & Urban Development Research Centre, Department of Construction Materials, Tehran, Iran*

**Masoud Nekooei**

*Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran*

## **Abstract**

*Self-compacting concrete (SCC) has advantages such as flowability, fillingability and having no need to vibration and better consolidation compared to conventional concrete. However, these benefits are achievable through increasing the volume of paste. Therefore, the volume of SCC paste is one of the most significant parameters in such type of concrete. In this research study, in order to investigate the fresh and hardened properties of SCC mixtures with various paste volume, three levels of cementitious materials ( $450 \text{ kg/m}^3$ ,  $495 \text{ kg/m}^3$  and  $540 \text{ kg/m}^3$ ) were made keeping w/cm constant. In addition, at cementitious materials content of  $450 \text{ kg/m}^3$  and  $495 \text{ kg/m}^3$ , natural zeolite was replaced 9% and 17% of cement by weight, respectively to study the influence of this material as a type of pozzolan. The experimental results indicate that increasing the SCC's cementitious materials at a constant W/CM, does not have considerable effect on compressive strength of concrete, while increases the segregation. The results of V-funnel test show that increasing the cementitious materials content at a constant W/CM, has no prominent impact on viscosity of concrete, however partial replacement of cement by zeolite increases this parameter of SCC and has a positive effect on stability, compressive strength and resistivity.*

**Keywords:** *Self-Compacting Concrete, Paste Volume, Cement Content, Zeolite*

# بررسی روابط تحلیلی اثر محصورشدگی در طراحی ستون‌های بتن مسلح

دریافت مقاله: ۱۳۹۷-۰۸-۲۳

پذیرش مقاله: ۱۳۹۸-۰۴-۱۰

احسان دهقانی\*

استادیار، عضو هیأت علمی گروه عمران دانشگاه قم، ایران

Dehghani@qom.ac.ir

محمدحسین تقوی پارسا

دانشجوی دکتری رشته مهندسی عمران گرایش سازه، دانشگاه قم، ایران

mh.taghavi@stu.qom.ac.ir

## چکیده:

توانایی هسته بتن یک ستون بتن مسلح جهت مقاومت در برابر کرنش‌های فشاری با فشار ناشی از محصورشدگی افزایش می‌یابد. به منظور تضمین ظرفیت تغییر شکل جانبی مناسب ستون‌های بتن آرمه بایستی میلگردهای محصورکننده را با توجه به بار محوری افزایش داد. از طرفی مقاومت و انعطاف‌پذیری هر ستون بتن مسلح از طریق بهبود محصورشدگی مناطق لولای پلاستیک ارتقاء می‌یابد. این بهبود تضمین پایداری لرزه‌ای سازه در طول یک زلزله است. یکی از مهمترین ویژگی‌های سازه‌های بتنی در مقابل نیروهای ناشی از زلزله رفتار شکل‌پذیر آنها است. یافتن مقادیری برای معیار شکل‌پذیری به دلیل پیچیدگی‌های رفتار سازه‌ها و مشخص نبودن صریح همه عوامل موثر بر آن، با مشکلات زیادی همراه است. آئین‌نامه‌های مختلف نیز معیارهای متفاوتی برای شکل‌پذیری بیان می‌کنند. هدف از پژوهش حاضر ارائه یک معیار محصورشدگی بر مبنای نیاز شکل‌پذیری است. در این مقاله ضمن بررسی آئین‌نامه‌های مختلف، روابطی برای طراحی آرماتورهای عرضی محصورکننده دو نوع ستون با مقطع دایره‌ای و مستطیلی در حالت شکل‌پذیری زیاد و متوسط استخراج شده است. جهت صحت‌سنجی روابط، مقادیر آرماتور طراحی ستون‌های بتن آرمه با مقادیر به دست آمده از روابط مقررات ملی مورد ارزیابی قرار گرفتند. نتایج استفاده از روابط پیشنهادی نشان می‌دهد که مقادیر آرماتورهای طراحی مقاطع مورد بررسی در هر دو حالت، شکل‌پذیری کاهش یافته را در بر دارد.

کلمات کلیدی: طراحی میلگردهای محصور کننده عرضی، ستون بتن مسلح، سطوح شکل‌پذیری، طول مفصل پلاستیک، ضریب شکل‌پذیری انحنایی، محمدحسین



یکی از مهمترین ویژگی‌های سازه‌های بتنی در مقابل نیروهای ناشی از زلزله رفتار شکل‌پذیر آنها است. به عبارت دیگر هر سازه پایدار و مقاوم در برابر زلزله علاوه بر آنکه باید به صورت یک مجموعه کامل دارای خاصیت شکل‌پذیری باشد؛ کلیه اعضای آن نیز بایستی به تفکیک شکل‌پذیر باشند. شکل‌پذیری سازه‌ها بر دو اساس بیان می‌گردد. نخست آنکه سازه تحمل تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی نسبتاً زیاد و در عین حال بدون کاهش چشمگیر مقاومت سازه را داشته باشد؛ دوم، سازه قادر باشد که مقدار قابل توجهی از انرژی زلزله را از طریق رفتار هیستریزس (چرخه‌های رفتاری پایدار) جذب و مستهلک نماید. یافتن مقادیری برای معیار شکل‌پذیری اعضا به دلیل پیچیدگی‌های رفتار سازه‌ها و مشخص نبودن صریح همه عوامل موثر بر آن، با مشکلات زیادی همراه است. مدل‌های تحلیلی معمولاً بر مبنای یک مجموعه از داده‌های آزمایشگاهی هستند. در این مدل‌ها، اگرچه پیش‌بینی‌های خوبی ارائه می‌گردد، اما در بسیاری موارد از لحاظ آرایش شکل مقطع و تقویت محدودیت دارند؛ به همین دلیل اثر محصور نمودن تقویت جانبی حلقه‌های اطراف و خاموت‌های میانی، آشکار نیست. لازم به ذکر است که در این تحقیق محصورشدگی میانی مورد بررسی قرار گرفته است.

آئین‌نامه‌های مختلف تدوین شده در سراسر دنیا برای این مبحث مهم با در نظر گرفتن معیارهای متفاوتی برای شکل‌پذیری روابطی ارائه نموده‌اند. در آئین‌نامه (ACI318) برای اطمینان از شکل‌پذیری کافی ستون‌های بتن آرمه تحت بار لرزه‌ای شدید، مقدار آرماتورهای عرضی جهت طراحی ستون‌ها، با استفاده از روابطی که در بخش‌های بعدی اشاره می‌گردد، به صراحت بیان شده است [۱]. در این پژوهش مقررات کشور نیوزیلند نیز مورد کنکاش قرار گرفته است. این آئین‌نامه با عنوان (NZS 3101) برای طراحی آرماتورهای عرضی محصورکننده ستون‌ها ضوابطی ارائه نموده است [۲]. البته بعدها محققان طی تحقیقاتی که در ادامه به آنها اشاره می‌گردد، ضمن بررسی این آئین‌نامه مشخص نمودند که این دستورالعمل برای بتن‌های با مقاومت بالا ۱ کارایی ندارد و دامنه کاربرد آن برای بتن با مقاومت فشاری بین ۲۰ تا ۴۰ مگاپاسکال و تنش تسلیم کمتر از ۴۰۰ مگاپاسکال است. در ایران نیز مبحث نهم مقررات ملی ساختمان [۳] و نیز دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰) [۴] به این موضوع پرداخته و برای سطوح مختلف شکل‌پذیری، ضوابط و معیارهایی را تعیین نموده‌اند.

علاوه بر مقررات و ضوابط کشورها برخی از محققین با استفاده از نتایج آزمایشگاهی به توسعه این مبحث پرداخته‌اند. از جمله آقای لی و همکارانش طی دو تحقیق جداگانه [۵ و ۶] با انجام آزمایش‌هایی بر روی ۵ ستون مستطیلی ساخته شده از بتن با مقاومت بالا امکان استفاده از این ستون‌ها در نواحی با خطر لرزه‌ای زیاد را مورد تحقیق و بررسی قرار دادند. در آزمایشات آنها هر نمونه دارای ابعاد  $350 \times 350$  میلی‌متر و دهانه برشی ۱۱ میلی‌متر تحت بارگذاری ترکیبی خمشی و بار ثابت محوری از  $0.3f'_c A_g$  تا  $0.6f'_c A_g$  قرار گرفت. همچنین مقاومت فشاری بتن‌ها از ۹۳ تا ۹۸ مگاپاسکال متغیر بوده و از آرماتورهایی با تنش تسلیم متفاوت بهره گرفته شد. آنها بر اساس نتایج آزمایش‌ها استنتاج کردند که ستون‌های ساخته شده با بتن HSC که بر اساس آئین‌نامه نیوزیلند (NZS 3101-82) طراحی می‌شوند مناسب نیستند و مقدار بیشتری آرماتور عرضی محصورکننده نیاز دارند. این نتیجه‌گیری هنگامی که تراز بار محوری نسبتاً بالا بود، تشدید گردید. همچنین آنان دریافتند که بر اساس مقررات لرزه‌ای آئین‌نامه آمریکا (ACI 318-89) در تراز بار محوری بالا، نیاز به آرماتور عرضی محصورکننده کمتری نسبت به آئین‌نامه نیوزیلند (NZS 3101-82) وجود دارد. همچنین مشخص شد، مقدار آرماتور عرضی ستون‌های تحت تراز بار محوری بالا که طبق مقررات لرزه‌ای آئین‌نامه آمریکا (ACI 318-89) تعیین می‌شود، ناکافی است.

عزیزی نمینی و همکارانش [۷] طی آزمایش خود روی ۷ نمونه ستون مستطیلی، مقاومت و شکل‌پذیری ستون‌ها را بر اساس مقررات آئین‌نامه آمریکا بررسی نمودند. هر نمونه دارای ابعاد  $305 \times 305$  میلی‌متر و دهانه برشی ۸

<sup>1</sup> High Strength Concrete (HSC)

میلی متر تحت بار ترکیبی خمشی و بار محوری ثابت در  $0.2f'_c A_g$  با تنش های تسلیم و متشکل از آرماتورهای عرضی متفاوت بود. مقاومت فشاری بتن ها نیز از ۵۴ تا ۱۰۴ مگاپاسکال متغیر بوده است. آنها طی آزمایش های خود دریافتند که ستون های طراحی شده بر اساس این آیین نامه دارای مقاومت محافظه کارانه و شکل پذیری کافی هستند. همچنین برای بار محوری ترازهای پایین تر، استفاده از آرماتورهایی با تنش تسلیم بالاتر، منتج به فواصل بزرگتری از آنچه که در آیین نامه پیشنهاد شده، می گردد. این موضوع باعث کماتر شدن سرعت آرماتورهای طولی خواهد شد.

شیخ و خوری [۸] نیز روی ۴ نمونه ستون مربع مستطیل با ابعاد  $30.5 \times 30.5$  میلی متر و دهانه برشی  $8/4$  میلی متر تحت بار خمشی و بار محوری از  $0.62f'_c A_g$  تا  $0.65f'_c A_g$  با تنش های تسلیم متفاوت از ۵۴ تا ۶۰ مگاپاسکال آزمایش انجام دادند. نتایج این تحقیق نیز با مقررات لرزه ای آیین نامه امریکا مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتیجه بدست آمده از بررسی انجام شده نشان می دهد که فولاد محصورکننده طراحی شده بر اساس این مقررات در بعضی موقعیت ها رفتار ستون را ارضاء می کند اما در مواردی نیز طراحی به صورت غیر ضروری محافظه کارانه و غیر مطمئن است. همچنین آنها نشان دادند که مقدار آرماتورهای عرضی محصورکننده مورد نیاز با مقاومت فشاری بتن متناسب است.

بایراک [۹] یک برنامه تحقیقاتی گسترده با توجه به مقدار آرماتورهای عرضی روی ۲۴ نمونه از ستون های مستطیلی انجام داده است. هر نمونه از ابعاد  $30.5 \times 30.5$  میلی متر با دهانه برش  $8/4$  میلی متر که تحت بار ترکیبی خمشی و محوری ثابت از  $0.31f'_c A_g$  تا  $0.53f'_c A_g$  با آرماتورهای عرضی با تنش تسلیم متفاوت تشکیل شده است. مقاومت فشاری بتن ها نیز از ۵۶ تا ۱۰۲ مگاپاسکال متغیر است. نتایج تحقیقات نشان می دهد که ستون های متشکل از بتن با مقاومت بالا می توانند رفتاری شکل پذیر تحت تراز بار محوری بالا از خود نشان دهند. البته در صورتی که آرماتورهای عرضی به میزان کافی، در یک پیکربندی موثر و کارآمد و در آرایش عرضی مناسب استفاده شوند. همچنین مشاهده شد که با افزایش بار محوری شکل پذیری ستون کاهش و درجه سختی آن افزایش یافت. بر اساس این تحقیق، در طراحی آرماتورهای عرضی بر مبنای آیین نامه امریکا، پیکربندی آرماتورهای عرضی ستون ها و تراز بار محوری باید مد نظر قرار گیرد.

باینگو [۱۰] جهت بررسی مقاومت و شکل پذیری ستون های دایره ای شکل گزارش یک سری آزمایش را بر روی ۹ نمونه که تحت بار محوری متغیر قرار داشتند، ارائه نمود. نمونه های آزمایشگاهی با قطر ۲۵۰ میلی متر با دهانه برش  $5/5$  میلی متر تحت بارگذاری خمشی و محوری از  $0.31f'_c A_g$  تا  $0.53f'_c A_g$  با آرماتورهای عرضی دارای تنش های تسلیم متفاوت بودند. مقاومت فشاری بتن نیز از ۶۹ تا ۹۰ مگاپاسکال متغیر در نظر گرفته شد. گزارش ها نشان می داد که ستون هایی محصور شده تحت بار لرزه ای با آرماتورهای با تنش تسلیم بالا، در مقایسه با ستون های محصور شده مشابه با آرماتورهای با تنش تسلیم معمولی، شکل پذیر طراحی می شوند. همچنین نسبت حجمی آرماتورهای عرضی برای ستون های با مقاومت بالا، بسیار بیشتر از مقدار معمول آن برای ستون های تشکیل شده از بتن با مقاومت معمولی بوده است.

پالتر و لگرون در سال ۲۰۰۱ [۱۱] بر روی تاثیر مقاومت بتن و تقویت عرضی بر رفتار ستون های بتنی تقویت شده پرداختند. آنها همچنین در سال ۲۰۰۸ روی شکل پذیری ستون های بتنی محصور شده تحقیقات خود را ادامه دادند [۱۲]. آنها در تحقیق خود معادله جدیدی برای تعیین میزان آرماتورهای محصورکننده ستون های بتنی دایره ای و مستطیلی که قابلیت کاربرد در بتن تا مقاومت ۱۲۰ مگاپاسکال و فولاد تا مقاومت ۱۴۰۰ مگاپاسکال ارائه نمودند. این کار با ساده سازی معادلات آیین نامه بتن کانادا انجام پذیرفت. برای صحت سنجی نیز نتایج با ۹۳ نمونه آزمایشگاهی ستون های بتنی مسلح دایره ای و مستطیلی با رده های متفاوت توسط پژوهشگران مختلف مورد مقایسه

واقع شد. در نهایت نیز معادلاتی با تحقیق بر روی پارامترهایی که بیشترین تاثیر را در شکل پذیری مقاطع دارند، بدست آمده است.

در سال‌های اخیر نیز تحقیقات بر روی این موضوع گسترش یافته است. از آن جمله می‌توان به مطالعه آقای ناجدانویچ و همکارش [۱۳] بر روی مقاومت و شکل‌پذیری ستون‌های دایره‌ای که با استفاده از نتایج پالترو [۱۲] تحقیقات خود را توسعه دادند، اشاره نمود. آنها ضمن تمرکز بر روی نمودار تنش کرنش و تجزیه و تحلیل ارائه شده نشان دادند که محاسبه شکل‌پذیری انحنایی در مقطع، به فاصله بین خاموت‌ها بستگی دارد. آنها همچنین نمودارهایی برای تعیین ابعاد ستون دایره‌ای انعطاف‌پذیر ارائه نمودند.

اخیراً نیز سزر و همکارش [۱۴] طی یک بررسی تجربی خمش تیرهای بتن آرمه با الیاف پلی پروپیلن را مورد آزمایش قرار دادند. آنها در تحقیق خود شکل‌پذیری ستون بتنی معمولی را با ستون‌های بتن آرمه با الیاف پلی پروپیلن مقایسه نمودند. نتیجه مقایسه آنها نشان می‌دهد که ستون با بتن الیافی رفتار شکل‌پذیرتری در برابر زلزله از خود نشان می‌دهد.

## ۲- محصور کردن بتن

در طرح لرزه‌ای یک سازه بتن مسلح باید عضوهای سازه‌ای به حدی شکل‌پذیر باشند که بخش زیادی از انرژی زلزله را جذب و مستهلک نمایند. در برگرفتن هسته مرکزی یک عضو سازه بتن مسلح توسط عواملی نظیر آرماتورهای عرضی در داخل بتن، الیاف کربن دور پیچ خارجی (FRP) و پوسته‌های ورق فولادی می‌تواند موجب محصورشدگی بتن شود. محصور کردن هسته بتن در یک عضو سازه‌ای یکی از روش‌های افزایش شکل‌پذیری آنها است. این اثر برای عضوهایی که تحت اثر بارهای محوری زیاد قرار می‌گیرند، اهمیت بیشتری دارد. محصور کردن بتن از چند دهه اخیر آغاز گشته ولی با پیشرفت‌های صنعت ساخت و ساز و احداث ساختمان‌های مرتفع از یک سو و استفاده از مصالح با مقاومت بالا از سویی دیگر موجب شده، شکل‌پذیر شدن مقاطعی که در آنها لولای خمیری تشکیل می‌شود از راه محصور کردن بتن به وسیله خاموت‌های با مقاومت بالا تامین گردد. به این ترتیب این مقاطع از مقاومت، ظرفیت جذب و استهلاک انرژی تا در حد قابل توجهی برخوردار هستند. بنابراین استفاده از خواص محصور کردن بتن در طرح لرزه‌ای یک سازه بتن مسلح ضرورتی انکار ناپذیر است. از این رو بررسی بتن محصورشده در طرح لرزه-ای سازه‌ها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. البته باید توجه داشت که محصورشدگی به دلیل در نظر گرفتن آرماتور کششی و افزایش اندازه مقطع موجب طراحی غیر اقتصادی نگردد.

### ۲-۱- مزایای محصورشدگی

محصور کردن بتن دارای دو مزیت اساسی است که بر رفتار لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح اثر قابل توجهی دارد.

۱- افزایش مقاومت بتن: چنانچه محصورشدگی در اعضای سازه‌ای به ویژه ستون‌های بتن مسلح به نحو مناسبی انجام گیرد، باعث افزایش مقاومت آنها خواهد شد. این اثر که موجب تاخیر یا جلوگیری از تشکیل زود هنگام لولای خمیری می‌شود، بهبود رفتار کلی سازه را به دنبال خواهد داشت.

۲- محصور شدن بتن باعث می‌شود تا قسمت دوم منحنی تنش-کرنش آن از شیب کمتری برخوردار شود و در نتیجه کرنش مرحله نهایی افزایش و سطح زیر منحنی که مبین استهلاک انرژی است؛ در حد قابل توجهی افزایش یابد. بنابراین نحوه بکارگیری و استفاده از تنگ‌ها یا خاموت‌ها بحث مربوط به دستاوردهای جدید طراحی لرزه‌ای را به خود اختصاص داده است.

### ۳- شکل‌پذیری

از آنجایی که در سطح تنش‌های پائین آرماتورهای عرضی به سختی تحت تنش قرار می‌گیرند، در چنین وضعیتی تاثیر چندانی در رفتار بتن نخواهد داشت. در تنش‌های نزدیک به مقاومت محوری بتن، کرنش‌های عرضی به علت گسترش ترک‌های داخلی سریعاً بزرگ شده و بتن در جهت مخالف فولادهای عرضی مایل به انبساط است. فشار

محدود کننده که بوسیله آرماتورها ایجاد می شود نیز، خصوصیات رفتاری متحنی تنش- کرنش بتن را در کرنش های بالا تغییر می دهد. از این رو کرنش نهایی بتن یعنی کرنش نظیر گسیختگی بسیار افزایش می یابد. به این ترتیب نسبت کرنش نهایی به کرنش اولین جاری شدن که همان ضریب شکل پذیری است، افزایش می یابد.

### ۱-۳- شکل پذیری انحنایی در مقاطع بتنی محصور شده

یکی از معیارهای طراحی اکثر آیین نامه ها مبحث شکل پذیری<sup>۱</sup> است. از مهمترین متغیرهای مطالعه جابجایی غیرارجاعی سازه ها نیز شکل پذیری انحنایی است که خود وابسته به دوران است. انحاء عبارتست از دوران مقطع در واحد طول. بدیهی است که در اینجا دوران در محل لولای خمیری مدنظر است. ضریب شکل پذیری با نسبت انحنای ایجاد شده در لحظه شکست به انحاء نقطه تسلیم بیان می شود. شکل پذیری انحنایی  $\mu_\phi$  از رابطه زیر محاسبه می گردد [۱۵]:

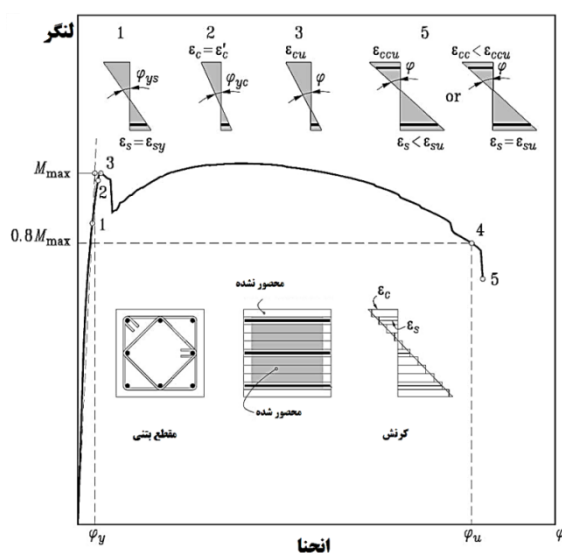
$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (1)$$

در رابطه فوق  $\phi_y$  و  $\phi_u$  به ترتیب انحاء جاری شدن و حداکثر انحاء هستند. شکل ۱ نمودار لنگر-انحاء مقاطع بتنی را نشان می دهد. باید توجه نمود که ضرورتی ندارد  $\phi_y$  انحاء جاری شدن منطبق با  $\phi_y'$  نخستین جاری شدن فولادهای کششی باشد، بلکه با تقریب خوبی میان این دو می توان رابطه ای بدست آورد [۱۵]. مطابق رابطه ۲ با توجه به نسبت لنگر ماکزیمم  $M_i$  به ظرفیت لنگر لحظه جاری شدن  $M_i'$  خواهیم داشت:

$$\phi_y = \frac{M_i}{M_i'} \phi_y' \quad (2)$$

جهت ساده سازی رابطه فوق می توان مطابق شکل ۱ با تقریب قابل قبولی  $M_i' = 0.8 M_i$  فرض نمود که در نتیجه آن به رابطه ۳ دست خواهیم یافت:

$$\phi_y = 1.25 \phi_y' \quad (3)$$



شکل ۱: نمودار لنگر-انحاء یک مقطع بتنی محصور شده [۱۲]

<sup>1</sup> Ductility

از طرفی مقدار انحناء متناظر با نخستین جاری شدن از طریق رابطه ۴ بیان می‌گردد:

$$\phi'_y = \frac{\varepsilon_c}{x} \quad (۴)$$

با توجه به آئین‌نامه بتن ایران [۱۶] کرنش نهایی بتن محصورشده  $\varepsilon_c$  برابر با ۰/۰۰۳ در نظر گرفته می‌شود. همچنین به عنوان فرض ساده‌کننده برای دستیابی به شکل‌پذیری مناسب ستون‌ها و دیوارهای برشی، ارتفاع بلوک فشاری  $x$  طبق توصیه این آئین‌نامه  $x = x_b$  مطابق رابطه ۵ محاسبه می‌گردد:

$$x_b = \frac{0.003}{0.003 + \varepsilon_y} d_n \quad (۵)$$

با فرض اینکه اکثر فولادهایی که در ایران استفاده می‌شود دارای تنش حد جاری شدن  $f_y = 400$  مگاپاسکال بوده و برای این نوع فولادها کرنش حد جاری شدن نیز  $\varepsilon_y = 0.002$  است. با قرار دادن مقادیر آنها در رابطه ۵ مقدار عمق بلوک فشاری برابر  $x_b = \frac{3}{5} d_n$  خواهد شد و رابطه ۴ به صورت زیر بازنویسی می‌گردد:

$$\phi_y = \frac{1}{160 d_n} \quad (۶)$$

لازم به ذکر است، در روابط فوق  $d_n$  عمق موثر ستون است که بر طبق نشریه ۳۶۰ [۴] در مواردی که نتوان مقدار آن را تعیین نمود، بدون توجه به نوع مقطع  $d_n = 0.8h$  در نظر گرفته خواهد شد. به این ترتیب رابطه نهایی  $\phi_y$  به صورت زیر بیان خواهد شد:

$$\phi_y = \frac{1}{128h} \quad (۷)$$

در رابطه بالا  $h$  ارتفاع مقطع بر حسب میلی‌متر است.

#### ۴- مفصل پلاستیک

هنگامی که ستون‌های بتن آرمه تحت اثر بارهای دینامیکی جانبی نظیر زلزله قرار گیرند، خسارات شدیدی در نواحی گشتاور حداکثر این اعضا مشاهده می‌گردد. این نواحی که مفاصل پلاستیک نامیده شده‌اند، انحنای غیرالاستیک بزرگی را تجربه می‌کنند. اساساً هر مفصل پلاستیک، عاملی برای اتلاف انرژی ناشی از زلزله از طریق دوران پلاستیک اتصالات صلب بتنی و سبب باز توزیع گشتاور است. لذا دوران و طول مفصل پلاستیک یک عضو بتن آرمه پارامتری مهم در ارزیابی پاسخ و خسارت سازه تحت زلزله محسوب می‌گردد.

طول مفصل پلاستیک به پارامترهای متعددی از جمله مقاومت بتن و میزان محصورشدگی آن، خصوصیات مکانیکی آرماتورهای طولی و نیز عرضی، سطح بار محوری، سطح تنش برشی و گرادیان گشتاور بستگی دارد. از این جهت تعیین این طول کار بسیار مشکل و پیچیده‌ای است.

روابط تجربی بسیاری برای تعیین طول مفاصل پلاستیک ارائه شده است که در ادامه به برخی از روابط اشاره می‌شود. کورلی طی بررسی خود بر روی ۷۷ تیر با تکیه‌گاه ساده ضمن مطالعه اثر عمق و عرض تیر و نیز شاخص فولاد و محصورشدگی توسط خاموت‌های بسته، طول مفصل پلاستیک  $l_p$  را بر حسب عمق موثر  $d$  در طولی برابر با  $z$  مطابق با رابطه ۸ تعیین کرده است [۱۷].

$$l_p = 0.5d + 0.2\sqrt{d} \left( \frac{z}{d} \right) \quad (۸)$$

پس از آنها تحقیقات توسط محققان ادامه یافت و متوک با ساده سازی معادله ۹ را ارائه نمود [۱۸].

$$l_p = 0.5d + 0.05z \quad (9)$$

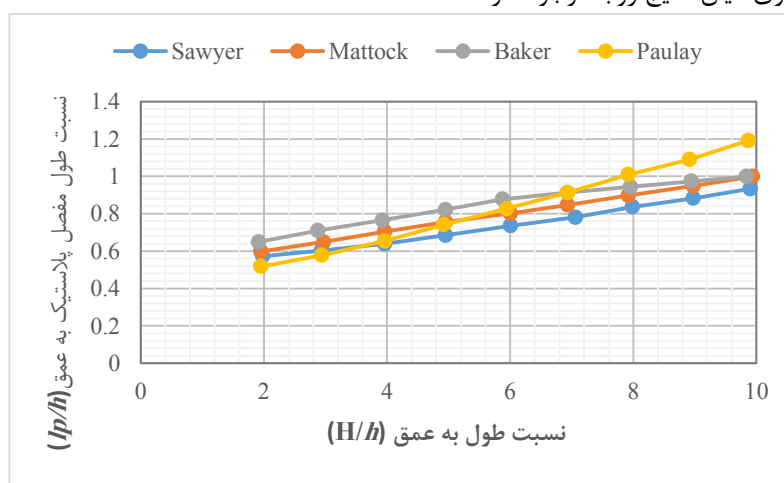
سویر نیز رابطه خود را با فرض اینکه ناحیه تسلیم به فاصله  $\frac{d}{4}$  از مقطعی که در آن گشتاور به حد تسلیم خواهد رسید، تداوم یابد پیشنهاد داد. بررسی‌های آزمایشگاهی سویر حاکی از آن بود که طول مفاصل پلاستیک تیر بین  $0.4d$  تا  $2/4d$  متغیر است [۱۹].

$$l_p = 0.25d + 0.075z \quad (10)$$

آقایان پاولی و پریستلی با مد نظر قرار دادن رده‌های مختلف آرماتورهای خمشی رابطه زیر را پیشنهاد دادند [۲۰]:

$$l_p = 0.08L + 0.022d_b f_y \quad (11)$$

آنها نهایتاً رابطه  $l_p = 0.5h$  را که تقریب مناسب و مورد قبول آئین‌نامه‌ها است، ارائه نمودند. شکل ۲ نشان‌دهنده مقایسه صورت گرفته میان نتایج معادلات ارائه شده توسط محققان مختلف است. همانطور که از نمودار مشاهده می‌گردد، پراکندگی بسیاری میان نتایج روابط وجود دارد.



شکل ۲: نمودار مقایسه نتایج روابط پیشنهادی برای محاسبه طول مفصل پلاستیک

## ۵- دوران پلاستیک مجاز برای سطوح شکل‌پذیری مختلف

شکل‌پذیری سازه بر اساس سطح عملکرد اجزاء سازه‌ای و غیرسازه‌ای بیان می‌گردد و این سطوح عملکرد مبنای طراحی‌ها است. طبق نشریه ۳۶۰ چهار نوع سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه (OP)، قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) برای سازه‌های مختلف تعریف شده است [۴]. مطابق توصیه نشریه ۳۶۰ دوران‌های مربوط به سطوح شکل‌پذیری مختلف محاسبه شده و نتیجه در جدول ۱ بیان شده است. لازم به ذکر است، در پژوهش حاضر مسئله برای ستون‌های با آرماتور عرضی محصورکننده با خم ۱۳۵ درجه و حالت نیروی برشی کم (i) در نظر گرفته شده است.  $(\frac{p}{A_g f_c} \leq 0.3)$  همچنین فرض بر این است که ستون شکست نرم داشته باشد.

جدول ۱: دوران‌های مربوط به شکل‌پذیری‌های مختلف

| $\theta_{cr}$ دوران حد مجاز |       |       | سطح شکل‌پذیری |
|-----------------------------|-------|-------|---------------|
| ۳                           | ۲     | ۱     |               |
| ۰/۰۰۵                       | ۰/۰۰۳ | ۰/۰۰۵ | IO            |
| ۰/۰۰۲                       | ۰/۰۰۸ | ۰/۰۲۶ | LS            |
| ۰/۰۲۷                       | ۰/۰۰۹ | ۰/۰۳۵ | CP            |



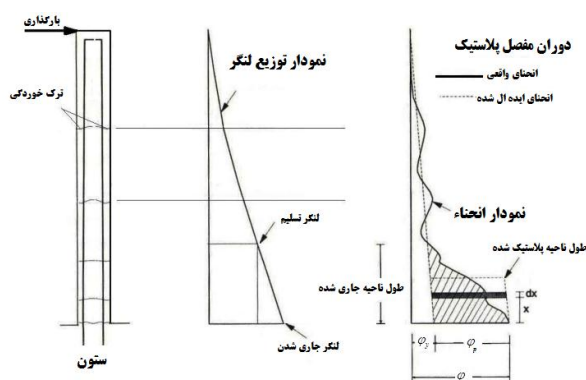
در جدول فوق  $\theta_{cr}$  بیشترین دوران مجازی است که مقطع می‌تواند داشته باشد. تفاوت بین حالات ۱ تا ۳ به ازاء بار محوری وارده و میزان خاموت برشی (غیر محصورکننده) متفاوت ستون است.

#### ۶- تبدیل دوران‌ها به شکل‌پذیری انحنایی

مرتضایی ارتباط بین دوران پلاستیک  $\theta_p$  و طول مفصل پلاستیک  $l_p$  را به صورت رابطه‌ای برحسب انحناء در فاصله  $x$  از مقطع بحرانی در مرحله بار نهایی  $\phi(x)$  و انحناء متناظر با حالت جاری شدن  $\phi_y$  بیان می‌کند [۲۱].

$$\theta_p = \int_0^{l_y} [\phi(x) - \phi_y] dx \quad (12)$$

در این رابطه  $l_y$  طول ناحیه تسلیم، مربوط به زمان تجاوز لنگر از حد گشتاور تسلیم و یا به عبارت دیگر فاصله بین مقطع بحرانی و موقعیتی که اولین آرماتورهای کششی به حالت جاری شدن می‌رسند، است. شکل ۳ نمایشی از توزیع لنگر و گشتاور یک ستون تحت بار نهایی است. با توجه به شکل دوران پلاستیک به صورت هاشورخورده نشان داده شده است.



شکل ۳: نمودار گشتاور خمشی و انحناء در راستای یک ستون در مرحله بار نهایی

تسمیمی با ساده سازی رابطه فوق، مساحت ناحیه هاشورخورده که همان دوران مفصل پلاستیک است را با تبدیل به یک مستطیل معادل و بر حسب طول مفصل پلاستیک از طریق معادله ۱۲ بدست آورد [۱۵]:

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) l_p \quad (13)$$

چنانچه با فرض  $l_p = 0.5h$  رابطه فوق بازنویسی گردد، معادله ۱۴ حاصل خواهد شد:

$$\frac{\theta_p}{0.5h} = (\phi_u - \phi_y) \quad (14)$$

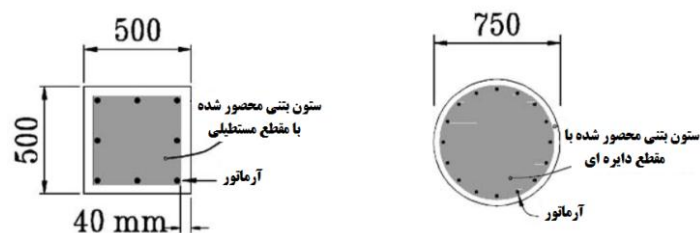
در نهایت با توجه به رابطه ۷ و ۱۴ به رابطه زیر دست خواهیم یافت:

$$\phi_u = \frac{\theta_p}{0.5h} + \frac{1}{128h} = \frac{1 + 256\theta_p}{128h} \quad (15)$$

در رابطه فوق حداکثر انحناء  $\phi_u$  بر حسب دوران مفصل پلاستیک  $\theta_p$  و  $h$  ارتفاع مقطع بر حسب میلی متر تعیین شده است.

#### ۷- بررسی شکل‌پذیری انحنایی ستون‌های بتن آرمه محصور شده

در این بخش از مقاله ضمن در نظر گرفتن فرضیاتی به بررسی شکل‌پذیری مقاطع مختلف ستون‌های بتن آرمه محصور شده با آرماتور محصورکننده پرداخته می‌شود. جزئیات دو مقطع مستطیلی و دایره‌ای مورد بررسی در شکل ۴ نشان داده شده است. ستون‌های مستطیلی با ابعاد  $500 \times 500$  میلی متر و  $1000 \times 1000$  میلی متر و ستون دایره‌ای به قطر ۷۵۰ میلی متر فرض شده است.



شکل ۴: جزئیات مقاطع ستون‌های بتن آرمه محصور شده

## ۷-۱- ضرایب شکل‌پذیری مقاطع مختلف

مقادیر  $\mu_\phi$  ضریب شکل‌پذیری انحنایی، حداکثر انحناء  $\phi_u$  (با توجه به رابطه ۱۵)،  $\phi_y$  انحناء جاری شدن (با توجه به رابطه ۷) و دوران حد مجاز  $\theta_{cr}$  با توجه به سطوح شکل‌پذیری مختلف متناظر با سطوح مختلف عملکردی تعریف شده در نشریه ۳۶۰ [۴] برای ستون‌های مستطیلی با فرض  $f_y = 400$  مگاپاسکال و  $f'_c = 45$  مگاپاسکال محاسبه و نتایج در جدول ۲ نشان داده شده است. برای یک ستون دایره‌ای نیز با فرض  $\varepsilon_y = 0.002$  محاسبات مشابهی انجام گرفته و نتایج در جدول ۳ آمده است.

جدول ۲: شکل‌پذیری ستون‌های مستطیلی

| ابعاد ستون (میلی‌متر) | سطح شکل‌پذیری | $\theta_{cr}$ | $\phi_y$ (rad/m) | $\phi_u$ (rad/m) | $\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$ |
|-----------------------|---------------|---------------|------------------|------------------|------------------------------------|
| ۵۰۰×۵۰۰               | CP            | ۰/۰۳۵         | ۰/۰۱۰۴           | ۰/۱۵۵            | ۱۰                                 |
|                       | LS            | ۰/۰۲۶         | ۰/۰۱۰۴           | ۰/۱۱۹            | ۷/۶۶                               |
|                       | IO            | ۰/۰۰۵         | ۰/۰۱۰۴           | ۰/۰۳۵۶           | ۲/۳                                |
| ۱۰۰۰×۱۰۰۰             | CP            | ۰/۰۰۹         | ۰/۰۰۷۸           | ۰/۰۲۶            | ۳/۷۲                               |
|                       | LS            | ۰/۰۰۸         | ۰/۰۰۷۸           | ۰/۰۲۳            | ۲/۸۷                               |
|                       | IO            | ۰/۰۰۳         | ۰/۰۰۷۸           | ۰/۰۱۳۸           | ۱/۸                                |

همانطور که از جدول مشخص است با افزایش ابعاد در هر سطح عملکرد میزان حداکثر دوران مجاز و پارامترهای موثر در ضریب شکل‌پذیری انحنایی با کاهش روبروست.

جدول ۳: شکل‌پذیری ستون دایره‌ای

| قطر ستون (میلی‌متر) | سطح شکل‌پذیری | $\theta_{cr}$ | $\phi_y$ (rad/m) | $\phi_u$ (rad/m) | $\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$ |
|---------------------|---------------|---------------|------------------|------------------|------------------------------------|
| ۷۵۰                 | CP            | ۰/۰۲۷         | ۰/۰۱۰۴           | ۰/۰۸۳            | ۷/۹                                |
|                     | LS            | ۰/۰۲          | ۰/۰۱۰۴           | ۰/۰۶۴            | ۶/۱۲                               |
|                     | IO            | ۰/۰۰۵         | ۰/۰۱۰۴           | ۰/۰۲۴            | ۲/۲۸                               |

## ۷-۲- محاسبه شکل‌پذیری‌های انحنایی

با توجه به نتایج حاصل از جداول ۲ و ۳ و همچنین مقایسه با نشریه ۳۶۰ [۴] که مطابق با آن در صورتی که ستون‌ها از خم ۱۳۵ درجه استفاده شود، روابط صادق هستند؛ سه حالت شکل‌پذیری مطابق جدول ۴ بدست خواهد آمد. در این جدول با توجه به نتایج جداول ۲ و ۳ یک بازه قابل قبول از شکل‌پذیری‌های انحنایی در نظر گرفته شده، بیان شده است.

جدول ۴: نتایج شکل پذیری های انحنایی استخراج شده از نشریه ۳۶۰

| حالت | شکل پذیر متوسط           | شکل پذیری زیاد    |
|------|--------------------------|-------------------|
| I    | $5 \leq \mu_\phi \leq 9$ | $\mu_\phi \geq 9$ |
| II   | $2 \leq \mu_\phi \leq 3$ | $\mu_\phi \geq 3$ |
| III  | $4 \leq \mu_\phi \leq 7$ | $\mu_\phi \geq 7$ |

## ۸- طراحی آرماتورهای محصورکننده ستون های بتن آرمه

در این بخش جهت محاسبه میزان فولادهای محصورکننده ستون های بتن آرمه مستطیلی و دایره ای روابطی پیشنهاد می گردد که در بخش بعدی صحت آنها مورد ارزیابی خواهند گرفت. برای این منظور روابطی که توسط پالترو در سال ۲۰۰۸ ارائه شد به عنوان مبنای محاسبات در نظر گرفته شده است. سپس با توجه به آئین نامه های داخلی اصلاحاتی بر روی روابط انجام گرفته شده است.

پالترو با در نظر گرفتن  $I'_e = \frac{f'_{le}}{f'_c}$  و فرض  $f'_{le} = 0.5k_e \rho_s f'_h$  برای ستون دایره ای و  $f'_{le} = k_e \frac{A_{sh}}{c_y s} f'_h$  برای ستون مستطیلی و همچنین از طرفی با توجه به اینکه در ستون های مستطیلی برای هر دو شکل پذیری بطور میانگین  $f'_h = 0.85f_{yh}$  و در ستون های دایره ای  $f'_h = f_{yh}$  روابط ۱۶ و ۱۷ را به ترتیب برای ستون مستطیلی و دایره ای ارائه نموده است [۱۲]:

$$A_{sh} = \frac{I'_e \times f'_c \times c_y \times s}{0.85 f_{yh} \times k_e} \quad (۱۶)$$

$$\rho_s = \frac{2 \times I'_e \times f'_c}{f_{yh} \times k_e} \quad (۱۷)$$

در روابط بالا ضریب محصور شدگی موثر با  $I'_e$  نشان داده شده است. این ضریب وابسته به  $f'_c$  مقاومت بتن محصور نشده و  $f'_h$  پیک تنش موثر بتن محصور شده است. در ستون های دایره ای با توجه به  $k_e$  ضریب موثر مقطع محصور شده که عددی بین ۰ و ۱ است و  $\rho_s$  نسبت حجم تقویت مارپیچی به حجم کل مرکز به مرکز هسته مارپیچ و  $f'_h$  تنش فولادهای محصورکننده بیان می شود. برای ستون های مستطیلی نیز مقدار  $f'_{le}$  وابسته به مقادیر  $A_{sh}$  که برابر مجموع مساحت فولادهای عرضی در راستای  $y$  است و  $k_e$  ضریب موثر مقطع محصور شده،  $f'_h$  تنش فولادهای محصورکننده،  $c_y$  طول مقطع در جهت  $y$  و  $s$  فاصله میان مرکز به مرکز خاموت ها است. از طرفی تنش فولادهای محصورکننده  $f'_h$  بر مبنای  $f_{hy}$  تنش جاری فولادهای محصور کننده بیان شده است. در روابط فوق دو پارامتر  $I'_e$  و  $k_e$  تنها مجهولات معادله ها هستند. پالترو جهت محاسبه ضریب محصور شدگی موثر از رابطه ۱۸ استفاده نمود [۱۲].

$$I'_e = (0.0111) k_p \mu_\phi \quad (۱۸)$$

در این رابطه داریم:

$$\begin{cases} k_p = \frac{p}{p_0} \\ P_0 = 0.85(A_g - A_{st})f'_c + A_{st}f_y \end{cases} \quad (۱۹)$$

چنانچه با توجه به نتایج بخش قبل برای مقاطع شکل پذیر  $\mu_\phi = 7$  (شکل پذیری زیاد) و مقاطع نیمه شکل پذیر  $\mu_\phi = 4$  (شکل پذیری متوسط) در نظر گرفته شود، برای مقاطع شکل پذیر و نیمه شکل پذیر به ترتیب روابط ۲۰ و ۲۱ حاصل می شود:

$$I'_e = 0.077k_p \quad (20)$$

$$I'_e = 0.044k_p \quad (21)$$

در ادامه برای محاسبه  $k_e$  در ستون‌های مستطیلی با توجه به رابطه  $k_e = k_v + k_h$  مقادیر باید در دو راستای افقی و عمودی محاسبه گردند. برای مقاطع مستطیلی در دو حالت شکل‌پذیر و نیمه‌شکل‌پذیر به ترتیب روابط ۲۲ و ۲۳ در راستای عمودی پیشنهاد شده است [۱۲]:

$$k_e = 1.05 \left( \frac{A_{ch}}{A_g} \right) \quad (22)$$

$$k_e = 0.95 \left( \frac{A_{ch}}{A_g} \right) \quad (23)$$

در روابط فوق  $A_{ch}$  مساحت قسمتی از مقطع که داخل میلگرد عرضی واقع شده است.  $A_g$  نیز سطح مقطع قطعه است. در راستای افقی نیز رابطه ۲۴ برقرار است.

$$k_h = 1 - \frac{2}{n_l} \quad (24)$$

در رابطه فوق  $n_l$  برابر است با مجموع تعداد آرماتورهای طولی که به خاموت‌های عرضی وصل شده‌اند. در مقاطع دایره‌ای برای حالت شکل‌پذیر و نیمه‌شکل‌پذیر  $k_v = 0.9$  در نظر گرفته خواهد شد. به این ترتیب روابط نهایی طراحی آرماتورهای عرضی محصور کننده در ستون‌های مستطیلی و دایره‌ای در حالت شکل‌پذیری زیاد و متوسط از طریق روابط ۲۵ تا ۲۸ که در جدول ۵ آمده، بدست خواهد آمد:

جدول ۵: میزان آرماتورهای محصور کننده در مقاطع مختلف

| مقطع     | شکل پذیری متوسط                                                                                                       | شکل پذیری زیاد                                                                                                        |
|----------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| دایره‌ای | $\rho_s = 0.098k_p \left( \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \quad (25)$                                                     | $\rho_s = 0.17k_p \left( \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \quad (26)$                                                      |
| مستطیلی  | $A_{sh_y} = 0.06k_p k_n \left( \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \times \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) c_y s \quad (27)$ | $A_{sh_y} = 0.09k_p k_n \left( \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \times \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) c_y s \quad (28)$ |

در روابط فوق  $f_{yh}$  کشش تسلیم خاموت‌ها است. همچنین تاثیر محصورشدگی با توجه به  $n_l$  تعداد آرماتورهای واقع در محیط هسته بتن با دورگیرهای مستقیم که در راستای عرضی به قلاب‌های لرزه‌ای و یا گوشه دورگیرها متصل هستند مطابق رابطه ۲۹ تعیین می‌گردد:

$$k_n = k_h^{-1} = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad (29)$$

## ۹- نتایج و بحث

### ۹-۱- مقایسه روابط پیشنهادی با آئین‌نامه‌های داخلی

در این قسمت با توجه به سطوح شکل‌پذیری، روابط پیشنهادی با ضوابط آئین‌نامه مبحث ۹ مقررات ملی ساختمان ایران (ویرایش ۹۲ و ۹۷) [۳ و ۲۲] مقایسه شده است. لازم به ذکر است که مبحث ۹ ویرایش ۹۲ [۳] برای شکل‌پذیری کم و متوسط رابطه‌ای جهت محاسبه محصور شدگی ارائه ننموده است و توصیه شده که حداقل آرماتور نمره ۸ با رعایت فواصل حداقل  $s$  اجرا شود. جدول ۶ مقایسه ضوابط شکل‌پذیری متوسط آیین‌نامه‌ها و روابط بدست آمده در پژوهش حاضر را بیان می‌کند.

جدول ۶: مقایسه ضوابط شکل‌پذیری متوسط آئین‌نامه‌ها و روابط تحقیق

| مقطع     | مبحث ۹ (ویرایش ۹۲) | مبحث ۹ (ویرایش ۹۷)                                                                                                                                                                                                 | رابطه پیشنهادی                                                                                                      |
|----------|--------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| دایره‌ای | -                  | (۳۰)<br>$\max \left\{ \begin{aligned} \rho_s &= 0.12 \left( \frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \\ \rho_s &= 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \left( \frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \end{aligned} \right.$             | (۲۵)<br>$\rho_s = 0.098 k_p \left( \frac{f'_c}{f_{yh}} \right)$                                                     |
| مستطیلی  | -                  | (۳۱)<br>$\max \left\{ \begin{aligned} \frac{A_{sh}}{sb_c} &= 0.09 \left( \frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \\ \rho_s &= 0.3 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \left( \frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \end{aligned} \right.$ | (۲۷)<br>$A_{sh_y} = 0.06 k_p k_n \left( \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \times \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) c_y s$ |

در روابط فوق  $f_{yt}$  مقاومت مشخصه تسلیم آرماتورهای عرضی بوده و  $k_f$  نیز ضریب مقاومت بتن است که مطابق رابطه ۳۲ بدست می‌آید:

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 0.1 \quad (۳۲)$$

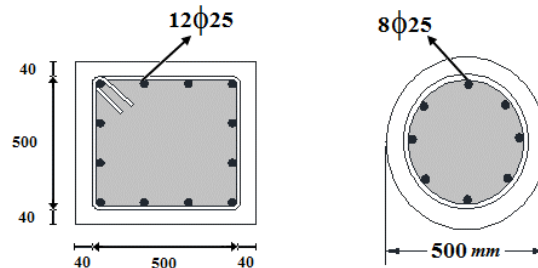
در جدول ۷ نیز به مقایسه روابط بدست آمده برای حالت شکل‌پذیری زیاد با بندهای آئین‌نامه مبحث ۹ ویرایش ۹۲ و ۹۷ پرداخته شده است. طبق آئین‌نامه روابط شکل‌پذیری ویژه زمانی برقرار هستند که بزرگتر از روابط شکل‌پذیری متوسط باشند [۲۲].

جدول ۷: مقایسه ضوابط شکل‌پذیری زیاد آئین‌نامه‌ها و روابط تحقیق

| مقطع     | مبحث ۹ (ویرایش ۹۲)                                                                                                                                                                                                               | مبحث ۹ (ویرایش ۹۷)                                                      | رابطه پیشنهادی                                                                                                      |
|----------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| دایره‌ای | (۳۳)<br>$\max \left\{ \begin{aligned} \rho_s &= 0.18 \left( \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \right) \\ \rho_s &= 0.69 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \left( \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \right) \end{aligned} \right.$                       | (۳۴)<br>$\rho_s = 0.35 k_f \left( \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \right)$    | (۲۶)<br>$\rho_s = 0.17 k_p \left( \frac{f'_c}{f_{yh}} \right)$                                                      |
| مستطیلی  | (۳۵)<br>$\max \left\{ \begin{aligned} A_{sh} &= 0.14 s h_c \left( \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \right) \\ A_{sh} &= 0.46 s h_c \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \times \left( \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \right) \end{aligned} \right.$ | (۲۶)<br>$A_{sh} = 0.2 k_f k_n \left( \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \right)$ | (۲۸)<br>$A_{sh_y} = 0.09 k_p k_n \left( \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \times \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) c_y s$ |

## ۹-۲- طراحی آرماتور محصورکننده

در این بخش، جهت بررسی نتایج حاصل از روابط، دو نوع ستون با مقطع مستطیلی و دایره‌ای و جزئیات نشان داده شده در شکل ۵ مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. فرضیات مسئله نیز در قالب جدول ۸ بیان شده است.



شکل ۵: جزئیات مقاطع ستون‌های مورد بررسی

جدول ۸: فرضیات مسئله بررسی روابط

| نوع مقطع | $f_{yt}=f_{yh}$ (MPa) | $f'_c$ (MPa) | $A_g$ (mm <sup>2</sup> ) | $s$ (mm) | $A_{ch}$ (mm <sup>2</sup> ) | $P_u$ (kN) | $h_c$ (mm) | $A_{st}$ (mm <sup>2</sup> ) | $P_o$ (kN) | $k_p$ | $k_n$ | $k_f$ |
|----------|-----------------------|--------------|--------------------------|----------|-----------------------------|------------|------------|-----------------------------|------------|-------|-------|-------|
| مستطیلی  | ۴۰۰                   | ۲۱           | ۲۵۰۰۰۰                   | ۱۰۰      | ۱۷۶۴۰۰                      | ۲۵۰۰       | ۴۱۰        | ۵۳۹۹/۶۱                     | ۶۲۲۵/۹۶    | ۰/۳۸۳ | ۲     | ۰/۷۲  |
| دایره‌ای | ۴۰۰                   | ۲۱           | ۱۹۶۳۵۰                   | ۱۰۰      | ۱۳۸۵۴۵                      | ۲۵۰۰       | ۴۱۰        | ۳۹۲۶                        | ۵۰۰۵/۱۶۸   | ۰/۴۹  | ۱/۳۳  | ۰/۷۲  |

نتایج با توجه به روابط جداول ۶ و ۷ بررسی شده و در جدول ۹ بیان گردیده است. برای مقطع مستطیلی در حالت شکل پذیری کم و متوسط مقادیر رابطه پیشنهادی نسبت به ویرایش ۹۷ به میزان ۷۵٪ و در حالت شکل پذیری زیاد نسبت به ویرایش سال ۹۲ به اندازه ۲۷٪ و نسبت به ویرایش ۹۷ به میزان ۵۰٪ نتایج را کاهش خواهد داد. برای مقطع دایره‌ای نیز در حالت شکل پذیری کم و متوسط مقادیر رابطه پیشنهادی نسبت به ویرایش ۹۷ به میزان ۶۰٪ و در حالت شکل پذیری زیاد نسبت به ویرایش سال ۹۲ تغییر محسوسی نداشته است ولی نسبت به ویرایش ۹۷ به میزان ۶۰٪ نتایج را کاهش خواهد داد.

جدول ۹: بررسی نتایج روابط برای مقاطع مفروض

| نوع مقطع | نوع شکل پذیری | مبحث ۹ (ویرایش ۹۲) | مبحث ۹ (ویرایش ۹۷) | رابطه پیشنهادی |
|----------|---------------|--------------------|--------------------|----------------|
| مستطیلی  | کم و متوسط    | -                  | ۰/۰۰۶۵             | ۰/۰۰۱۶         |
|          | زیاد          | ۲۹۰                | ۴۱۸/۳۶             | ۲۱۰/۳          |
| دایره‌ای | کم و متوسط    | -                  | ۰/۰۰۶۳             | ۰/۰۰۲۵         |
|          | زیاد          | ۰/۰۱               | ۰/۰۱۱              | ۰/۰۰۴۳         |

با توجه به مقادیر جدول ۹ می‌توان دریافت که برای هر دو حالت شکل پذیری، همچنین هر دو نوع ستون میزان آرماتور محصورکننده حاصل از روابط تحقیق مقدار کمتری نسبت به آئین‌نامه به دست می‌دهد. طبق این نتایج می‌توان بیان نمود، استفاده از روابط ارائه شده در تحقیق جهت بدست آوردن میزان آرماتور دارای توجیه اقتصادی خواهد بود.

## ۱۰- نتیجه‌گیری

در این پژوهش پس از بررسی معادله‌های مفصل پلاستیک و شکل پذیری انحنایی روابطی جهت محاسبه میزان آرماتورهای مورد نیاز دو نوع مقطع مستطیلی و دایره‌ای ارائه گردید. همچنین مقایسه‌ای میان روابط بدست آمده با



روابط ارائه شده در مبحث ۹ مقررات ملی ساختمان ایران [۳] انجام گرفت. همان‌طور که از بررسی‌ها مشاهده می‌شود ویرایش جدید مبحث نهم با کمترین تغییرات برگرفته از ACI318-14 است که حاصل تحقیقات با سابقه، مدون و جهانی بر روی بتن و سازه‌های بتنی است [۲۳]. به‌طور کلی روابط بدست آمده از تحقیق با وجود اینکه تمام پارامترهای موثر را در برمی‌گیرد، با ساده‌سازی و مفروضاتی روابط ساده‌تر و خلاصه‌تری ارائه نموده است.

به این ترتیب نتایج پژوهش حاضر به صورت موارد ذیل بیان می‌گردد:

\*اولین نکته درباره روابط مبحث ۹ (ویرایش سال ۱۳۹۲) آن است که تنش‌ها با ضرایب کاهش بار همراه هستند  $(f_{cd}, f_{yd})$ ، که این مورد با روابط بدست آمده متفاوت است. به عبارت دیگر در روابط تحقیق تنش‌های استفاده شده  $(f'_c, f_y)$  بدون ضریب هستند، در حالی که ضرایب مبحث ۹ با ضرایب کاهش همراه هستند  $(\phi_c f_c, \phi_s f_y)$ .

\*در مورد مقطع مستطیلی اثر آرماتورهای طولی که با تنگ‌ها در ارتباط باشند یا به عبارت دیگر اثر کمانش آرماتورهای فشاری دیده نشده است. البته این ضعف در روابط مبحث ۹ هم وجود دارد.

\*در ویرایش ۹۲ مقررات ملی مبحث ۹، روابطی برای شکل‌پذیری متوسط ارائه نشده است و همان حداقل‌ها باید رعایت شود. ولی رابطه پیشنهادی برای حالت شکل‌پذیری کم و متوسط پاسخگو است.

\*در مورد شکل‌پذیری زیاد نیز ضرایب بدست آمده از تحقیق به علت اینکه بر اساس عملکرد بدست آمده‌اند، مقادیر کمتری نسبت به آئین‌نامه بدست خواهند داد. به عبارت دیگر چون روابط با پایه تحلیل غیرخطی استفاده شده است، ضریب اطمینان کمتری نسبت به روابط آئین‌نامه در نظر گرفته شده که این امر موجب طراحی بهینه و باعث اقتصادی بودن طرح و در عین حال قابل اعتماد خواهند بود.

#### فهرست علائم

| علائم انگلیسی |                                         |               |
|---------------|-----------------------------------------|---------------|
| $A_{sh}$      | مساحت آرماتور طراحی، $m^2$              |               |
| $E$           | مدول الاستیسیته، $N/m^2$                |               |
| $f_{yt}$      | مقاومت مشخصه تسلیم آرماتورهای عرضی، MPa |               |
| $f_{yh}$      | کشش تسلیم خاموت‌ها، MPa                 |               |
| $l_p$         | طول مفصل پلاستیک                        |               |
| $OP$          | سطح عملکرد خدمت رسانی بی وقفه           | علائم یونانی  |
| $IO$          | قابلیت استفاده بی‌وقفه                  | $\rho$        |
| $LS$          | ایمنی جانی                              | $\theta_{cr}$ |
| $CP$          | آستانه فروریزش                          | $\mu_\phi$    |

#### مراجع

- [1] ACI Committee 318; *Buildings Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-99) and Commentary (318R-99)*, American concrete Institute, Farmington Hills and Mich. 391 pp, 1999.
- [2] Standards New Zealand. *Code of Practice for Design of Concrete Structures (NZS 3101:1995)*, The Design of Structures; Part 2: Commentary on the Design of structures, 256 pp.
- [3] Section 9 National Building Regulations: *Design and Construction of Reinforced concrete buildings*, national building regulations, 2013. (In Persian)
- [4] Code 360: *Seismic improvement instructions for existing buildings*, First revision, 2013. (In Persian)

- [5] Li, B.; Park, R.; and Tanaka, H., *Strength and Ductility of Reinforced Concrete Members and Frames Constructed using High strength concrete*, Research Report 5-94, University of Canterbury, New Zealand, May, 373, 1994.
- [6] Li, B.; Park, R.; and Tanaka, H. *Stress Strain Behaviour of High Strength Concrete Confined by Ultra-High and Normal Strength Transverse Reinforcement*, *ACI Structural Journal*, V.98, No. 3, 395-406, 2001.
- [7] Azizinamini, A.; Baum Kuska S.S. Brungardt, P.; and Hatfield, E. *Seismic Behaviour of Square High-Strength Concrete Columns*, *ACI Structural Journal*, V.91, No. 3, 336-345, 1994.
- [8] Khoury, S.S., and Sheikh, S.A. *Behaviour of Normal and High Strength Confined Concrete Columns with and without Stubs*, Research Report NO UHCEE 4-91. University of Houston, Houston, Tex. 345, 1991.
- [9] Bayrak, O. *Seismic Performance of Rectilinearly Confined High Strength Concrete Columns*, PhD Thesis University of Toronto, Toronto, 1998.
- [10] Saatcioglu, Murat and Baingo, Darek. *Circular High-Strength Concrete Columns under Simulated Seismic Loading*, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 125, Issue 3. 1999.
- [11] Paultre, P.; Legeron, L.; and Mongeau, D., *Influence of Concrete Strength and Transverse reinforcement Yield Strength on Behaviour of High-Strength Concrete Columns*, *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 4, pp, 490-501. 2001.
- [12] P. Paultre, F. Légeron, *Confinement Reinforcement Design for Reinforced Concrete Columns*. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 134, No. 5, 2008.
- [13] D. Najdanović, B. Milosavljević; *Strength and ductility of concrete confined circular columns*, *Strength and ductility of concrete confined circular columns*, *Građevinar* 5, 417-423. 2014.
- [14] R. Sezer, A. Aryan; *Experimental investigation of ductility of reinforced concrete beams strengthened with polypropylene fibers*, *The Journal of Science and Technology - Volume 6, Issue 2*, 2016.
- [15] Tasnimi, A. *Behavior and Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. Tehran: Building. Volume: 1. 2005.
- [16] Iran Concrete Regulation (ABA). Tehran: Management and Planning Organization, Center of Scientific Publications. 2014. (In Persian)
- [17] Corley, W.G., *Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams*, *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 92(ST5), pp. 121-146. 1966.
- [18] Mattock, A.H., *Rotational Capacity of Hinging Regions in Reinforced Concrete Beams*, *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 93(ST2), pp. 519-522. 1967.
- [19] Sawyer, H.A., *Design of Concrete Frames for Two Failure Stages*, *Proceedings of international symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete*; Miami, ACI, SP-12, pp. 405-431. 1964.
- [20] Paulay, T., and Priestley, M.J.N. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley and Sons, New York. 1992.
- [21] Mortezaie, A. *Dynamic response of reinforced concrete buildings to near field earthquakes*, PHD thesis. Semnan University. 2010.
- [22] *The Ninth Chapter of the National Building Regulations of Iran. design and implementation of reinforced concrete buildings*. Tehran: National Building Regulations Development Office. Ed. 5. 2018.
- [23] ACI Committee 318. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)*. American Concrete Institute. Available at: [www.concrete.org](http://www.concrete.org). 2014.

# Investigation of Analytical Relations on the Effect of Confinement in the Design of Reinforced Concrete Columns

**Ehsan Dehghani\***

*Assistant Professor, Faculty Member of Department of Civil Engineering, University of Qom, Iran*

**Mohammad Hossein Taghavi Parsa**

*Ph.D. student of Civil Engineering, Structural Engineering, University of Qom, Iran.*

## **Abstract**

Concrete core capability of a reinforced concrete columns to withstand compressive strain caused by the confinement pressure increases. In order to ensure proper lateral deformation capacity of reinforced concrete columns enclosing the bars should be increased according to the axial load. On the other hand, the strength and flexibility of each reinforced concrete is enhanced by improving the enclosure of plastic hinge areas. This ensures improved seismic stability during an earthquake. One of the most important characteristics of concrete structures against the forces of earthquake is their ductile behavior. Finding the values for standard plasticity due to the complexity of the structural behavior and the lack of explicit all its influencing factors, is associated with many problems. Also various regulations are expressing the different criteria for ductility. The purpose of the present study is to provide a confinement criterion based on the need for ductility. In this article, we review the various regulations, is extracted relations for design of enclosed transverse reinforcement of two type of columns, with circular and rectangular sections, In the case of medium and high ductility. In order to verify the relations, reinforcement values for designing reinforced concrete columns evaluated with the values obtained from Iranian national regulations relations. The results of the proposed relations show that the values of the design reinforcement of sections for both levels of ductility is reduced.

**Keywords** *Design of Confining Transverse Reinforcement, Concrete Reinforcement Columns, Ductility Surfaces, Plastic Hinge Length, Curvature Ductility Factor.*

تاریخ: .....

پیوست: .....

**فرم اشتراک مجله علمی - ترویجی انجمن علمی بتن ایران**  
**مصالح و سازه های بتنی**

خواننده گرامی!

در صورت تمایل به اشتراک سالانه مجله علمی - ترویجی مصالح و سازه های بتنی برگه زیر را با دقت تکمیل و هزینه اشتراک سالانه خود را، به مبلغ ۳۰۰۰۰ تومان، به شماره حساب ۳۲۸۰۶۰۲۹۹ بانک تجارت شعبه شهرآرا به نام انجمن علمی بتن ایران واریز فرمایید و اصل فیش واریزی را به همراه فرم تکمیل شده از طریق نمابر انجمن، نشانی پستی و یا پست الکترونیک به دبیرخانه انجمن علمی بتن ایران ارسال فرمایید. لطفاً

۱ - فرم اشتراک را کامل و خوانا پر کنید و کد پستی ده رقمی خود را حتماً ذکر فرمایید.

۲ - کپی فیش بانکی را تا زمان دریافت نخستین شماره مجله نزد خود نگاه دارید.

۳ - در صورت تغییر نشانی، امور مشترکان را مطلع فرمایید.

۴ - با توجه به اینکه تنها عدم وصول مجلاتی که بصورت سفارشی ارسال می شوند قابل پیگیری است، توصیه می شود از خدمات پست سفارشی استفاده کنید.

○ اشتراک جدید

**اشتراک حقوقی**

نام سازمان یا شرکت: ..... نام فرد متقاضی: .....

سمت: .....

**اشتراک حقیقی**

نام و نام خانوادگی: ..... رشته و مقطع تحصیلی: .....

تاریخ تولد: ..... محل تحصیل: .....

نشانی: .....

کد پستی: ..... تلفن ثابت: ..... تلفن همراه: .....

رایانامه: .....

نشانی دبیرخانه انجمن علمی بتن ایران: تهران، شهرآرا، خیابان آرش مهر، بلوار غربی، پلاک ۱۳، طبقه اول

کد پستی: ۱۴۴۵۸۴۳۴۶۴ تلفن: ۸۸۲۳۰۵۸۵-۸ فاکس: ۸۸۲۷۰۰۵۹ وبگاه: [www.ici.ir](http://www.ici.ir)

پست الکترونیک: [iciir@yahoo.com](mailto:iciir@yahoo.com)

فرم درخواست عضویت پیوسته انجمن علمی بتن ایران



محل الصاق  
عکس

شماره عضویت : .....  
تاریخ عضویت: .....

در این بخش چیزی ننویسید

اطلاعات شخصی

|               |                 |             |           |
|---------------|-----------------|-------------|-----------|
| نام:          | First Name:     |             |           |
| نام خانوادگی: | Last Name:      |             |           |
| نام پدر:      | شماره شناسنامه: | تاریخ تولد: | محل تولد: |
| نشانی:        |                 |             |           |
| تلفن:         | کد:             | همراه:      | Email:    |
| فاکس:         | کد:             | صندوق پستی: | کد پستی:  |

سوابق تحصیلی

| مدرک          | محل تحصیل | رشته و گرایش تحصیلی | نام پروژه پایانی |
|---------------|-----------|---------------------|------------------|
| کارشناسی      |           |                     |                  |
| کارشناسی ارشد |           |                     |                  |
| دکتر          |           |                     |                  |

سوابق شغلی

|   | محل خدمت | سمت | از تاریخ | تا تاریخ |
|---|----------|-----|----------|----------|
| ۱ |          |     |          |          |
| ۲ |          |     |          |          |
| ۳ |          |     |          |          |
| ۴ |          |     |          |          |

کتاب و مقالات

|   | عنوان | موضوع | محل انتشار | تاریخ |
|---|-------|-------|------------|-------|
| ۱ |       |       |            |       |
| ۲ |       |       |            |       |
| ۳ |       |       |            |       |

عضویت در سایر انجمن ها

|   | نام انجمن | موضوع | نوع عضویت | تاریخ عضویت |
|---|-----------|-------|-----------|-------------|
| ۱ |           |       |           |             |
| ۲ |           |       |           |             |
| ۳ |           |       |           |             |

معرف ها

|   | نام و نام خانوادگی | شماره عضویت | تاریخ عضویت | امضا |
|---|--------------------|-------------|-------------|------|
| ۱ |                    |             |             |      |
| ۲ |                    |             |             |      |

اینجانب ..... صحت مندرجات این برگه را تأیید نموده و با آگاهی نسبت به اساسنامه انجمن علمی بتن ایران

امضا:

تاریخ :

درخواست عضویت در این انجمن را دارم.

### – شرایط عضویت پیوسته

مؤسسان انجمن و کلیه افرادی که حداقل دارای درجه کارشناسی ارشد در رشته‌های عمران، معماری، معدن، شیمی، مکانیک، ژئوتکنیک، صنایع، محیط زیست و رشته‌های وابسته باشند، می‌توانند به عضویت پیوسته درآیند.

### – شرایط عضویت وابسته

افراد دارای درجه کارشناسی در یکی از رشته های مذکور به عضویت وابسته انجمن در می آیند و بعد از ۲ سال پس از بررسی توسط کمیته پذیرش به عضویت پیوسته درخواهند آمد.

– مدارک مورد نیاز عضویت پیوسته و وابسته

- فرم عضویت تکمیل شده - ۲ قطعه عکس ۴×۳ - تصویر شناسنامه - تصویر کارت ملی - تصویر آخرین مدرک تحصیلی

- حق عضویت اعضای پیوسته و وابسته : مبلغ ۲۰۰/۰۰۰ ریال بابت ورودیه - مبلغ ۶۰۰/۰۰۰ ریال بابت حق عضویت سالیانه (جمعاً ۸۰۰/۰۰۰ ریال)

- ارائه مدارک از قبیل ثبت اختراع، رتبه در مسابقات و جشنواره‌های علمی مرتبط با بتن، ارائه مقالات در کنفرانس‌ها و همایش‌های تخصصی مرتبط با بتن و سایر موارد مشابه

### - شرایط عضویت دانشجویی

کلیه دانشجویانی که در رشته های عمران، معماری، معدن، شیمی، مکانیک، ژئوتکنیک، صنایع، محیط زیست و رشته های وابسته مشغول به تحصیل باشند، می توانند به عضویت دانشجویی درآیند.

– مدارک مورد نیاز عضویت دانشجویی

- فرم عضویت تکمیل شده - ۲ قطعه عکس ۳×۴ - تصویر شناسنامه - تصویر کارت ملی - تصویر کارت دانشجویی کارشناسی ارشد معتبر

- حق عضویت دانشجویی : مبلغ ۳۰۰/۰۰۰ ریال بابت حق عضویت سالیانه

– شرایط عضویت موسسات (حقوقی)

سازمانهایی که در زمینه علمی، پژوهشی، آموزشی و تحقیقاتی با صنعت بتن فعالیت می‌کنند و دارای پروانه تحقیقاتی و توسعه (R&D) هستند و یا سوابق تجربی در زمینه بتن دارند پس از بررسی توسط کمیته پذیرش می‌توانند به عضویت حقوقی درآیند.

– مدارک مورد نیاز عضویت حقوقی

- فرم عضویت تکمیل شده توسط نماینده - ۲ قطعه عکس ۳×۴ - تصویر شناسنامه - تصویر کارت ملی - تصویر آخرین مدرک تحصیلی - سربزرگ شرکت، کمی آخرین تغییرات در روزنامه رسمی، کمی رتبه بندی فعالیت

- حق عضویت اعضای حقوقی : مبلغ ۳/۰۰۰/۰۰۰ ریال بابت حق عضویت سالیانه

### تذکرات مهم:

- این فرم باید توسط فرد متقاضی تکمیل گردد

- مشخصات خواسته شده در فرم عضویت باید به صورت خوانا تکمیل شود

- حق عضویت، سالیانه می باشد و هر سال نیاز به تمدید دارد.

- این برگه را همراه مدارک مورد نیاز به آدرس دفتر انجمن علمی بتن ایران ارسال نمائید.

- شماره حساب ۳۲۸۰۶۰۲۹۹ بانک تجارت شعبه شهر آرا - شماره شبا ۳۲۸۰۶۰۲۹۹ ۹۷۰۱۸۰۰۰۰۰۰۰۰ IR

- جهت کسب اطلاعات بیشتر به سایت [www.ici.ir](http://www.ici.ir) مراجعه نمایید.

## – نشانی انجمن علمی ایران

تهران - شهر آرا - خیابان آرش مهر - بلوار غربی - پلاک ۱۳ - طبقه اول - کد پستی: ۱۴۴۵۸۴۳۴۶۴

تلفن: ۸ - ۸۸۲۳۰۵۸۵ - ۰۲۱ فاکس: ۰۲۱ - ۸۸۲۷۰۰۵۹ سایت انجمن: [www.ici.ir](http://www.ici.ir) ایمیل: [iciir@yahoo.com](mailto:iciir@yahoo.com)

درخواست عضویت ..... در جلسه مورخ ..... کمیته پذیرش انجمن علمی ایران مطرح و با عضویت ایشان، موافقت ☐ مخالفت ☐ بعمل آمد.

امضا کمیته پذیرش:

## تاریخ: