

به نام خدا

۲	پیام سردبیر
۳	شیوه نامه نگارش مقاله
۵	مقایسه تاثیر مقاوم سازی لرزه ای ستون بتنی با استفاده از ژاکت بتنی، ژاکت فولادی و FRP به وسیله ی مدل سازی عددی (عطیه دائمی، علیرضا خالو)
۲۳	مقایسه ضوابط طراحی اتصالات تیر به ستون بتن آرمه از دیدگاه آیین نامه 2014-ACI318، مبحث نهم مقررات ملی ساختمان (۱۳۹۲) و آیین نامه بتن ایران (آبا) (فرزین مولودی، علی خیرالدین)
۴۲	بررسی همگنی مقاومت بتن در دیوارهای ساخته شده از بتن های خود تراکم حاوی نانو سیلیس - دوده ی سیلیس و زئولیت (جاوید ملک دوست، رحمت مدن دوست، ملک محمد رنجبر)
۵۹	تقویت برشی تیرهای بتن آرمه با پانلهای پیش ساخته بتن فوق توانمند الیافی (کیان آغنی، حسن افشین)
۷۳	بررسی الگوی آسیب در سدهای بتنی وزنی تحت اثر زلزله های میدان دور و نزدیک (بابک امین نژاد، احمد رضا رحیمی)
۸۷	بررسی تأثیر ژل نانو سیلیس و دوده سیلیسی بر خواص مواد پایه سیمانی (محمد کوشافر، سید حسام مدنی)
۱۰۲	فرم اشتراک
۱۰۳	فرم عضویت انجمن علمی بتن ایران

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

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.



نشریه علمی - ترویجی (دو فصلنامه)

مصالح و سازه های بتنی

انجمن علمی بتن ایران

بهار و تابستان ۱۳۹۵، شماره یک

شمارگان: ۱۰۰۰ نسخه قیمت: ۸۰,۰۰۰ ریال

صاحب امتیاز: انجمن علمی بتن ایران

مدیر مسئول: دکتر هرمز فامیلی

سردبیر: دکتر علیرضا خالو

هیات مدیره:

مهرداد اشتری، امین امین نژاد، محسن تدین، علیرضا خالو، محمد خانمحمدی، جاوید خطیبی، موسی کلهری

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.

مدیر هماهنگی: دکتر بابک امین نژاد

مدیر اجرایی: عزیز اله بریجانی

نشانی دفتر نشریه:

تهران، شهرآرا، خیابان آرش مهر،

بلوار غربی، پلاک ۱۳، طبقه اول

کدپستی: ۱۴۴۵۸۴۳۴۶۴

تلفن: ۸۸۲۳۰۵۸۵-۸ فاکس: ۸۸۲۷۰۰۵۹

پست الکترونیک: iciir@yahoo.com

بسمه تعالی

در دو دهه گذشته فعالیت‌های حرفه‌ای و تحقیقاتی قابل توجهی توسط پژوهشگران، اساتید دانشگاه و مهندسين حرفه‌ای در زمینه‌های مختلف مرتبط با مصالح و سازه‌های بتنی در کشور انجام شده است. همچنین با فعال شدن بیشتر دوره‌های تحصیلات تکمیلی و بویژه در سطح دکتری، ضروری است تا امکان چاپ و استفاده همگانی از نتایج تحقیقات، فراهم‌گردد. در این راستا هیات مدیره انجمن علمی بتن ایران مصمم گشت تا نشریه‌ای علمی/ پژوهشی جهت چاپ مقالات تحقیقاتی پژوهشگران و اساتید زیر نظر انجمن بچاپ برساند. اگرچه مسیر اخذ مجوز بیش از ۳ سال بطول انجامید لیکن تلاش‌های لازم هیچگاه متوقف نگردید و در بهار سال ۱۳۹۵، وزارت علوم، تحقیقات و فناوری رسماً مجوز مجله را به انجمن اعطا و ابلاغ نمودند.

طبیعی است حمایت‌های پژوهشگران با ارائه مقالات وزین و با نوآوری‌های خاص علمی/ پژوهشی حاصل از کارهای اصیل، پایه‌ای و مبتنی بر تحقیقات نظری و آزمایشگاهی و با توجه به ارتقاء سطح تحقیقات همه جانبه و بویژه کاربردی در هر چه بار شدن این مجله نقش اساسی خواهد داشت.

همواره آرزویم بوده که مجله‌ای قوی جهت ثبت نتایج پژوهشی‌های اساتید و پژوهشگران که در خصوص بتن در دو دهه اخیر بسیار چشمگیر بوده است، داشته باشیم.

انجمن علمی بتن ایران امید دارد که مقالات مندرج در این مجله به بالا رفتن اطلاعات در خصوص مصالح و سازه‌های بتنی در کشور نقش داشته باشند.

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- مقالات ارسال شده می‌بایست به شکل پژوهشی (*Original Article*) و یا مروری (*Review*) باشد.
- ۲- مقاله به زبان فارسی رایج در نشریات علمی و بصورت روان نگارش شده باشد.
- ۳- مقاله مروری، فقط از پژوهشگران مجرب و مسلط به موضوع مقاله پذیرفته می‌شود که دارای تالیفاتی در آن زمینه باشند.
- ۴- 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.
- ۵- ارسال فرم تکمیل شده درخواست چاپ و تعهد نامه به همراه مقاله الزامی است. (فرم، در ادامه این شیوه نام می‌باشد)
- ۶- 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.
- ۷- 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.
- ۸- نشریه هیچگونه تعهدی نسبت به چاپ یا استرداد مقالات رسیده نخواهد داشت.
- ۹- نشریه هیچ مسئولیتی در قبال تاخیر انتشار مقاله که به دلیل عدم رعایت این راهنما توسط نویسنده/ نویسندگان ایجاد شود، برعهده نمی‌گیرد.
- ۱۰- 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.
- ۱۱- صحت علمی مطالب مقاله بر عهده نویسنده مقاله می‌باشد و نشریه در این زمینه مسئولیتی ندارد.
- ۱۲- 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 ۱۴-B برای عنوان مقاله، ۱۲ برای متن و ۱۲-B 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 کلید واژه‌ی 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:

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

۲-۳-۴ روش پژوهش: شرح دقیق طرح پژوهش، جامعه و نمونه آماری، مواد و روش‌های اندازه‌گیری و روش‌های آماری
۳-۳-۴ 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 (با 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)

۴-۳-۴ 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

۵-۳-۴ تشکر: تقدیر و تشکر در انتهای مقاله از افراد حقیقی و حقوقی و حامیان اجرای پژوهش

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

مقایسه تاثیر مقاومسازی لرزه ای ستون بتنی با استفاده از ژاکت بتنی، ژاکت فولادی و FRP به وسیله ی مدل سازی عددی

عطیه دائمی

کارشناس ارشد سازه، دانشگاه صنعتی شریف
atieh.daemi@gmail.com

علیرضا خالو

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

چکیده:

در چند دهه ی اخیر، مقاومسازی ستون های بتنی و بررسی رفتار آنها تحت بار زلزله به خصوص از نقطه نظر شکل پذیری و قابلیت جذب انرژی سازه، مورد توجه قرار گرفته است. بخش قابل توجهی از این مطالعات بر محور سازی اعضای بتنی به منظور افزایش شکل پذیری و جذب انرژی آنها در برابر نیروهای ناشی از زلزله می باشد. در این مطالعه ۳ روش عمده برای مقاومسازی ستون های بتنی شامل تقویت ستون با استفاده از ورق های FRP، استفاده از ژاکت فولادی و استفاده از ژاکت بتنی در مقاومسازی ستون مورد بررسی و مقایسه قرار گرفته است. در این راستا مقاومسازی ستون های بتنی تحت بارهای لرزه ای با بکارگیری تحلیل های عددی با استفاده از نرم افزار ABAQUS انجام گرفت. ابتدا روش عددی با نتایج حاصل از مطالعات تجربی صحت سنجی گردید. با استفاده از نمونه هایی با متغیر های شامل مقاومت بتن، نوع الیاف و تعداد لایه های FRP برای بتن تقویت شده با FRP، متغیر ها شامل ابعاد ورق ها، تعداد و ضخامت ورق های فولادی برای ستون های تقویت شده با ژاکت فولادی و متغیرها شامل مقاومت بتن، ابعاد پوشش بتن و اندازه تنگ و فاصله بین آنها برای ستون های تقویت شده با ژاکت بتنی، در ۳ روش، میزان مقاومت، شکل پذیری و افزایش ظرفیت جذب انرژی بر اساس نتایج حاصل مورد مقایسه قرار گرفته است. نتایج بدست آمده حاکی از آن است که نمونه های تقویت شده با ورق های FRP، عمدتاً باعث بهبود در شکل پذیری شده اند. نمونه های تقویت شده با بتن اگرچه باعث بهبود قابل توجه در تحمل حداکثر مقاومت برشی شده و دامنه عملکرد خطی را ارتقاء داده اند و نیز قابلیت جذب انرژی را بهبود بخشیده اند لیکن شکل پذیری مناسبی از خود نشان نداده اند و نمونه های تقویت شده با ژاکت فولادی، ضمن بهبود در بیشینه مقاومت برشی و قابلیت جذب انرژی، شکل پذیری مناسبی را از خود نشان داده اند. در حالتی که متغیر های سه روش مقاوم سازی با بار محوری ثابت را طوری تغییر دادیم که ظرفیت باربری جانبی یکسان داشته باشند، نمونه ژاکت فولادی و بتنی شکل پذیری بهتری نسبت به نمونه تقویت شده با FRP نشان می دهند. همچنین نمونه تقویت شده با ژاکت فولادی بیشترین جذب انرژی را دارد.

کلمات کلیدی: ورق های FRP، ژاکت فولادی، ژاکت بتنی، مقاومسازی، المان محدود.

۱. مقدمه

بسیاری از سازه‌های بتن آرمه عمری بیش از چند دهه دارند و به دلیل حوادث طبیعی از قبیل زلزله، باد و یا بر اثر خستگی مصالح و یا عوامل خوردنده آسیب پذیرند و یا بر اساس آئین نامه‌های قدیمی با ضرایب ایمنی پایین طراحی شده‌اند. از آنجا که این سازه‌ها اهمیت زیادی دارند و تعداد آنها نیز فراوان است، جایگزین کردن آنها با سازه‌های جدید، اکثراً فاقد توجیه اقتصادی بوده و از نظر اجرایی غیرعملی می‌باشد. در حالی که تعمیر و تقویت آنها در بیشتر موارد امری ضروری و مقرون به صرفه می‌باشد و اهمیت ویژه‌ای به خود گرفته است. عمده این سازه‌ها معمولاً با توجه به آیین‌نامه‌های قدیمی ساخته شده‌اند و در آنها نیروها ناشی زلزله یا به درستی محاسبه نشده یا در محاسبات طراحی منظور نشده است. این عامل و استفاده از مصالح ضعیف و غیر استاندارد و همچنین ضعف در اجرا باعث می‌شود که در برابر زلزله سازه مقاومت لازم برای مقابله و جذب انرژی را نداشته باشد. برای مقاوم سازی تیرهای بتنی و تأمین شکل پذیری و مقاومت لرزه‌ای مورد نیاز در آنها، روشهای مختلفی پیشنهاد شده است. به طور کلی این روشها به یکی از سه گروه زیر تعلق دارند:

۱- تقویت با استفاده از ژاکت فولادی (ورقه‌های فولادی)

۲- تقویت با استفاده از ژاکت بتنی مسلح

۳- تقویت با استفاده از ژاکت پلیمری الیافی (Fiber Reinforced Polymer or FRP)

محققان بسیاری سعی نموده‌اند با استفاده از روش‌های فوق رفتار ستون‌های تقویت شده را بررسی کنند:

اولین بارکتسوماتا و همکارانش در سال ۱۹۸۷ و ۱۹۸۸ موضوع استفاده از ورق‌های FRP را جهت مقاوم سازی ارائه کردند. در این مطالعه ۵ ستون دایره‌ای و ۱۰ ستون مستطیلی را تحت بار چرخه‌ای قراردادند و اثر ورق‌های FRP را بررسی کردند [۱]. Carlos Chastre و همکاران در سال ۲۰۱۰ تقویت ستون بتنی دایره‌ای را با استفاده از ورق‌های FRP مورد آزمایش قرار دادند. نتایج بصورت نمودارهای نیرو - تغییر مکان ارائه شد [۶]. Garzón-Roca و همکاران ۱۶ مدل ستون بتنی، در نرم افزار اجزای محدود مدلسازی کردند. در شکل ۱ مدل این محققین نشان داده شده است. ستون‌ها با ژاکت فلزی مقاوم سازی شدند و تحت بارگذاری خمشی و محوری قرار گرفتند [۲]. Konstantinos و همکاران در سال ۲۰۰۶ طراحی و آزمایش یک ستون را، تحت بارگذاری چرخه‌ای مورد مطالعه قرار دادند. میلگردهای طولی ستون اصلی به میلگردهای طولی اضافی در ژاکت بتنی، با استفاده از وارد کردن فولاد متصل شدند. مشخص شد که زمانی که ژاکت بتنی با سخت کننده عرضی ساخته شده است، رفتار تقریباً یکپارچه‌ای می‌توان بدست آورد [۳]. Jankowiak در سال ۲۰۰۵ به معرفی پارامترهای خرابی پلاستیک بتن در مدل اجزای محدود پرداخت [۴]. خالو و حسینی در سال ۲۰۰۵ عملکرد لرزه‌ای ستون با بتن مقاومت بالا را به هنگام تقویت با استفاده از ورق‌های FRP مورد ارزیابی قرار دادند. مدل ستون مربعی به ابعاد ۲۶۰ میلی متر و طول ۱۶۵۰ میلی متر ساخته شد. در پایان نمودارهای ممان - زاویه برای مدل‌ها رسم و مورد بررسی قرار گرفت [۵]. با توجه به خرابی‌های زیادی که در نقاط مختلف دنیا به دلیل وقوع زلزله به خصوص در سال‌های اخیر رخ داده، لزوم شناسایی سازه‌های آسیب پذیر و ارائه راه حلی اقتصادی و مناسب برای جلوگیری از تلفات انسانی و اقتصادی از اهمیت بسیار زیادی برخوردار است. از همین رو ما در این تحقیق بر آن شدیم که مقاوم سازی ستون بتنی تحت بار زلزله با بار محوری ثابت مورد بررسی قرار دهیم.

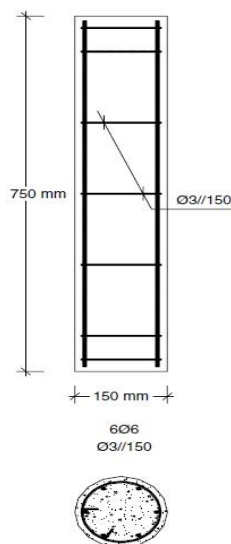
۲- روش مدلسازی عددی و مقایسه نتایج با روش آزمایشگاهی

به منظور تطابق بیشتر نتایج بدست آمده از نرم‌افزار، سه مدل آزمایشگاهی معتبر که به ترتیب با ورق‌های FRP، ژاکت فلزی و ژاکت بتنی تقویت شده‌اند، مورد بررسی قرار گرفته است. برای این منظور مدل آزمایش شده را توسط نرم‌افزار ABAQUS مورد بررسی قرار می‌دهیم. سپس نتایج حاصل از آزمایش را با نتایج حاصل از تحلیل مورد مقایسه قرار می‌دهیم. به منظور مدلسازی هریک از نمونه‌ها، ابتدا هندسه هر قسمت از مدل به صورت جداگانه مطابق جزییات آزمایشگاهی در نرم‌افزار مدل می‌شود. به این روش مدلسازی که عمدتاً برای مدل‌های پیچیده و

مشمول بر چند جزء بکار می‌رود، مدلسازی غیرمستقیم گفته می‌شود. سپس خواص نظیر هر یک از قسمت‌های مدل در نرم‌افزار تعریف شده و به آن قسمت اختصاص می‌یابد. پس از این مراحل، اجزای مختلف مطابق مدل آزمایشگاهی بر روی هم سوار می‌شوند و تماس بین اجزای مختلف تعریف می‌شود. در ادامه بار گذاری و شرایط تکیه‌گاهی تعریف شده و مدل هندسی ساخته شده به تعدادی گره و المان تقسیم می‌شود و آماده تحلیل می‌شود. در این پروژه از المان سه بعدی Solid برای مدل‌سازی اجزای سه بعدی استفاده شده است. المان Solid می‌تواند جابه‌جایی‌های زیاد در مجموعه را مدل نماید. همچنین امکان مدل نمودن رفتار غیرخطی و نیز تغییر شکل‌های بزرگ نیز وجود دارد. برای تحلیل باید خواص المان‌ها روی مدل معلوم باشد. به طور معمول این خواص شامل جنس و سایر خصوصی اتمی باشد. در این مدل از پلاستیسیته مستقل از زمان استفاده شده است. پلاستیسیته مستقل از زمان به حالتی اتلاق می‌شود که با رسیدن به یک سطح معلوم تنش، کرنش برگشت ناپذیر می‌شود. کرنش در این حالت به طور مستقل از زمان متحول می‌شود و به مقدار تنش و تاریخچه تنش بستگی دارد.

۱-۲- مدل تقویت شده با ورق های FRP

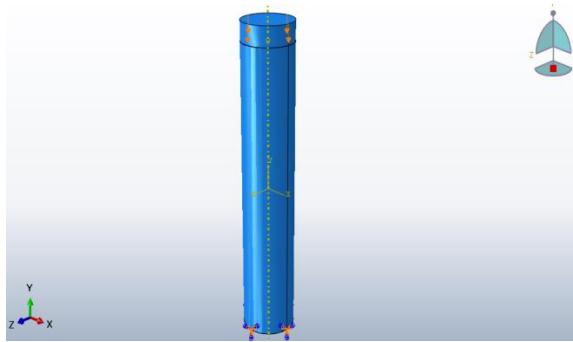
برای انجام صحت سنجی، مدل پیشنهادی تقویت ستون بتنی با FRP از مدل آزمایشگاهی که توسط Carlos Chastre و همکاران [۱] در سال ۲۰۱۰ مورد آزمایش قرار گرفته است، استفاده شده است. مدل آزمایشگاهی برای بررسی ستون تقویت شده با FRP، ستونی با مقطع دایره شکل به قطر مشخص شده در شکل ۱ می‌باشد که از بتن با مقاومت فشاری ۳۸ مگاپاسکال پر شده است. طول ستون به جهت سادگی انجام آزمایش ۷۵۰ میلی متر در نظر گرفته شده است.



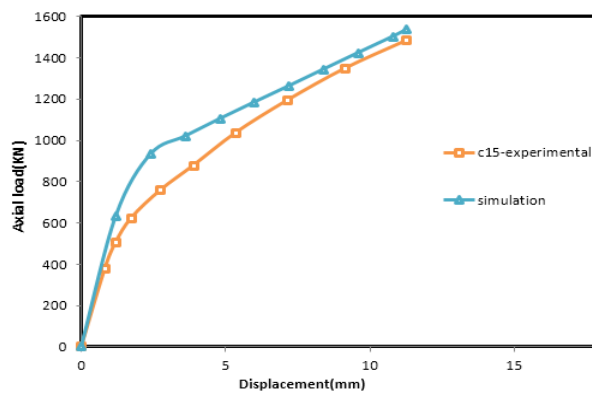
شکل ۱- مشخصات نمونه آزمایشگاهی ستون بتن مسلح مقاوم سازی شده با ورق های FRP [1]

بارگذاری در این آزمایش بر اساس نمونه‌ی آزمایش شده در مقاله مرجع آورده شده است. ۱۵۰۰ کیلونیوتن نیروی محوری به ستون به صورت خطی با روش کنترل نیرو وارد شده است.

مدل اجزای محدود نمونه تقویت شده با ورق های FRP در شکل ۲ نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود در بالای ستون از یک ورق فولادی الاستیک برای اعمال نیرو به ستون و جلوگیری از تمرکز تنش استفاده شده است. نتایج حاصل از مدلسازی اجزای محدود در قیاس با نتایج آزمایشگاه در شکل ۳ نشان داده شده است که تطابق مناسبی بین دو روش مشاهده می‌شود.



شکل ۲- نمونه مدل‌سازی شده ستون بتن مسلح مقاوم سازی شده با ورق های FRP در نرم افزار

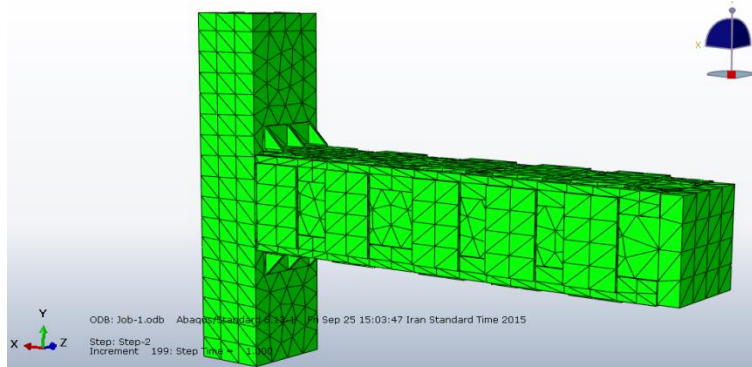


شکل ۳- نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی و آزمایشگاهی ستون بتن مسلح مقاوم سازی شده با ورق های FRP

۲-۲ مدل تقویت شده با ژاکت فولادی

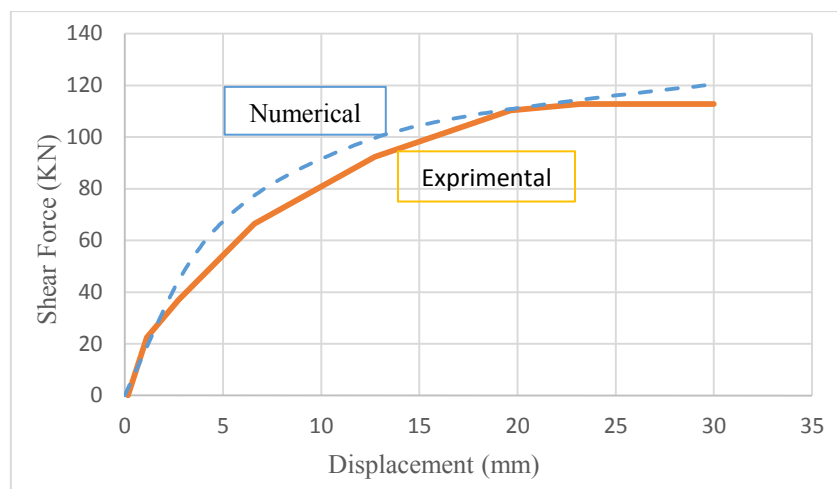
به منظور مقایسه نتایج بدست آمده برای نمونه‌ی تقویت شده با ژاکت فلزی، از پژوهش‌های Julio Garzón-Roca و همکاران [۲] که در سال ۲۰۱۲ انجام گرفت، استفاده شده است. به این منظور ستون به همراه قسمتی از تیر متصل به آن تحت آزمایش قرار گرفته است. دو سر ستون به صورت مفصلی می‌باشد و تاریخچه‌ی بارگذاری به این صورت است که در مرحله اول یک بار محوری به میزان ۴۰۰ کیلونیوتن به ستون اعمال می‌شود و در مرحله بعد نیروی برشی به اندازه‌ی ۱۱۲/۵ کیلونیوتن توسط جک هیدرولیکی به نمونه وارد می‌شود.

به منظور ساخت مدل آزمایشگاهی در نرم‌افزار، با توجه به تقارن محوری موجود در مدل، با یک قضاوت مهندسی می‌توانیم نصف سازه را مطابق شکل ۴ مدل کنیم. طبیعی است در نیمه دیگر مدل، بارها مشابه نیمه مدل شده می‌باشد. بارگذاری محوری در ابتدا به مدل اعمال می‌شود و در ادامه بارگذاری برشی به روش کنترل جابجایی تا رسیدن به تغییر مکان جانبی ستون به میزان ۳۰ میلی متر ادامه پیدا می‌کند. میلگردهای طولی و تنگ های مدل شده نیز به صورت مدفون در بتن مدل شده‌اند که نزدیکترین روش به واقعیت است.



شکل ۴- نمونه مدل‌سازی شده ستون بتن مسلح تقویت شده با ژاکت فولادی در نرم افزار

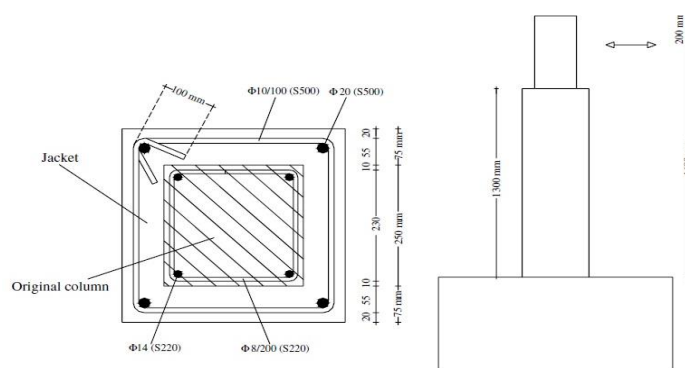
نمودارهای نیرو - تغییر مکان بدست آمده از بارگذاری آزمایشگاهی و مدلسازی اجزای محدود، برای ستون تقویت شده با ژاکت فلزی، در شکل ۵ نشان داده شده است. با توجه به این شکل می‌توان گفت نتایج مدلسازی اجزای محدود تقریب مناسبی با روش آزمایشگاهی دارد. با توجه به معیار کرنش پلاستیک، در مدلسازی عددی میزان جابجایی نهایی ۳۶ mm بدست آمد. ولی بدلیل اینکه بارگذاری آزمایشگاهی تا ۳۰ mm ادامه پیدا کرده است لذا نمودار عددی در این نقطه قطع شده است.



شکل ۵- نتایج حاصل از مدلسازی عددی و آزمایشگاهی ستون بتن مسلح تقویت شده با ژاکت فولادی

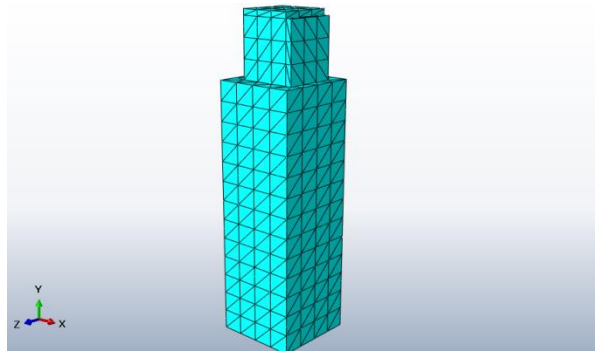
۲-۳ مدل تقویت شده با ژاکت بتنی

در این قسمت جهت اعتبارسنجی نتایج، از آزمایش‌هایی که توسط Konstantinos و همکاران [۳] در سال ۲۰۰۶ انجام شد، استفاده می‌کنیم. هندسه و ابعاد نمونه در شکل ۶ نشان داده شده است. بارگذاری به صورت نیروی محوری ثابت با متوسط مقدار ۹۰۰ کیلونیوتن، و نیروی برشی چرخه‌ای که عمود بر نیروی محوری در انتهای ستون وارد می‌شود، می‌باشد. نیروی برشی به صورت کنترل جابجایی وارد شده و حداکثر مقدار آن در نمونه به ۱۰۰ میلی‌متر جابجایی عرضی می‌رسد.



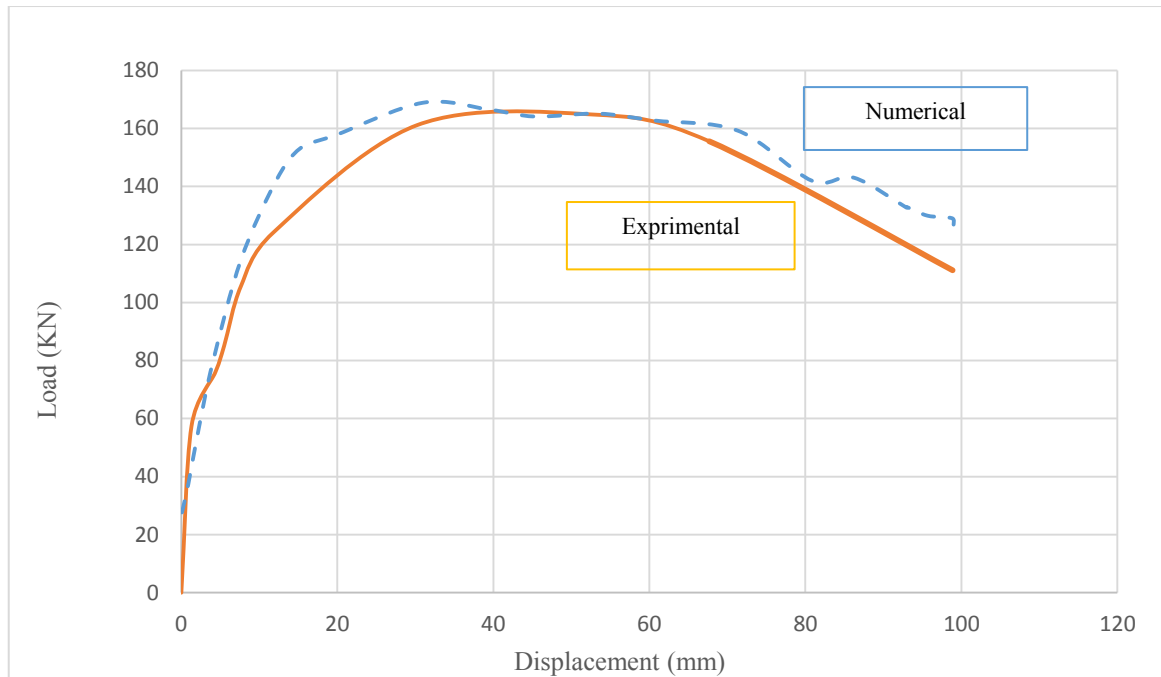
شکل ۶- مشخصات نمونه آزمایشگاهی ستون بتن مسلح تقویت شده با ژاکت بتنی [۳]

مطابق شکل ۷ مدل اجزای محدود نمونه‌ی آزمایشگاهی مدلسازی شده است. همانطور که مشخص است در قسمت تقویت نشده ستون که بارگذاری اعمال می‌شود، برای جلوگیری از تمرکز تنش از دو صفحه الاستیک فولادی افقی و قاعده به ترتیب برای اعمال بار محوری و برشی استفاده شده است.



شکل ۷- نمونه مدل‌سازی شده ستون بتن مسلح تقویت شده با ژاکت بتنی در نرم افزار

یک معیار مناسب برای مقایسه دو روش، ترسیم پوش نمودارهای بدست آمده است. بدین منظور و برای مقایسه بهتر، پوش نمودارهای هیستریزس حاصل از هر دو روش آزمایشگاهی و عددی در شکل ۸ نشان داده شده است که تطابق مناسبی مشاهده می‌شود. لازم به ذکر است با توجه به معیار کرنش پلاستیک، در مدل‌سازی عددی میزان جابجایی نهایی ۱۰۳ mm بدست آمد. ولی بدلیل اینکه بارگذاری آزمایشگاهی تا ۱۰۰ mm ادامه پیدا کرده است لذا نمودار عددی در این نقطه قطع شده است.

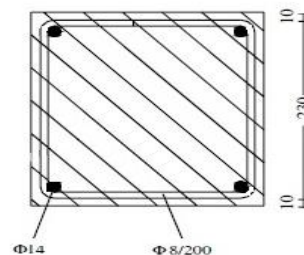
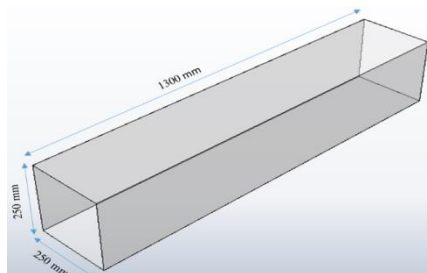
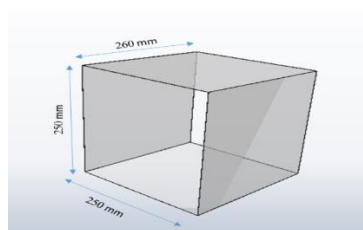


شکل ۸- نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی و آزمایشگاهی ستون بتن مسلح تقویت شده با ژاکت بتنی

۳. مدل‌سازی و مشخصات مصالح مدل‌ها

ابتدا هندسه‌ی مدل تشریح شده و ابعاد و اندازه‌های قطعات مورد استفاده و ابعاد ستون و جزییات هندسی نشان داده خواهد شد. در ادامه خواص مصالح نسبت داده شده به مقاطع آورده می‌شود و سپس نوع مش‌بندی المانها آورده می‌شود. همچنین نوع بار اعمالی و تاریخچه‌ی بارگذاری و شرایط مرزی مورد استفاده در مدل‌سازی نیز بیان خواهد شد. به منظور مدل‌سازی ستون، با مطالعه تحقیقات انجام شده، مقطع ستون به صورت مربعی با ابعاد ۲۵۰*۲۵۰ میلی‌متر است و از چهار میلگرد ۱۴ در چهار گوشه ستون به عنوان میلگرد طولی استفاده شده است. همچنین از میلگرد ۸ با فواصل ۲۰۰ میلی‌متر به عنوان تنگ برای تامین محصور شدگی بتن و تحمل برش استفاده شده است (شکل ۱-۹). در واقع این مقطع ستون یک مقطع ضعیف برای بارهای وارده می‌باشد که ناشی از اشتباه

در طراحی یا افزایش بارها و طبقات پس از ساخت سازه و ... هست که نیاز به مقاوم سازی دارد. در مدلسازی‌ها هم از پوشش سرتاسری ستون توسط ورق های FRP و هم از پوشش‌های انتهایی با طول ۰.۲۰٪ ستون اصلی (۲۶۰ میلی متر) و هم ترکیبی از آن استفاده شده است. ضخامت ورق‌های FRP، ۰.۲ میلی متر در نظر گرفته شده است. در شکل ۹-۲ و ۹-۳ هندسه ورق‌ها نشان داده شده است. بدیهی است ابعاد داخلی ورق‌ها با ابعاد خارجی ستون اصلی برابر است.

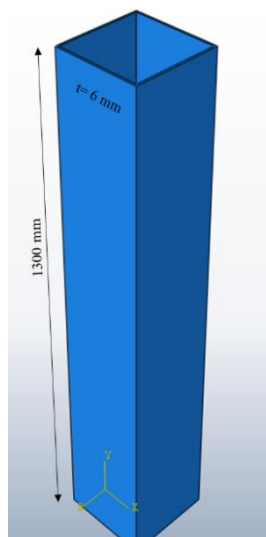


شکل ۹-۳- مدلسازی ورق FRP انتهایی

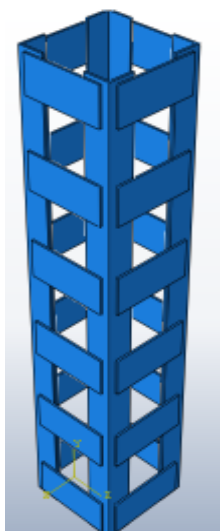
شکل ۹-۲- مدلسازی ورق FRP سراسری

شکل ۹-۱- هندسه مقطع ستون

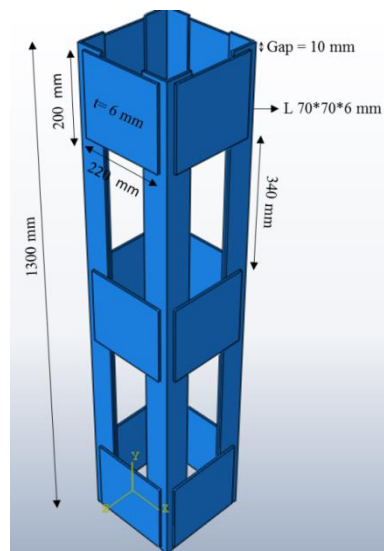
به منظور مدلسازی ژاکت فولادی، پنج نوع آرایش هندسی انتخاب شده است. همانطور که آرایش‌های مختلف در اشکال ۱۰ نشان داده شده است، از چهار نبشی یکسان با ابعاد مشخص شده در چهار گوشه ستون به همراه ورق‌های اتصال استفاده شده است. همچنین به منظور راحتی در جوشکاری در بالا و پایین ستون ۱۰ میلی متر باد خور در نظر گرفته شده است. بدیهی است ابعاد داخلی تمامی نبشی‌های به کار برده شده برابر ۲۵۰*۲۵۰ میلی متر می‌باشد.



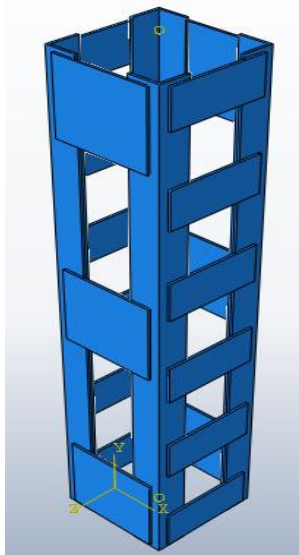
شکل ۱۰-۳- ژاکت فولادی سراسری



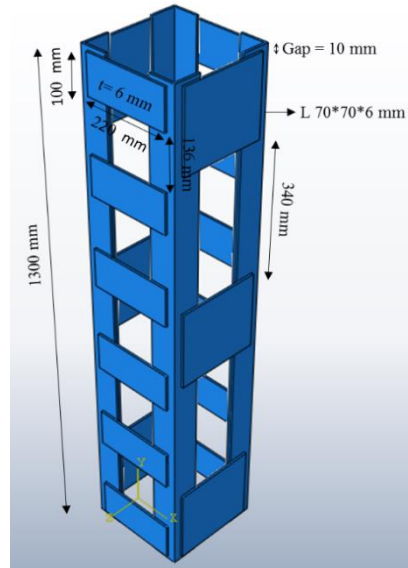
شکل ۱۰-۲- ژاکت فولادی با ۶ ورق
اتصال در هر طرف



شکل ۱۰-۱- ژاکت فولادی با ۳ ورق
اتصال در هر طرف

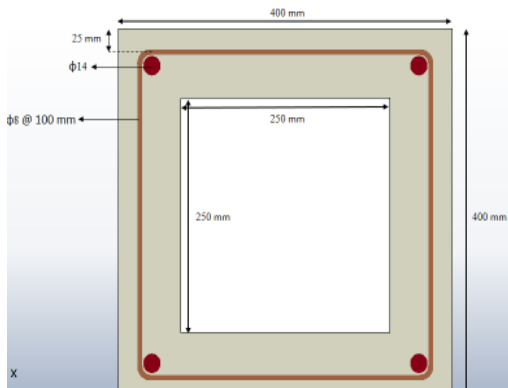


شکل ۵-۱۰- ژاکت فولادی با ۶ ورق در جهت برشی و ۱۲ ورق در جهت عمودی

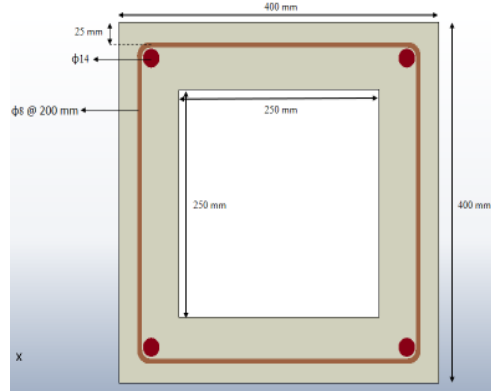


شکل ۴-۱۰- ژاکت فولادی با ۱۲ ورق در جهت برشی و ۶ ورق در جهت عمود

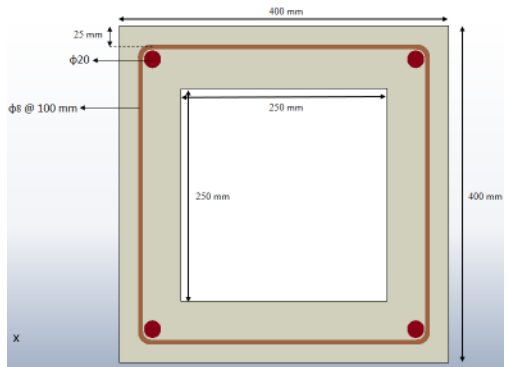
به منظور مدلسازی ژاکت بتنی، از چهار مقطع نشان داده شده در شکل‌های ۱۱-۱ تا ۱۱-۴ استفاده شده است. همانطور که مشخص است همه نمونه‌ها مربعی و با ابعاد داخلی ۲۵۰*۲۵۰ میلی‌متر و ابعاد خارجی ۴۰۰*۴۰۰ میلی‌متر هستند. از ۲۵ میلی‌متر کاور از سطح بیرونی تنگ استفاده شده است. در واقع در این مدل‌ها تاثیر فاصله تنگ‌ها و قطر تنگ و قطر میلگرد اصلی مورد بررسی قرار می‌گیرد.



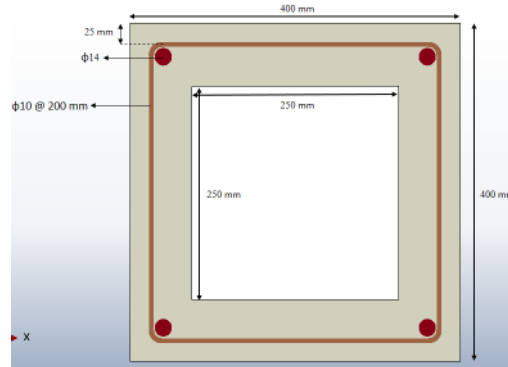
شکل ۲-۱۱- مقطع با میلگرد ۱۴ و تنگ φ8 @ 100 mm



شکل ۱-۱۱- مقطع با میلگرد ۱۴ و تنگ φ8 @ 200 mm



شکل ۴-۱۱- مقطع با میلگرد ۲۰ و تنگ φ8 @ 100 mm



شکل ۳-۱۱- مقطع با میلگرد ۱۴ و تنگ φ10 @ 200 mm

با توجه به اینکه در مدل‌سازی ستون اجزای مختلفی نظیر میلگردها، بتن، ورق‌های FRP و اجزای فولادی استفاده شده است، لذا خواص هر یک به صورت جداگانه آورده می‌شود. بدیهی است این خواص در مدل‌سازی به هر یک از اجزا نسبت داده شده است. در مدل‌سازی از خواص متعارف فولاد برای میلگردها مطابق جدول ۱ استفاده شده است. و با رفتار تنش - کرنش دارای سخت شونده‌گی بر اساس استاندارد ASTM استفاده شده است.

جدول ۱- خواص فولاد استفاده شده برای میلگردها

مدول الاستیسیته (GPa)	ضریب پواسون	تنش تسلیم (MPa)	تنش نهایی (MPa)	کرنش نهایی
۲۰۰	۰/۳	۴۲۰	۵۱۰	۰/۱

به منظور مدل‌سازی مصالح بتنی از روش Concrete Damage Plasticity استفاده شده است. در این روش مدل‌سازی، رفتاری غیر الاستیک برای بتن در نظر می‌گیرد. این روش از نظریه دراکر پراگر [۸] استفاده می‌کند. این روش برای تحلیل سازه‌های بتنی که تحت تاثیر بارهای غیر متناوب و متناوب و یا دینامیکی قرار دارند استفاده می‌شود. در فاز الاستیک، از مدول الاستیسیته و ضریب پواسون استفاده می‌شود. برای فاز پلاستیک بتن، از ضرایب مربوط به رفتار فشاری و رفتار کششی و همچنین جدول مربوط به پارامتر خرابی مطابق جدول ۲ استفاده شده است. مطابق پیشنهادهای مطرح شده در قسمت مدل‌سازی مصالح بتنی در نرم‌افزار آباکوس، در مرجع [۴] محاسباتی برای دستیابی به نمودارهای تنش - کرنش مصالح بتنی دارای رفتار خرابی پلاستیک^۱ (CDP) انجام شده، استفاده شده است.

جدول ۲- پارامترهای ورودی برای مدل‌سازی رفتار بتن محصور [۴]

Material's parameters	B50	The parameters of CDP model	
		β	38°
Concrete elasticity		m	1
E [GPa]	19.7	$f=f_{60}/f_c$	1.12
ν	0.19	γ	0.666
Concrete compression hardening		Concrete compression damage	
Stress [MPa]	Crushing strain [-]	DamageC [-]	Crushing strain [-]
15.0	0.0	0.0	0.0
20.197804	0.0000747307	0.0	0.0000747307
30.000609	0.0000988479	0.0	0.0000988479
40.303781	0.000154123	0.0	0.000154123
50.007692	0.000761538	0.0	0.000761538
40.236090	0.002557559	0.195402	0.002557559
20.236090	0.005675431	0.596382	0.005675431
5.257557	0.011733119	0.894865	0.011733119
Concrete tension stiffening		Concrete tension damage	
Stress [MPa]	Cracking strain [-]	DamageT [-]	Cracking strain [-]
1.99893	0.0	0.0	0.0
2.842	0.00003333	0.0	0.00003333
1.86981	0.000160427	0.406411	0.000160427
0.862723	0.000279763	0.69638	0.000279763
0.226254	0.000684593	0.920389	0.000684593
0.056576	0.00108673	0.980093	0.00108673

همچنین در مدل‌سازی ورق‌های FRP از خواص ورق‌های تقویتی CFRP و GFRP استفاده شده است. در جدول ۳ مشخصات این ورق‌ها در محدوده خواص شرکت‌های سازنده آورده شده است.

جدول ۳- مشخصات ورق‌های FRP

ورق تقویتی	مدول الاستیسیته (GPa)	ضریب پواسون	ضخامت (mm)	تنش نهایی (MPa)	کرنش نهایی
CFRP	۲۲۶	۰/۳	۰,۲	۳۳۳۹	۰/۰۱۴۸
GFRP	۷۵	۰/۳	۰,۲	۱۹۶۰	۰/۰۲۶۱

¹ Concrete Damage Plasticity

در مدلسازی اجزای فولادی استفاده شده در ساخت ژاکت فولادی، با توجه به متفاوت بودن خواص فولاد در ساخت میلگرد و ورق، از خواص نشان داده شده در جدول ۴ مطابق با خواص متعارف فولاد ساختمانی و منطبق بر رفتار استاندارد ASTM استفاده شده است.

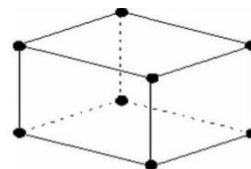
جدول ۴- خواص اجزای ژاکت فولادی

مدول الاستیسیته (GPa)	ضریب پواسون	تنش تسلیم (MPa)	تنش نهایی (MPa)	کرنش نهایی
۲۱۰	۰/۳	۲۷۵	۳۵۰	۰/۱۵

به منظور مدلسازی ستون‌ها همچنین از دو نوع بتن C 20 و C 38 جهت بررسی پارامتر مقاومت بتن در مقاوم سازی استفاده شده است. که باید به عنوان خواص اولیه بتن برای دو دسته بتن اعمال شود. در مش بندی قطعات از دو مش مکعبی و هرمی استفاده شده است. المان مورد استفاده برای مش مکعبی، المان C3D8R در نرم‌افزار می‌باشد. نمایی از این المان در شکل ۱-۱۲ نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، این المان یک المان هشت گره‌ای است که دارای سه درجه‌ی آزادی برای هر گره می‌باشد. همچنین المان مورد استفاده برای مش هرمی، المان C3D4R می‌باشد که این المان نیز دارای چهار گره است که در هر گره، دارای سه درجه‌ی آزادی می‌باشد. نمایی از این المان نیز در شکل ۲-۱۲ نشان داده شده است.

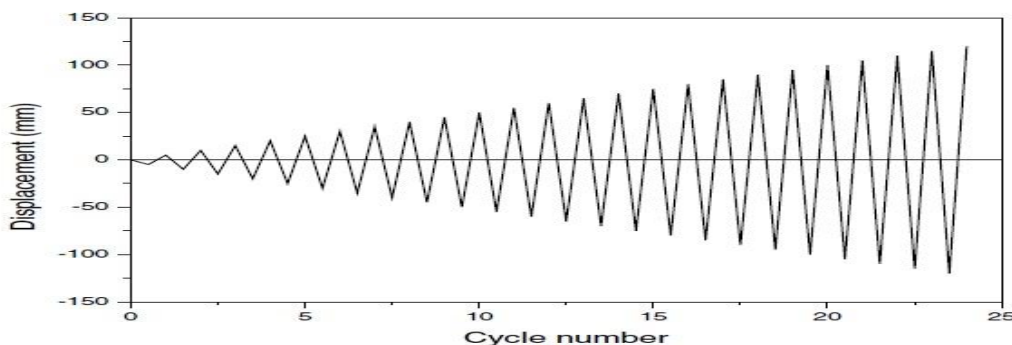


شکل ۲-۱۲- المان هرمی



شکل ۱-۱۲- المان مکعبی

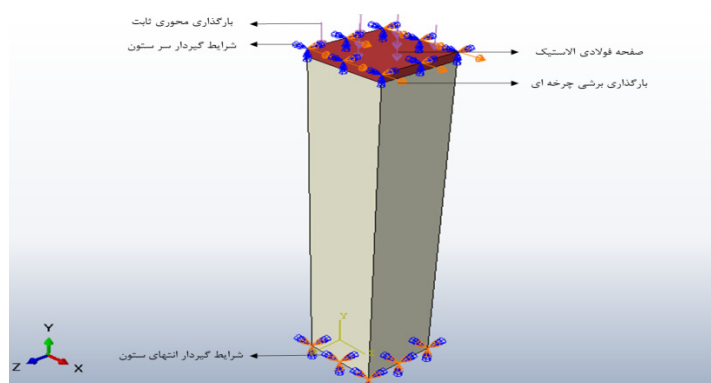
در این مطالعه بار محوری ثابت است و کلاً بار لرزه ای افقی ملاک ارزیابی قرار گرفته است. برای ارزیابی رفتار سازه تحت بار زلزله، از تاریخچه‌ی بارگذاری مشخصی استفاده می‌شود. کلیه‌ی نمونه‌ها تحت بارگذاری چرخه‌ای به روش کنترل جابجایی قرار دارند. بارگذاری نشان داده شده در شکل ۱۳ به صورت اعمال تغییر مکان می‌باشد. در ابتدا تغییر مکان اعمالی کم بوده و رفته رفته افزایش می‌یابد. این نوع بارگذاری را بارگذاری افزایشی می‌نامند. در این مدل-ساز، بار اعمالی تا دریفت ۰/۰۴ رادیان ادامه پیدا کرده است. این دریفت متناظر تغییر مکان ۵۲ mm در انتهای ستون می‌باشد. در ابتدای بارگذاری رفتار مواد در فاز الاستیک بوده و با افزایش بار، سازه وارد فاز پلاستیک می‌شود. تغییر مکان اعمالی به انتهای ستون وارد می‌شود. به جهت جلوگیری از تمرکز تنش در این ناحیه، از یک صفحه فولادی الاستیک در نرم‌افزار در سر ستون استفاده شده است که در واقع تغییر مکان به این صفحه اعمال می‌شود.



شکل ۱۳- تاریخچه بارگذاری چرخه ای [۷]

همچنین با توجه به اینکه در هر سازه‌ای یک ستون غالباً تحت نیروی محوری قابل ملاحظه‌ای قرار دارد، لذا بار محوری ۹۰ton (برای بتن با مقاومت ۳۸۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع معادل ۰/۲۴۴ σ_c و مقاومت ۲۰۰ کیلوگرم بر

سانتی متر مربع معادل $0.45f_c'$ به صورت ثابت در طی بارگذاری چرخه ای بر روی ستون قرار دارد تا نتایج بدست آمده با تاثیر همزمان نیروی برشی و نیروی محوری باشد (شکل ۱۴). مدل ساخته شده در نرم افزار مطابق جدول های ۱-۵ و ۲-۵ ارائه شده است.



شکل ۱۴- اعمال بارگذاری و شرایط مرزی مدل

جدول ۱-۵- مدل های در نظر گرفته شده برای بتن با مقاومت ۳۸ مگاپاسکال

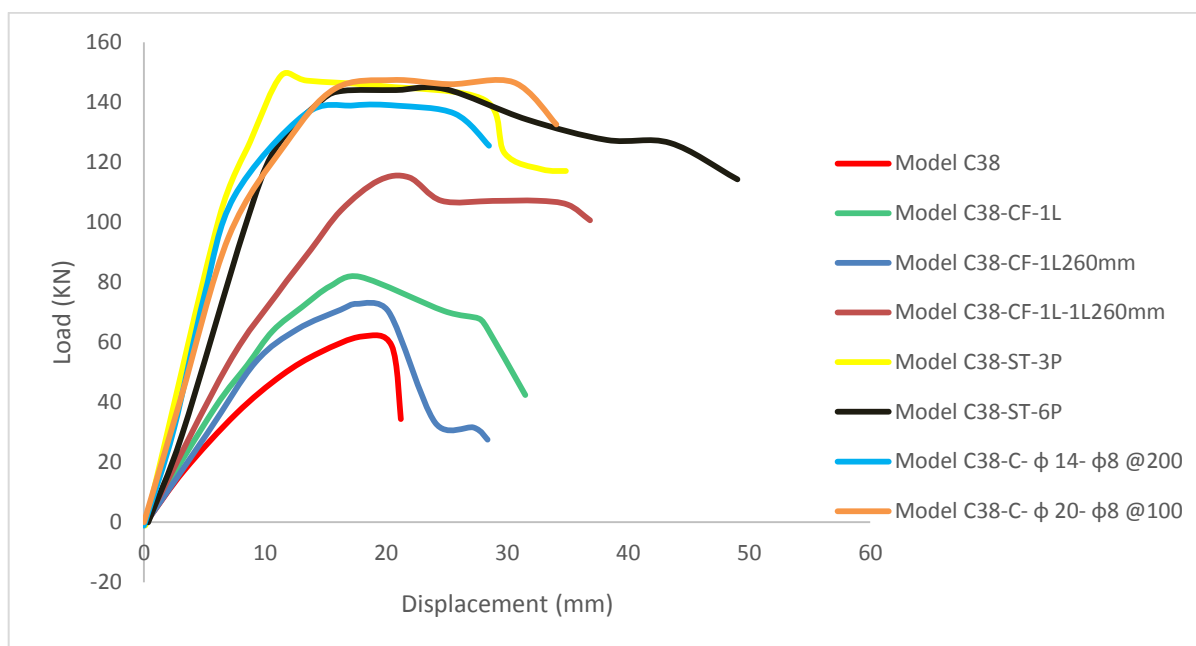
نام مدل	نوع تقویت	توضیحات
C38	-	نمونه بدون تقویت (ستون اصلی)
C38-CF-1L	CFRP	مدل تقویت شده با یک لایه CFRP سراسری
C38-CF-1L260mm	CFRP	مدل تقویت شده با یک لایه CFRP به طول ۲۶۰ میلی متر در دو انتها
C38-CF-2L	CFRP	مدل تقویت شده با دو لایه CFRP سراسری
C38-CF-2L260mm	CFRP	مدل تقویت شده با دو لایه CFRP به طول ۲۶۰ میلی متر در دو انتها
C38-CF-1L-1L260mm	CFRP	مدل تقویت شده با یک لایه CFRP سراسری و یک لایه به طول ۲۶۰ میلی متر در دو انتها
C38-GF-1L	GFRP	مدل تقویت شده با یک لایه GFRP سراسری
C38-GF-2L	GFRP	مدل تقویت شده با دو لایه GFRP سراسری
C38-ST-3P	ژاکت فولادی	مدل تقویت شده با سه ورق در هر طرف ستون
C38-ST-6PLat12PLong	ژاکت فولادی	مدل تقویت شده با دوازده ورق در راستای بارگذاری چرخه ای و شش ورق در جهت عمود
C38-ST-6P	ژاکت فولادی	مدل تقویت شده با شش ورق در هر طرف ستون
C38-ST-12PLat6PLong	ژاکت فولادی	مدل تقویت شده با شش ورق در راستای بارگذاری چرخه ای و دوازده ورق در جهت عمود
C38-ST-1L	ژاکت فولادی	مدل تقویت شده با پوشش سراسری فولادی
C38-C- $\phi 14$ - $\phi 8 @ 200$	ژاکت بتنی	مدل تقویت شده با مقطع با میلگرد ۱۴ و تنگ $\phi 8 @ 200$ mm
C38-C- $\phi 14$ - $\phi 8 @ 100$	ژاکت بتنی	مدل تقویت شده با مقطع با میلگرد ۱۴ و تنگ $\phi 8 @ 100$ mm
C38-C- $\phi 14$ - $\phi 10 @ 200$	ژاکت بتنی	مدل تقویت شده با مقطع با میلگرد ۱۴ و تنگ $\phi 10 @ 200$ mm
C38-C- $\phi 20$ - $\phi 8 @ 100$	ژاکت بتنی	مدل تقویت شده با مقطع با میلگرد ۲۰ و تنگ $\phi 8 @ 100$ mm

جدول ۲-۵- مدل‌های در نظر گرفته شده برای بتن با مقاومت ۲۰ مگاپاسکال

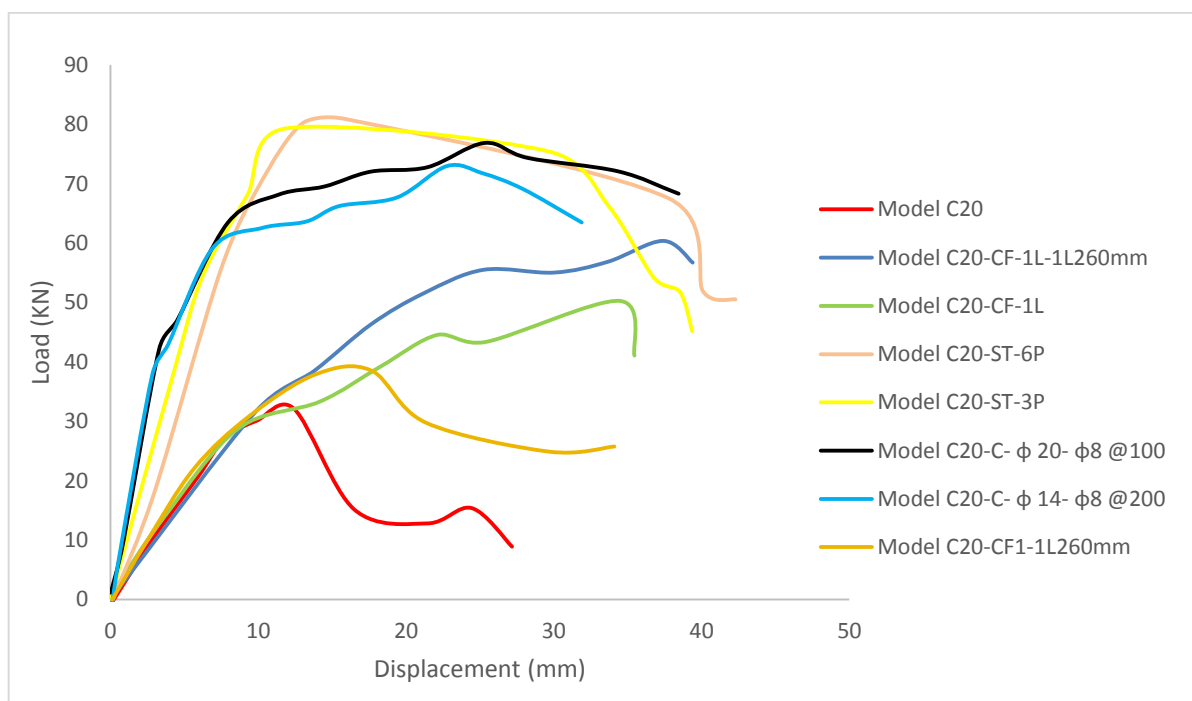
نام مدل	نوع تقویت	توضیحات
C20	-	نمونه بدون تقویت (ستون اصلی)
C20-CF-1L	CFRP	مدل تقویت شده با یک لایه CFRP سراسری
C20-CF-1L260mm	CFRP	مدل تقویت شده با یک لایه CFRP به طول ۲۶۰ میلی متر در دو انتها
C20-CF-2L	CFRP	مدل تقویت شده با دو لایه CFRP سراسری
C20-CF-2L260mm	CFRP	مدل تقویت شده با دو لایه CFRP به طول ۲۶۰ میلی متر در دو انتها
C20-CF-1L-1L260mm	CFRP	مدل تقویت شده با یک لایه CFRP سراسری و یک لایه به طول ۲۶۰ میلی متر در دو انتها
C20-GF-1L	GFRP	مدل تقویت شده با یک لایه GFRP سراسری
C20-GF-2L	GFRP	مدل تقویت شده با دو لایه GFRP سراسری
C20-ST-3P	ژاکت فولادی	مدل تقویت شده با سه ورق در هر طرف ستون
C20-ST-6PLat12PLong	ژاکت فولادی	مدل تقویت شده با دوازده ورق در راستای بارگذاری چرخه ای و شش ورق در جهت عمود
C20-ST-6P	ژاکت فولادی	مدل تقویت شده با شش ورق در هر طرف ستون
C20-ST-12PLat6PLong	ژاکت فولادی	مدل تقویت شده با شش ورق در راستای بارگذاری چرخه ای و دوازده ورق در جهت عمود
C20-ST-1L	ژاکت فولادی	مدل تقویت شده با پوشش سراسری فولادی
C20-C-φ14-φ8 @ 200	ژاکت بتنی	مدل تقویت شده با مقطع با میلگرد ۱۴ و تنگ φ8 @ 200 mm
C20-C-φ14-φ8 @ 100	ژاکت بتنی	مدل تقویت شده با مقطع با میلگرد ۱۴ و تنگ φ8 @ 100 mm
C20-C-φ14-φ10 @ 200	ژاکت بتنی	مدل تقویت شده با مقطع با میلگرد ۱۴ و تنگ φ10 @ 200 mm
C20-C-φ20-φ8 @ 100	ژاکت بتنی	مدل تقویت شده با مقطع با میلگرد ۲۰ و تنگ φ8 @ 100 mm

۴. نتایج تحلیل‌های انجام شده

پس از تحلیل مدل‌ها و بدست آوردن میزان جذب انرژی و پوش نمودارهای هیستریزیس را برای هر نمونه به صورت مجزا به دست آورده و همچنین برای مقایسه بهتر و با توجه به اینکه در کنارهم قرار گرفتن پوش نمودارهای هیستریزیس می‌تواند به درک بهتر از نتایج کمک کند لذا مطابق شکل ۱۵ و ۱۶ در یک نمودار ترسیم شده اند.



شکل ۱۵- پوش نمودارهای هیستریزیس مدل‌ها گروه C38



شکل ۱۶- پوش نمودارهای هیستریزیس گروه C20

برای هر مدل میزان حداکثر برش تحمل شده، حداکثر جابجایی که در واقع معیاری از شکل‌پذیری می‌باشد و جذب انرژی در پایان بارگذاری را بدست آوریم. به منظور مقایسه بهتر نمونه‌ها، نتایج حاصل از مدلسازی‌ها با نمونه‌های تقویت نشده مقایسه شد و خلاصه آن در جدول ۱-۶ و ۲-۶ آورده شده است. همانطور که در این جداول ملاحظه می‌شود، مقادیر بهبود در تحمل حداکثر برش، بهبود در تحمل حداکثر جابجایی و بهبود در جذب انرژی برای نمونه‌های تقویت شده، آورده شده است. لازم به ذکر است کلیه این مقادیر نسبت به نمونه‌های تقویت نشده یا مرجع سنجیده شده‌اند.

جدول ۱-۶- میزان بهبود در عملکرد مدلسازی گروه C38

بهبود در جذب انرژی	بهبود در تحمل حداکثر جابجایی	بهبود در تحمل حداکثر برش	مدل
٪۸/۱۳۷	٪۹/۴۰	٪۷/۳۶	C38-CF-1L
٪۹/۱۱۱	٪۳/۲۷	٪۳/۲۳	C38-CF-1L260mm
٪۲/۲۱۴	٪۶/۱۱۳	٪۶/۱۲۶	C38-CF-2L
٪۶/۱۱۶	٪۳/۲۷	٪۶/۲۶	C38-CF-2L260mm
٪۹/۱۸۰	٪۲/۶۸	٪۶/۹۱	C38-CF-1L-1L260mm
٪۸/۱۱۷	٪۰/۵۰	٪۰/۲۰	C38-GF-1L
٪۸/۱۴۲	٪۲/۷۷	٪۶۷/۳۶	C38-GF-2L
٪۹/۲۳۰	٪۶/۶۳	٪۶/۱۴۱	C38-ST-3P
٪۱/۲۳۸	٪۳۶/۸۶	٪۳/۱۴۳	C38-ST-6PLat12PLong
٪۷/۲۵۴	٪۶/۱۱۳	٪۳/۱۴۳	C38-ST-6P
٪۲/۲۴۵	٪۱/۱۰۹	٪۶/۱۴۱	C38-ST-12PLat6PLong
٪۵/۲۲۸	٪۱/۱۰۹	٪۳/۱۳۸	C38-ST-1L
٪۵/۱۵۹	٪۲/۲۷	٪۳/۱۲۸	C38-C- ϕ 14- ϕ 8 @200
٪۸۱/۱۷۳	٪۰/۵۰	٪۶/۱۴۶	C38-C- ϕ 14- ϕ 8 @100
٪۹/۱۶۱	٪۸/۳۱	٪۰/۱۳۰	C38-C- ϕ 14- ϕ 10 @200
٪۱/۱۷۶	٪۰/۵۰	٪۳/۱۴۸	@100 C38-C- ϕ 20- ϕ 8

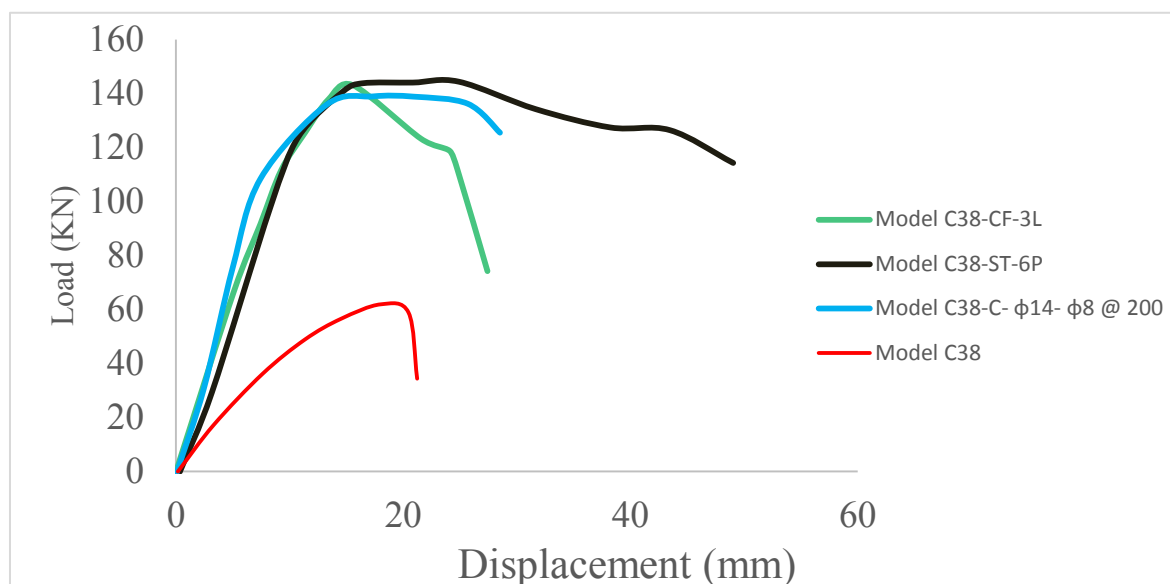
جدول ۲- نتایج حاصل از مدلسازی نمونه‌های گروه C20

بهبود در جذب انرژی	بهبود در تحمل حداکثر جابجایی	بهبود در تحمل حداکثر برش	مدل
٪۴/۱۰۶	٪۰/۲۵	٪۰/۵۰	C20-CF-1L
٪۵/۶۴	٪۸/۱۷	٪۷/۱۴	C20-CF-1L260mm
٪۸/۲۲۵	٪۶/۵۳	٪۱/۹۷	C20-CF-2L
٪۷/۶۷	٪۴/۲۱	٪۶/۱۷	C20-CF-2L260mm
٪۶/۱۸۰	٪۸/۴۲	٪۴/۷۹	C20-CF-1L-1L260mm
٪۴/۷۷	٪۷/۳۵	٪۶/۱۷	C20-GF-1L
٪۵/۱۳۵	٪۴/۴۶	٪۸/۵۸	C20-GF-2L
٪۹/۲۱۲	٪۱/۳۲	٪۵/۱۲۳	C20-ST-3P
٪۳/۲۱۹	٪۰/۵۰	٪۳/۱۳۲	C20-ST-6PLat12PLong
٪۵/۲۳۵	٪۱/۵۷	٪۳/۱۳۵	C20-ST-6P
٪۶/۲۲۲	٪۵۷/۵۳	٪۴/۱۲۹	C20-ST-12PLat6PLong
٪۳/۲۱۹	٪۴/۴۶	٪۳/۱۳۲	C20-ST-1L
٪۵۸/۱۲۲	٪۷/۱۰	٪۸/۱۰۸	ϕ 14- ϕ 8 @ 200 C20-C-
٪۶/۱۲۲	٪۱/۳۲	٪۵/۱۲۶	ϕ 14- ϕ 8 @ 100 C20-C-
٪۲/۱۴۵	٪۸/۱۷	٪۷/۱۱۱	ϕ 14- ϕ 10 @ 200 C20-C-
٪۵/۱۶۴	٪۱/۳۲	٪۳/۱۳۲	ϕ 20- ϕ 8 @ 100 C20-C-

با توجه به نمودار شکل ۱۷ پوش نمودارهای هیستریزیس مدل های $C38-ST-6P$ (مدل تقویت شده با ژاکت فولادی شش ورق در هر طرف ستون) و $C38-C-\phi14-\phi8 @200$ (مدل تقویت شده با ژاکت بتنی با مقطع با میلگرد ۱۴ و تنگ $\phi8 @ 200 \text{ mm}$) و $C38-CF-3L$ (مدل تقویت شده با سه لایه $CFRP$ سراسری) دارای یک ظرفیت باربری جانبی هستند، به این صورت که متغیرهای هر یک از سه نوع مقاوم سازی به نحوی تغییر داده شده است که هر سه ستون دارای ظرفیت باربری جانبی یکسانی برای مقایسه شوند. ستون بتنی برای تحمل بار افقی لرزه ای ۱۳۵ کیلونیوتن با اعمال تغییر مکان ۱۴ میلیمتر در انتهای ستون نیاز دارد که یا با ۶ ورق ژاکت فولادی با ابعاد مشخص شده در هر طرف ستون تقویت شود یا با ژاکت بتنی با ابعاد داخلی $250 * 250$ میلی متر و ابعاد خارجی $400 * 400$ میلی متر و میلگرد ۱۴ و تنگ $\phi8 @ 200 \text{ mm}$ یا با سه لایه $CFRP$ سراسری تقویت شود. همان طور که از شکل ۱۷ مشخص است نمونه ژاکت فولادی و ژاکت بتنی شکل پذیری بهتری نسبت به نمونه مقاوم سازی شده با FRP دارد. همچنین نمونه مقاوم سازی شده با ژاکت فولادی بیشترین جذب انرژی را دارد. نمونه مقاوم سازی شده با FRP بعد از رسیدن به ماکزیمم ظرفیت باربری افت نگرانی در ظرفیت باربری دارد. بسته به نوع نیاز و فاکتور هایی از جمله هزینه، بهبود در بیشینه برش و شکل پذیری و جذب انرژی و... روش تقویت مناسب انتخاب میگردد.

جدول ۷- سه نمونه با ظرفیت باربری جانبی یکسان

نام مدل	نوع تقویت	توضیحات
C38-ST-6P	ژاکت فولادی	مدل تقویت شده با شش ورق در هر طرف ستون
$\phi14-\phi8 @ 200-C-3AC$	ژاکت بتنی	مدل تقویت شده با مقطع با میلگرد ۱۴ و تنگ $\phi8 @ 200 \text{ mm}$
L3C38-CF-	CFRP	مدل تقویت شده با سه لایه $CFRP$ سراسری



شکل ۱۷- پوش نمودارهای هیستریزیس ۳ نمونه از هر سه روش مقاوم سازی با ظرفیت باربری جانبی یکسان

۵. نتیجه‌گیری

با توجه به مطالعه‌ی حاضر:

۱- در حالت کلی نمونه‌های تقویت شده با ژاکت فولادی، هم بهبود در بیشینه برش داشته‌اند و هم شکل‌پذیری مناسبی را از خود نشان داده‌اند. نمونه‌های تقویت شده با ورق‌های FRP، عمدتاً باعث بهبود در شکل‌پذیری شده‌اند و تقویت با استفاده از ژاکت‌های بتنی که جزء روش‌های کلاسیک مقاوم‌سازی نیز می‌باشد، باعث افزایش قابل ملاحظه در تحمل برش و بهبود کم در شکل‌پذیری شده است.

۲- در مورد بهبود در سختی الاستیک، در حالت کلی نمونه‌های تقویت شده با ژاکت فولادی و ژاکت بتنی نسبت به نمونه‌های تقویت شده با ورق‌های FRP عملکرد بهتری داشته‌اند.

۳- با مقایسه کلی نمونه‌های گروه C38 و C20 می‌توان نتیجه گرفت مقاوم سازی انجام شده برای بتن با مقاومت بالاتر در حالت کلی جواب‌های بهتری را داشته است. در واقع اینطور می‌توان تفسیر کرد که در نمونه‌های با بتن مقاوم بالاتر، مقاوم‌سازی ستون باعث می‌شود از حداکثر ظرفیت بتن استفاده شود.

۴- با مقایسه‌ی نمونه‌های تقویت شده با CFRP و GFRP، می‌توان نتیجه‌گیری کرد نمونه‌های تقویت شده با CFRP مقاومت نهایی بیشتری را نسبت به نمونه‌های تقویت شده با GFRP نشان داده‌اند.

۵- بیشترین بهبود در تحمل حداکثر برش، مربوط به نمونه‌ی C38-C- $\phi 20$ - $\phi 8@100$ تقویت شده با ژاکت بتنی هست که به میزان ۱۴۸٪ بهبود داشته است. همچنین نمونه‌هایی که بیشترین بهبود را در تحمل جابجایی بیشینه را داشته‌اند، مربوط به نمونه‌های C38-CF-2L (نمونه‌ی تقویت شده با دو لایه FRP سراسری) و C38-ST-6P (نمونه‌ی تقویت شده با ژاکت فولادی با توزیع ورق‌های بیشتر در هر وجه) به میزان ۱۱۳٪ می‌باشد. نمونه‌ای که بیشترین جذب انرژی را داشته است، نمونه‌ی C38-ST-6P می‌باشد که با ژاکت فولادی تقویت شده است و نسبت به نمونه‌ی تقویت نشده ۲٪ بهبود در جذب انرژی داشته است. به لحاظ بهبود در سختی الاستیک، نمونه‌ی C38-CF-2L کمترین افزایش و نمونه‌ی C38-GF-1L بیشترین افزایش در سختی الاستیک را نشان می‌دهد.

۶- در بین نمونه‌های تقویت شده با ژاکت فولادی، نمونه‌ای که در آن ورقه‌های اتصال نبشی‌ها به تعداد بیشتری در طول ستون توزیع شده بود، نسبت به نمونه‌هایی که در آن از تعداد کمتر ورق اتصال استفاده شده بود، به دلیل ایجاد محصورشدگی بهتر، مقاومت و بخصوص شکل‌پذیری مناسب‌تری را نشان داد.

۷- در نمونه‌های تقویت شده با ژاکت بتنی، نمونه‌ای که در آن از تنگ با قطر کمتر و در فاصله‌ی طولی کمتر استفاده شد، نسبت به سایر نمونه‌ها رفتار بهتری به لحاظ مقاومت نهایی، شکل‌پذیری و جذب انرژی از خود نشان داد. در واقع می‌توان گفت کاهش فاصله‌ی تنگ‌ها از هم، بهبود رفتار نمونه را در بارهای چرخه‌ای به دنبال داشته است.

۸- اگرچه نمونه‌های تقویت شده با ژاکت بتنی بهبود قابل ملاحظه‌ای را در تحمل حداکثر برش داشته‌اند، لکن به دلیل تحمل بیشینه جابجایی کم و در نتیجه جذب انرژی کم، در برابر بارهای چرخه‌ای رفتار مناسبی از خود نشان نداده‌اند. در نمونه‌های تقویت شده با ورق‌های FRP، استفاده از ورق‌های FRP سراسری به جهت ایجاد یکپارچگی و محصوریت خارجی بهتر، نسبت به حالتی که فقط در دو انتها از ورق‌های FRP استفاده شود، ارجحیت دارد.

۹- در حالتی که متغیرهای سه روش مقاوم سازی با بار محوری ثابت را طوری تغییر دهیم که ظرفیت باربری جانبی یکسان داشته باشند. نمونه ژاکت فولادی و ژاکت بتنی شکل‌پذیری بهتری نسبت به نمونه مقاوم سازی شده با FRP نشان می‌دهند. همچنین نمونه مقاوم سازی شده با ژاکت فولادی بیشترین جذب انرژی را دارد و نمونه مقاوم سازی شده با FRP بعد از رسیدن به ماکزیمم ظرفیت باربری افت نگرانی در باربری دارد.

۶. قدردانی

از حمایت‌های قطب علمی سازه و زلزله دانشگاه صنعتی شریف که در انجام این پروژه همکاری داشتند، قدردانی بعمل می‌آید.

- [1]. Katsumata, H., Kobatake, Y., & Takeda, T. (1988, August). A study on strengthening with carbon fiber for earthquake-resistant capacity of existing reinforced concrete columns. In *Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, 517-522.
- [2]. Garzón-Roca, J., Adam, J. M., Calderón, P. A., & Valente, I. B. (2012). Finite element modelling of steel-caged RC columns subjected to axial force and bending moment. *Engineering Structures*, 40, 168-186.
- [3]. Vadoros, K. G., & Dritsos, S. E. (2008). Concrete jacket construction detail effectiveness when strengthening RC columns. *Construction and Building Materials*, 22(3), 264-276.
- [4]. Jankowiak, T., & Lodygowski, T. (2005). Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. *Foundations of civil and environmental engineering*, 6(1), 53-69.
- [5]. Hosseini, A., Khaloo, A. R., & Fadaee, S. (2005). Seismic performance of high-strength concrete square columns confined with carbon fiber reinforced polymers (CFRPs). *Canadian Journal of Civil Engineering*, 32(3), 569-578.
- [6]. Chastre, C., & Silva, M. A. (2010). Monotonic axial behavior and modelling of RC circular columns confined with CFRP. *Engineering Structures*, 32(8), 2268-2277.
- [7]. Vadoros, K. G., & Dritsos, S. E. (2008). Concrete jacket construction detail effectiveness when strengthening RC columns. *Construction and Building Materials*, 22(3), 264-276.
- [8]. Kmiecik, P., & Kamiński, M. (2011). Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 11(3), 623-636.
- [9]. Tahsiri, H., Sedehi, O., Khaloo, A., & Raisi, E. M. (2015). Experimental study of RC jacketed and CFRP strengthened RC beams. *Construction and Building Materials*, 95, 476-485.

A Finite Element Study on Seismic Behavior of Various Concrete Column Retrofitting Methods

Atieh.daemi

M.Sc. Structural Engineering, Sharif University of Technology
Atieh.daemi@gmail.com

Alireza khaloo

Distinguished Professor, Department Civil Engineering, Sharif University of Technology
khaloo@sharif.edu

Abstract

In recent decades, concrete column retrofitting methods and their seismic behavior under cyclic loading, especially from ductility and energy absorption standpoints, have been extensively focused by researchers. Significant amount of this research has been allocated to confinement of concrete elements in order to advance the ductility and energy absorption capability of the concrete structures facing the forces induced by earthquake. In this study four methods of concrete column retrofitting methods, including FRP plates, steel jackets, and concrete jackets, have been assessed and thoroughly compared with each other in terms of seismic behavior advancement measurements.

To achieve this objective, different retrofitting methods were simulated in ABAQUS FEA software, based on prominent finite element analysis and numerical modeling. The modeling results were verified with equivalent experimental tests which further validates the accuracy of the modeling approach. In addition, the impact of the following variables were studied using sensitivity analysis on the replicated models: Core concrete strength, texture and number of layers of FRP plates, size and thickness of steel plates, and dimensions of concrete jacket, along with diameter and placing of stirrups and bars.

Strength, ductility, and energy absorption capacity of the simulated models were recorded in order to compare efficiency of each retrofitting method. Results have shown that retrofitting through FRP plates leads to increasing ductility. Retrofitting using concrete jackets, despite increasing the energy absorption capability and maximum shear strength, will not result in acceptable ductility. On the other hand steel jackets, along with improving a maximum shear strength and energy absorption ability of the element, shows promising improvement in ductility. Moreover, for the models with the same axial load and lateral load capacity, steel jacketing and concrete jacketing methods have proved to show better ductility, compared to FRP. Plus, steel jacketing resulted in the highest energy absorption capability among all the three methods under the aforementioned condition.

Keywords: FRP, Steel Jacket, Concrete Jacket, Concrete Column Retrofitting, Finite Element Analysis

مقایسه ضوابط طراحی اتصالات تیر به ستون بتن آرمه

از دیدگاه آیین‌نامه ACI318-2014،

مبحث نهم مقررات ملی ساختمان (۱۳۹۲)

و آیین‌نامه بتن ایران (آبا)

فرزین مولودی

دانش‌آموخته کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان
farzin.moludi@semnan.ac.ir

علی خیرالدین

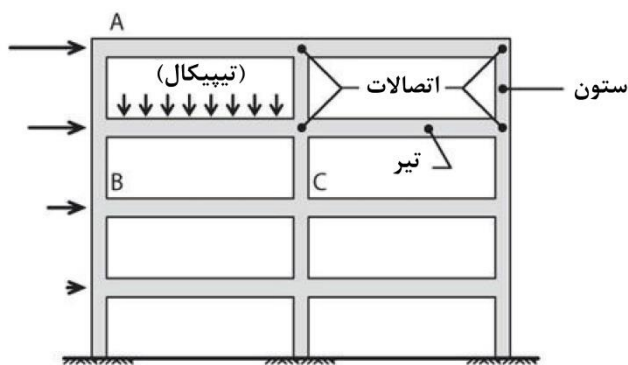
استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان و عضو کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه
بتن ایران و کمیته تخصصی مبحث نهم مقررات ملی ساختمان
kheyroddin@semnan.ac.ir

چکیده:

اتصالات تیر به ستون، در سازه‌های بتن آرمه، به ویژه در قاب‌های خمشی، نقش مهمی در رفتار لرزه‌ای اینگونه سازه‌ها ایفا می‌نماید. در قاب‌های مقاوم لرزه‌ای، هدف اصلی طراحی برای گره اتصال، این است که تا زمانی که مفاصل پلاستیک در اعضای قاب، شکل گیرد، گره‌های اتصال، الاستیک باقی بمانند. در این مقاله، ابتدا به معرفی اتصالات تیر به ستون بتنی، نیروهای اتصال، ناشی از بارگذاری ثقلی و جانبی و انواع اتصالات داخلی، خارجی و گوشه پرداخته شده است. همچنین مکانیزم‌های انتقال نیرو در اتصال تیر به ستون در دو حالت بدون آرماتور عرضی و با آرماتور عرضی (خاموت)، تشریح شده و رفتار لرزه‌ای اتصالات و انواع خرابی‌های ایجاد شده در اتصالات ناشی از زلزله، بحث شده است. در ادامه، مقاومت برشی اتصال، بررسی شده و الزامات مهار میلگرد طولی تیر و ستون، بیان شده است. سپس ضوابط طراحی اتصالات تیر به ستون بتنی، از دیدگاه آیین‌نامه ACI 318-2014، مبحث نهم مقررات ملی ساختمان (سال ۱۳۹۲) و آیین‌نامه بتن ایران (آبا)، با یکدیگر مقایسه گردیده است. آیین‌نامه‌ها بر مبنای تحقیقات انجام گرفته در هر زمینه و تجربیات پیشین و همچنین با در نظر گرفتن ایمنی مناسب، مجموعه ضوابط و مقرراتی را تنظیم نموده‌اند که طراحی سازه‌های بتن آرمه، می‌بایست بر اساس یک آیین‌نامه انجام گیرد و مهندس محاسب، قادر خواهد بود که بر اساس اصول کلی طراحی و رعایت قواعد یک آیین‌نامه، طراحی مطمئن و صحیحی را به انجام برساند.

واژگان کلیدی: اتصالات تیر به ستون، بتن آرمه، ACI 318-2014، مبحث نهم مقررات ملی ساختمان (۱۳۹۲)، آیین‌نامه بتن ایران (آبا).

قاب‌های مقاوم خمشی، شامل تیرها، ستون‌ها و اتصالات تیر به ستون می‌باشد (شکل ۱). اتصال تیر به ستون، شامل گره، به همراه بخش‌هایی از ستون‌ها، تیرها و دال، بلافاصله نزدیک به گره می‌باشد. اتصالات تیر به ستون، می‌تواند نیروها و لنگرها را به داخل تیرها و ستون‌ها منتقل نماید. در قاب‌های مقاوم لرزه‌ای، هدف اصلی طراحی برای گره اتصال، این است که تا زمانی که مفاصل پلاستیک در اعضای قاب، شکل گیرد، گره‌های اتصال، الاستیک باقی بمانند. عملکرد قاب، منجر می‌شود که نیروهای برشی نسبتاً بزرگی در داخل گره اتصال، منتقل شود.

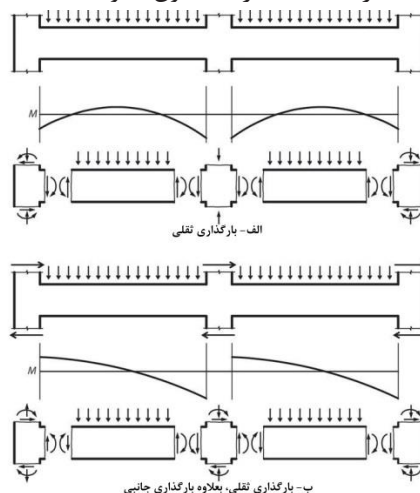


شکل ۱- قاب خمشی تحت اثر بارگذاری ثقیلی و جانبی [۱]

۲- نیروهای اتصال، ناشی از بارگذاری ثقیلی و جانبی

اتصالات تیر به ستون، برای عملکرد قاب و تحمل نیروهای ثقیلی، نیروهای جانبی و ترکیب هر دوی آنها، مهم می‌باشد. اگرچه همواره نیروهای جانبی هستند که بزرگ‌ترین تقاضاها را بر روی اتصالات تیر به ستون، ایجاد می‌کنند. این موضوع، با در نظر گرفتن نیروهای وارد بر یک طبقه برش داده شده از یک قاب چند طبقه، قابل درک است (شکل ۲).

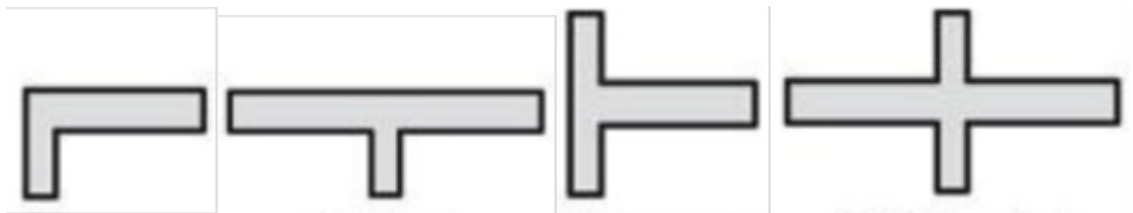
بارهای ثقیلی یکنواخت، معمولاً لنگرهایی مشابه با آنچه که در شکل ۲-الف، نشان داده شده است، ایجاد می‌کنند. این لنگرها، در اتصالات داخلی، متعادل یا تقریباً متعادل شده‌اند. بنابراین، نقش اصلی یک اتصال داخلی، انتقال نیروی محوری ستون و نیروهای کششی و فشاری خمشی تیر، از طریق اتصال می‌باشد. در مقابل، بارهای جانبی، لنگرهایی را که باید بین تیرها و ستون‌ها، در تمام اتصالات، منتقل شود، ایجاد می‌کنند (شکل ۲-ب). این انتقال لنگر، می‌تواند باعث ایجاد تنش‌های برشی بالا، در اتصالات تیر به ستون، شود [۱].



شکل ۲- ترازهای قاب، دیاگرام‌های لنگر و دیاگرام‌های نیروی داخلی، برای یک تراز از قاب خمشی مقاوم تحت (الف) بارگذاری ثقیلی و (ب) بارگذاری ثقیلی، بعلاوه بارگذاری جانبی [۱]

اتصالات تیر به ستون در حالت‌های مختلفی وجود می‌آیند. به‌طور کلی، می‌توان اتصالات تیر به ستون را به چهار نوع داخلی، خارجی، T شکل (سقف) و گوشه، تقسیم‌بندی کرد. در شکل ۳، انواع مختلف اتصال تیر به ستون، در حالت صفحه‌ای، نشان داده شده است. گرچه در برخی حالات، تیرهایی به صورت عمود بر صفحه، به محل گره اتصال، متصل می‌شوند. رفتار گره اتصال، بستگی به نوع بارگذاری دارد. بر اساس طبقه‌بندی آیین‌نامه ACI 352، اتصال نوع ۱، به‌گونه‌ای طراحی شده است که بدون تغییر شکل‌های غیرالاستیک قابل توجه، بار وارده را تحمل نماید. اما اتصال نوع ۲، طوری طراحی شده است که تغییر شکل‌های رفت و برگشتی را در محدوده غیرالاستیک تحمل می‌نماید.

در نواحی با لرزه‌خیزی بالا، اتصالات تیر به ستون، با آرماتورهای عرضی (خاموت)، طراحی می‌شود که به این اتصالات، اتصالات مسلح شده^۱ گفته می‌شود. خاموت‌ها، نقش مهمی در محصورشدگی بتن اتصال، گیرداری آرماتورهای طولی که منجر به بهبود پیوستگی و مقاومت در مقابل کمانش آنها می‌شود و همچنین مقاومت برشی اتصال دارد. در ساختمان‌های قدیمی که برای مقاومت در برابر نیروهای لرزه‌ای طراحی نشده است، معمولاً خاموت در اتصالات وجود نداشت که به این اتصالات، اتصالات غیرمسلح^۲ اطلاق می‌شود [۱].



د- گوشه

ج- T شکل (سقف)

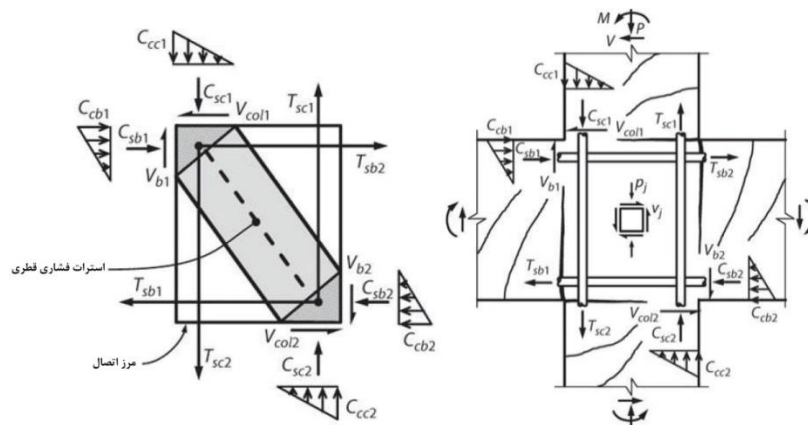
ب- خارجی

الف- داخلی

شکل ۳- انواع اتصال تیر به ستون در قاب خمشی بتن مسلح [۱]

۳- اتصالات تیر به ستون داخلی بدون آرماتور عرضی (خاموت)

در شکل ۴، نیروهای داخلی ستون‌ها و تیرها که بر روی اتصال داخلی تیر به ستون وارد می‌شود، نشان داده شده است. این نیروها، شامل نیروهای کششی (T_s) و فشاری (C_s) در آرماتورهای طولی و تنش‌های فشاری با نیروی برآیند (C_c) در نواحی خمشی فشاری بتن می‌باشد. تنش‌های بتن، در محدوده خطی، نشان داده شده است. به‌طور کلی، توزیع برش‌های ستون و تیر، در عمق ستون‌ها و تیرها، نامعلوم است. هنگامی که ترک‌های خمشی، اطراف گره اتصال، نسبتاً باریک هستند، تنش‌های برشی، تقریباً به صورت یکنواخت در وجه گره اتصال، توزیع شده است. هنگامی که ترک‌های خمشی عریض در مرز گره اتصال، رخ دهد، منطقی است که فرض شود نیروهای برشی، به صورت اساسی، از طریق نواحی خمشی فشاری، به گره اتصال، وارد می‌شود.



الف- نیروهای خارجی و تنش‌های اتصال ب- مکانیزم استرات قطری

شکل ۴- مکانیزم انتقال نیرو در گره داخلی غیرمسلح [۱]

شروع ترک خوردگی اتصال، می‌تواند بر اساس تنش‌های متوسط اتصال، تخمین زده شود. برش افقی اتصال، برابر است با:

$$V_{jh} = T_{sb2} + C_{cb1} + C_{sb1} - V_{col1} \quad (1)$$

تنش برشی متوسط افقی، برابر است با: (۱)

$$v_{jh} = v_j = V_{jh}/A_j \quad (2)$$

که در آن: A_j ، سطح مقطع عرضی اتصال، که معمولاً برابر $h_c b_c$ می‌باشد. h_c ، بُعد ستون به موازات آرماتور طولی تیر در راستای برش اتصال و b_c ، بُعد عرض مقطع در امتداد عمودی می‌باشد. تنش محوری متوسط اتصال برابر است با:

$$p_j = P/A_j \quad (3)$$

که در آن، P برابر نیروی محوری متوسط ستون، در بالا و پایین اتصال در نظر گرفته می‌شود. برش اتصال، برای آغاز ترک خوردگی قطری چشمه اتصال، می‌تواند با استفاده از معادله تنش کششی اصلی اسمی و مقاومت کششی بتن، بدست آید. تنش کششی اصلی، بر حسب برش اتصال و تنش‌های عمودی، با استفاده از رابطه ۴، بدست می‌آید:

$$\sigma_1 = -\frac{p_j}{2} + \sqrt{\left(\frac{p_j}{2}\right)^2 + v_j^2} \quad (4)$$

که در آن، p_j تنش محوری اتصال می‌باشد که در فشار، مثبت در نظر گرفته شده است. با قرار دادن σ_1 برابر با مقاومت کششی بتن (f_t) و حل معادله فوق، برای v_j ، رابطه ۵ بدست می‌آید:

$$v_j = f_t \sqrt{1 + \frac{p_j}{f_t}} \quad (5)$$

مقاومت کششی بتن در آزمایش‌های کشش خالص یا شکافت استوانه، از رابطه $f_t = 0.5\sqrt{f'_c}$ ، MPa بدست می‌آید. در حالت تنش‌های غیریکنواخت بالا، مثل چشمه اتصال تیر به ستون، مقاومت کششی کاهش یافته، برابر با $f_t = 0.33\sqrt{f'_c}$ ، MPa برای بتن در نظر گرفته می‌شود. بنابراین تنش برشی در ترک خوردگی اتصال، از رابطه ۶ محاسبه می‌شود:

$$v_{cr} = 0.33\sqrt{f'_c} \sqrt{1 + \frac{p_j}{0.33\sqrt{f'_c}}}, \text{ MPa} \quad (6)$$

بر اساس آیین‌نامه ACI 352، مقاومت برشی اتصال بتنی، از رابطه ۷ بدست می‌آید:

$$v_c = 0.29\sqrt{f'_c} \beta \eta \sqrt{1 + \frac{p_j}{3.45}}, \text{ MPa} \quad (7)$$

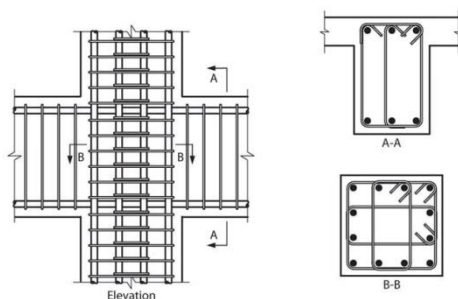
که در آن: β ، برای بارگذاری یک طرفه و بارگذاری رفت و برگشتی، به ترتیب برابر با ۱ و ۱/۴ می‌باشد. η ، برای بتن معمولی و بتن محصور شده، به ترتیب برابر با ۱ و ۱/۴ می‌باشد.

برش در آغاز ترک خوردگی برشی، لزوماً منطبق با مقاومت برشی اتصال نمی‌باشد؛ زیرا مسیرهای نیروی جایگزین، در اتصالات تیر به ستون، وجود دارد. یکی از مسیرهای اصلی نیروی جایگزین، استرات فشاری قطری از یک گوشه اتصال، به گوشه مقابل می‌باشد (شکل ۴-ب) [۱].

۴- اتصالات تیر به ستون داخلی با آرماتور عرضی (خاموت)

در این بخش، رفتار اتصالات تیر به ستون با آرماتور، تحت اثر تغییرشکل‌های غیرالاستیک رفت و برگشتی (بارگذاری زلزله)، بیان شده است. فرض شده است که پاسخ غیرخطی ناشی از تسلیم‌شدگی خمشی تیر، خواه در بر اتصال یا به دور از آن می‌باشد و گره اتصال و ستون، در محدوده خطی الاستیک، رفتار می‌کند. معمولاً آرماتورهای اتصال، شامل آرماتور عرضی افقی، در فرم حلقه و متقاطع، به همراه آرماتور طولی توزیع شده ستون می‌باشد.

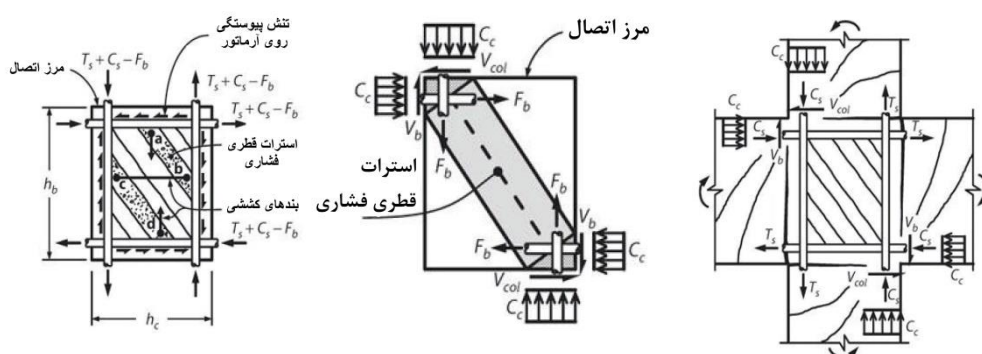
شکل ۵، مثالی از یک اتصال داخلی، با آرماتور اتصال که می‌تواند برای مقاومت در برابر زلزله مناسب باشد را نشان می‌دهد.



شکل ۵- آرماتورگذاری تیپیکال برای یک اتصال داخلی تیر به ستون با آرماتورهای عرضی [۱]

در شکل ۶- الف، نیروهای داخلی تیرها و ستون‌ها که روی مرزهای اتصال داخلی تیر به ستون وارد می‌شود، نشان داده شده است. این نیروها، شامل نیروهای کششی (T_s) و فشاری (C_s) در آرماتورهای طولی و تنش‌های فشاری با نیروی برآیند (C_c) در نواحی خمشی فشاری بتن می‌باشد. تنش‌های بتن بوسیله یک بلوک تنش مستطیلی، بیان شده است. با فرض توسعه ترک‌های خمشی عریض در تیرها و ستون‌ها در مرز اتصال، منطقی است فرض شود که نیروهای برشی V_b در تیرها و V_{col} از طریق نواحی خمشی فشاری، وارد اتصال می‌گردد. پیش از ترک‌خوردگی هسته اتصال، رفتار اتصالات مسلح شده، شبیه به اتصالات غیرمسلح می‌باشد. مینهایت^۳ و جیرسا^۴، مقاومت ترک‌خوردگی را در محدوده $0.30\sqrt{f'_c}$, MPa برای $P=0.03P_0$ تا $0.92\sqrt{f'_c}$, MPa برای $P=0.36P_0$ گزارش کرده‌اند. در یکسری آزمایش مشابه، مقاومت برشی نهایی اتصال، تحت بارگذاری یک‌طرفه، در محدوده $1.7\sqrt{f'_c}$, MPa تا $2.5\sqrt{f'_c}$, MPa بوده است. مقاومت نهایی اتصال، به نیروی محوری ستون، نسبتاً حساس است.

پارک^۵ و پاولی^۶ و جیرسا و دیگر محققین، گزارش داده‌اند که ترک‌خوردگی اتصال، تمایل دارد که از یک گوشه اتصال، به گوشه مقابل، توسعه یابد. شکل ۶- الف، تعدادی از ترک‌های قطری تشکیل شده در هسته اتصال در امتداد قطر را نشان می‌دهد.



الف- اتصال داخلی تحت اثر نیروهای خارجی ب- مکانیزم استرات قطری ج- مکانیزم خرابایی

شکل ۶- مکانیزم‌های انتقال نیرو در اتصال داخلی تیر به ستون [۱]

پس از ترک‌خوردگی، دو مکانیزم انتقال نیرو، توسط محققین مختلف، نظیر پارک و پاولی در نظر گرفته شده است. این دو مکانیزم، عبارتند از: مکانیزم استرات قطری^۷ (شکل ۶- ب) و مکانیزم خرابایی^۸ (شکل ۶- ج). مقاومت برشی کل اتصال، برابر با مجموع مقاومت‌های فراهم شده توسط این دو مکانیزم می‌باشد. مشابه یک اتصال غیرمسلح، مکانیزم استرات قطری، نیروهای وارد بر بتن در مرزهای اتصال که عبارتند از: C_c ، V_{col} و V_b به علاوه بخشی از نیروی

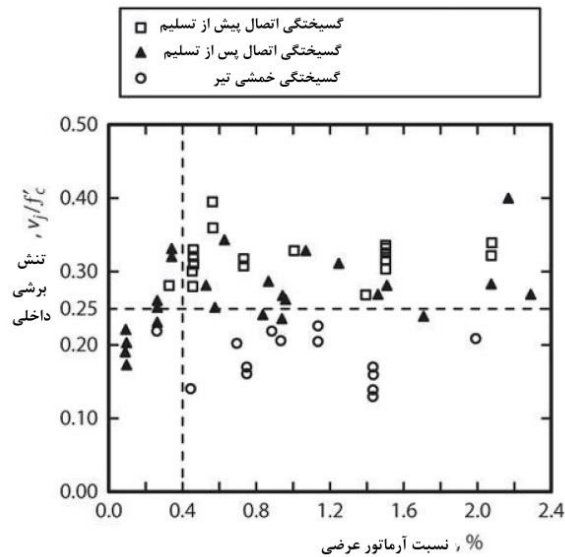
آرماتور طولی به واسطه تنش چسبندگی، حل و فصل می‌شود. تنش‌های خمشی فشاری، از تیرها و ستون‌های مجاور، شرایط تنش پیوستگی ایده‌آلی را برای آرماتور طولی در نواحی گرهی، بوجود می‌آورد. بنابراین نیروی f_b می‌تواند نسبت قابل توجهی از نیروی آرماتور طولی باشد. استرات فشاری قطری، نیازی به آرماتور عرضی اتصال، برای تعادل ندارد؛ زیرا نیروی استرات، با نیروهای وارد بر نواحی گرهی، کاملاً در تعادل است. به هر حال، آرماتور عرضی، می‌تواند بتن اتصال را محصور نماید که این امر، باعث افزایش مقاومت فشاری و شکل‌پذیری استرات فشاری قطری می‌گردد.

فرض شده است که مکانیزم خرابایی از طریق برش در چشمه اتصال، در برابر باقیمانده نیروی آرماتور طولی، که برابر است با $T_s + C_s - F_b$ ، مقاومت می‌کند. برای ساده‌سازی مدل، می‌توان فرض کرد که تنش پیوستگی، به صورت یکنواختی اطراف چشمه اتصال، عمل می‌کند. تنش پیوستگی بوسیله یکسری از استرات‌های فشاری قطری و بست‌های کششی، متعادل می‌شود. برای مثال، در شکل ۶-ج، برآیند تنش پیوستگی، نزدیک نقطه a ، بوسیله مؤلفه افقی استرات فشاری قطری ab ، متعادل می‌شود. همچنین استرات ab به یک بست کششی عمودی در نقطه a نیاز دارد. در نقطه b ، نیروها در استرات ab بوسیله تنش‌های پیوستگی در نقطه b و بوسیله بست کششی bc ، حل و فصل می‌شود. مهار بست bc در نقطه c ، بوسیله استرات cd و بوسیله تنش پیوستگی عمودی، نزدیک c ، حل و فصل می‌گردد. بنابراین مکانیزم خرابایی، به یکسری از بست‌های کششی عمودی و افقی، برای متعادل کردن نیروهای پیوستگی وارد بر آرماتور طولی ستون و تیر، نیاز دارد. در امتداد افقی، بست‌های کششی بوسیله آرماتور عرضی اتصال، فراهم شده است (شکل ۵). اجرای آرماتورهای عرضی در امتداد قائم، معمولاً در حین ساخت، مشکل است. در عین حال، چنانچه آرماتورهای طولی به طور مناسبی در سرتاسر عمق اتصال، توزیع شده باشد، از آنجا که تمایل به باقیماندن در محدوده خطی الاستیک دارد، می‌تواند به عنوان بست‌های عمودی، عمل نماید.

مقدار آرماتور افقی و عمودی مورد نیاز برای حفظ مکانیزم خرابایی، به آسانی بدست می‌آید. با فرض یک ترک قطری گوشه تا گوشه، بدون اینکه ترک‌های قطری بتن، برشی را تحمل کنند، آرماتور افقی، از تعادل نیروی افقی، به صورت رابطه ۸ بدست می‌آید:

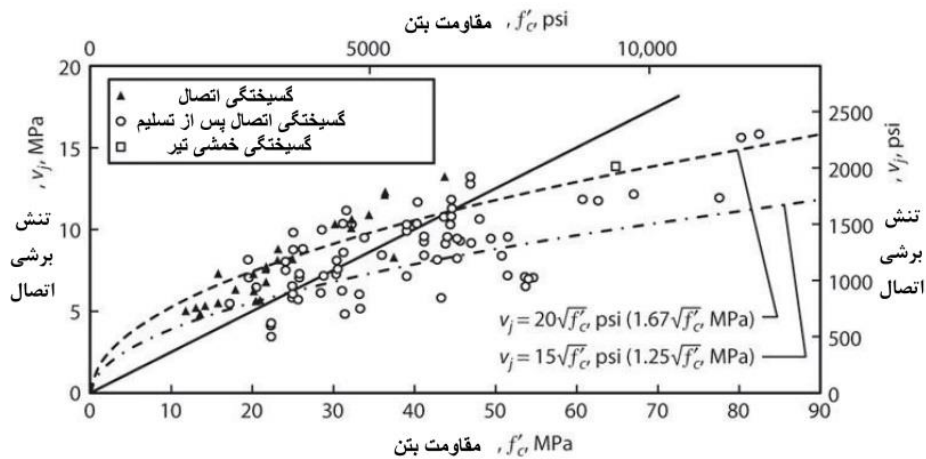
$$nA_{jh}f_{yt} = C_s + T_s - F_b \quad (8)$$

که در آن: n ، تعداد کلی مجموعه‌های حلقوی که در هسته اتصال، به صورت عمودی توزیع شده است. A_{jh} ، سطح مقطع عرضی هر مجموعه حلقه در امتداد موازی با برش اتصال و f_{yt} ، مقاومت تسلیم آرماتور برشی اتصال می‌باشد. مقدار آرماتور عمودی توزیع شده، به صورت مشابهی، تعیین می‌شود. مقاومت مکانیزم استرات قطری، بستگی اساسی به مقاومت فشاری استرات قطری دارد. در حالی که مقاومت مکانیزم فشاری، وابستگی اساسی به مقاومت چسبندگی و مقاومت برشی اتصال فراهم شده بوسیله آرماتور عرضی اتصال (همینطور آرماتور اتصال که به صورت عمودی توزیع شده است) دارد. با بررسی مقاومت برشی اتصال، در بسیاری از آزمایش‌های انجام شده بر روی اتصالات، می‌توان به پارامترهای تأثیرگذار در مقاومت اتصال، پی‌برد و فهم بهتری از مکانیزم‌های اساسی انتقال برش اتصال داشت. در شکل ۷، بر اساس آزمایش‌های تیر به ستون صفحه‌ای انجام شده در ژاپن و ایالات متحده، مقاومت برشی اندازه‌گیری شده بر حسب تابعی از نسبت آرماتور عرضی اتصال، رسم شده است (کیتایاما^۱ و همکاران). نتایج بدست آمده، نشان داد که مکانیزم اساسی در این آزمایش‌ها، مکانیزم استرات قطری بوده است. چنانچه مکانیزم خرابایی غالب باشد، مقاومت برشی، تقریباً متناسب با مقدار آرماتور عرضی، افزایش می‌یابد. نتایج مشابهی هم توسط کیم^{۱۰} و لافیو^{۱۱} گزارش شده است.



شکل ۷- مقاومت اتصال داخلی بر حسب تابعی از آرماتور عرضی (کیتایاما و همکاران) [۱]

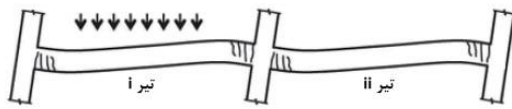
در شکل ۷، حد اطمینان برای تنش برشی متوسط اتصال، در اتصالات داخلی، برابر با حداقل ۰/۴ درصد آرماتور عرضی، برابر با $v_j = 0.25f'_c$ می‌باشد. اگر مقاومت برشی اتصال، بوسیله مقاومت فشاری استرات قطری، کنترل شود، رابطه مقاومت برشی اتصال، با f'_c مناسب به نظر می‌رسد. برای بتن‌های با مقاومت بالاتر، نرخ افزایش در مقاومت اتصال، با افزایش مقاومت بتن، کاهش می‌یابد (شکل ۸). رابطه خطی $v_j = 0.25f'_c$ برای مقاومت‌های بالاتر بتن، غیرمحافظة کارانه می‌شود. دو تابع دیگر، با استفاده از $\sqrt{f'_c}$ ، همبستگی بهتری با مقاومت مشاهده شده دارد [۱].



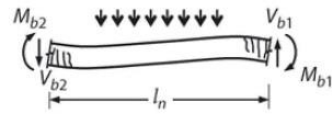
شکل ۸- مقاومت‌های برشی اتصال داخلی (داده‌های بدست آمده توسط سوگانو ۱۲ و همکاران) [۱]

۵- تعیین تقاضاهای برشی اتصال

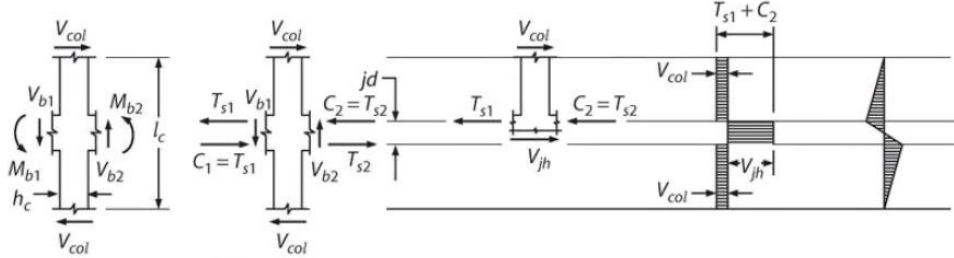
تقاضاهای برشی اتصال، به صورت برش افقی اتصال، V_{jh} ، تعریف شده است. همانطور که در شکل ۹ نشان داده شده است، V_{jh} از منتهج‌های تنش کششی و فشاری خمشی تیر (T_s و C) و برش ستون (V_{col}) محاسبه شده است. برش ستون (V_{col})، طوری محاسبه شده است که الزامات تعادل لنگر، برآورده شود.



الف- قاب تغییر شکل یافته



ب- دیاگرام جسم آزاد تیر



ج- لنگرها و برش‌ها روی ستون

د- کوبل‌های کشش-فشار تیر روی ستون

ه- برش اتصال

و- برش‌های ستون و اتصال

ز- لنگرهای ستون و اتصال

شکل ۹- الزامات تعادل یک اتصال تیر به ستون در یک قاب با تیرهای تسلیم شده. نیروی محوری ستون در داخل معادلات تعادل، وارد نشده و نشان داده نشده است.

برای ستون داخلی نشان داده شده در شکل ۱۰، مجموع لنگرها، حول مرکز اتصال، منجر به رابطه ۹ می‌شود.

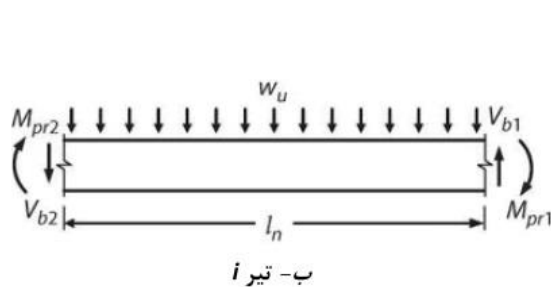
$$V_{col} = \frac{1}{l_c} \left((M_{pr1} + M_{pr2}) + (V_{b1} + V_{b2}) \frac{h_c}{2} \right) \quad (9)$$

که در آن:

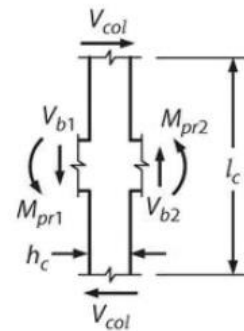
M_{pr1} و M_{pr2} ، لنگرهای محتمل V_{b1} و V_{b2} ، برش تیر در محل مفصل‌های پلاستیک تیر می‌باشد.



الف- مکانیسم تسلیم شدگی تیر



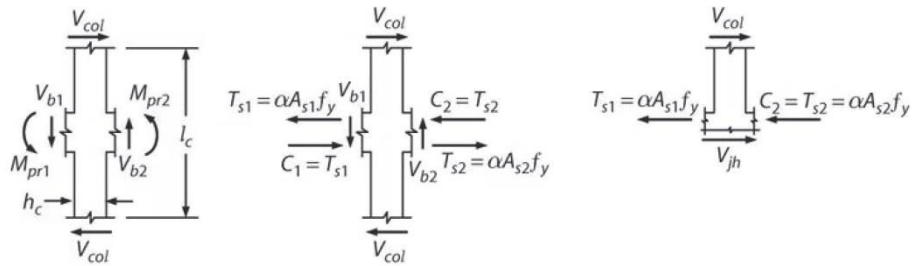
ب- تیر i



ج- برش ستون

شکل ۱۰- تعیین برش ستون [۱]

برش افقی اتصال، V_{jh} ، با جایگذاری نیروهای کششی و فشاری خمشی، T_s و C (شکل ۱۱-ب)، سپس ایجاد یک برش افقی، از میان اتصال (شکل ۱۱-ج) و سرانجام، مجموع نیروها در امتداد افقی، تعیین می‌شود. نیروی کششی، در آرماتور کششی خمشی تیر، برابر با αf_y فرض شده است، که $\alpha \geq 1.25$ می‌باشد. در عمل، اغلب مقدار $\alpha = 1.25$ همواره استفاده شده است [۱].

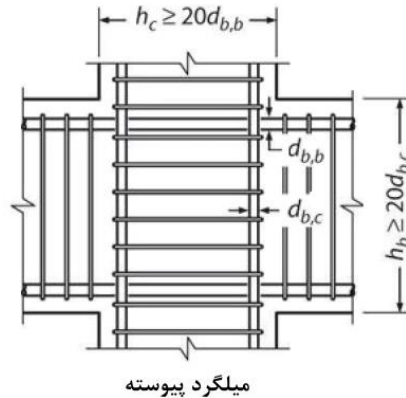


الف - لنگرها و برش‌ها ب- کوبل‌های کشش- فشار تیر، روی ستون ج- برش اتصال

شکل ۱۱- تعیین برش افقی اتصال، $1/V_{jh}$

۶- الزامات مهار میلگرد طولی تیر و ستون

کاربرد الزامات مختلف میلگرد، بستگی به آن دارد که آیا (الف) میلگرد طولی، از میان اتصال، عبور می‌کند و به عنوان میلگرد، در عضو مجاور، ادامه می‌یابد، همانطور که در اتصالات داخلی، رخ می‌دهد، یا (ب) میلگرد طولی، در اتصال، خاتمه می‌یابد، همانطور که در اتصالات پیرامونی ساختمان، رخ می‌دهد. در اتصالات داخلی، نگرانی درباره لغزش بیش از حد میلگرد، منجر به الزاماتی برای نسبت بُعد مقطع عرضی عضو، به قطر آرماتور طولی متقاطع شده است. این ضوابط، در شکل ۱۲، برای حالتی که ستون، از تیر متصل به آن، عریض-تر است، نشان داده شده است [۱].



میلگرد پیوسته

شکل ۱۲- الزامات ابعادی برای میلگردهای مستقیم، در اتصال داخلی [۱]

۷- مقاومت برشی طراحی اتصال تیر به ستون

۷-۱- آیین نامه ACI 318-2014

بر اساس آیین‌نامه ACI 318-2014، مقاومت برشی اسمی اتصال، V_n ، باید مطابق با جدول ۱ باشد.

جدول ۱- مقاومت برشی اسمی اتصال، $1/V_n$

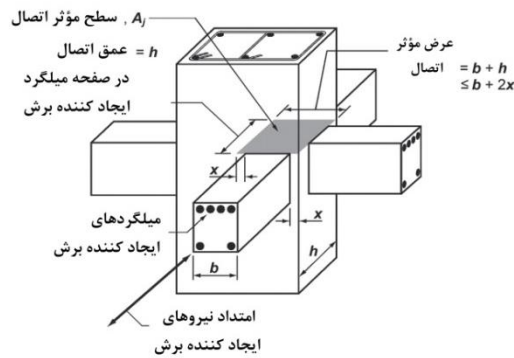
V_n	پیکربندی اتصال
$20\lambda\sqrt{f'_c}A_j$	برای اتصالات محصور شده بوسیله تیرها در چهار وجه
$15\lambda\sqrt{f'_c}A_j$	برای اتصالات محصور شده بوسیله تیرها در سه وجه یا دو وجه مقابل هم
$12\lambda\sqrt{f'_c}A_j$	برای سایر حالات

در جدول ۱، λ برای بتن سبک و بتن معمولی، به ترتیب ۰/۷۵ و ۱ می‌باشد. سطح مقطع عرضی مؤثر در یک اتصال، A_j ، باید از حاصلضرب عمق اتصال، ضربدر عرض مؤثر اتصال، محاسبه شود. عمق اتصال، باید برابر عمق کلی ستون، h ، باشد. عرض مؤثر اتصال، باید برابر عرض کلی ستون باشد؛ مگر اینکه تیر

به داخل یک ستون با پهنای بیشتر، اتصال داشته باشد، عرض مؤثر اتصال، نباید از کمترین دو مقدار (الف) و (ب)، تجاوز نماید [۲]:

(الف) عرض تیر به اضافه عمق اتصال

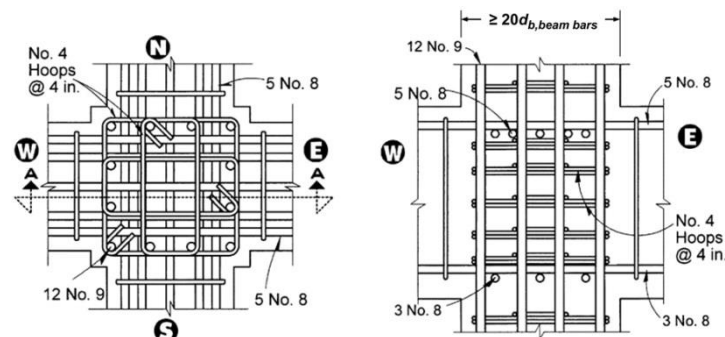
(ب) دو برابر فاصله کوچک تر عمودی از محور طولی تیر به بر ستون در شکل ۱۳، سطح مؤثر اتصال، A_v ، نشان داده شده است.



شکل ۱۳ - سطح مؤثر اتصال [۲]

آرماتورگذاری عرضی جهت تأمین محصورشدگی کافی ناحیه هسته اتصال و افزایش ظرفیت تأمین طول مهاری، برای آرماتور طولی تیر به ستون، به کار می رود. مقدار آرماتور عرضی در ناحیه اتصال، برابر با مقدار آرماتور لازم در ناحیه ستون متصل به اتصال می باشد.

برای مثال، در شکل ۱۴، جزئیات آرماتورگذاری برای اتصال داخلی تیر به ستون، نشان داده شده است [۳].



الف - نمای اتصال (مقطع A-A) ب - پلان اتصال

شکل ۱۴ - جزئیات آرماتورگذاری برای اتصال داخلی تیر به ستون [۳]

۲-۷- مببحث نهم مقررات ملی ساختمان سال ۱۳۹۲

بر اساس مببحث نهم مقررات ملی ساختمان سال ۱۳۹۲، طراحی اتصالات تیرها به ستون‌ها در قاب‌ها برای برش باید بر اساس رابطه ۱۰ صورت گیرد:

$$V_u \leq V_r \quad (10)$$

که در آن: V_u ، نیروی برشی نهایی در مقطع و V_r ، نیروی برشی مقاوم مقطع می باشد.

نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال، V_u ، باید بر اساس تنش کششی برابر $1.47f_{yd}$ که ممکن است در میلگردهای کششی تیرهای دو سمت اتصال و نیز برش موجود در ستون‌های بالا و پایین اتصال پدید آید، محاسبه گردد. برای تعیین این مقادیر، فرض می شود در تیرهای دو سمت اتصال، مفصل‌های پلاستیک با ظرفیت‌های خمشی مثبت یا منفی، برابر با لنگرهای خمشی مقاوم محتمل، M_{pr} ، در مقاطع بر اتصال تشکیل شده باشند. جهت‌های این لنگرها

باید به صورتی در نظر گرفته شوند که بیشترین برش در اتصال ایجاد شود. f_{yd} مقاومت محاسباتی فولاد بر حسب مگاپاسکال می‌باشد که برابر است با $\phi_s f_y$.

نیروی برشی مقاوم نهایی اتصال، V_r ، را می‌توان با شرط رعایت ضوابط آرماتورگذاری ویژه، حداکثر برابر با مقادیر (الف) تا (ج) این بند در نظر گرفت:

الف- برای اتصالات محصور شده در چهار سمت $12 A_j v_c$

ب- برای اتصالات محصور شده در سه سمت و یا در دو سمت مقابل هم $9 A_j v_c$

ج- برای سایر اتصالات $7.5 A_j v_c$

که در آن:

A_j = عمق این مقطع برابر با عمق کلی مقطع ستون است. در مواردی که تیر اصلی به تکیه‌گاهی به پهنای بیشتر اتصال می‌یابد، عرض مؤثر اتصال، کوچک‌ترین دو مقدار (الف) و (ب) اختیار می‌شود:

الف- عرض تیر به اضافه عمق کل مقطع اتصال

ب- دو برابر کوچک‌ترین فاصله محور تیر از بر ستون در جهت عمود بر محور تیر

v_c = مقاومت برشی بتن می‌باشد که از رابطه ۱۱ بدست آمده و بر حسب مگاپاسکال می‌باشد.

$$v_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} \quad (11)$$

یک اتصال، زمانی توسط نیرویی که به یک وجه آن می‌رسد، محصور شده تلقی می‌گردد که تیر حداقل $\frac{3}{4}$ سطح آن اتصال را پوشانده باشد.

در اتصالاتی که در چهار سمت، توسط تیرها، محصور شده‌اند و عرض تیرها، کمتر از $\frac{3}{4}$ بُعد ستونی که به آن متصل می‌شوند، نیستند، باید در طولی به اندازه کوتاه‌ترین ارتفاع تیر، در اتصال، آرماتورگذاری عرضی ویژه، به کار برده شود. فاصله آرماتورهای عرضی، در این اتصالات را می‌توان تا ۱۵۰ میلی‌متر افزایش داد [۴].

۷-۳- آیین‌نامه بتن ایران (آبا)

نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال، V_u ، باید بر اساس بیشترین نیروی کششی که ممکن است در میلگردهای کششی تیرهای دو سمت اتصال و نیز برش موجود در ستون‌های بالا و پایین اتصال پدید آید، محاسبه گردد. برای تعیین این مقادیر، فرض می‌شود در تیرهای دو سمت اتصال، مفصل‌های پلاستیک با ظرفیت‌های خمشی مثبت یا منفی برابر با لنگرهای خمشی مقاوم محتمل، M_{pr} ، در مقاطع بر اتصال تشکیل شده باشند. جهت‌های این لنگرها باید به صورتی در نظر گرفته شوند که بیشترین برش در اتصال ایجاد شود.

نیروی برشی مقاوم نهایی اتصال، V_r ، را می‌توان حداکثر برابر با مقادیر زیر در نظر گرفت:

الف- برای اتصالات محصور شده در چهار سمت $12 A_j v_c$

ب- برای اتصالات محصور شده در سه سمت و یا در دو سمت مقابل هم $9 A_j v_c$

ج- برای سایر اتصالات $7.5 A_j v_c$

یک اتصال، زمانی توسط تیری که به یک وجه آن می‌رسد، محصور شده تلقی می‌گردد که تیر حداقل $\frac{3}{4}$ سطح آن اتصال را پوشانده باشد [۵].

۸- ناحیه و آرماتورگذاری ویژه در محل اتصال تیر به ستون

۸-۱- آیین‌نامه ACI 318-2014

آیین‌نامه ACI 318، مقاومت خمشی حداقلی را برای ستون‌ها، الزامی می‌داند؛ بر این اساس، مقاومت خمشی ستون‌ها باید رابطه ۱۲ را ارضاء نماید:

$$\sum M_{nc} \geq (6/5) \sum M_{nb} \quad (12)$$

که در آن:

$\sum M_{nc}$ ، برابر است با مجموع مقاومت‌های خمشی اسمی ستون‌ها در بالا و پایین اتصال که در بر اتصال، محاسبه شده باشند. مقاومت خمشی ستون، باید برای بار محوری ضریب‌دار، در جهت نیروهای جانبی مورد نظر، که کمترین مقدار مقاومت خمشی را بدست دهد، محاسبه شود.

$\sum M_{nb}$ ، برابر است با مجموع مقاومت‌های خمشی اسمی تیرها در دو سمت اتصال، که در بر اتصال، ارزیابی شده باشند.

بر اساس آیین‌نامه ACI 318، ناحیه‌ای از تیر و ستون نزدیک گره اتصال، به عنوان ناحیه ویژه، به حساب آمده و لازم است که در این ناحیه ویژه، از آرماتورگذاری ویژه استفاده شود. طول ناحیه ویژه در تیر از بر اتصال تیر به ستون، برابر با دو برابر ارتفاع مقطع تیر می‌باشد. حداکثر فاصله خاموت‌گذاری در ناحیه ویژه تیر، برابر کمترین سه مقدار زیر می‌باشد:

الف- $\frac{1}{4}$ عمق مؤثر تیر $(\frac{d}{4})$

ب- شش برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی

ج- ۶ اینچ (۱۵۲ میلی متر)

طول ناحیه ویژه در ستون از بر اتصال تیر به ستون، برابر حداکثر سه مقدار زیر می باشد:

$\frac{1}{6}$ دهانه آزاد ستون

۱۸ اینچ (۴۵۷ میلی متر)

فاصله بین آرماتورهای عرضی در ناحیه ویژه ستون، نباید از کوچک‌ترین مقدار (الف) تا (ج) تجاوز نماید:

الف- $\frac{1}{4}$ کوچک‌ترین بُعد مقطع ستون

ب- شش برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی

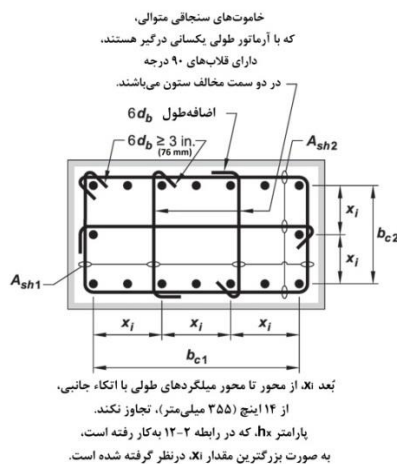
ج- s_0 ، که از رابطه ۱۳ محاسبه می‌شود:

$$s_0 = 4 + \left(\frac{14 - h_x}{3} \right) \quad (13)$$

مقدار s_0 ، از رابطه ۱۲، نباید از ۶ اینچ (۱۵۲ میلی‌متر) تجاوز نماید و نیاز نیست که از ۴ اینچ (۱۰۱ میلی‌متر)، کمتر در نظر گرفته شود.

h_x ، حداکثر فاصله مرکز به مرکز میلگردهای طولی که بوسیله گوشه‌های میلگردهای عرضی، یا ساق‌های حلقوی اطراف محیط ستون، به صورت جانبی حمایت شده‌اند.

در شکل ۱۵، مثالی از آرماتور عرضی در ستون، نشان داده شده است.



شکل ۱۵- مثالی از آرماتور عرضی در ستون [۲]

مقدار میلگرد عرضی در ستون، باید مطابق با جدول ۲ باشد:

جدول ۲- میلگرد عرضی برای ستون‌های قاب‌های خمشی ویژه [۲]

عبارت‌های کاربردی	شرایط	میلگرد عرضی
$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (الف) $0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (ب)	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ و $f'_c \leq 10,000 \text{ psi (68.95 MPa)}$	برای $A_{sh}/s_b c$ خاموت مستطیلی
$0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (ج)	$P_u > 0.3A_g f'_c$ یا $f'_c > 10,000 \text{ psi (68.95 MPa)}$	
$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (د) $0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (ه)	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ و $f'_c \leq 10,000 \text{ psi (68.95 MPa)}$	برای ρ_s خاموت دورپیچ یا خاموت دایروی
$0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (و)	$P_u > 0.3A_g f'_c$ یا $f'_c > 10,000 \text{ psi (68.95 MPa)}$	

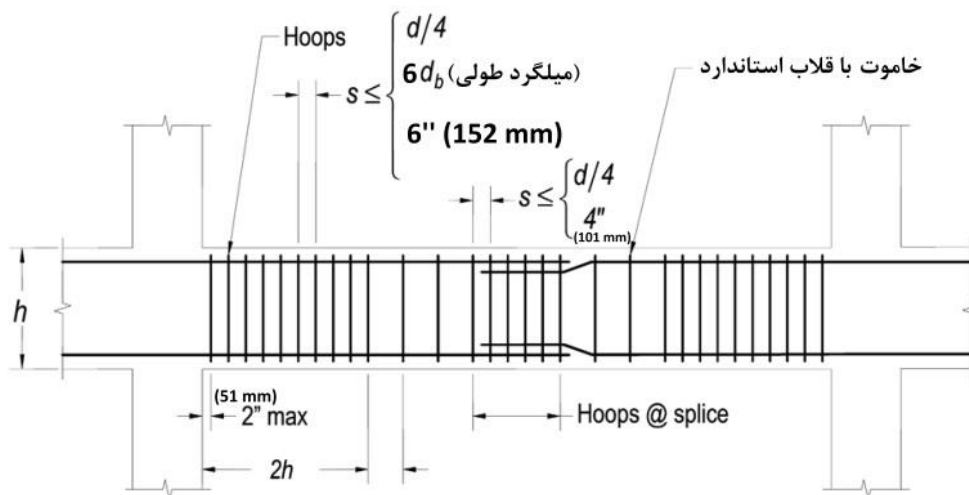
ضریب مقاومت بتن، k_f ، و ضریب کارایی محصورشدگی، k_n ، مطابق با روابط ۱۴ و ۱۵ محاسبه می‌شود:

$$k_f = \frac{f'_c}{25,000} + 0.6 \geq 1.0 \quad (14)$$

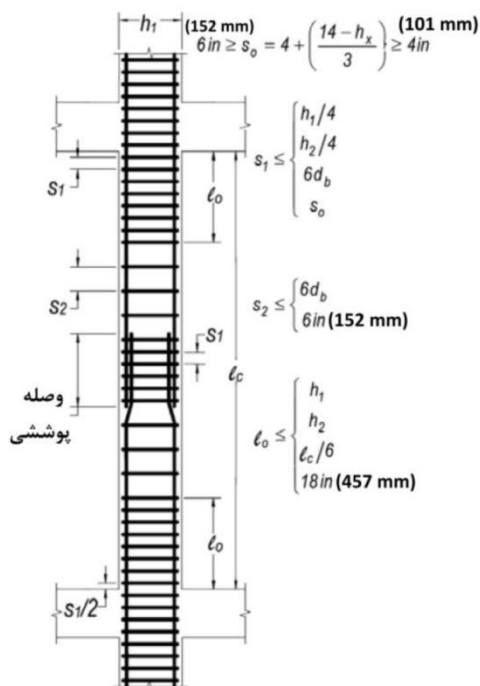
$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad (15)$$

که در آن، n_l ، برابر با تعداد میلگردها یا گروه میلگردهای طولی، اطراف محیط هسته ستون، با حلقه‌های مستقیم که به گوشه حلقه‌ها یا قلاب‌های لرزه‌ای، به صورت جانبی، متکی می‌باشند [۲].

در شکل‌های ۱۶ و ۱۷، ضوابط آرماتورگذاری عرضی در طول تیر و ستون و نیز نواحی ویژه انتهایی آنها، نشان داده شده است [۳].



شکل ۱۶- موقعیت و فواصل استاندارد خاموت در طول تیر [۳]



شکل ۱۷- آرماتورگذاری عرضی در طول ستون [۳]

۸-۲- مبحث نهم مقررات ملی ساختمان سال ۱۳۹۲

بر اساس مبحث نهم مقررات ملی ساختمان سال ۱۳۹۲، در ستون‌ها، قسمت‌هایی از دو انتهای آنها به طول l_0 ، ناحیه بحرانی تلقی شده و در آنها باید آرماتورگذاری عرضی ویژه انجام شود؛ مگر آنکه طراحی برای برش، نیاز به میلگرد بیشتری را ایجاب کند. طول l_0 ، که از بر اتصال، به اعضای جانبی، اندازه‌گیری می‌شود، نباید کمتر از مقدار (الف) تا (ج) در نظر گرفته شود:

الف- $\frac{1}{6}$ ارتفاع تا دهانه آزاد عضو

ب- ضلع بزرگ‌تر مقطع مستطیلی شکل یا قطر مقطع دایره‌ای شکل

ج- ۴۵۰ میلی‌متر

مقدار آرماتور عرضی لازم در ناحیه بحرانی، بر اساس ضوابط زیر تعیین می‌شود:

الف- در ستون‌های با مقطع دایره، نسبت حجمی آرماتور دورپیچ یا تنگ‌های حلقوی، ρ_s ، نباید کمتر از دو مقدار بدست آمده از روابط ۱۶ و ۱۷ باشد:

$$\rho_s = 0.18 \times \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \quad (۱۶)$$

$$\rho_s = 0.69 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \quad (۱۷)$$

ب- در ستون‌های با مقطع مربع مستطیل، سطح مقطع کل تنگ‌های ویژه در هر امتداد، A_{sh} ، نباید کمتر از دو مقدار بدست آمده از روابط ۱۸ و ۱۹ باشد:

$$A_{sh} = 0.46 \left(S \times h_c \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (۱۸)$$

$$A_{sh} = 0.14 \times S \times h_c \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \quad (۱۹)$$

قطر میلگردهای عرضی در ناحیه بحرانی، نباید کمتر از ۸ میلی‌متر باشد. فاصله سفیره میلگردها از یکدیگر نباید بیشتر از مقادیر (الف) تا (ج) باشد:

الف- $\frac{1}{4}$ ضلع کوچک‌تر مقطع ستون

ب- شش برابر کوچک‌ترین قطر میلگرد طولی

ج- ۱۲۵ میلی متر

د- فاصله اولین خاموت از بر اتصال ستون به تیر نباید بیشتر از نصف فاصله خاموت‌ها در نظر گرفته شود. قطر میلگردهای عرضی در ناحیه بحرانی نباید کمتر از ۸ میلی متر باشد. فاصله سفره میلگردها از یکدیگر، نباید بیشتر از مقادیر (الف) تا (ج) باشد:

الف- $\frac{1}{4}$ ضلع کوچک تر مقطع ستون

ب- شش برابر کوچک ترین قطر میلگرد طولی

ج- ۱۲۵ میلی متر

د- فاصله اولین خاموت از بر اتصال ستون به تیر، نباید بیشتر از نصف فاصله خاموت‌ها در نظر گرفته شود. برای تأمین شرط ستون قوی و تیر ضعیف در تمامی اتصالات تیرها به ستون‌ها، لنگرهای خمشی مقاوم ستون‌ها، باید در رابطه ۲۰ صدق کند:

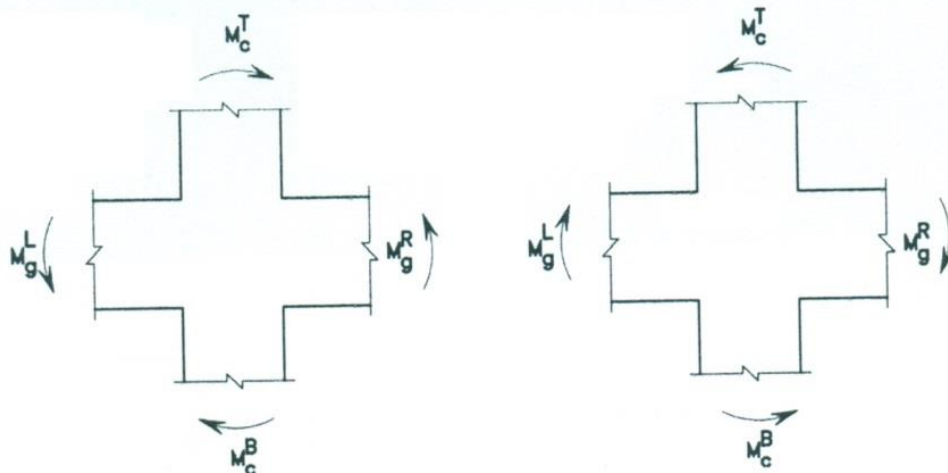
$$\sum M_c \geq 1.2 \sum M_b \quad (20)$$

در این رابطه:

$\sum M_c$ = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی ستون‌ها در بالا و پایین اتصال است که در بر اتصال محاسبه شده باشند. لنگرهای مقاوم خمشی ستون‌ها باید برای نامساعدترین حالت بار محوری، در جهت بارگذاری جانبی مورد نظر، که کمترین مقدار لنگرها را به دست دهد، محاسبه شوند.

$\sum M_b$ = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی تیرها در دو سمت اتصال است که در بر اتصال محاسبه شده باشند [۴].

$\sum M_c$ و $\sum M_b$ باید در هر دو جهت ممکن به دلیل رفت و برگشت بودن زلزله به شکل ۱۸ و روابط ۲۱ و ۲۲ محاسبه شوند:

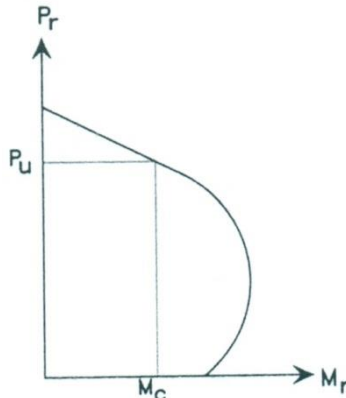


شکل ۱۸- لنگرهای مقاوم خمشی تیر و ستون در محل اتصال [۶]

$$\sum M_c = M_c^T + M_c^B \quad (21)$$

$$\sum M_b = M_b^R + M_b^L \quad (22)$$

در محاسبه M_c ستون‌های بالا و پایین باید با استفاده از منحنی اندرکنش M-P، مطابق شکل ۱۹ و تحت تمامی ترکیبات بارگذاری مورد نظر و بر اساس P_u موجود، لنگر مقاوم نظیر تعیین شده و کمترین لنگر مقاوم به عنوان M_c در نظر گرفته می شود.



شکل ۱۹- محاسبه لنگر خمشی مقاوم ستون با استفاده از منحنی اندرکنش $M-P$ [۶]

تأمین رابطه ۲۰ برای ستون‌های ساختمان‌های یک و یا دو طبقه و نیز همه ستون‌های طبقه آخر تمامی قاب‌ها لازم نیست با این شرط که در تمام طول چنین ستون‌هایی از میلگردگذاری عرضی ویژه استفاده شود. همچنین در هر سازه دلخواه و در هر طبقه، حداکثر در مورد یک ستون از چهار ستون موجود در یک قاب می‌توان، رابطه ۲۰ را اعمال نکرد با این شرط که اولاً در تمام طول چنین ستون‌هایی از میلگرد عرضی ویژه استفاده شده باشد و ثانیاً در تحلیل چنین سازه‌هایی، با فرض اتصال مفصل در دو انتهای این ستون‌ها، از کمک این ستون‌ها به سختی و مقاومت جانبی سازه مورد نظر صرف‌نظر کرد [۶].

در اعضای خمشی، در طول قسمت‌های بحرانی که در زیر مشخص می‌شوند، آرماتور عرضی باید از نوع تنگ ویژه باشد، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند:

الف- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه

ب- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع در دو سمت مقطعی که در آن، امکان تشکیل مفصل پلاستیک در اثر تغییر مکان جانبی غیرالاستیک قاب وجود داشته باشد.

ج- در طولی که در آن، برای تأمین ظرفیت خمشی مقطع، به میلگرد فشاری نیاز باشد.

تنگ‌های ویژه و فواصل آنها از یکدیگر، باید دارای شرایط (الف) تا (ج) این بند باشند:

الف- قطر تنگ‌ها کمتر از ۸ میلی‌متر نباشد.

ب- قطر تنگ‌ها از یکدیگر بیشتر از مقادیر: $\frac{1}{4}$ ارتفاع مؤثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی، ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها و ۳۰۰ میلی‌متر اختیار نشود.

ج- فاصله اولین تنگ از بر تکیه‌گاه، بیشتر از ۵۰ میلی‌متر نباشد.

در قسمت‌هایی از طول عضو خمشی که به تنگ ویژه نیاز نیست، خاموت‌ها باید در دو انتها، دارای قلاب ویژه بوده و فاصله آنها از یکدیگر، کمتر یا مساوی نصف ارتفاع مؤثر باشد [۴].

۸-۳- آیین‌نامه بتن ایران (آبا)

بر اساس آیین‌نامه بتن ایران (آبا)، در ستون‌ها، قسمت‌هایی از دو انتهای آنها به طول l_0 ، « ناحیه بحرانی » تلقی شده و در آنها باید آرماتورگذاری عرضی ویژه انجام شود؛ مگر آنکه طراحی برای برش، نیاز به میلگرد بیشتری را ایجاب کند. طول l_0 که از بر اتصال ستون به اعضای جانبی اندازه‌گیری می‌شود، نباید کمتر از مقادیر زیر در نظر گرفته شود:

الف- $\frac{1}{6}$ ارتفاع آزاد ستون

ب- ضلع بزرگ‌تر مقطع مستطیلی شکل ستون یا قطر مقطع دایره‌ای شکل ستون

ج- ۴۵۰ میلی‌متر

مقدار آرماتور عرضی لازم در ناحیه بحرانی، بر اساس ضوابط زیر تعیین می‌شود:

الف- در ستون‌های با مقطع دایره، نسبت حجمی آرماتور مارپیچ یا تنگ‌های حلقوی، ρ_s ، نباید کمتر از دو مقدار زیر باشد:

$$\rho_s = 0.12 \frac{f_c}{f_{yh}} \quad (23)$$

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yh}} \quad (24)$$

ب- در ستون‌های با مقطع مربع مستطیل، سطح مقطع کل تنگ‌های ویژه در هر امتداد، A_{sh} ، نباید کمتر از دو مقدار زیر باشد:

$$A_{sh} = 0.3 \left(s \cdot h_c \frac{f_c}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (25)$$

$$A_{sh} = 0.09 s \cdot h_c \frac{f_c}{f_{yh}} \quad (26)$$

قطر میلگردهای عرضی در ناحیه بحرانی، نباید کمتر از ۸ میلی‌متر و فاصله سفره میلگردها از یکدیگر، نباید بیشتر از مقادیر زیر باشد:

الف- $\frac{1}{4}$ ضلع کوچک‌تر مقطع ستون

ب- هشت برابر کوچک‌ترین قطر میلگرد طولی

ج- ۱۲۵ میلی‌متر

در اعضای خمشی، در طول قسمت‌های بحرانی که در زیر مشخص می‌شوند، آرماتور عرضی باید از نوع تنگ ویژه باشد؛ مگر آنکه طراحی برای برش، نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند:

الف- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه

ب- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع در دو سمت مقطعی که در آن، امکان تشکیل مفصل پلاستیک در اثر تغییر مکان جانبی غیرالاستیک قاب، وجود داشته باشد.

ج- در طولی که در آن، برای تأمین ظرفیت خمشی مقطع، به میلگرد فشاری نیاز باشد.

تنگ‌های ویژه و فواصل آنها از یکدیگر، باید دارای شرایط زیر باشند:

الف- قطر تنگ‌ها کمتر از ۸ میلی‌متر نباشد.

ب- فاصله تنگ‌ها از یکدیگر، بیشتر از مقادیر: $\frac{1}{4}$ ارتفاع مؤثر مقطع، هشت برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی، ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها و ۳۰۰ میلی‌متر اختیار نشود.

ج- فاصله اولین تنگ از بر تکیه‌گاه، بیشتر از ۵۰ میلی‌متر نباشد.

در قسمت‌هایی از طول عضو خمشی که به تنگ ویژه نیاز نیست، خاموت‌ها باید در دو انتها، دارای قلاب ویژه بوده و فاصله آنها از یکدیگر، کمتر یا مساوی نصف ارتفاع مؤثر مقطع باشد.

حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها باید به اندازه‌ای باشد که در تمامی اتصالات تیرها به ستون‌ها، لنگرهای خمشی مقاوم ستون‌ها باید در رابطه زیر صدق کنند:

$$\sum M_e \geq 1.2 \sum M_g \quad (27)$$

در این رابطه:

$\sum M_e$ = مجموع لنگرهای خمشی نظیر لنگرهای خمشی مقاوم ستون‌ها در بالا و پایین اتصال است که در مرکز اتصال محاسبه شده باشند. لنگرهای خمشی مقاوم ستون‌ها باید برای نامساعدترین حالت بار محوری ستون‌ها، در جهت بارگذاری جانبی مورد نظر، که کمترین مقدار لنگرها را به دست دهد، محاسبه شوند.

$\sum M_g$ = مجموع لنگرهای خمشی نظیر لنگرهای خمشی مقاوم تیرها در دو سمت اتصال است که در مرکز اتصال محاسبه شده باشند.

جمع لنگرها در رابطه ۲۷ باید چنان صورت گیرد که لنگرهای ستون‌ها در جهت مخالف لنگرهای تیرها قرار گیرند. رابطه ۲۷ باید در حالاتی که لنگرهای خمشی تیرها در دو جهت در صفحه قائم قاب، عمل نمایند برقرار باشد. اگر ستونی رابطه ۲۷ را ارضا نکند، باید در تمام طول، دارای میلگردگذاری عرضی ویژه باشد. چنانچه تعداد ستون‌های موجود در یک طبقه در یک قاب بیشتر از چهار عدد باشند، از هر چهار ستون یک ستون می‌تواند رابطه ۲۷ را ارضا نکند. ستون‌های قاب‌های یک و دو طبقه و نیز ستون‌های طبقه آخر در قاب‌های چند طبقه می‌توانند رابطه ۲۷ را ارضا نکنند. در این صورت این ستون‌ها باید در تمام طول، دارای میلگردگذاری عرضی ویژه باشند. در حالات دیگر، چنانچه ستونی رابطه ۲۷ را تأمین نکند باید از کمک آن به سختی جانبی و مقاومت سازه در مقابل بار جانبی زلزله صرف‌نظر شود [۵].

۹- نتیجه‌گیری

اتصالات تیر به ستون، در سازه‌های بتن آرمه، به ویژه در قاب‌های خمشی، نقش مهمی در رفتار لرزه‌ای اینگونه سازه‌ها ایفا می‌نماید. در این مقاله، به تفصیل، ضوابط طراحی اتصالات تیر به ستون بتنی، از دیدگاه آیین‌نامه ACI 318-2014، مبحث نهم مقررات ملی ساختمان سال ۱۳۹۲ و آیین‌نامه بتن ایران (آبا)، با یکدیگر مقایسه شده است. آیین‌نامه‌ها بر مبنای تحقیقات انجام گرفته در هر زمینه و تجربیات پیشین و همچنین با در نظر گرفتن ایمنی مناسب، مجموعه ضوابط و مقرراتی را تنظیم نموده که طراحی سازه‌های بتن آرمه، می‌بایست بر اساس یک آیین‌نامه انجام گیرد و مهندس محاسب، قادر خواهد بود که بر اساس اصول کلی طراحی و رعایت قواعد یک آیین‌نامه، طراحی مطمئن و صحیحی را به انجام برساند.

پانوشتها

1. Reinforced Joints
2. Unreinforced Joints
3. Meinheit
4. Jirsa
5. Park
6. Paulay
7. Strut Mechanism
8. Truss Mechanism
9. Kitayama
10. Kim
11. LaFave
12. Sugano

منابع (References)

- [1] Moehle J. (2015), "Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings", McGraw-Hill Education.
- [2] ACI Committee 318 (2014), "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- [3] NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 1 (2008), "Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers", National Institute of Standards and Technology (NIST).
- [۴] مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، ویرایش چهارم (۱۳۹۲)، "طرح و اجرای ساختمان‌های بتن آرمه"، دفتر مقررات ملی ساختمان.
- [۵] نشریه شماره ۱۲۰ (۱۳۸۲)، "آیین‌نامه بتن ایران (آبا)"، معاونت امور فنی و تدوین معیارها.
- [۶] راهنمای مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، (۱۳۹۰)، راهنمای کتاب "طرح و اجرای ساختمان‌های بتن آرمه"، دفتر مقررات ملی ساختمان.

Comparison of Reinforced Concrete Beam-Column Connections Design Regulations Based on Different R.C. Codes (ACI 318-2014, National Building Code, and ABA)

1.Farzin Moludi , 2.Ali Kheyroddin

1- M.Sc. in Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

2- Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran, and Member of Technical Committee of Iranian National Building Code (chapter 9)

farzin.moludi@semnan.ac.ir

kheyroddin@semnan.ac.ir

Abstract

Beam-Column connections in reinforced concrete structures especially in moment frames play an important role in seismic behavior of such structures. In seismic resistant frames, the main objective of designing the connection is that as long as the plastic hinge is formed in the frame members, connection nodes stay elastic. At the first section of this paper, concrete beam-column connections, connection forces due to gravity and lateral loading and all types of internal, external and corner connections are introduced. Also, force transmission mechanisms in the beam-column connection in both cases including with transverse reinforcement and without transverse reinforcement (stirrups) and the connections seismic behavior and types of destructions resulted by earthquakes are discussed. Then, the shear strength of the connection is investigated and containment requirements of the beam-column longitudinal reinforcement are expressed. Finally, the concrete beam-column connections design criteria from the perspective of Code ACI 318-2014, Chapter 9 of National Building Code, and Iranian Concrete Code (ABA) are compared with each other. Based on the researches conducted in every field and the previous experiences as well as considering proper safety, the codes have adjusted a series of regulations upon which the reinforced concrete structures must be designed so that the structural engineer will be able to conduct a reliable and proper design based on the general design principles and regulation of a code.

Keywords: *Beam-Column Connections, Reinforced Concrete, Design Regulations, ACI 318-2014, ABA, National Building Code.*

بررسی همگنی مقاومت بتن در دیوارهای ساخته شده از بتن های خود تراکم حاوی نانو سیلیس - دوده ی سیلیس و زئولیت

جاوید ملک دوست

کارشناسی ارشد دانشگاه گیلان
j.malakdoust@gmail.com

رحمت مدندوست

دانشیار دانشکده عمران دانشگاه گیلان
madandoust@yahoo.com

ملک محمد رنجبر

استادیار دانشکده عمران دانشگاه گیلان
ranjbar@guilan.ac.ir

چکیده:

همگنی نامناسب بتن در نتیجه ی پدیده ی جدایش و تراکم ضعیف می تواند عملکرد آن را در محل سرویس دهی به طور قابل ملاحظه ای تحت تاثیر قرار دهد. امروزه با افزایش استفاده از بتن خود تراکم در کارهای عمرانی، تحقیق در مورد همگنی خصوصیات سخت شده ی آن در محل، از جمله مقاومت فشاری، ضروری به نظر می رسد. در این مطالعه به ارزیابی همگنی مقاومت فشاری بتن در ارتفاع دیوارهای ساخته شده از بتن خود تراکم و مقایسه آن با بتن معمولی پرداخته شده است. در این تحقیق از مواد پوزولانی نظیر دوده ی سیلیس - نانوسیلیس و زئولیت به عنوان جایگزین بخشی از سیمان استفاده شده است تا تاثیر این مواد در تغییرات مقاومت فشاری در اختلاط های بتن خود تراکم بررسی گردد. دیوارها در ابعاد واقعی ساخته شده اند و برای لحاظ کردن شرایط واقعی اجرا آرماتورگذاری گردیدند. آزمایش های غیرمخرب فراصوتی، چکش اشمیت و آزمایش نیمه مخرب مغزه گیری بر روی دیوار انجام گرفت. نتایج آزمایش ها بیانگر همگنی بیشتر مقاومت برای دیوارهای حاوی بتن خود تراکم نسبت به دیوار ساخته شده از بتن معمولی می باشد. همچنین استفاده از ترکیب دوده ی سیلیس - نانوسیلیس نسبت به زئولیت عملکرد بهتری در کاهش تغییرات و بهبود یکنواختی خصوصیات در محل، در اختلاط های بتن خود تراکم از خود نشان داده است. تغییرات مقاومت در ارتفاع دیوار های ساخته شده از بتن خودتراکم و معمولی به ترتیب ۶ و ۸ درصد بوده است که نشان دهنده عملکرد مناسب بتن های خودتراکم در المان های با ابعاد واقعی می باشد.

کلمات کلیدی: بتن خودتراکم، مقاومت فشاری درجا، نانو و دوده ی سیلیس، زئولیت، فراصوتی، مغزه گیری، چکش اشمیت

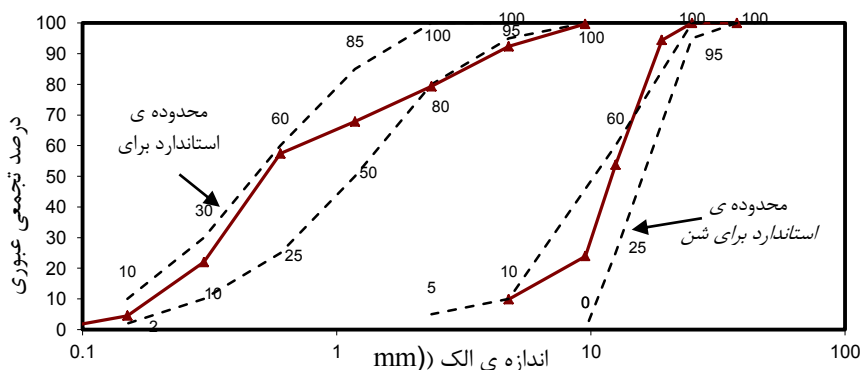
۱. مقدمه

یکی از رایج ترین معایب بتن که در هنگام بتن ریزی المان هایی با ابعاد واقعی نمود بیشتری می یابد جداسدگی و عدم همگنی بتن ریخته شده می باشد. در هنگام بروز این نقیصه سنگدانه ها به سمت ترازهای تحتانی و ملات و شیره ی بتن به سمت تراز های فوقانی متمایل می گردند و آب های آزاد موجود در ماتریس بتن به سمت لایه های فوقانی حرکت کرده که موجب به وجود آمدن لایه های ضعیف در ترازهای فوقانی و لایه های قوی در تراز های تحتانی می شوند. همچنین با تبخیر تدریجی این آب ها ترک های سطحی بروز خواهد نمود که بی تردید تبدیل به نقطه ی ضعف سازه در برابر نفوذ مواد خورنده به داخل بتن از این ناحیه و کاهش دوام بتن خواهد شد. عامل دیگری که به عدم همگنی خصوصیات سخت شده ی بتن کمک می کند تراکم نامناسب بتن ریخته شده می باشد که این عامل یا بر اثر فقر نیروی کار ماهر می باشد و یا اصولاً مربوط به عدم امکان برای عملیات و بیره به دلیل حجم آرماتور گذاری بالا می باشد. عوامل ذکر شده در بالا در واقع خاستگاه ظهور بتن خودتراکم می باشد. زیرا این بتن به دلیل جریان پذیری و کارایی بالای خود بدون احتیاج به هیچگونه عملیات تراکم تمام گوشه های قالبی که در آن جای گرفته است را پر می کند. اما به دلیل جریان پذیری بالای این بتن نگرانی در مورد جداسدگی دانه بندی آن در المان هایی با ابعاد واقعی و در حضور آرماتور وجود دارد. از این رو در این تحقیق به بررسی همگنی مقاومت فشاری که مهم ترین خصوصیت سخت شده ی بتن می باشد، در ارتفاع و طول دیوار های ساخته شده از بتن های خودتراکم و معمولی، پرداخته شده است. یکی از ویژگی هایی که طرح اختلاط بتن های خودتراکم را از بتن معمولی متمایز می سازد استفاده از مواد پرکننده ی بیشتر می باشد. یکی از این مواد پرکننده پوزولان های می باشند که با توجه به محاسن عمده ی آن از جمله بهبود دوام و خصوصیات سخت شده بتن، کاهش حرارت هیدراتاسیون در زمان بتن ریزی های حجیم و در برخی موارد کاهش قیمت تمام شده ی بتن، به طور گسترده ای در طرح های اختلاط بتن خودتراکم حضور یافته است. در این مطالعه نیز از ۳ پوزولان نانو و میکرو سیلیس و زئولیت بهره گرفته شده است تا تاثیر این پوزولان ها بر روی روند تغییرات مقاومت بتن نیز بررسی گردد. برای ارزیابی تغییرات مقاومت بتن در ارتفاع و طول دیوار از آزمایش های غیر مخرب اولتراسونیک و چکش برجهندگی اشمیت و آزمایش نیمه مخرب مغزه گیری استفاده شده است.

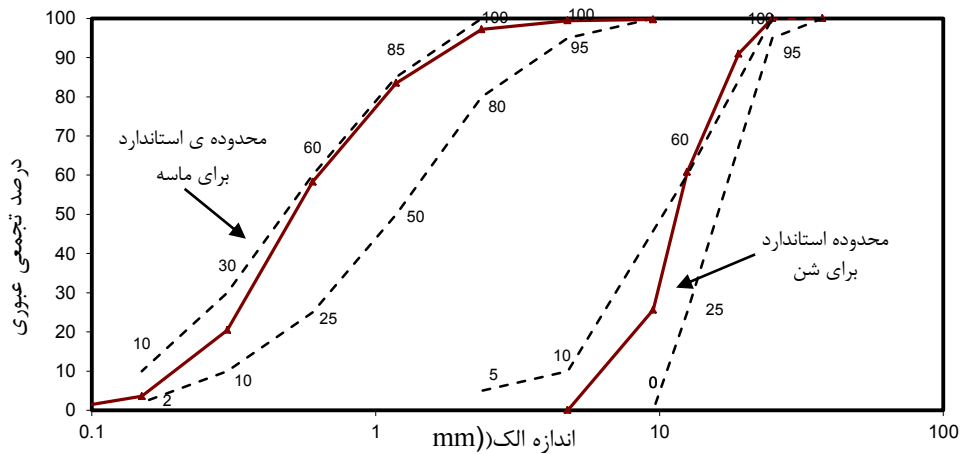
۲. برنامه آزمایشگاهی

۲.۱. سنگدانه های به کار رفته

در این تحقیق از دو نوع شن گرد گوشه و شکسته با ماکزیمم اندازه ی به ترتیب ۱۹ و ۱۶ میلی متر و از دو نوع ماسه ی گرد گوشه (رودخانه ای) و ماسه شکسته استفاده شده است. نمودار دانه بندی شن و ماسه مصرفی در شکل های ۱ و ۲ و خصوصیات فیزیکی آنها در جدول نیمه لگاریتمی ۱ آورده شده است.



شکل ۱- دانه بندی شن و ماسه کوچکصفهان



شکل ۲- دانه بندی شن و ماسه کارخانه ی لوله شمال

جدول ۱- مشخصات فیزیکی سنگدانه ها

سنگدانه	وزن مخصوص	جذب آب	مدول نرمی
ماسه ۰-۳	۲/۷۲	۲/۳۰	۲/۳۱
ماسه ۰-۶	۲/۶۷	۲/۲۵	۲/۷۷
شن ۵-۱۶ (شکسته)	۲/۷۴	۱/۲۱	۷/۹۸
شن ۵-۱۹ (گرد گوشه)	۲/۷۱	۱/۲۱	۸/۱۸

۲.۲. مواد سیمانی

سیمان مورد استفاده در این مطالعه، سیمان تیپ ۲ کارخانه سیمان هگمتان بوده است. در این مطالعه از پوزولان های زئولیت، نانو سیلیس و میکرو سیلیس استفاده شده است. میکرو سیلیس نیز محصول صنایع فرو آلیاژ ایران می باشد. نانو سیلیس مورد استفاده از شرکت وند شیمی ساختمان تهیه شده است و به صورت مایعی بی رنگ، محلول در آب و دارای وزن مخصوص ۱/۳ kg/L می باشد که ۵۰ درصد وزنی کل محلول را ذرات سیلیس تشکیل داده اند. زئولیت مورد استفاده از معادن شرق سمنان و از شرکت افرازند تهیه شده است. مشخصات فیزیکی و شیمیایی مواد سیمانی در جدول ۲ آورده شده است.

جدول ۲- مشخصات فیزیکی و شیمیایی مواد سیمانی کننده مورد استفاده

نوع مواد	خصوصیات شیمیایی									خصوصیات فیزیکی	
	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Na ₂ O	K ₂ O	L.O.I	وزن مخصوص (g/cm ³)	ریزی (m ² /kg)
سیمان	۲۱/۵۴	۴/۹۵	۳/۸۲	۶۳/۲۴	۱/۵۵	۲/۴۳	۰/۴۸	۰/۷۵	۱/۱۵	۳/۱۵	۲۹۰
زئولیت	۶۸/۵	۱۱	۱/۵۰	۰/۶	۱/۳	۰/۳۳	۳/۸۰	۴/۴۰	۱۱	۲/۳۰	۳۲۰
میکرو سیلیس	۹۵/۱	۱/۳۲	۰/۸۷	۰/۴۹	۰/۹۷	۰/۱	۰/۳۱	۱/۰۱	-	۲/۲	۲۰۲۰۰

۳.۲. آب و مواد افزودنی

آب مورد استفاده آب شرب شهر رشت بوده است. در این مطالعه از فوق روان کننده ای بر پایه کربوکسیلات و با نام تجاری Gelenium51p استفاده شد که از محصولات شرکت BASF ایرانیان می باشد. VMA مورد استفاده structuro 480 بوده که از شرکت فارس ایران تهیه شده است.

جدول ۳- مشخصات فوق روان کننده ی مورد استفاده

نام	بر پایه	ظاهر	وزن مخصوص (kg/cm ³)	PH	یون کلر
Gelenium51P	پلی کربوکسیلات	مایع غلیظ قهوه ای کم رنگ	۱/۰۶-۱/۰۸ در دمای ۲۰ درجه سلسیوس	۶/۶	ندارد

۴.۲. طرح اختلاط به کار رفته

برای استفاده ی بهینه از پوزولان های به کار رفته، در ابتدا اقدام به ساخت نمونه های آزمایشی با درصد های جایگزینی مختلف گردید. نمونه های مکعبی در سن ۴۲ روز مورد آزمایش قرار گرفته و درصد بهینه ی آنها در طرح اصلی مورد استفاده قرار گرفت. در جدول ۴ درصد های بهینه ی به کار رفته نمایش داده شده است.

جدول ۴- درصد های جایگزینی پوزولان های به کار رفته

پوزولان	ژئولیت	نانو سیلیس	میکرو سیلیس
درصد های جایگزین شده	۵-۱۰-۱۵-۲۰	۲-۳-۴-۵	۱۰
درصد جایگزینی بهینه	۱۵	۵	۱۰

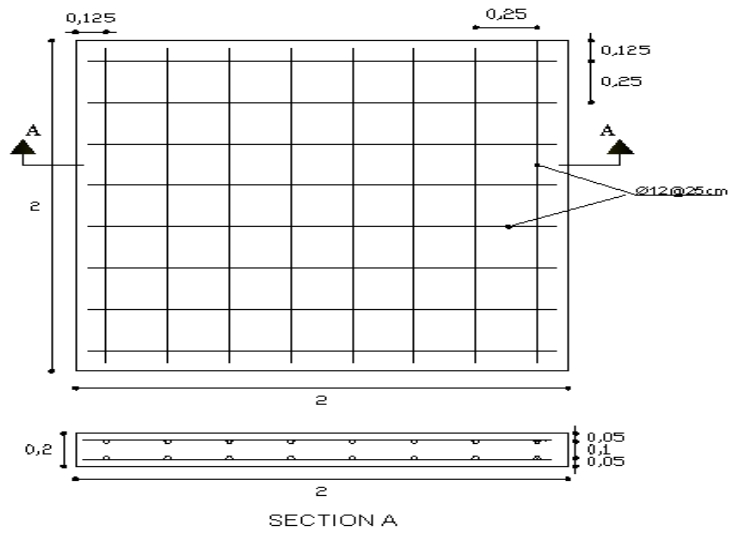
در تمامی طرح ها نسبت آب به سیمان و مقدار عیار سیمان به منظور مقایسه صحیح تر ثابت نگه داشته شد، و سعی شد تا با استفاده از فوق روان کننده، خصوصیات بتن تازه برای کلیه ی طرح ها در حد قابل قبول باشد. طرح اختلاط نهایی به کار رفته برای دیوارها و نمونه های آزمایشگاهی ریخته شده در جدول ۵ آمده است. خصوصیات بتن تازه نیز در جدول ۶ ارائه شده است.

جدول ۵- طرح اختلاط به کار رفته (kg/m³)

نوع بتن	ماسه ۳۰۰	ماسه ۶۰۰	شن ۱۵-۵	شن ۵-۲۰	سیمان	ژئولیت	خاکستر پوسته برنج	میکرو سیلیس	نانو سیلیس	مواد سیمانی	آب	آب / سیمان	HR	VMA
SCC-Z (ژئولیت)	-	۹۳۵	۳۸۵	۳۸۵	۴۰۴	۷۱	-	-	-	۴۷۵	۱۸۵	۰/۳۹	۶	-
SCC-N-M (نانو و میکروسیلیس)	-	۹۳۵	۳۸۵	۳۸۵	۴۰۲/۵	-	-	۴۷/۵	۲۴	۴۷۵	۱۸۵	۰/۳۹	۵	-
NVC (کنترل)	۳۰۰	۶۰۰	۴۵۰	۴۵۰	۴۷۵	-	-	-	-	۴۷۵	۱۸۵	۰/۳۹	-	-

۵.۲. المان به کار رفته

برای بررسی تغییرات مقاومت بتن خودتراکم و معمولی در یک المان سازه ای با ابعاد واقعی، از دیوارهایی با ابعاد ۲×۲×۰/۲ متر که بوسیله ی دو شبکه میلگرد نمره ی ۱۲ آرماتور گذاری گردیده اند استفاده شد. در شکل ۳ جزئیات دیوار و نحوه ی آرماتور گذاری آن نشان داده شده است.



شکل ۳- جزئیات دیوار بتن مسلح

۶.۲. قالب بندی، بتن ریزی و عمل آوری

قالب هایی که برای ساخت المان های با ابعاد واقعی و ریخته شده با بتن خودتراکم به کار می روند به دلیل روانی بالای این بتن باید برای فشار بالاتری نسبت به بتن معمولی طراحی شوند و نیروی بالادستی در این بتن بسیار حایز اهمیت می باشد. برای جلوگیری از نیروی بلند شدگی پای دیوار بتن ریزی گردید. در شکل ۴ جزئیات این کار نشان داده شده است. بتن ریزی در ۶ مرحله و با استفاده از میکسری با ظرفیت ۱۵۰ لیتر انجام گرفت. قبل از بتن ریزی دیوار آزمایش های بتن تازه انجام گرفت. نیمی از نمونه های مکعبی در شرایط عمل آوری مشابه با دیوار و نیمی دیگر در شرایط مرطوب و در داخل آزمایشگاه نگهداری گردیدند. عمل آوری دیوارها تا سن ۷ روز به وسیله گونی های کنفی انجام گرفت، و پس از آن در هوای آزاد تا سن آزمایش نکه دری شدند.



شکل ۴- الف) بلند شدن قالب از زمین به دلیل نیروی بلند شدگی ب) مهار قالب به زمین برای جلوگیری از بلند شدگی

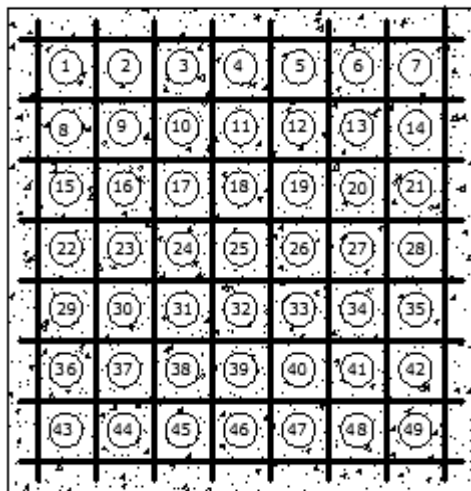
۷.۲. آزمایش های انجام گرفته

۷.۲.۱. شکست فشاری نمونه های آزمایشگاهی

به منظور بررسی روند تغییرات مقاومت فشاری با گذشت زمان و ترسیم نمودارهای کالیبراسیون، نمونه های آزمایشگاهی در قالبهای مکعبی ۱۰ سانتی متری به همراه بتن ریزی دیوارهای اصلی ریخته شدند. نیمی از آن ها در شرایط مشابه با دیوار و نیم دیگر در آزمایشگاه و تحت شرایط نکه داری مرطوب تا سن آزمایش نکه داری شدند. آزمایش شکست فشاری در سنین ۳، ۷، ۱۴، ۲۸ و ۴۲ روز انجام گرفت.

۲.۷.۲. آزمایش چکش برجهندگی اشمیت

آزمایش چکش اشمیت در نمونه های آزمایشگاهی نیز در سنین مشابه با آزمایش شکست فشاری و در هر سن بر روی ۳ نمونه ی مکعبی ۱۰ سانتی متری و در هر نمونه حداقل ۱۲ قرائت انجام پذیرفت. توصیه شده است که در نمونه های مکعبی این آزمایش حداقل در دو وجه عمود بر هم انجام گیرد [۱]. این آزمایش به شرایط رطوبت سطح مورد آزمایش نیز حساس می باشد و اگر سطح نمونه مرطوب باشد احتمال دارد که مقادیر مقاومت های به دست آمده نسبت به آزمایش در سطح خشک ۱۰ درصد پایین تر باشد [۱]، که این مقدار در تحقیقی دیگر تا ۲۰ درصد نیز گزارش شده است [۲]. بنابر این توصیه شده است که نمونه های مکعبی حداقل ۲۴ ساعت قبل از انجام آزمایش، تحت هوای داخل آزمایشگاه خشک گردند [۳]. از این رو تمامی نمونه ها تحت شرایط مذکور مورد آزمایش قرار گرفتند. توصیه شده است که نمونه های مکعبی که برای تهیه نمودارهای کالیبراسیون و به منظور تخمین خصوصیات بتن درجا به کار برده می شود در شرایط مشابه با آن المان نگه داری گردند [۱] که این موضوع نیز در این تحقیق رعایت گردیده و در تهیه ی نمودارهای کالیبراسیون از نمونه هایی که در کنار دیوار و در شرایط عمل آوری مشابه نگه داری شده اند استفاده گردید. آزمایش چکش اشمیت بر روی دیوارها نیز در سن ۴۲ روز و در ۴۹ موقعیت نشان داده شده در شکل ۵ الف و در هر موقعیت حداقل ۱۶ قرائت انجام شد. به دلیل وزن کم نمونه های مکعبی انجام آزمایش چکش اشمیت بر روی آنها در صورتی که به درستی مهار نگردند، با خطای زیادی همراه خواهد بود و مقادیر را به مقدار قابل توجهی پایین تر تخمین خواهد زد. به همین دلیل توصیه شده است که توسط جکی نمونه به خوبی مهار گردد و حداقل بار توصیه شده برای اعمال به نمونه 7 N/mm^2 می باشد [۴]. تمامی نمونه ها توسط جک های دستگاه شکست فشاری تحت نیروی مذکور به خوبی ثابت گردید که در شکل ۵-ب نشان داده شده است.



(ب)



(الف)

شکل ۵- الف) موقعیت انجام آزمایش در دیوار ب) نحوه ی انجام آزمایش چکش اشمیت در نمونه های استاندارد مکعبی

۲.۷.۳. آزمایش اولتراسونیک

آزمایش اولتراسونیک با استفاده از دستگاه پاندیت که فرکانس های ۵۴ KHZ تولید می کند، انجام گرفت. در ۴۹ نقطه ی دیوار این آزمایش انجام گرفت. این آزمایش در تمام سنین مذکور بر روی ۳ نمونه ی مکعبی ۱۰ سانتی متری انجام گرفت. قرائت در نمونه های آزمایشگاهی نیز در دو وجه صورت گرفت و میانگین آن ها ثبت گردید. سطح نمونه ها پس از انجام آزمایش اولتراسونیک به خوبی تمیز گردید و آماده ی انجام آزمایش چکش اشمیت شد. در شکل ۶ (۱) دستگاه پاندیت نشان داده شده است.

۳.۸.۲. مغزه گیری

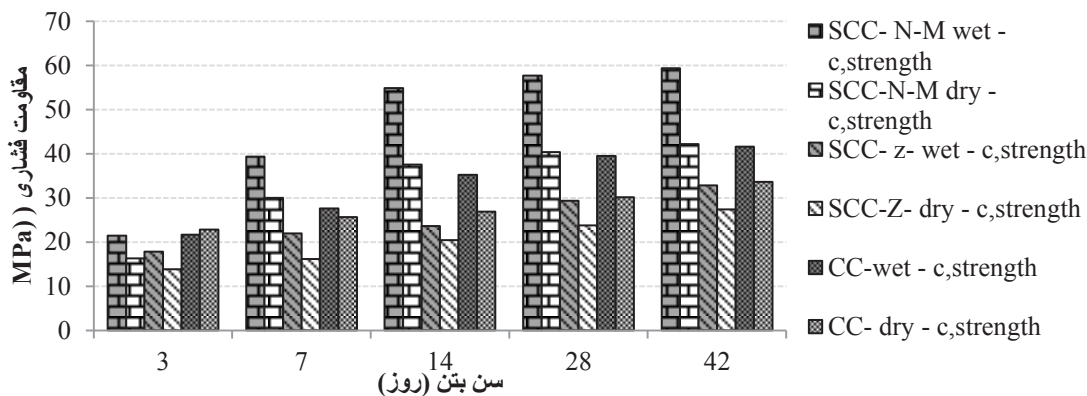
آزمایش مغزه گیری با استفاده از مته هایی به قطر ۷۵ میلی متر انجام گرفت. تصویر دستگاه مغزه گیر در شکل ۶ (۲) نشان داده شده است. پس از خواباندن دیوارها عملیات مغزه گیری انجام پذیرفت سپس نمونه های مغزه گیری شده با استفاده از دستگاه برش، تسطیح و سپس به نسبت های طول به قطر یک برش داده شدند. نمونه ها پس از برش کلاhek گذاری گردیدند. برش و کلاhek گذاری نمونه های حاصل از مغزه گیری در شکل ۶ (۳ و ۴) نشان داده شده است.



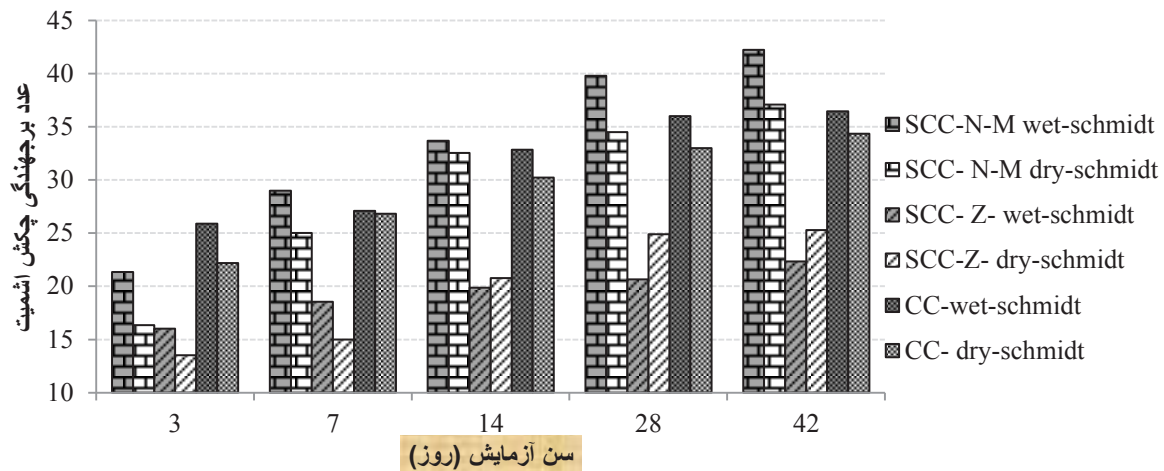
شکل ۶- الف) دستگاه پاندیت ب) دستگاه مغزه گیری ج) برش نمونه های مغزه گیری شده د) کلاhek گذاری نمونه های مغزه گیری شده

۳.۳. ارائه نتایج و تحلیل

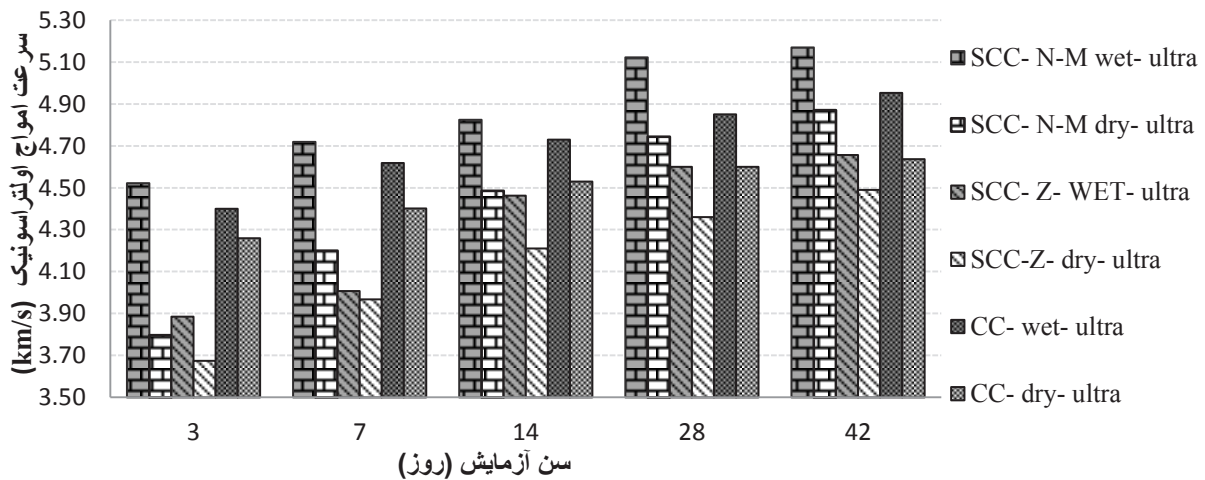
به منظور تهیه نمودار های کالیبره برای تخمین مقاومت بتن موجود در سازه آزمایش های اولتراسونیک، چکش برجهندگی اشमित و آزمایش شکست فشاری بر روی نمونه های مکعبی ۱۰ سانتی متری و در سنین ۳، ۷، ۱۴، ۲۸ و ۴۲ روز بر روی نمونه های نگه داری شده در شرایط عمل آوری مشابه با دیوار و نمونه های نگه داری شده در شرایط مرطوب، به عمل آمد. نتایج آزمایش شکست فشاری، آزمایش اولتراسونیک و آزمایش چکش اشमित به ترتیب در جداول ۶، ۷ و ۸ آورده شده است. نتایج ارائه شده میانگین نتایج آزمایش های انجام گرفته بر روی ۳ نمونه ی مکعبی ۱۰ سانتی متری می باشد. به طور کلی نتایج هر ۳ آزمایش با گذشت زمان در حال افزایش می باشد ولی روند افزایش سرعت امواج اولتراسونیک نسبت به دو آزمایش دیگر کندتر می باشد. همانطور که انتظار می رفت طرح حاوی نانو و میکرو سیلیس در هر ۳ آزمایش نتایج بالاتری در تمامی سنین نسبت به دو طرح دیگر از خود نشان داده است. این در حالی می باشد که طرح حاوی ژئولیت عملکرد محدود ضعیف تری را نسبت به بتن شاهد و بتن خودتراکم حاوی نانو و میکرو سیلیس دارا بوده است و با توجه به روند افزایش مقاومت طرح های حاوی ژئولیت انتظار می رود در سنین بالاتر (۶۰ و ۹۰ روز) این مقادیر به مقادیر نمونه های کنترل نزدیک تر گردند که این مطلب منطبق با نتایج شکرچی زاده می باشد که نشان داده است که فعالیت پوزولانی ژئولیت از میکرو سیلیس کمتر ولی نرخ این فعالیت برای ژئولیت بیشتر است [۵].



شکل ۷: تغییرات مقاومت فشاری با گذشت زمان در نمونه های آزمایشگاهی



شکل ۸: تغییرات عدد برجهندگی چکش اشمیت با گذشت زمان در نمونه های آزمایشگاهی



شکل ۹: تغییرات سرعت امواج اولتراسونیک با گذشت زمان در نمونه های آزمایشگاهی

در این مطالعه رابطه ی یک برای ارزیابی مقاومت دیوارها با استفاده از چکش اشمیت مورد تحلیل قرار گرفت.

$$f_c = aR^b \quad \text{رابطه ۱}$$

که در آن R عدد برجهندگی چکش اشمیت، f_c مقاومت فشاری بتن بر حسب kg/cm^2 و a, b ضرایب تجربی هستند که برای بتن های مختلف و در شرایط نگه داری مختلف می توانند متفاوت باشند. ضرایب a, b برای طرح های اختلاط مختلف در جدول ۶ آمده است.

جدول ۶: ضرایب a, b و ضریب همبستگی (R^2) برای آزمایش چکش اشمیت

		طرح اختلاط	SCC-Z	SCC-N-M	CC
شرایط عمل آوری	خشک	ضریب a	۱/۱۹۹	۰/۶۶۸	۱/۸۶۱
		ضریب b	۰/۹۴۷	۱/۱۵۸	۰/۸۰۱
		ضریب همبستگی (R^2)	۰/۹۶	۰/۹۹	۰/۹۱
	مرطوب	ضریب a	۰/۰۹۹	۰/۲۲۴	۰/۱۰۶
		ضریب b	۱/۸۶۱	۱/۵۱۷	۱/۶۶۰
		ضریب همبستگی (R^2)	۰/۹۴	۰/۹۳	۰/۹۵

در این مطالعه رابطه ی دو برای تخمین مقاومت بتن در المان سازه ای پیشنهاد و مورد تحلیل قرار گرفت.

$$f_c = ae^{bv} \quad \text{رابطه ۲}$$

که در آن f_c مقاومت فشاری بتن بر حسب kg/cm^2 ، v سرعت امواج بر حسب کیلومتر بر ثانیه و a, b ضرایب تجربی که به عوامل مختلفی از جمله نوع بتن، شرایط مختلف عمل آوری، سن بتن و غیره بستگی دارند. در جدول زیر ضرایب تجربی به همراه ضریب همبستگی نمودارهای کالیبراسیون برای طرح های اختلاط مختلف ارائه شده است.

جدول ۷: ضرایب a, b و ضریب همبستگی (R^2) برای آزمایش اولتراسونیک

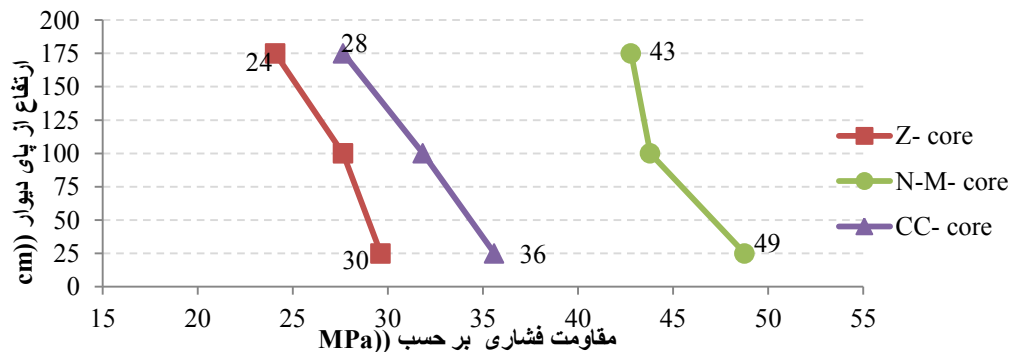
شرایط عمل آوری	نوع بتن	طرح اختلاط	SCC-Z	SCC-N-M	CC
		ضریب a	۰/۵۸۶	۰/۷۰۹	۰/۴۵۶
		ضریب b	۰/۸۴۹	۰/۸۵۹	۰/۹۱۵
		ضریب همبستگی (R^2)	۰/۹۸	۰/۹۰	۰/۹۰
عمل آوری	پور	ضریب a	۱/۵۷۹	۰/۰۵۱	۰/۰۸۸
		ضریب b	۰/۶۳۵	۱/۳۸۸	۱/۲۵۲
		ضریب همبستگی (R^2)	۰/۸۶	۰/۷۸	۰/۹۷

بررسی همگنی مقادیر مقاومت در ارتفاع المان های دیوار

جهت ارزیابی تغییرات مقاومت بتن در ارتفاع دیوارها آزمایش های مغزه گیری، اولتراسونیک و چکش برجهندگی اشمیت در سه تراز تحتانی، میانی و فوقانی انجام گرفت. آزمایش های اولتراسونیک و چکش اشمیت در ۷ موقعیت نشان داده شده در شکل ۵الف و در هر تراز انجام گرفت و نتایج مغزه گیری نیز میانگین حداقل ۳ مغزه ی گرفته شده در تراز های فوق الذکر می باشد. مقاومت های معادل نیز بر اساس نمودارهای کالیبراسیونی به دست آمدند که بر حسب نمونه های نگه داری شده در شرایط مشابه با دیوارها تهیه شده بودند. در شکل ۱۰ تغییرات مقاومت بتن حاصل از مغزه های گرفته شده در ۳ تراز فوقانی، میانی و تحتانی نشان داده شده است. برای تخمین مقاومت بتن با استفاده از مغزه های گرفته شده از رابطه ی که توسط BS پیشنهاد شده است، استفاده گردید.

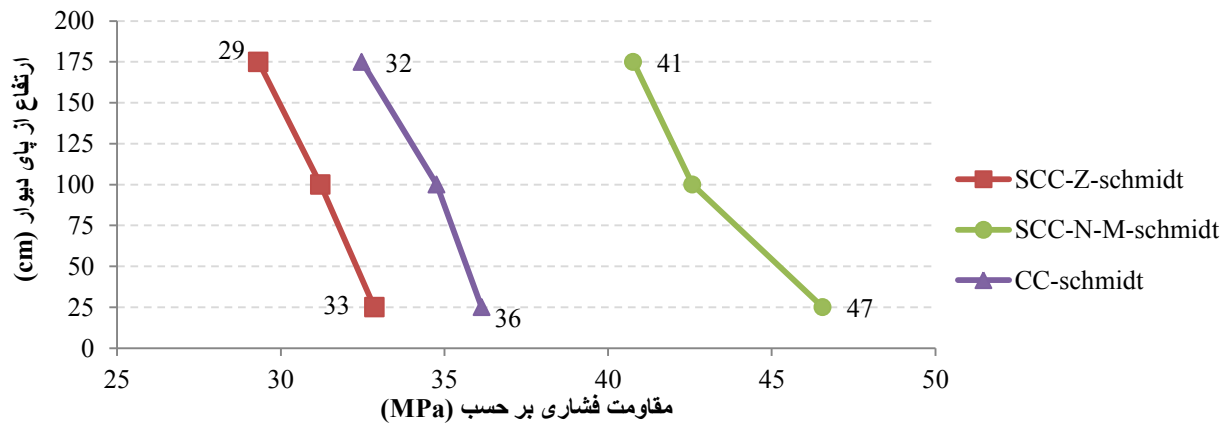
$$f_{\lambda} = \text{فرمول مقاومت مغزه هایی با نسبت طول به قطر } (\lambda) = \frac{2.5f_{\lambda}}{1.5 + \left(\frac{\lambda}{10}\right)} = \text{مقاومت مکعبی در جای تخمین زده شده}$$

از آنجایی که مغزه های گرفته شده دارای نسبت طول به قطر یک می باشد، لذا ضریب اصلاحی برابر یک، برای مقاومت های به دست آمده از آزمایش فشاری مغزه ها اعمال شده است. همانگونه که انتظار می رفت نتایج حاصل از مغزه های گرفته شده در دیوار ساخته شده با پوزولان های میکرو و نانو سیلیس بالاترین مقادیر را در تراز های مختلف نسبت به سایر طرح ها دارا بوده اند که این می تواند به واسطه ی خاصیت پرکنندگی و پوزولانی بالای میکرو و نانو سیلیس باشد. تغییرات مقاومت در دیوار های ساخته شده از بتن خودتراکم به ۶ مگاپاسکال محدود شده است، در حالی که در بتن معمولی این مقدار ۸ مگاپاسکال می باشد که این می تواند بیانگر عملکرد بهتر بتن خودتراکم از حیث یکنواختی خصوصیات در تراز های مختلف باشد.

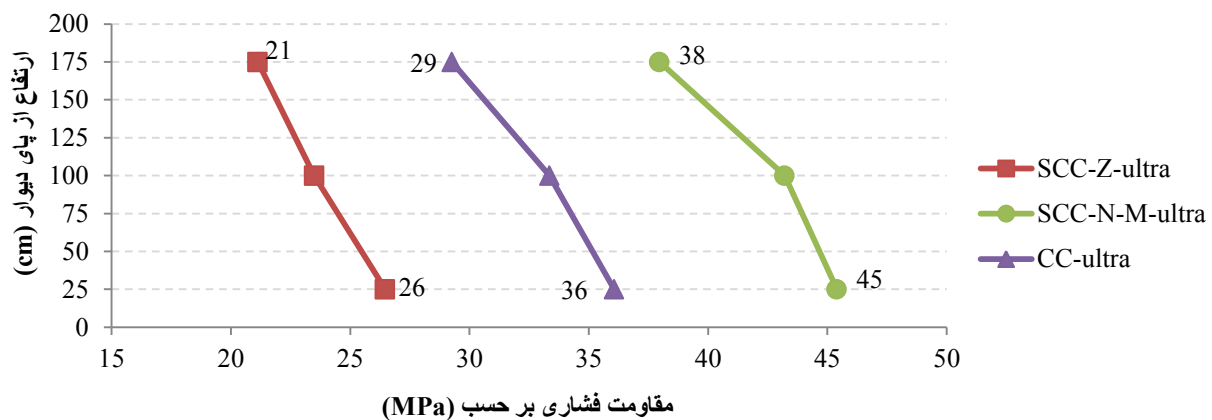


شکل ۱۰: تغییرات مقاومت فشاری به دست آمده از مغزه گیری در ترازهای تحتانی، میانی و فوقانی دیوارها

نتایج ارائه شده در شکل های ۱۱ و ۱۲ نیز به ترتیب مقاومت های معادل مکعبی به دست آمده از آزمایش های چکش اشमित و اولتراسونیک می باشد. به منظور ارزیابی بهتر تغییرات مقاومت بتن در ارتفاع دیوار نتایج حاصل بر حسب درصدی از مقادیر پای دیوار در شکل های ۱۳، ۱۴ و ۱۵ نشان داده شده است.

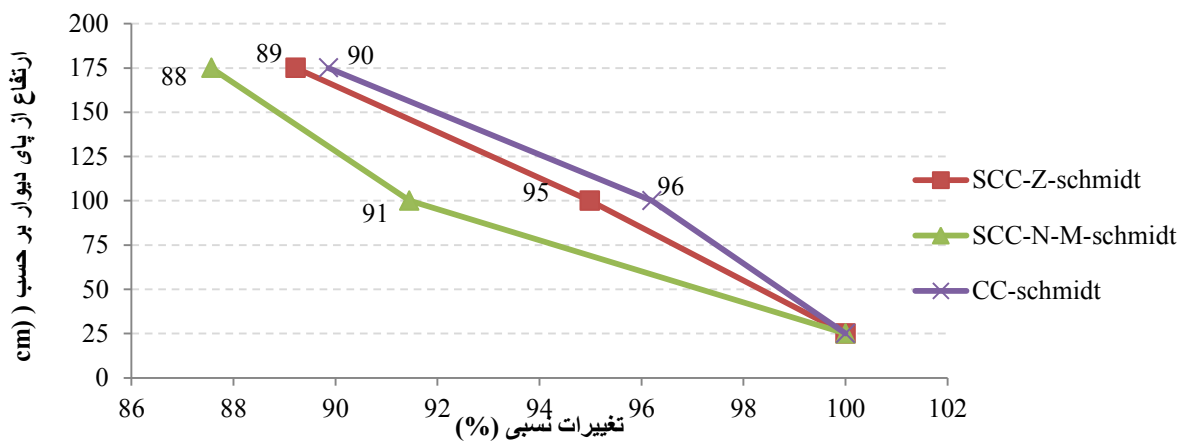


شکل ۱۱: تغییرات مقاومت فشاری مکعبی معادل حاصل از آزمایش چکش اشमित در ترازهای تحتانی، میانی و فوقانی دیوارها

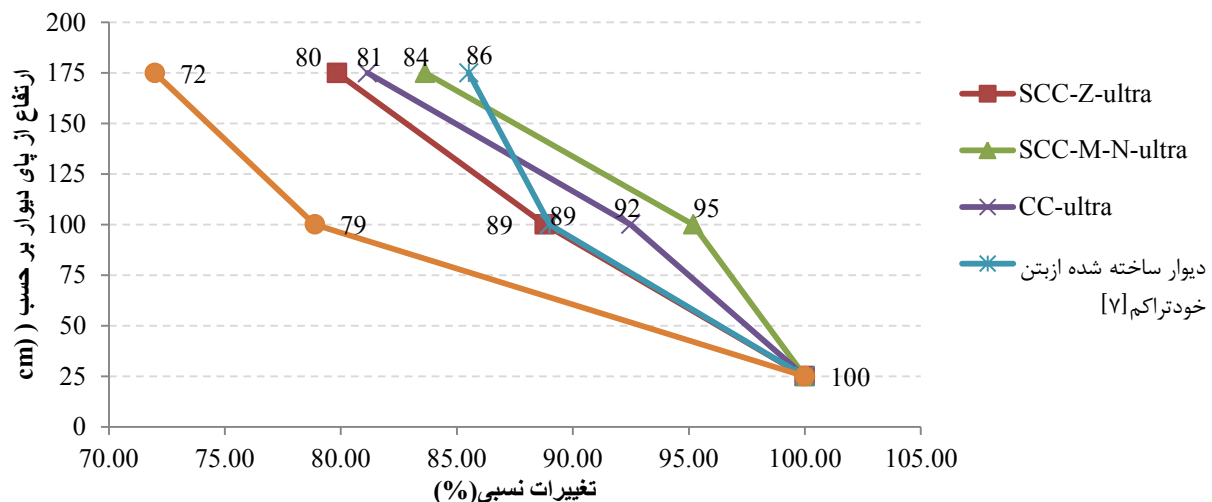


شکل ۱۲: تغییرات مقاومت فشاری مکعبی معادل حاصل از آزمایش اولتراسونیک در ترازهای تحتانی، میانی و فوقانی دیوارها

تغییرات مقاومت های معادل مکعبی به دست آمده از آزمایش چکش اشमित در ارتفاع تمام دیوارها روند مشابهی داشته است و به گونه ای می باشد که هرچه از سطوح فوقانی به سمت ترازهای تحتانی حرکت کنیم، مقاومت افزایش می یابد. چنین روندی توسط Zhu و همکاران [۶] نیز برای ستون ها گزارش شده است. Zhu و همکاران نشان داده اند که عدد برجهنگی قرائت شده در ترازهای فوقانی نسبت به ترازهای تحتانی در ستون هایی با ارتفاع ۳ متر، برای بتن های خودتراکم با رده ی مقاومت ۳۵ و ۶۰ مگاپاسکال، ۸۸ و ۹۷ درصد و برای بتن های معمولی ۸۵ و ۹۵ درصد بوده است. همانطور که از شکل ۱۳ مشخص است در المان های دیوار ساخته شده با اختلاط های SCC-Z (طرح حاوی ژئولیت)، SCC-N-M (طرح حاوی نانو و میکرو سیلیس) و CC (بتن معمولی و پیره شده) مقاومت در تراز فوقانی نسبت به تراز تحتانی به ترتیب کاهشی برابر ۱۱، ۱۲ و ۱۰ درصد داشته اند، که این می تواند بیانگر عملکرد مشابه بتن های خودتراکم و معمولی در لایه های سطحی باشد.



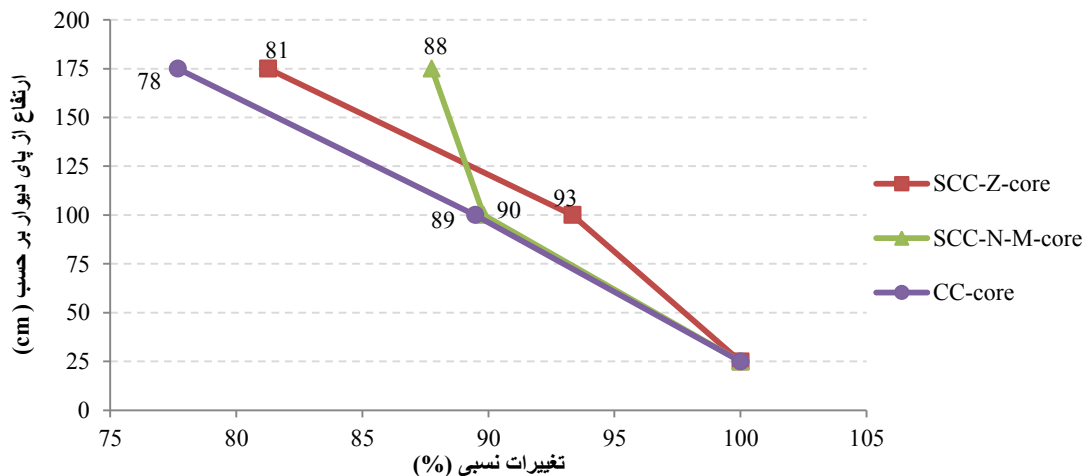
شکل ۱۳: تغییرات نسبی مقاومت فشاری مکعبی معادل حاصل از آزمایش چکش اشمیت بر حسب درصدی از مقادیر در پای دیوار



شکل ۱۴: تغییرات نسبی مقاومت فشاری مکعبی معادل حاصل از آزمایش اولتراسونیک بر حسب درصدی از مقادیر در پای دیوار

شکل فوق گویای این مطلب است که هرچه در جهت بتن ریزی و از بالای دیوار به سمت پای دیوار حرکت کنیم مقاومت فشاری افزایش خواهد یافت. چنین روندی توسط مدندوست [۸] و رنجبر [۷] به ترتیب برای دیوارهای ساخته شده از بتن های معمولی و خودتراکم نیز دیده شده است. روند مشابهی برای المان های تیر، توسط مدندوست گزارش شده است [۹]. نتایج آزمایش اولتراسونیک نشان می دهد که مقاومت های معادل مکعبی به دست آمده در ترازهای فوقانی و میانی نسبت به تراز تحتانی در تمامی دیوارهای ساخته شده از بتن خودتراکم، قابل مقایسه با بتن معمولی بوده است. ضعیف ترین عملکرد مربوط به بتن خودتراکم ساخته شده با طرح اختلاط SCC-Z می باشد که کاهش مقاومتی برابر ۲۰ و ۱۱ درصد در تراز های فوقانی و میانی نسبت به تراز تحتانی داشته است. در المان ساخته شده با طرح SCC-N-M مقادیر مقاومت در سطوح فوقانی و میانی نسبت به تراز تحتانی به ترتیب کاهشی برابر ۱۶ و ۵ درصد را از خود نشان می دهد که نزدیک به مقادیر ۱۴/۵ و ۱۱ درصدی می باشد که توسط رنجبر و همکاران در المان دیوار ساخته شده از بتن خودتراکم حاوی میکرو سیلیس گزارش شده است. در بتن معمولی نیز در تراز فوقانی و میانی نسبت به تراز تحتانی به ترتیب کاهشی برابر ۱۹ و ۸ درصد را از خود نشان می

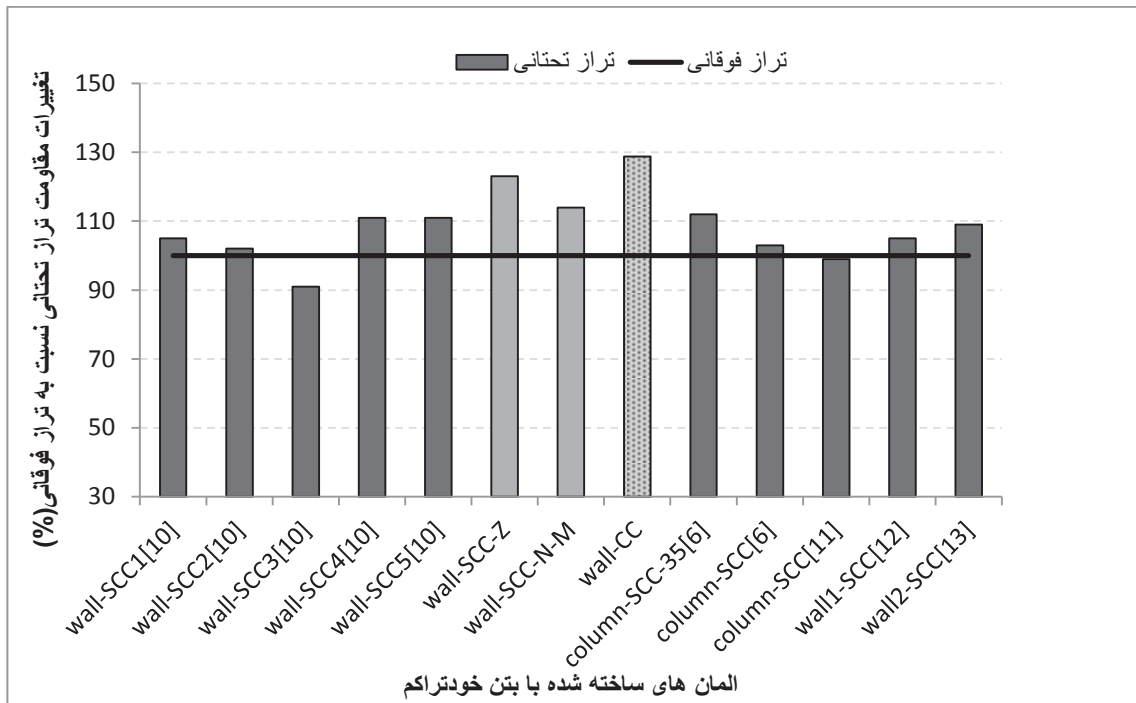
دهد. این مقادیر نسبت به المان های دیوار ساخته شده توسط مدندوست که به ترتیب در نقاط مشابه کاهش مقاومتی برابر ۲۸ و ۲۱ درصد داشته اند، عملکرد مناسب تری از خود نشان داده است که این می تواند به دلیل جایگیری و تراکم بهتر بتن در قالب بوده باشد. به طور کلی کاهش در مقاومت های معادل مکعبی در ارتفاع دیوار های ساخته شده از بتن خودتراکم را می توان ناشی از مجموعه عواملی شامل تراکم بیشتر لایه های تحتانی تحت اثر نیروی وزن لایه های فوقانی و یا جداسدگی های جزئی و گاه اجتناب ناپذیر به دلیل مسائل اجرایی و در هنگام ریختن بتن در المانی با آرماتور گذاری انبوه دانست. با این وجود نتایج همچنان از عملکرد بهتر بتن خودتراکم نسبت به بتن معمولی در این زمینه حکایت دارد.



شکل ۱۵: تغییرات نسبی مقاومت فشاری مکعبی معادل حاصل از آزمایش مغزه گیری بر حسب درصدی از مقادیر پای دیوار

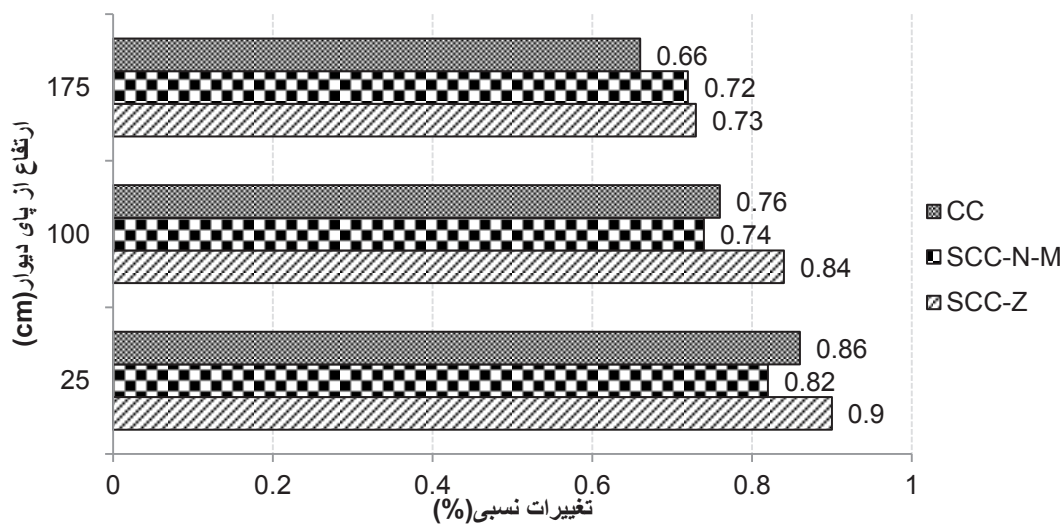
به طور کلی نتایج به دست آمده از آزمایش مغزه گیری نسبت به آزمایش های اولتراسونیک و چکش اشمیت می تواند شناخت بهتری از خصوصیات واقعی بتن ریخته شده در محل ارائه نماید. میانگین مقاومت بتن در ترازهای فوقانی و میانی و تحتانی در المان های دیوار ساخته شده با طرح های اختلاط مختلف در شکل ۱۵ آمده است. همانطور که مشاهده می شود تمامی دیوارها روند مشابهی در تغییرات مقاومت در ارتفاع دیوار از خود نشان داده اند و مقادیر مقاومت در ترازهای تحتانی نسبت به ترازهای میانی و فوقانی بیشتر می باشد که این می تواند ناشی از آثار هیدرواستاتیک بتن در ارتفاع دیوارها و پدیده ی جداسدگی دانه بندی و آب انداختگی احتمالی باشد. روند مشابهی از تغییرات مقاومت در ارتفاع المان های سازه ای نظیر تیر و ستون نیز توسط Zhu و همکاران گزارش شده است [۶]. میزان کاهش مقاومت بتن در تراز های فوقانی نسبت به تراز تحتانی در ستون ها به ۱۵ و در امتداد تیرها به ۷ درصد محدود شده است.

در شکل ۱۶ نتایج مطالعات محققین مختلف در بررسی میزان تغییرات مقاومت بتن های خودتراکم در ارتفاع المان های دیوار و ستون نشان داده شده است و نتایج حاصل با مقادیر به دست آمده در این تحقیق مقایسه گردیده است. همانطور که نتایج نشان می دهد در اکثر دیوارها و ستون های با ابعاد واقعی میزان مقاومت بتن در ترازهای فوقانی کمتر از مقدار مقاومت در پای المان ها بوده است. دیوار ساخته شده از بتن معمولی بیشترین تغییرات مقاومت را در آزمایش مغزه گیری از خود نشان داده است، به گونه ای که مقاومت فشاری در تراز تحتانی نسبت به تراز فوقانی، ۲۹ درصد افزایش داشته است که بیشتر از مقادیر مشابه برای دیوار های ساخته شده از بتن های خودتراکم بوده است. همانطور که در شکل ۱۶ مشخص می باشد، تغییرات مقاومت بین ترازهای فوقانی و تحتانی در دیوار های ساخته شده از بتن خودتراکم در این مطالعه نسبت به دیوار های ساخته شده توسط khayat از افزایش نسبی برخوردار می باشد که این موضوع می تواند به دلیل ارتفاع کمتر و غیر مسلح بودن دیوار های ساخته شده توسط khayat و همکاران باشد.



شکل ۱۶: تغییرات مقاومت بتن های خودتراکم در المان های دیوار و ستون

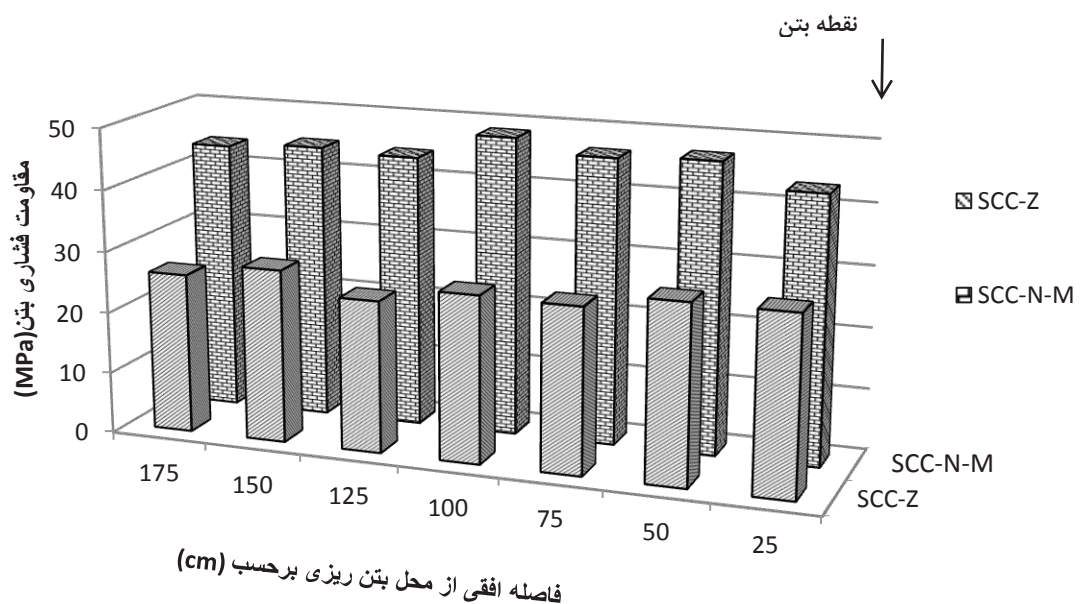
در شکل زیر مقادیر نسبی مقاومت مغزه های گرفته شده در تراز های مختلف دیوار به مقاومت نمونه های مکعبی عمل آوری شده در شرایط مرطوب، ارائه شده است. نتایج نشان می دهد که بهترین عملکرد از این حیث مربوط به نمونه های ساخته شده از بتن خودتراکم حاوی زئولیت می باشد، و این امر را می توان به توانایی بالای جذب آب زئولیت دانست که به دلیل ساختار لانه زنبوری خود می تواند آب را در داخل شبکه های زنجیره ای خود برای مدت بیشتری محبوس نگه داشته و از این رو شرایط عمل آوری مشابه تری نسبت به نمونه های مکعبی نگه داری شده در شرایط مرطوب ایجاد کند. بتن های خودتراکم از این جنبه نیز عملکرد بهتری نسبت به بتن های معمولی داشته اند.



شکل ۱۷- مقادیر نسبی مقاومت مغزه به نمونه های مکعبی نگه داری شده در شرایط مرطوب

به طور کلی از نمودار شکل ۱۷ نتیجه می شود که حداقل مقاومت مغزه ها (در تراز های فوقانی) در دیوارهای ساخته شده از بتن های خودتراکم ۷۲ و ۷۳ درصد مقاومت نمونه های استاندارد نگه داری شده در شرایط مرطوب می باشد که به میزان مناسبی بیشتر از مقدار ۶۵ درصد گزارش شده برای چنین المان هایی است [۶]. این مقدار برای بتن معمولی ۶۶ درصد به دست آمده است. در مطالعه انجام شده توسط مدندوست [۹] بر روی المان های تیر ساخته شده از بتن های معمولی این مقدار ۷۲ درصد به دست آمده است. در مطالعه ای دیگر از همین مؤلف [۸] بر روی المان های دیوار ساخته شده از بتن معمولی، کمترین مقدار مقاومت بتن درجا نسبت به نمونه های نگه داری شده در شرایط مرطوب ۶۲ درصد به دست آمده است که نزدیک به مقدار ۶۶ درصد به دست آمده در این مطالعه برای چنین بتن هایی می باشد. نتایج به دست آمده نشان می دهد که نسبت حداقل مقاومت های درجا در دیوارهای ساخته شده از بتن خودتراکم به نمونه های مکعبی استاندارد، بیش تر از حداقل مقدار توصیه شده در آیین نامه ی بتن ایران (آبا) [۱۴] مبنی بر در نظر گرفتن مقاومت بتن در حد ۶۰ درصد مقاومت نمونه های استاندارد می باشد. از این رو پیشنهاد می گردد که مقدار این ضریب با توجه به نوع بتن و عضو سازه ای مورد نظر، اصلاح گردد.

یکی از محاسن بر شمرده برای بتن خودتراکم کاهش نقاط بتن ریزی و سرعت ریختن بتن و در نتیجه صرفه جویی در زمان و هزینه می باشد. کاهش نقاط بتن ریزی در نتیجه ی جریان پذیری بتن خودتراکم در بین آرماتورها حاصل می شود که در نتیجه، برای داشتن یک بتن همگن در طول سازه که عاری از جداشدگی باشد، می بایست بتن ریخته شده علاوه بر مشخصه ی روانی دارای لزجت لازم هم باشد. بتن های خودتراکم نشان داده اند که در صورت انتخاب یک طرح اختلاط مناسب، به راحتی هر دو مشخصه ی فوق را تأمین می کنند. برای این منظور و اطمینان از همگنی بتن در طول جاری شده، خصوصیات سخت شده ی آن در طول دیوار بررسی شد. نتایج نشان می دهد که با وجود سقوط آزاد بتن در درون قالب و با توجه به حجم آرماتورگذاری، بتن های خودتراکم دارای همگنی مناسبی در طول دیوار می باشند. به طوریکه مقدار مقاومت مغزه ها در میانه و انتهای جریان نسبت به محل بتن ریزی بسیار به هم نزدیک می باشد و این نشان دهنده ی این است که بتن توانسته بعد از سقوط از ارتفاع ۲ متری، به صورت آزادانه و بدون جداشدگی از بین آرماتورها عبور کرده و خود را مسطح نماید.



شکل ۱۸: تغییرات مقاومت فشاری حاصل از مغزه های گرفته شده در طول دیوار

۴. نتیجه گیری

۱- با افزایش سن نمونه ها و افزایش مقاومت فشاری آنها، سرعت امواج اولتراسونیک و عدد چکش برجهنگی اشمیت نیز افزایش می یابد ولی روند افزایش نتایج سرعت امواج اولتراسونیک نسبت به دو آزمایش دیگر کندتر می باشد.

۲- مقاومت مغزه ها با افزایش ارتفاع از پای دیوار کاهش می یابد

۳- مقاومت های معادل مکعبی به دست آمده از آزمایش های اولتراسونیک و چکش اشمیت با افزایش ارتفاع از پای دیوار کاهش می یابد.

۴- تغییرات مقاومت در دیوار های ساخته شده از بتن خودتراکم به ۶ مگاپاسکال محدود شده است، در حالی که در بتن معمولی این مقدار ۸ مگاپاسکال می باشد که این می تواند بیانگر عملکرد بهتر بتن خودتراکم از حیث یکنواختی خصوصیات در تراز های مختلف باشد.

۵- مقاومت مغزه های گرفته شده در تراز فوقانی در دیوار های ساخته شده با طرح های SCC-Z و SCC-N-M و CC نسبت به تراز تحتانی کاهشی برابر ۱۹،۱۲ و ۲۲ درصد را از خود نشان داده اند.

۶- نتایج چکش اشمیت نشان می دهد که این آزمایش مقادیر مقاومت بتن موجود در سازه را نسبت به مقاومت های حاصله از آزمایش مغزه گیری تا حدودی دست بالاتر تخمین می زند.

۷- دیوار های ساخته شده با طرح SCC-Z بهترین عملکرد را از لحاظ نزدیکی مقادیر مقاومت درجا به مقاومت نمونه های مکعبی نگه داری شده در شرایط عمل آوری مرطوب از خود نشان داده اند.

۸- دیوار های ساخته شده با طرح SCC-N-M در تمامی تراز های دیوار دارای مقاومت های بالاتری نسبت به سایر طرح ها بوده اند.

۹- می توان توصیه نمود که ضرایب تقلیل مقاومت بتن توصیه شده در آیین نامه ی بتن ایران (آبا) با توجه به نوع بتن و نوع سازه ی مورد نظر اصلاح گردد.

۱۰- دیوار های ساخته شده با بتن های خودتراکم نشان داده اند که دارای همگنی مناسبی در طول دیوار می باشند.

۱۱- به طور کلی دیوار های ساخته شده از بتن خودتراکم همگنی بهتری از لحاظ مقادیر مقاومت در تراز های مختلف نسبت به بتن معمولی از خود نشان داده است و می توان با اطمینان خوبی از این نوع بتن در ساخت المان هایی با ابعاد واقعی و آرماتور گذاری انبوه استفاده نمود.

تشکر و قدردانی: با تشکر فراوان از همکاری مسئولین و پرسنل آزمایشگاه سازه دانشگاه گیلان که در انجام آزمایشهای پرزحمت این تحقیق نهایت همکاری و مساعدت را مبذول داشتند.

مراجع:

1. Final report submitted to the Florida department of transportation(contract No:BD503), "Mix design and testing of self-consolidating –concrete using Florida materials"December 2004
2. S.Bakhtiyari, A. Allahverdi, and M. Rais-Ghasemi, "The influence of permanent expanded polystyren formwork on fire resistance of self-compacting and normal vibreted concretes", *Asian Journal of Civil Engineering(Bulding and Housing)* vol.12,No.3(2011)pp.353-374
3. *Self-compacting concrete: An analysis of 11 years of case studies*, Cement & P.L. Domone, "Concrete Composites 28 (2006)pp. 197–208
4. S.Girish, R.V. Ranganath, Jagadish Vengala, " Influence of powder and paste on flow properties of SCC", *Construction and Building Materials* 24 (2010)pp. 2481–2488

5. Amadi. Babak, Shekarchi. Mohammad, "Use of natural zeolite as a supplementary cementitious material", *cement and concrete composites*, 32(2010), pp.134-141
6. Zhu W, Gibbs JC, Bartos PJM. "Uniformity of in situ properties of self-compacting concrete in full scale structural elements". *CementConcr Comp* 2001; 23:pp.57-64
۷. ملک محمد رنجبر، رحمت مدندوست، ایمان محمد پور نیک بین، "انتشار امواج اولتراسونیک در بتن خودتراکم و بررسی توزیع مدول الاستیسیته دینامیکی در اعضای بتنی"، چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه تهران، اردیبهشت ۱۳۸۷
۸. رحمت مدندوست، "ارزیابی مقاومت بتن در دیوار بتن مسلح"، اولین کنفرانس بین المللی بتن و توسعه، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، شماره ۱، اردیبهشت ۱۳۸۰
9. Bungey J.H, Madandoust R. "Strength variations in lightweight concrete beams". *Cem. Concr. Compos.* 1994; 16:pp.49-55
10. Soo-Duck Hwang, Kamal H. Khayat, "Comparison of in situ properties of wall elements cast using self-consolidating concrete", *Materials and Structures*, DOI 10.1617/s11527-011-9755-4, Received: 15 November 2010 /Accepted: 17 May 2011
11. Khayat KH, Trembley S, Paultre P. "Structural response of self-consolidating concrete columns. In: Skarendahl A, Petersson O, First international RILEM symposium on self-compacting concrete, Sweden: Stockholm, September 13-14, 1999, pp. 291-305.
12. Khayat KH, Petrov N, Attiogbe EK, See HT. "Uniformity of bond strength of prestressed strands in conventional flowable and self-consolidating concrete mixtures". In: Wallevik O, Nielsson I, editors. *Proceedings of third RILEM international symposium on selfcompacting concrete Reykjavik Iceland. Bagnaux, France: RILEM Publications, PRO 33; 2003. pp. 703-12.*
13. Khayat KH, Manai K, Trudel A. "In suit mechanical properties of wall elements cast using self-consolidating concrete". *ACI Mater J* 1997; 94(6):pp.491-500.
۱۴. کمیته ی تدوین آیین نامه ی بتن ایران، "آیین نامه بتن ایران (آبا) - بخش اول"، انتشارات سازمان برنامه و بودجه، معاونت امور فنی و تدوین معیار ها، نشریه شماره ۱۳۷۷، ۱۲۰.

Study on concrete strength homogeneity in walls made with self compacting concrete containing silica fume- nano SiO₂ and zeolite

Javid Malak Doust^{1*}, Rahmat Madandoust², Malek Muhammad Ranjbar³

1. M.Sc. student, department of civil engineering, university of guilan
2. Associate Professor, department of civil engineering, university of guilan
- 3- Assistant professor, department of civil engineering, university of guilan

Abstract

Improper homogeneity of concrete due to segregation phenomenon and low compaction can affect its in situ performance. Today, by increasing the use of self compacting concrete (SCC) in civil engineering applications, it seems to be necessary to investigate the homogeneity of concrete by measuring the in situ hardened properties such as compressive strength.

In this study, the assessment of concrete compressive strength was carried out in the height of walls made with SCC and it was compared with normal concrete (NC). In this research, pozzolanic materials such as combination of silica fume-nano SiO₂ and zeolite are used as partial replacement of cement to investigate the effect of these materials on strength variation in SCC mixtures. The walls made in full scale and had been reinforced for considering real condition in application Nondestructive tests such as ultrasonic pulse velocity and Schmidt hammer and partial destructive test such as core were carried out on the walls. The test results show more homogeneity in strength for walls made with SCC compared to NC. Also the use of combination of silica fume- nano SiO₂ indicates more improvement on homogeneity compared to containing zeolite of SCC mixtures. Variations of strength in height of the wall made with SCC and NVC was 6 and 8 percent, respectively, that indicate the proper function of self-compacting concrete in full-scale elements.

Key words:

scc, in situ compressive strength, silica fume, nano SiO₂, zeolite, ultrasonic, coring, Schmidt hammer

تقویت برشی تیرهای بتن آرمه با پانلهای پیش ساخته بتن فوق توانمند الیافی

کیان آغنی

دانشجو دکتری مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی سهند تبریز
kian.aghani@gmail.com

حسن افشین

دانشیار دانشکده مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی سهند تبریز
hafshin@sut.ac.ir

چکیده

در این پژوهش کاربرد استفاده از پانلهای پیش ساخته بتن فوق توانمند الیافی یا UHPFRC در تقویت برشی تیرهای بتن مسلح به صورت آزمایشگاهی و عددی مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفته است. تعداد ۸ نمونه تیر مسلح شده بتن معمولی به ابعاد (۱۰×۲۰×۱۵۰ cm) با دو ظرفیت خمشی مختلف و کمبود ظرفیت برشی ساخته شده‌اند. ۴ عدد از این نمونه‌ها به عنوان نمونه‌های کنترلی و ۴ عدد دیگر به عنوان نمونه‌های تقویت شده با پانلهای پیش ساخته UHPFRC به ابعاد (۳×۱۵×۱۲۶ cm) تحت آزمایش بارگذاری سه نقطه‌ای قرار گرفته‌اند. نتایج بدست آمده از آزمایش نشان می‌دهند که پانلهای پیش ساخته UHPFRC در تقویت برشی تیرهای بتن مسلح دارای عملکرد خوبی می‌باشند. در همین راستا، مدل‌سازی سه بعدی برای بررسی رفتار تیرهای بتن آرمه تقویت شده با پانلهای پیش ساخته UHPFRC توسط نرم‌افزار المان محدود ABAQUS انجام شده است. بدین منظور، مدل عددی برای تعریف رفتار خمشی بتن UHPFRC و اتصال پانلهای UHPFRC به سطح تیرها ارائه شده است. مدل‌سازی عددی نیز نشانگر عملکرد خوب این پانل‌ها در تقویت برشی تیرهای بتن مسلح می‌باشد.

واژه‌های کلیدی: سازه‌های بتن آرمه، بتن فوق توانمند الیافی، مقاوم سازی، پانلهای پیش ساخته

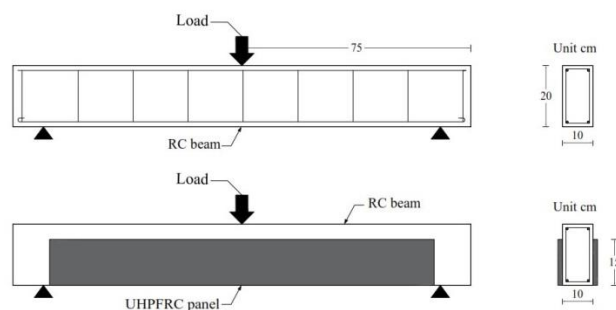
امروزه نیاز به تقویت و مقاومسازی سازه‌ها امری اجتناب ناپذیر است. استفاده از ورق‌های کامپوزیت FRP، ژاکت‌های فولادی و بتنی، بتن‌پاشی (شات کریت) و غیره را می‌توان از متداول‌ترین روش‌های تقویت و تامین تغییر شکل اعضا دانست. هر کدام از روش‌های ذکر شده دارای مزایا و معایبی هستند. کاربرد استفاده از بتن‌های با مقاومت بالا و UHPFRC جهت تقویت و مقاومسازی اعضای بتن‌آرمه، در حال افزایش روز افزون است. بتن UHPFRC نوعی بتن با مقاومت و کارایی بالا می‌باشد که به تازگی توجه مهندسين را جلب کرده است. مقاومت فشاری و خمشی بتن UHPFRC به ترتیب تا ۲۰۰ و ۴۰ مگاپاسکال می‌باشد. از دیگر مزایای این نوع بتن می‌توان به مقاومت سایشی بالا، مقاومت بالا در برابر عوامل محیطی و سیکل‌های ذوب و یخبندان، دوام و شکل پذیری بالا اشاره کرد. میزان درصد الیاف مصرفی در این نوع بتن بین ۱٪ تا ۴٪ حجمی می‌باشد [۱].

تحقیقات نشان داده است که استفاده از بتن‌های الیافی با مقاومت بالا به عنوان لایه تقویتی می‌تواند به خوبی نقاط ضعف نمونه‌ها را بهبود دهد. تایه و همکاران از UHPFRC جهت ترمیم ناحیه خورده شده از عضو بتن مسلح استفاده کردند. نتایج تحقیقات ایشان چسبندگی بالا بین بتن معمولی و UHPFRC را نشان می‌دهد [۲]. ایساکف و همکارانش از HSFRC در ناحیه فشاری عضو خمشی به منظور افزایش ظرفیت باربری استفاده کردند. نتایج آنها افزایش ظرفیت قابل توجه عضو را نشان می‌دهد اما مشکل جداشدگی بتن معمولی و HSFRC، این روش را غیر قابل اطمینان می‌کند [۳]. مارتینولا و همکارانش در نتایج تحقیقات خود بیان کردند که استفاده از ژاکت بتن FRC می‌تواند ظرفیت باربری عضو را افزایش دهد ولی استفاده از ژاکت احتیاج به بتن ریزی نیاز درجا دارد که باعث افزایش هزینه‌ها و زمان می‌شود [۴]. وانگ و همکاران از صفحات پیش ساخته بتن با مقاومت بسیار بالا الیافی (UHSFRC) برای تقویت برشی تیرهای بتن آرمه استفاده کردند. نتایج آنها تاثیر مثبت این صفحات را در تقویت تیرهای بتنی نشان داد اما وجود مشکل جداشدگی صفحات از سطح تیرها، این روش را غیر قابل اطمینان می‌کند [۵].

در این مقاله برای حل مشکل جداشدگی، کاهش هزینه‌ها و همچنین سهولت اجرا، نویسندگان روش نوینی را جهت تقویت تیرهای بتن مسلح ارائه داده‌اند. در این پژوهش از پانل‌های پیش ساخته UHPFRC برای تقویت برشی تیرهای بتن آرمه استفاده شده است.

۲- روش تقویت تیرها

در این تحقیق، از پانل‌های پیش ساخته UHPFRC به عنوان قطعات چسبانده شده به وجوه جانبی تیرهای بتن آرمه جهت تامین مقاومت برشی و خمشی استفاده شده است. تعداد ۸ نمونه تیر مسلح شده بتن معمولی با ابعاد (۱۵۰×۲۰×۱۰) با دو ظرفیت خمشی مختلف و با نقاط ضعف و کمبود ظرفیت برشی ساخته شده‌اند. ۴ عدد از این نمونه‌ها به عنوان نمونه‌های کنترلی و ۴ عدد دیگر به عنوان نمونه‌های تقویت شده با پانل‌های پیش ساخته UHPFRC با ابعاد (۱۲۶×۱۵×۳) می‌باشند. شکل ۱ نحوه تقویت تیرهای بتن آرمه و جدول ۱ جزئیات تیرها را نشان می‌دهد.



شکل ۱ نحوه تقویت تیرهای بتن آرمه

جدول ۱ جزئیات تیرهای بتن آرمه

نمونه	نوع	آرماتور کششی	آرماتور فشاری	آرماتور برشی	تعداد
B	کنترلی	۱۰Φ۲	۶Φ۲	cm۲۰at۶Φ	۲
S	کنترلی	۱۲Φ۲	۶Φ۲	cm۲۰at۶Φ	۲
B-re	تقویت شده	۱۰Φ۲	۶Φ۲	cm۲۰at۶Φ	۲
S-re	تقویت شده	۱۲Φ۲	۶Φ۲	cm۲۰at۶Φ	۲

برای یافتن ظرفیت باربری نمونه‌ها، از آزمایش بارگذاری سه نقطه‌ای با دهانه خالص ۱۳۰ سانتیمتر استفاده شده است. همچنین آزمایش تعیین مقاومت فشاری بر روی نمونه‌های تمامی بتن‌های ساخته شده انجام شده است.

۳- مصالح

برای ساخت بتن معمولی و UHPFRC از طرح اختلاط ارائه شده در جدول ۲ استفاده شده است. مقاومت فشاری استاندارد ۲۸ روزه بتن معمولی و UHPFRC به ترتیب ۳۴ و ۱۴۰ مگاپاسکال می‌باشد. شکل ۲ نمونه‌ای از پانل‌های پیش ساخته UHPFRC را نشان می‌دهد.

جدول ۲ طرح اختلاط بتن UHPFRC و بتن معمولی

ماده	بتن معمولی (kg/m ³)	UHPFRC (kg/m ³)
سیمان	۳۷۲	۹۲۰
آب	۲۱۱	۲۱۰
ماسه	۹۶۵	-
نخودی	۸۵۵	-
ماسه سیلیسی	-	۸۶۰
فوق روان کننده	-	۳۱
میکروسیلیس	-	۲۱۹
پودر سیلیس	-	۷۵
الیاف فولادی	-	۱۵۷



شکل ۲ پانل‌های پیش ساخته UHPFRC

۴- الحاق پانل‌های پیش ساخته

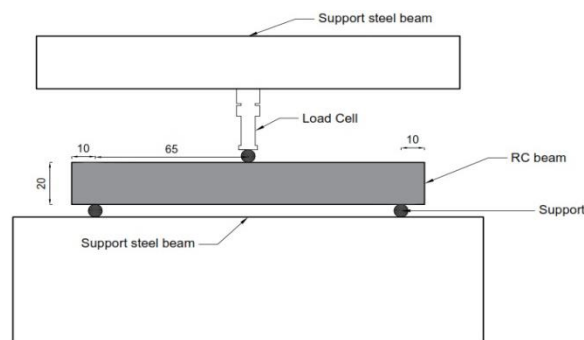
ابتدا سطوح تیرهای بتن معمولی با عمق کم تراشیده است. پس از تمیز کردن سطوح تیرها، چسب رزین اپوکسی با نام صنعتی Sikadur 330 که مشخصات مکانیکی آن مطابق جدول ۳ می‌باشد، به سطوح جانبی تیر و سطح ناصاف پانل‌های پیش ساخته UHPFRC مالیده شده است. پس از تثبیت و قرارگیری مناسب پانل‌های پیش ساخته UHPFRC بر روی سطوح تیرهای بتن مسلح، به نمونه‌ها مدت ۷ روز مهلت گیرش (بر اساس توصیه شرکت سازنده چسب [۶]) داده شده است. از هیچ گونه پیچ یا پرچ برای الحاق پانل‌های پیش ساخته به سطوح تیر استفاده نشده است.

جدول ۳ مشخصات مکانیکی چسب رزین اپوکسی [۶]

مقاومت کششی	مدول خمشی	مدول کششی
MPa	GPa	GPa
۳۰	۳/۸	۴/۵

۵- روش آزمایش

در این پژوهش برای یافتن ظرفیت باربری تیرهای کنترلی و تقویت شده، از آزمایش بار سه نقطه‌ای فزاینده با دهانه خالص ۱۳۰ سانتیمتر استفاده شده است. شکل شماتیک نحوه آزمایش مطابق شکل ۳ و نمونه‌ای از آزمایش مطابق شکل ۴ می‌باشد.



شکل ۳ نحوه آزمایش بار سه نقطه‌ای فزاینده به صورت شماتیک



شکل ۴ نحوه آزمایش بار سه نقطه‌ای فزاینده

در این آزمایش از جک هیدرولیکی با ظرفیت ۲۰ تن با بازشدگی ۵ سانتیمتر و LVDT با ظرفیت بازشدگی ۲۵ میلیمتر و حساسیت ۰/۰۱ میلیمتر برای اندازه‌گیری تغییر مکان میانه دهانه استفاده شده است. تمامی آزمایشات در محل آزمایشگاه سازه دانشگاه صنعتی سهند انجام شده است

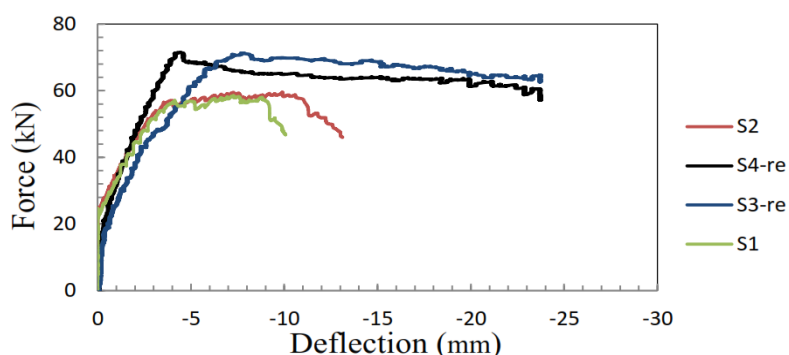
۶- نتایج آزمایش بر روی سری S و S-re

نتایج حاصل از آزمایش بر روی سری S و S-re، افزایش قابل توجه ظرفیت باربری، سفتی و ظرفیت جذب انرژی را نشان می‌دهد. جزئیات بدست آمده از آزمایش مطابق جدول ۴ و همینطور نمودار منحنی‌های بار-تغییر

مکان میانه دهانه مطابق شکل ۵ می‌باشد. با توجه به نتایج آزمایشات، تمامی خرابی‌ها به صورت شکست خمشی در پانل‌های چسبانده شده و تیر اصلی می‌باشد و حداکثر اندازه ترک به صورت تقریبی ۲ سانتی متر بوده است شکل ۶. لازم بذکر است که هیچگونه جداشدگی مابین پانل‌های چسبانده شده و تیر اصلی تحت بارگذاری رخ نداده است. الگوی ترک خوردگی تیرهای سری S و S-re مطابق شکل ۷ می‌باشد.

جدول ۴ نتایج آزمایش بر روی تیر نوع S و S-re

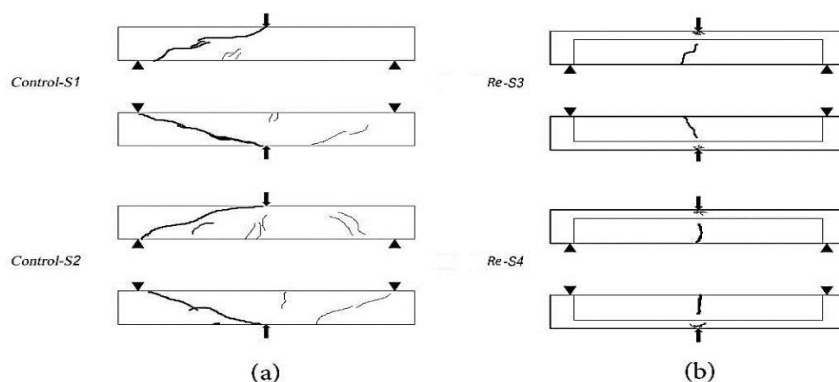
نمونه	بار حداکثر kN	نوع خرابی
S1	۵۸/۱	شکست برشی
S2	۵۹/۷	شکست برشی
S3-re	۷۳/۰	شکست خمشی
S4-re	۷۲/۳	شکست خمشی



شکل ۵ نمودار مقایسه منحنی‌های بار- تغییر مکان میان دهانه تیرهای S و S-re



شکل ۶ نحوه ترک خوردگی تیر تقویت شده از نوع S-re



شکل ۷ الگوی ترک خوردگی سری (a) کنترلی S و (b) تقویت شده S-re

۷- نتایج آزمایش بر روی سری B و B-re

نتایج حاصل از آزمایش بر روی سری B و B-re، افزایش قابل توجه ظرفیت باربری، سفتی و ظرفیت جذب انرژی را نشان می‌دهد. جزئیات بدست آمده از آزمایش مطابق جدول ۵ نمودار و همینطور منحنی‌های بار- تغییر مکان میانه دهانه مطابق شکل ۸ می‌باشد. با توجه به نتایج آزمایشات، تمامی خرابی‌ها به صورت شکست خمشی در پانل‌های چسبانده شده و تیر اصلی می‌باشد و حداکثر اندازه ترک به صورت تقریبی ۳ سانتی متر بوده است شکل ۹. لازم بذکر است که هیچگونه جداشدگی مابین پانل‌های چسبانده شده و تیر اصلی تحت بارگذاری رخ نداده است. الگوی ترک خوردگی تیرهای سری B و B-re مطابق شکل ۱۰ می‌باشد.

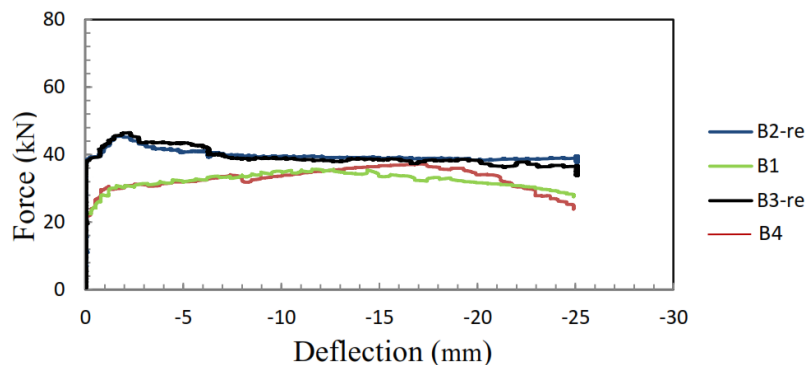
جدول ۵ نتایج آزمایش بر روی تیر نوع B و B-re

نمونه	بار حداکثر kN	نوع خرابی
B1	۳۶/۰	شکست خمشی - برشی
B4	۳۸/۲	شکست خمشی - برشی
B2-re	۴۶/۸	شکست خمشی
B4-re	۴۷/۵	شکست خمشی

همانطور که نتایج آزمایش نشان می‌دهد پانل‌های پیش ساخته UHPFRC باعث افزایش ظرفیت باربری تیرهای مسلح بتن معمولی شده است. همچنین علاوه بر افزایش ظرفیت باربری، نحوه خرابی تیرهای تقویت شده را از حالت شکست ناگهانی به حالت پیش هشدار دهنده بهبود داده است که این امر جزو مزیت‌های مهم یک روش مقاوم‌سازی به حساب می‌آید. از دیگر نتایج مهم آزمایش، افزایش ظرفیت جذب انرژی در تیرهای تقویت شده می‌باشد که این میزان افزایش برای تیرهای تقویت شده نوع S-re و B-re به صورت میانگین تقریباً برابر ۲۷۸٪ و ۱۵۹٪ می‌باشد. همچنین هیچگونه جداشدگی مابین پانل‌های چسبانده شده و تیر اصلی تحت بارگذاری وجود نداشته است. جمع بندی نتایج حاصل از آزمایش به قرار جدول ۶ می‌باشد.

جدول ۶ جمع بندی نتایج حاصل از آزمایش

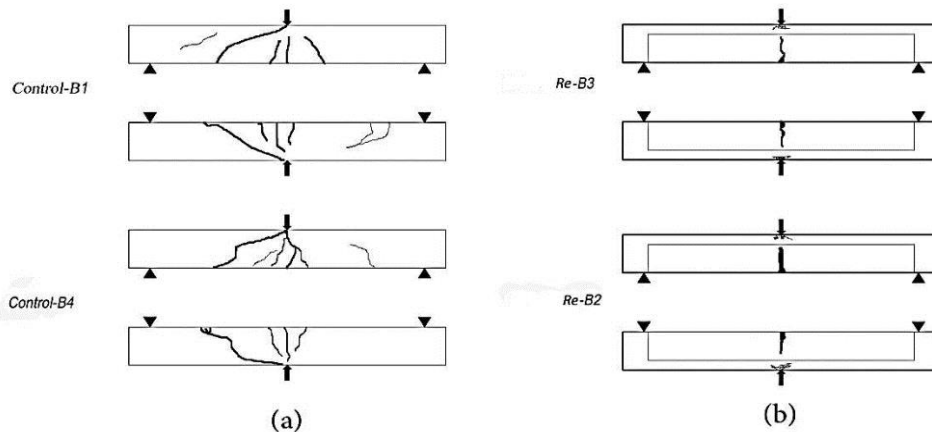
نمونه	نوع	میانگین میزان افزایش ظرفیت باربری (kN)	میزان افزایش ظرفیت باربری (%)	میزان افزایش ظرفیت جذب انرژی (%)	نحوه خرابی
B	کنترلی	—	—	—	شکست خمشی - برشی
B-re	تقویت شده	۱۰/۰۵	۲۷/۰	۱۵۹	شکست خمشی
S	کنترلی	—	—	—	شکست برشی
S-re	تقویت شده	۱۳/۷۵	۲۳/۲	۲۷۸	شکست خمشی



شکل ۸ نمودار مقایسه منحنی‌های بار- تغییر مکان میانه دهانه تیرهای B و B-re



شکل ۹ نحوه ترک خوردگی تیر تقویت شده از نوع B-re



شکل ۱۰ الگوی ترک خوردگی سری (a) کنترلی (b و B) تقویت شده B-re

۸- مدل سازی عددی

برای مدل سازی، از نرم افزار المان محدود ABAQUS/CAE 6.12 استفاده شده است. به دلیل رفتار غیر خطی شدید موجود در مصالح، نوع تحلیل در نظر گرفته شده به صورت Dynamic - Explicit می باشد و نیز از روش کنترل تغییر مکان برای یافتن ظرفیت باربری تیرهای کنترلی و تقویت شده و نیز رفتار پس از ایجاد ترک‌های پلاستیک استفاده شده است.

۹- مدل سازی بتن

برای مدل سازی بتن از المان SOLID C3D8R و نوع ایزوتروپیک که قابلیت تعریف خصوصیات برای تحلیل‌های خطی و غیر خطی را دارد، استفاده شده است. برای تعریف خصوصیات رفتار غیر خطی بتن از مدل خسارت پلاستیک بتن استفاده شده است.

خصوصیات رفتار خسارت پلاستیک بتن به شرح ذیل در نظر گرفته شده می‌باشند:

زاویه اتساع برابر ۳۲ درجه برای بتن معمولی و ۳۹ درجه برای بتن UHPFRC

پتانسیل خروج از مرکز برابر پیش فرض نرم افزار ۰/۱ [۷]

ویسکوزیته برابر پیش فرض نرم افزار صفر [۷]

نسبت مقاومت در تنش دومی محوری به تک محوره برابر پیش فرض نرم افزار ۱/۱۶ [۷]

برای تعریف رابطه تنش- کرنش فشاری بتن باید اطلاعات مربوط به مقاومت فشاری، کرنش غیر خطی را در دست داشت. نرم افزار ABAQUS از رابطه ۱ مقادیر کرنش واقعی را به کرنش غیر خطی تبدیل می‌کند. [۷]

$$\tilde{\varepsilon}_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_0^{cl} \quad (1)$$

همینطور نرم افزار ABAQUS از رابطه ۲ مقادیر کرنش پلاستیک متناظر با مقاومت فشاری لحظه‌ای بتن را محاسبه می‌کند [۷].

$$\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \tilde{\varepsilon}_c^{in} - \frac{d_c}{1-d_c} \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (2)$$

به منظور تعریف رفتار فشاری بتن معمولی از رابطه تنش-کرنش ارائه شده توسط Hsu استفاده شده است [۸]. رابطه ۳ متغیرهای محاسباتی جهت تعیین رفتار فشاری بتن معمولی را ارائه می‌دهند.

$$\sigma_c = \left(\frac{\beta(\varepsilon_c/\varepsilon_0)}{\beta - 1 + (\varepsilon_c - \varepsilon_0)^\beta} \right) \sigma_{cu} \quad (3)$$

که در رابطه بالا σ_{cu} و ε_0 به ترتیب مقاومت فشاری حداکثر بتن و کرنش متناظر با آن است. پارامتر β بر اساس دیگرام تنش-کرنش فشاری بتن تعیین می‌شود.

برای تعریف رفتار فشاری بتن UHPFRC مانند قسمت قبل به پارامترهای مقاومت فشاری لحظه‌ای، کرنش غیر-خطی و پارامتر آسیب نیاز داریم. برای این منظور، از روابط ارائه شده توسط Graybeal استفاده می‌کنیم [۹]. از روابط ۴ تا ۶ برای محاسبه تنش لحظه‌ای بتن UHPFRC استفاده شده است.

$$f_c = \varepsilon_c E (1 - \alpha) \quad (4)$$

$$E = 3840 \sqrt{f'_c} \quad MPa \quad (5)$$

$$\alpha = a e^{\frac{\varepsilon_c E}{b f'_c}} - a \quad (6)$$

که در رابطه بالا a و b به ترتیب ۰/۱۱ و ۰/۲۴ محاسبه می‌شوند. مشخصات مکانیکی در نظر گرفته شده برای بتن معمولی و UHPFRC به قرار جدول ۷ می‌باشد.

برای تعریف رابطه تنش-کرنش کششی بتن باید اطلاعات مربوط به مقاومت کششی، کرنش غیر خطی را در دست داشت. نرم افزار ABAQUS از رابطه ۱ مقادیر کرنش واقعی را به کرنش غیر خطی تبدیل می‌کند. [۷]
همینطور نرم افزار ABAQUS از رابطه ۷ مقادیر کرنش پلاستیک متناظر با مقاومت کششی لحظه‌ای بتن را محاسبه می‌کند [۷].

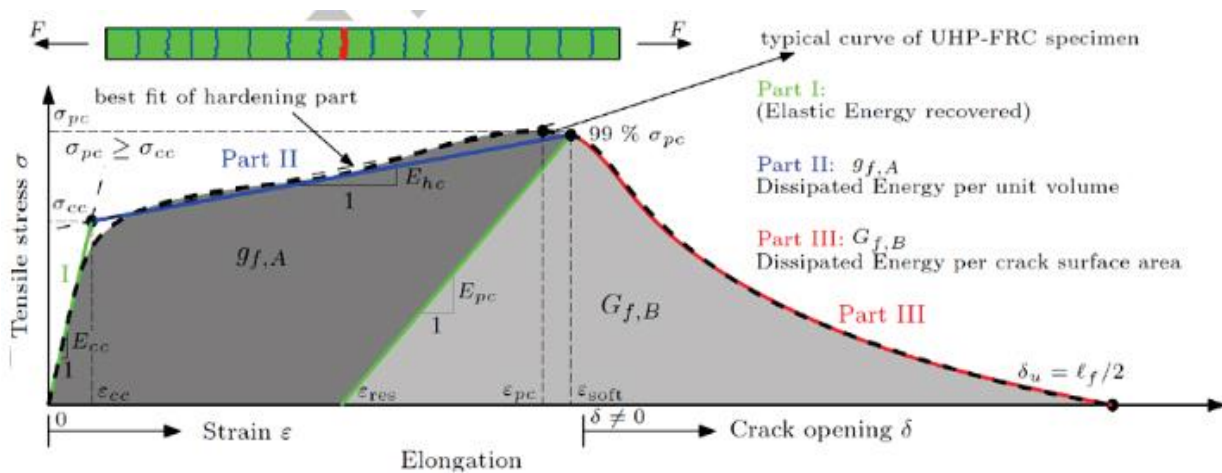
جدول ۷ مشخصات مکانیکی در نظر گرفته شده برای بتن معمولی و UHPFRC در نرم افزار

Density (kg/m ³)	f _c (MPa)	ν	E (MPa)	
۲۵۰۰	۱۴۰	۰/۲۱	۴۵۴۳۵	UHPFRC
۲۴۰۵	۳۴	۰/۲۰	۲۶۸۷۰	NC

$$\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \tilde{\varepsilon}_c^{in} - \frac{d_t}{1-d_t} \frac{\sigma_t}{E_c} \quad (7)$$

برای تعیین رفتار کششی بتن پس از ترک خوردگی از مدل پیش فرض نرم افزار ABAQUS استفاده شده است. مقاومت کششی بتن معمولی برابر ۳/۴ مگاپاسکال و حداکثر کرنش غیر خطی برابر ۰/۰۱۲۶ در نظر گرفته شده است.

برای تعریف رفتار کششی بتن UHPFRC از رفتار ارائه شده توسط Wille استفاده شده است [۱۰]. شکل ۱۴ رفتار این نوع بتن را در فاز کششی نشان می‌دهد. از آنجایی نرم افزار ABAQUS تنها رابطه تنش- کرنش کششی را برای حالت پس از ترک خوردگی در نظر می‌گیرد، پس با توجه به توصیه JSCE، فقط از فاز نرم شوندگی برای مدل سازی استفاده شده است [۱۱]. مقاومت کششی بتن UHPFRC برابر ۹/۵ مگاپاسکال و حداکثر جا به جایی برابر ۱ سانتی متر در نظر گرفته شده است.



شکل ۱۴ رفتار کششی بتن UHPFRC [۱۰]

۱۰- مدل سازی فولاد

برای مدل سازی آرماتورهای کششی، فشاری و برشی از المان خربایی سه بعدی T3D2 استفاده شده است. رفتار فولاد به صورت الاستیک- کاملاً پلاستیک و تنش جاری شدن آن برابر ۴۰۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است.

۱۱- اندرکنش فولاد و بتن

برای تعریف اندرکنش بین بتن معمولی و فولاد از دستور Embed استفاده شده است. این دستور از هرگونه حرکت آرماتور در داخل بتن جلوگیری می‌کند. در واقع آرماتورها در بتن به صورت بدون لغزش مدفون شده‌اند.

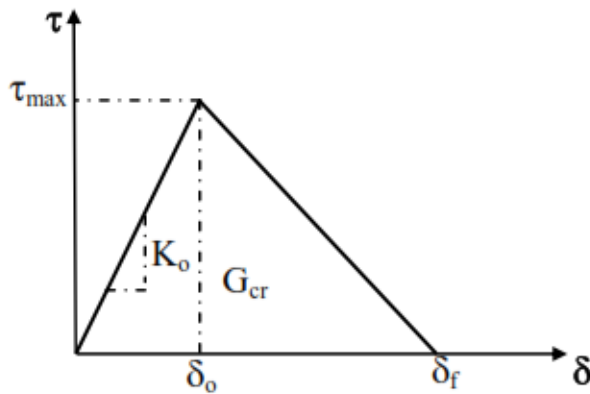
۱۲- اندرکنش صفحات و بتن

به طور کلی مودهای خرابی در تیرهای بتن آرمه تقویت شده با هرگونه صفحه اعم از بتنی یا فولادی یا پلیمری به دو صورت است:

- ایجاد پارگی یا خرابی در صفحه تقویتی

- جداسازی بتن و صفحه تقویتی

با توجه به اینکه در پروژه انجام شده از چسب اپوکسی برای الحاق پانل‌های پیش ساخته به سطح تیر بتن آرمه استفاده شده است، مدل سازی عددی برای بررسی نحوه اندرکنش بتن و چسب لازم است. بدین منظور از المان چسبنده (Cohesive) و برای تعریف رفتار المان مذکور، از مدل تنش-پارگی استفاده شده است. در این رفتار، مواد دارای رفتار الاستیک اولیه تا لحظه پارگی می‌باشند شکل ۱۵. مولفه‌های بردار تنش اسمی شامل σ_n ، τ_1 و τ_2 می‌باشد که به ترتیب تنش‌های نرمال و برشی را نشان می‌دهند. ماتریس سختی اولیه لایه چسبی مستقیماً به ضخامت لایه و سختی ماده بستگی دارد که به طور کلی از رابطه ۸ استخراج می‌شود [۱۲]:



شکل ۱۵ رفتار تعریف شده در مدل تنش-پارگی [۱۲]

$$k_0 = \frac{1}{\frac{t_i}{G_i} + \frac{t_j}{G_j}} \quad (۸)$$

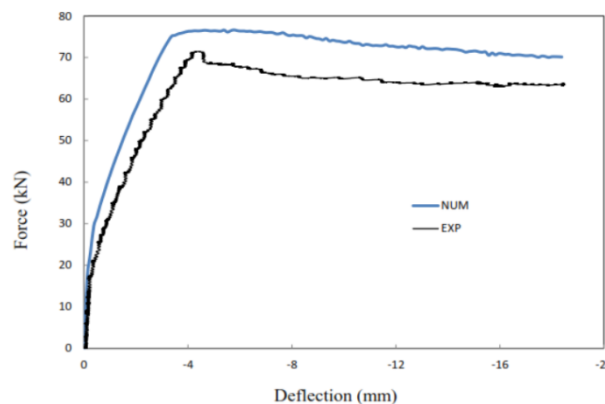
در رابطه ۸، t و G به ترتیب ضخامت و سختی برشی لایه در راستاهای i و j می‌باشد. در هنگام جداسازی لایه چسبی، ضخامت افزایش و سختی کاهش می‌یابد. به منظور تعیین خسارت ایجاد شده در لایه چسبی از معیار تنش درجه دوم، رابطه ۹، استفاده شده است [۱۲]:

$$\left\{ \frac{\sigma_n}{\sigma_n} \right\}^2 + \left\{ \frac{t_s}{t_s} \right\}^2 + \left\{ \frac{t_t}{t_t} \right\}^2 = 1 \quad (۹)$$

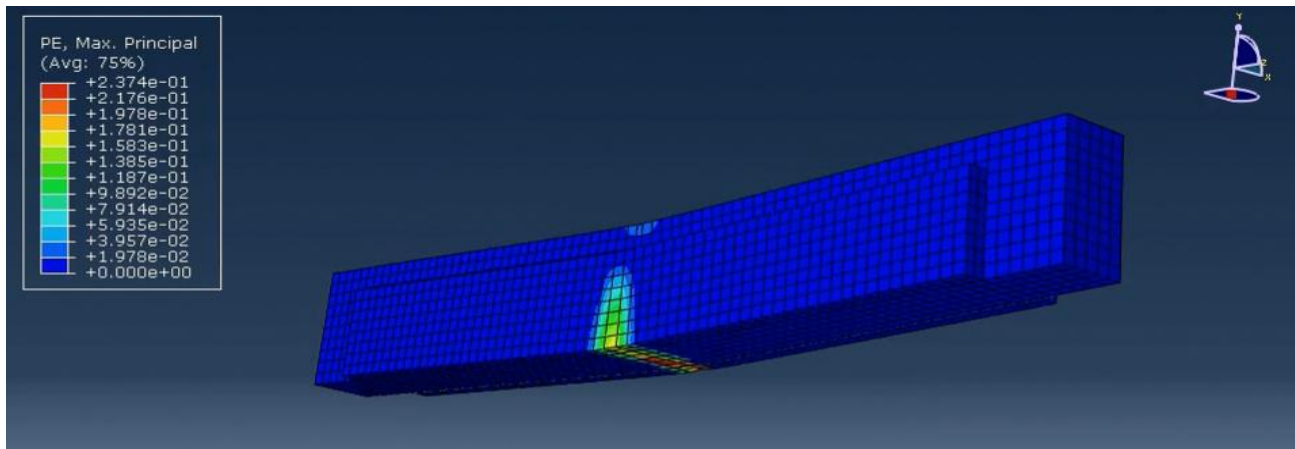
جهت تعیین پارامترهای ذکر شده در رابطه ۹ در نرم‌افزار، از مشخصات مکانیکی اسمی چسب استفاده شده است.

۱۳- نتایج نرم‌افزاری برای S-re

نتایج بدست آمده از آزمایشگاه شامل نمودار بار-تغییر مکان میانه دهانه و نحوه شکست نمونه‌ها با نتایج بدست آمده از تحلیل نرم‌افزاری مقایسه شده است. شرح نتایج در ادامه آمده است. نمودار مقایسه‌ای منحنی‌های بار-تغییر مکان میانه دهانه حاصل از آزمایش و تحلیل نرم‌افزاری بر روی سری S-re، مطابق شکل ۱۶ می‌باشد. با توجه به شکل ارائه شده، اختلاف بین دو نمودار بسیار اندک و در حدود ۶٪ می‌باشد. شکل ۱۷ نحوه خرابی تیر تقویت شده بدست آمده از تحلیل نرم‌افزاری را نشان می‌دهد. همانند نتایج آزمایشگاهی، تحلیل نرم‌افزاری مکانیسم خرابی تیر را به صورت خمشی نشان می‌دهد. همچنین هیچگونه جدا شدگی بین پانل‌های UHPFRC و تیر اصلی وجود نداشته است.



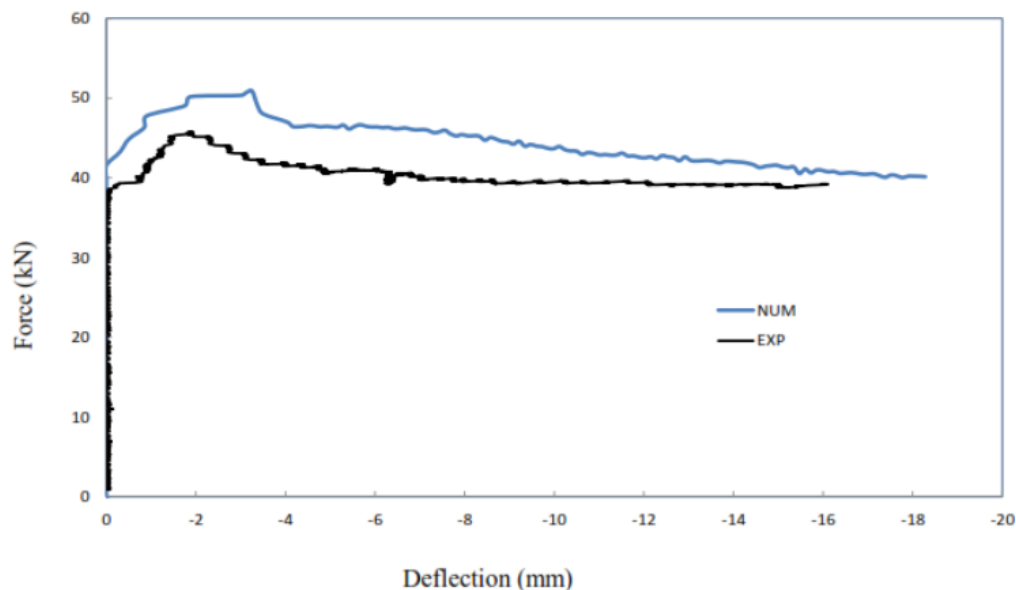
شکل ۱۶ نمودار مقایسه‌ای منحنی‌های بار-تغییر مکان میانه دهانه تیر مقاوم سازی شده از نوع S-re بدست آمده از تحلیل نرم‌افزاری و آزمایش



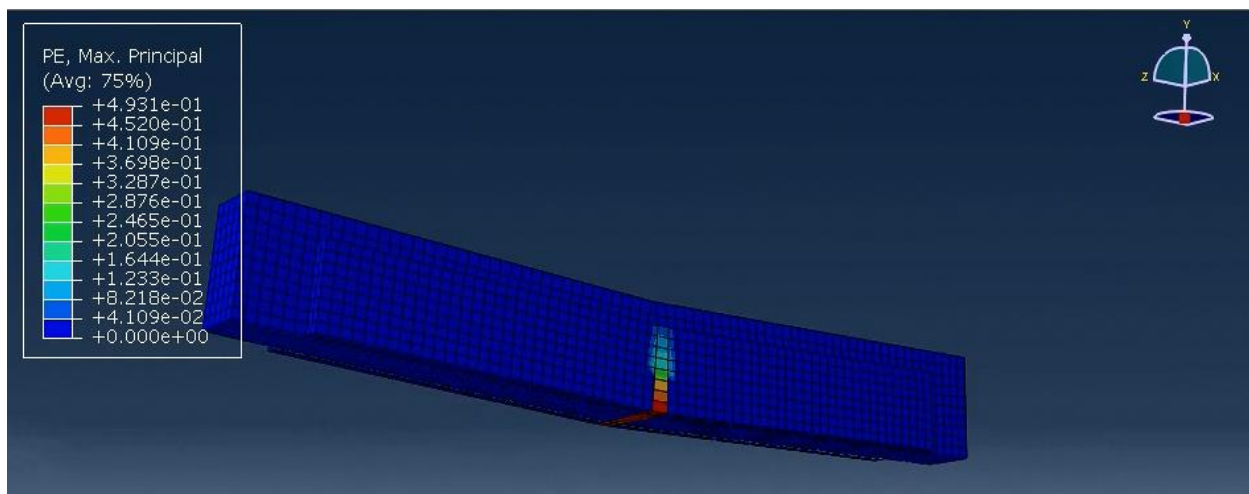
شکل ۱۷ نحوه خرابی تیر مقاوم سازی شده از نوع S-re بدست آمده از تحلیل نرم افزاری

۱۴- نتایج نرم افزاری برای S-re

نتایج بدست آمده از آزمایشگاه شامل نمودار بار-تغییر مکان میانه دهانه و نحوه شکست نمونه‌ها با نتایج بدست آمده از تحلیل نرم افزاری مقایسه شده است. شرح نتایج به صورت ذیل می‌باشد. نمودار مقایسه‌ای منحنی‌های بار-تغییر مکان میانه دهانه حاصل از آزمایش و تحلیل نرم افزاری بر روی سری S-re، مطابق شکل ۱۸ می‌باشد. با توجه به شکل ارائه شده، اختلاف بین دو نمودار بسیار اندک و در حدود ۵٪ می‌باشد. شکل ۱۹ نحوه خرابی تیر تقویت شده بدست آمده از تحلیل نرم افزاری را نشان می‌دهد. همانند نتایج آزمایشگاهی، تحلیل نرم افزاری مکانیسم خرابی تیر را به صورت خمشی نشان می‌دهد. همچنین هیچگونه جدا شدگی بین پانل‌های UHPFRC و تیر اصلی وجود نداشته است.



شکل ۱۸ نمودار مقایسه‌ای منحنی‌های بار-تغییر مکان میانه دهانه تیر مقاوم سازی شده از نوع B-re بدست آمده از تحلیل نرم افزاری و آزمایش



شکل ۱۹ نحوه خرابی تیر مقاوم سازی شده از نوع *B-re* بدست آمده از تحلیل نرم افزاری

۱۵- نتیجه گیری

در این پژوهش، به بررسی آزمایشگاهی و عددی رفتار تیرهای بتن آرمه تقویت شده به صورت برشی با پانل‌های پیش ساخته *UHPFRC* پرداخته‌ایم و همچنین میزان افزایش ظرفیت باربری و تاثیر قطعات چسبانده شده بر رفتار عضو در نتایج آزمایشگاهی نشان داده شده و از نتایج تحلیل عددی توسط نرم افزار آباکوس جهت صحت سنجی نتایج استفاده شده است. نتایج کلی این پژوهش به شرح ذیل می‌باشد:

-پانل‌های پیش ساخته *UHPFRC* باعث افزایش ظرفیت باربری تیرهای مسلح بتن معمولی شده است. همچنین علاوه بر افزایش ظرفیت باربری، نحوه خرابی تیرهای تقویت شده را از حالت شکست ناگهانی به حالت پیش هشدار دهنده تغییر داده است که این امر جزو مزیت‌های مهم یک روش مقاوم‌سازی به حساب می‌آید. میزان افزایش مقاومت به صورت میانگین برای تیرهای مقاوم‌سازی شده نوع *B-re*، $27/0\%$ و برای تیرهای مقاوم‌سازی شده نوع *S-re*، $23/2\%$ می‌باشد.

-استفاده از پانل‌های پیش ساخته *UHPFRC* باعث افزایش قابل توجه سفتی نمونه شده است. با توجه به نتایج ارائه شده، الیاف فولادی موجود در این نوع بتن به خوبی توانسته‌اند میزان انرژی جذب شده را افزایش دهند و حتی ظرفیت شکل پذیری نمونه‌ها را تا 278% بهبود بخشند.

از مزیت‌های دیگر تقویت تیرها با پانل‌های پیش ساخته *UHPFRC* می‌توان به حمایت از تیر اصلی در برابر آتش‌سوزی و یخبندان، سهولت روش اجرا، هزینه پائین و دوام بالا اشاره کرد.

-در این پژوهش از چسب رزین اپوکسی برای الحاق پانل‌های پیش ساخته *UHPFRC* به سطوح جانبی تیر بتن مسلح استفاده شده است. با توجه به نتایج بدست آمده و همچنین عدم وجود جداسدگی مابین صفحات بتنی و چسب پس از بارگذاری، استفاده از چسب رزین اپوکسی به عنوان روش الحاقی به منظور اطمینان از عدم جداسدگی پانل‌های پیش ساخته از سطح تیر بتن مسلح تحت بارگذاری و کاهش هزینه‌ها بسیار مناسب می‌باشد.

۱۶- تقدیر

بدینوسیله از مسئولین آزمایشگاه بتن و سازه دانشگاه صنعتی سهند تبریز آقایان ملائی، کرباسی و محمدزاده که ما را در انجام این پژوهش یاری کردند، کمال تشکر و قدردانی را داریم.

۱۷- مراجع

- ۱- آغنی، کیان، "بررسی آزمایشگاهی و عددی مقاوم سازی برشی تیرهای بتن مسلح با صفحات پیش ساخته RPC"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی سهند، دی ماه ۱۳۹۴
2. Tayeh B, Abu Bakar B, Megat Johari M and Voo Y, "Mechanical and permeability properties of the interface between normal concrete substrate and ultra-high performance fiber concrete overlay." *Journal of Construction and Building Materials*, 2012, 36: 538–548.
3. Iskhakov I, Ribakov Y, Holschemacher K and Mueller T, "High performance repairing of reinforced concrete structures." *Journal of Materials and Design*, 2013, 44: 216–222.
4. Martinola G, Meda A, Plizzari GA, Rinaldi Z, "Strengthening and Repair of RC beams with Fiber Reinforced Concrete", *Cement and Concrete Composites*, 2010
5. Jian Wang, Hidenori Morikawa, Tetsuo Kawaguchi, "Shear strengthening of RC beams using Ultra-High-Strength-Fiber-Reinforced Concrete", *Magazine of Concrete Research*, ICE publishing, 2015
6. Sikadur 330® , " Construction Manual – Sikadur 330 2-part Epoxy Impregnation Resin", Sika Gulf B.S.C ©
7. SIMULIA ABAQUS, "ABAQUS Analysis 6.12 User's Manual", ABAQUS Inc.
8. Hsu, L.S., & Hsu, "Complete stress-strain behavior of high-strength concrete under compression." *Magazine of Concrete Research*, 1994, 46(169), 301-312.
9. Graybeal B, "Compressive behavior of Ultra-High-Performance-Fiber-Reinforced Concrete", *ACI Materials Journal*, Technical paper, April 2007, Title no. 107-M17
10. K. Wille, S.EL-Tawil, A.E. Naaman, "Properties of Strain Hardening Ultra High Performance Fiber reinforced Concrete under Direct Tensile Loading", *Journal of Cement & Concrete Composite*, 2014, 68, 53-66
11. JSCE, " Recommendation for Design and Construction of High Performance Fiber Reinforced Cement Composites with multiple fine cracks", *Concrete Engineering Series 82*, March 2008
12. Yasmeeen taleb O, Susanne H, Ola D, "The effect of CFRP and CFRP/concrete interface models when modelling retrofitted RC beams with FEM." *Journal of Composite structures*, 2010, 92, 1391-1398

Shear Strengthening of RC Beams by Prefabricated UHPFRC Panels

Kian Aghani¹, Hassan Afshin²

1- PhD student of Civil Engineering, Sahand University of technology
kian.aghani@gmail.com

2- Associate Professor, Civil Engineering Department, Sahand University of technology
hafshin@sut.ac.ir

Abstract

In this study, applicability of ultra-high performance fiber-reinforced concrete panels in shear strengthening of RC beams was investigated experimentally and numerically. In total, eight RC beams (dimensions 10×20×150 cm) with two different bending capacity and lack of shear strength were produced. Specimens, Four were control beams and four were strengthened with prefabricated UHPFRC panels (dimensions 3×15×126 cm) and were tested in 3-points bending. The results show that this method can be well used for strengthening of RC beams. In this regard, a 3D model using ABAQUS FEM software was used to investigate the strengthening method. For this purpose, numerical models were developed to define flexural behavior of UHPFRC and coupling between NC and UHPFRC. FEM analysis approved the efficiency of the method also.

Keywords: Reinforced concrete structures, UHPFRC, strengthening, prefabricated panel

بررسی الگوی آسیب در سدهای بتنی وزنی تحت اثر زلزله های میدان دور و نزدیک

بابک امین نژاد

گروه مهندسی عمران، واحد رودهن، دانشگاه آزاد اسلامی؛ رودهن، ایران
Babak1409@yahoo.com

احمدرضا رحیمی

گروه مهندسی عمران، واحد رودهن، دانشگاه آزاد اسلامی؛ رودهن، ایران
Aminnejad@riau.ac.ir

چکیده:

بررسی ایمنی سدهای بتنی وزنی به خصوص در شرایط بارگذاری شدید همانند زمین لرزه در مقیاس MCL همواره موجب نگرانی عمده بوده و بررسی رفتار غیرخطی این سازه ها با احتساب اندرکنشهای مختلف با آب و پی نیازمند مطالعات بیشتری است. ماهیت و نحوه اعمال نیرو در رکوردهای میدان دور و نزدیک زلزله بر سازه ها متفاوت است. در این مقاله، دو رکورد میدان نزدیک و دو رکورد میدان دور برای تحلیلها انتخاب شده اند. دو رکورد میدان دور انتخاب شده بر اساس حداکثر شتاب افقی به رکورد میدان نزدیک متناظر مقیاس شده اند. سد کوینا به عنوان مطالعه موردی انتخاب شده است. برای بدست آوردن طول ترک با استفاده از تحلیل استاتیکی ابتدا یک طولی برای ترک در پاشنه سد فرض شده و افزایش طول ترک تا جایی در نظر گرفته می شود که تنش کششی انتهای ترک از تنش کششی مجاز بتن مصرفی کمتر شود. برای المان بندی بدنه سد با استفاده از نرم افزار ANSYS از المان هشت گرهی PLAN183 استفاده شده است آنالیز دینامیکی غیرخطی در حال حاضر ابزاری برای بررسی ایمنی لرزه های سدهای بتنی وزنی می باشد که در این مقاله تحلیل دینامیکی خطی و غیرخطی تحت اثر پنج زلزله مختلف با PGA و محتوای فرکانسی متفاوت انجام شده و اندرکنش دینامیکی سد و دریاچه با روش جرم افزوده مدل شده است.

کلمات کلیدی: سد بتنی وزنی-سد کوینا- زلزله دور و نزدیک- نرم افزار ANSYS

عموماً سدهای بتنی به صورت سیستم بلوکهای بتنی غیرمسلح و یکپارچه که به وسیله درزهای ساختمانی از یکدیگر جدا شده اند، احداث میشوند. به دلیل مقاومت کششی ضعیف بتن اغلب از همان ابتدا سدهای بتنی با مساله ترک خوردگی مواجه هستند. ترکهایی که در عمق بدنه سد نفوذ می کنند، اثرات قابل توجهی در کاهش سختی و توان باربری سد دارند. از عوامل مهم بوجود آمدن و رشد اینگونه از ترکها وجود تنشهای کششی ممتد در فصل مشترک بلوکهای یکپارچه است. این تنشهای کششی می تواند ناشی از شکل بهینه نشده سد، روشهای ساخت، زیاد شدن طول پیش آمدگی در هنگام ساخت سد، فشارهای هیدرواستاتیک، نشستهای ناهمسان در پی و زمین لرزه باشد. از دیگر موارد بروز تنشهای کششی می توان از اختلاف درجه حرارت بین وجوه بالادست- پایین دست سد و تغییر وضعیت مصالح به جهت واکنشهای شیمیایی سنگدانه ها نام برد در یک مدل کامل می بایست به وضعیت و جهت درزه در پی نیز توجه نمود.

در هنگام ساخت سد و همچنین زمان بهره برداری از سد به این نکته توجه داشت که تنشهای کششی از حد متعارف تجاوز نمایند و هیچگونه ترک سازه ایی مهمی در سد ایجاد نگردد. البته رعایت موارد فوق در هنگام زلزله های شدید بسیار مشکل و غیراقتصادی است. نوع دیگر از ترکهای احتمالی در سدهای بتنی، در محل اتصال بدنه و پی بوجود می آید و از آنجاییکه نیروهای هیدرواستاتیکی در محل تکیه گاههای سد ایجاد فشار می کنند و نیروهای فشاری معمولاً با خروج از مرکزیت همراه هستند، لذا لنگرهای قابل ملاحظه ای به سنگ تکیه گاه وارد می شود و نهایتاً باعث ایجاد تنشهای کششی قابل توجهی در محل اتصال بدنه و پی می شود. بطوریکه اگر سختی قوس در ترازهای فوقانی به قدر کافی بزرگ نباشد، عملکرد کنسول ممکن است موجب بروز کششی بیش از حد مجاز در پی گردد. برای سدهایی که شکل آنها بهینه نشده باشد، تنشهای کششی بوجود آمده از مقاومت کششی بتن بیشتر می شود و ضمن ایجاد ترک در محل تماس بدنه سد و شالوده سنگی نواحی ضعیف شده ای در این محلها بوجود می آید که از نقطه نظر طراحی مطلوب نبوده و ممکن است از نظر پایداری برای سد مساله ساز باشد. از طرف دیگر رفتار غیرخطی سدهای بتنی جدید در ارتباط با گشودگی درزها و ترکها یک پدیده بسیار مهم به ویژه در دره های با دهانه وسیع به شمار می رود. این رفتار را می توان سودمند به حساب آورد. زیرا تحلیل غیرخطی موجب می شود که تنشهای کششی به صورت موضعی آزاد شوند لذا محسوب نمودن رفتار و مکانیزم غیرخطی بازشدگی ترکها به واقعیت نزدیکتر بوده و در آنالیز ایمنی سدهای بتنی دارای اهمیت فراوان می باشد.

Ghobarah و Ghaemian با استفاده از مدل ترک اندود و ضابطه مکانیک شکست غیرخطی، سد سفیدرود و پایین فلت را با احتساب اندرکنش سد و مخزن به روش نوسانی تحلیل کردند و نتایج را با روش جرم افزوده مقایسه نمودند. Zhang و Ohmachi ترک خوردگی سدهای وزنی را مطالعه کردند. در این مطالعه از مدل ترک پخشی استفاده شده است. مخزن با ایده جرم افزوده وسترگارد مدل شده است. Mirzabozorg از روش ترک چرخشی سه بعدی برای تحلیل سد ماروپوینت استفاده کرد. Ghrib و Tinawi و Ghrib و Tinawi شکست لرزهای سدهای وزنی را با استفاده از ایده مکانیسم آسیب پیوسته ارائه کردند. در مدل تنها یک متغیر آسیب کششی در نظر گرفته شده است. Cevara و Olivier یک متدولوژی عمومی برای تحلیل سدهای بتنی بزرگ تحت تحریک لرزهای ارائه کردند رفتار مکانیکی بتن با استفاده از یک مدل آسیب ایزوتروپیک که برای هر دو آسیب کششی و فشاری کاربردی است، مدل میشود. Faria و همکاران در چارچوب مکانیک آسیب پیوسته یک مدل بتن غیرمسلح ارائه کردند که عمدتاً برای تحلیل سدهای وزنی و قوسی کاربرد دارد. دو متغیر آسیب فشاری و کششی در این مدل لحاظ شده است. Fenves و Lee یک مدل آسیب پلاستیک برای بارگذاری دوره ای بتن برای تحلیل سدهای بتنی ارائه کردند.

Mirzabozorg از یک مدل آسیب پیوسته برای تحلیل سه بعدی دینامیکی سدهای بتنی استفاده کرد. نشان داده شد که پروفیلهای ترک حاصل از مدل آسیب پیوسته موضعی تراز پروفیل های ترک حاصل از مدل ترک پخشی بوده و همچنین این مدل ها دارای عملکرد نرم تری میباشند. رحیم زاده پاسخ لرزهای سدهای بتنی قوسی تحت اثر

زلزله‌های میدان دور و نزدیک را بررسی نمود. Maniatakis و همکاران معیارهای تعیین رکوردهای زلزله میدان نزدیک از بین رکوردهای ثبت شده یونان در فاصله سال 1975 الی 1999 به کار برده اند.

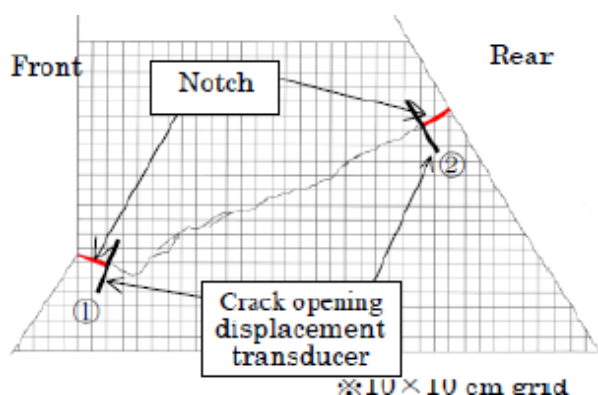
اولین تحلیل غیرخطی FE توسط Pal بر روی سدهای بتنی وزنی انجام شد. در این مطالعه سد Koyna بدون در نظر گرفتن اثر دریاچه و با فرض پی صلب با استفاده از مدل ترک پخش شده برای مدل سازی پیشرفت ترک با معیار مقاومت شکست مصالح مورد بررسی قرار گرفته است. از مطالعاتی که در آن از مدل ترک Discrete بهره گرفته شده است می توان به کار ارائه شده توسط Tinawi و Guizani در سال ۱۹۹۴ اشاره کرد که در آن اثر فشار هیدرودینامیک داخل ترک بر روی پاسخ لرزه ای سدهای بتنی بررسی شده است.

Fletrin و همکارانش سد pineflat را با مدل ترک Discrete بررسی کردند. در این تحقیق، برای گسترش ترک از مدل ترک موهومی Hillerborg، استفاده شده است. دریاچه با المان های مرزی مدل شده است و برای مدل کردن اثر قفل شدگی دانه های بین دو المان جدا شده، استفاده شده است. در این مطالعه، از مدل ترک DSiscrete با معیار NLFM، پروفیل های ترک موضعی را در بدنه سد ایجاد کرده است.

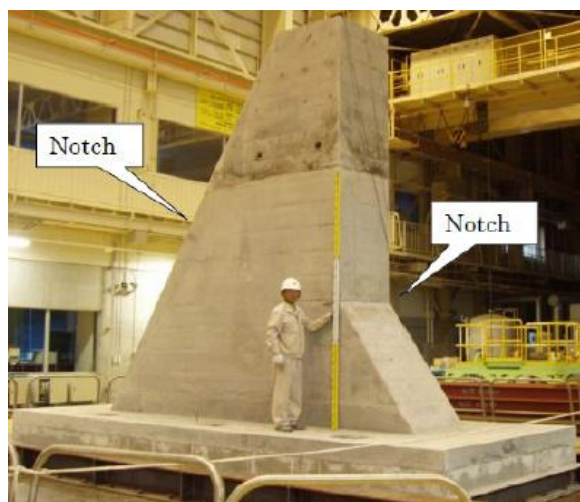
در سال ۲۰۰۶ مقاله ای با عنوان بررسی پدیده ترک در سازه های بتنی غیرمسلح برای ارزیابی لرزه ای سدهای بتنی توسط Sakamoto و همکارانش ارائه شد که در این مقاله غیرخطی سدهای بتنی با استفاده از مدل ترک پخش شده انجام شده است.

در سال ۲۰۰۷ ارزیابی ترکهای کششی در سدهای بتنی به وسیله آزمایش میز لرزه و تحلیل های غیرخطی FEM با مدل ترک پخش شده توسط Ymaguchi و همکاران انجام شد. در این مطالعه آزمایش های میز لرزه برای بررسی اثر ترکها روی رفتار دینامیکی سازه های بتنی غیرمسلح اجرا شده است و همچنین یک تحلیل عددی انجام شده است.

در سال ۲۰۰۸ Q.Cai و همکارانش گسیختگی در سدهای وزنی را با اجزای محدود مدل سازی کردند. در سال ۲۰۰۸ علیرضا لهراسی و عطار نژاد رشد ترک در سد بتنی وزنی را با روش ترک مجزا مورد بررسی قرار دادند آنها نشان دادند که روش ترک مجزا می تواند یک نمایش واقعی از وقوع ترک و بازشدگی آن باشد.



شکل ۲: نحوه وقوع ترک در مدل در مقیاس بزرگ



شکل ۱: تصویر مدل سد در مقیاس بزرگ

از اهداف و ضرورت تحقیق، می توان گفته که؛ با توجه به هزینه سنگین ایجاد سدها، بررسی و ارزیابی آسیب پذیری سدهای ترک خورده ضروری است. عموماً سدهای بتنی بصورت سیستم بلوکهای بتنی غیرمسلح و یکپارچه که به وسیله درزهای ساختمانی از یکدیگر جدا شده اند، احداث می شوند. به دلیل مقاومت کششی ضعیف بتن اغلب از

همان ابتدا سدهای بتنی با مساله ترک خوردگی مواجه هستند هدف از این مطالعه، تحقیق درباره پایداری سدهای وزنی بتنی ترک خورده تحت اثر زمین لرزه دور و نزدیک میباشد. از جمله فرضیات این تحقیق اینکه؛ در تحلیلها؛ پی سد صلب فرض شده و اندرکنش دینامیکی سد و مخزن لحاظ می شود. در بارگذاری رفتار مصالح تشکیل دهنده سد، الاستیک خطی فرض می شود. همچنین یک طولی در پاشنه سد بعنوان ترک فرض می گردد.

مدلسازی اندرکنش آب و سازه: معادله حاکم بر توزیع فشار هیدروپنماتیکی در محیط سیال برای مسأله

اندرکنش سد و مخزن، معادله موج (معادله هلم هولتز) میباشد: (مرجع ۱۹)

$$\nabla^2 p = \frac{1 \cdot \partial^2 p}{c^2 \cdot \partial t^2} \quad (1)$$

در این رابطه: ρ دانسیته سیال، p فشار سیال، c سرعت صوت می باشد. شرایط مرزی حل معادله فوق برای مسأله اندرکنش سد و مخزن عبارتند از: شرط مرزی برای سطح آزاد:

$$[p]y = n = 0 \quad (2)$$

شرط مرزی سامرفیلد برای مرز دور:

$$\frac{\partial p}{\partial x} = -\frac{1 \cdot \partial p}{c \cdot \partial t} \quad (3)$$

شرط مرزی جذب پاره ای امواج در بستر و تکیه گاهها:

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \vartheta_{gn} - \frac{1}{\beta c} * \frac{\partial p}{\partial t} \quad \beta = \frac{\rho b + c_p}{pc} \quad (4)$$

و شرط مرزی اندرکنش:

$$\rho a_{ns} = -\frac{\partial p}{\partial n} \quad (5)$$

در روابط فوق h , vg , ρb , ρ , n , Cb , β به ترتیب عمق مخزن، مؤلفه قائم شتاب زمین، جرم واحد حجم مصالح بستر، جرم واحد حجم آب، بردار نرمال بر سطح، سرعت صوت در سنگ پی و نسبت امپدانس صوتی مخزن به امپدانس صوتی سنگ پی میباشد. برای حل معادلات اندرکنشی آب و سازه از روش حل نوسانی و المان 8 گرهی اویلری استفاده می گردد.

روش اجرای تحقیق

مهمترین مرحله در تحلیل سازه ها به روش المانهای محدود، ایجاد مدل متشکل از عناصر مجزایی است که معادل سازه پیوسته واقعی باشد. برای این منظور به مدلسازی سد کوینا پرداخته می شود. سد کوینا در کشور هندوستان بر روی رودخانه کوینا ساخته شده است. هدف اصلی این سد تامین آب منطقه غرب ماهار اشترا بوده، دریاچه یا مخزن سد با حجم آب ۲۷۹۷۴۰۰۰۰ مترمکعب و همچنین دارای نیروگاه برق آبی که دارای ۱۸ توربین ۱۹۲۰ KW برق می باشد. سد بتنی وزنی کوینا با طول ۸۵۰ متر واقع در هندوستان در سال ۱۹۶۷ تحت زلزله کوینا با شدت ۶٫۵ ریشتر قرار گرفت که صدمات زیادی در بلندترین بلوک آن با ارتفاع ۱۰۳ متر ایجاد شد. جدول ۱؛ خصوصیات الاستیک بتن مصرفی در سازه سد و بتن مصرفی در بدنه سد کوینا را نشان می دهد.

جدول ۱: خصوصیات بتن مصرفی در سازه سد و بدنه سد

۲۶۵۵۰	وزن مخصوص بتن N/m ³
۳,۱۰۲۷	مدول الاستیسیته استاتیکی Mpa
۰,۲	ضریب پواسون بتن
۱,۲۵	مدول الاستیسه بار دینامیکی
۰,۰۵	میرایی

مقاومت کششی بتن مصرفی در سازه سد ۱۰٪ مقاومت آن و برابر ۲,۴۶ Mpa فرض می شود. همچنین انرژی شکست بتن برابر با ۲۵۰ N/m و تنش کششی مجاز ۱۰ kg/cm² انتخاب می شود.

بارگذاری سد کوینا در آنالیزها با فشار هیدرواستاتیک، نیروی هیدرودینامیک، نیروی رسوب، وزن و بارهای ناشی از زلزله می باشد. جهت انجام بارگذاری وزن بدنه سد از وزن مخصوص ارائه شده در جدول (۳-۱) استفاده شده است. در این بارگذاری از وزن تجهیزات جانبی نظیر دریچه ها صرف نظر شده است. وزن کل سد که $W=8770531.2$ Kg می باشد. به منظور لحاظ کردن فشار هیدرواستاتیک، ارتفاع آب دریاچه سد برابر ۹۲m و نیروی رسوب ۱۵m در نظر گرفته شده است.

برای بارگذاری زلزله سد در تحلیل دینامیکی سد کوینا از مولفه افقی پنج زلزله مختلف استفاده شده است.

میدان دور	PGA=0.171	*زلزله بم - ابرقو
میدان نزدیک	PGA=0.8	*زلزله بم - بم
میدان نزدیک	PGA=0.64	*زلزله منجیل - آبر
میدان نزدیک	PGA=0.503	*زلزله کوبه
میدان دور	PGA=0.13	*زلزله منجیل - زنگان

سد کوینا تحت تاثیر این پنج زلزله به صورت دینامیکی خطی و غیر خطی تحلیل شده است. برای مقادیر فشار هیدرواستاتیک و هیدرودینامیک در ترازهای مختلف مخزن، از روابط زیر استفاده شده است. فشار هیدرودینامیک از فرمول وسترگارد محاسبه شده است.
رابطه وسترگارد:

$$F_{Hd} = \frac{2}{3} k_{\theta} C_e \alpha_h \sqrt{h} y^{1.5} \quad (۶)$$

$$C_e = \frac{7.99}{\sqrt{1 - 7.75 \left(\frac{h}{1000 + t_e}\right)^2}} \quad (۷)$$

$$FP_{upstream} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \quad (۸) \text{ رابطه هیدرواستاتیک:}$$

انتخاب رکوردهای میدان دور و میدان نزدیک:

Maniatakis و همکاران معیارهای ذیل برای تعیین رکوردهای زلزله میدان نزدیک از بین رکوردهای ثبت شده یونان در فاصله سالهای ۱۹۷۵ تا ۱۹۹۹ به کار برده اند. (۱۸)
 a_{rms} که از رابطه زیر بدست می آید:

$$a_{rms} = \sqrt{\frac{t}{t_D} \int_{t_D}^1 a_g^2(t)} \quad (۹)$$

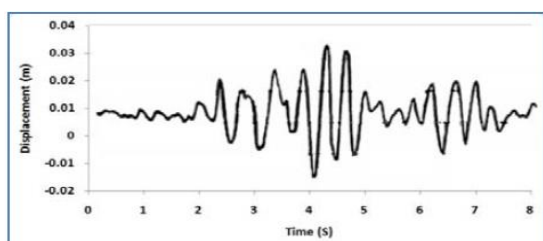
این شاخص تأثیر شدت و محتوای فرکانسی رکوردهای قوی زمین را محاسبه میکند و بطور مستقیم با مربع ریشه گرادیان Arias متناسب است. بررسی معیارهای رکوردهای میدان دور و نزدیک انتخاب شده در جدول شماره (۳-۴) ارائه شده اند.

جدول ۲: بررسی معیارهای رکوردهای میدان دور و نزدیک انتخاب شده

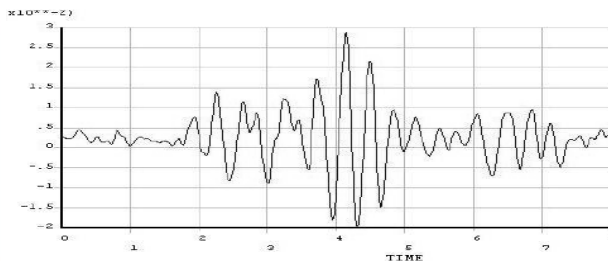
ردیف	نام رکورد	نوع رکورد	پریود غالب رکورد	فرکانس غالب رکورد	فاصله ایستگاه (km)	معیارهای تقسیم بندی رکوردهای میدان دور و نزدیک طبق جدول ۱				
						PGV (cm/sec)	CAV (gsec)	PG A (g)	I_A (m/sec)	I (cm/sec ^{-0.75})
۱	بم بم	میدان نزدیک	۰,۲	۵	۱۰	۱۱۹,۵۵	۰,۲۱	۰,۸	۱۹۹,۵۶	۰,۲۴
۲	بم ابرقو	میدان دور	۰,۰۶	۱۶,۷	۵۳	۴,۹۸	۰,۰۵	۰,۱۷	۹,۸۹	۰,۰۳
۳	منجیل آبر	میدان نزدیک	۰,۱۶	۶,۲۵	۳۹	۶۷,۵۳	۰,۱۴	۰,۶۴	۱۱۶,۰۸	۱,۶۵
۴	منجیل زنجان	میدان دور	۰,۲۶	۳,۸۵	۸۸	۲۴,۰۲	۰,۰۲	۰,۱۳	۳۶,۴۳	۰,۰۴

نتایج تحلیل دینامیکی غیر خطی سد کوبنا:

به منظور صحت مدل سازی، مدل سد و مخزن روی پی صلب تحت اثر مولفه قائم و افقی کوبنا تحلیل شده و نتایج به دست آمده با نتایج مرجع (۱۶) مقایسه شده اند که در شکل ۳ ملاحظه می شود. مقادیر حداکثر و تاریخچه پاسخ افقی تاج سد مطابقت نزدیکی با نتایج مرجع دارند.



بر اساس تحلیل مرجع (۱۶)



بر اساس تحلیل حاضر

شکل ۳: تاریخچه زمانی جابجایی افقی تاج سد تحت اثر رکورد کوبنا

و همین طور تحلیل های مودال مدل حاضر نیز انجام گرفته و با نتایج مدل مرجع (۱۶) مقایسه گردیده اند. در جدول (۳-۵) نتایج تحلیل مقادیر ویژه برای دیگر حالات تحلیلی مد نظر در این پژوهش ارائه شده است.

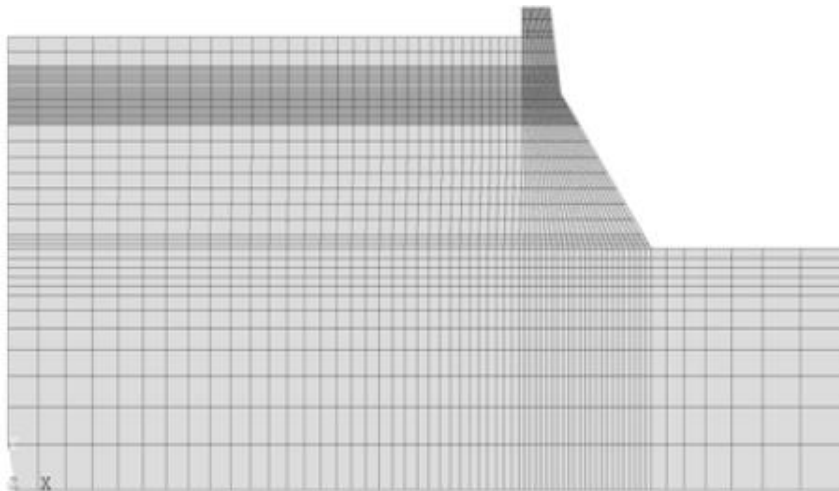
جدول ۳: مقایسه فرکانس های حاصل با نتایج مرجع (۱۶)

ردیف	نوع تحلیل	شماره مود اول	شماره مود دوم	شماره مود سوم	شماره مود چهارم	شماره مود پنجم
۱	تحلیل حاضر	۳,۰۸۱	۸,۲۳۱	۱۰,۸۴	۱۶,۰۱	۲۴,۳۷
۲	مرجع	۳,۰۸	۸,۲۳	۱۰,۸۲	۱۵,۹۸	۲۴,۲۷

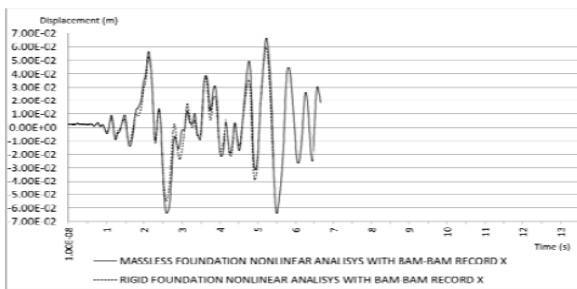
سیستم سد و مخزن با پی صلب و پی انعطاف پذیر بدون جرم، تحت مؤلفه های افقی و قائم شتابنگاشت های زمین لرزه بم در ایستگاه بم و ابرقو و رکورد مقیاس شده ابرقو که بر اساس حداکثر شتاب افقی به رکورد ایستگاه بم مقیاس شده و نیز شتابنگاشت های زمین لرزه منجیل در ایستگاه آبر و زنجان و رکورد مقیاس شده زنجان که بر اساس حداکثر شتاب افقی به رکورد ایستگاه آبر مقیاس شده، تحلیل شده اند.

در ادامه ابتدا نتایج تحلیل مدل پی صلب و پی بدون جرم تحت اثر رکوردهای ایستگاه بم و سپس نتایج تحلیل مدلها تحت اثر رکوردهای زلزله منجیل ارائه خواهند شد.

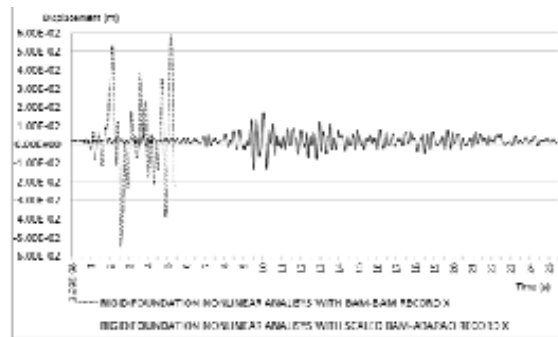
حداکثر جابجایی افقی تاج سد کوبنا تحت اثر رکورد میدان دور بم - ابرقو در مدل پی انعطاف پذیر ۰,۷۳ سانتیمتر و برای مدل پی صلب برابر ۰,۵۳ سانتیمتر بوده است. در نتیجه جابجایی مذکور در مدل پی بدون جرم ۰,۲ سانتیمتر بیشتر از مدل پی صلب می باشد. تاریخچه زمانی جابجایی افقی تاج سد در شکل ۵ ارائه شده است. تحت اثر رکورد میدان دور، ترک خوردگی در المان های سد رخ نداده است.



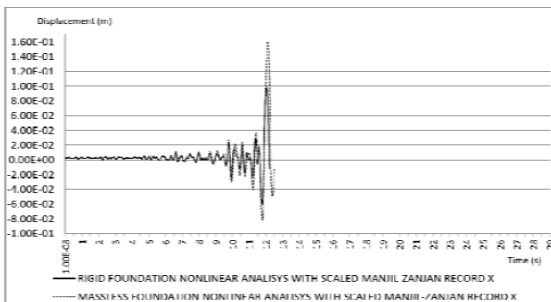
شکل ۴: مدل اجزای محدود مدل سد، مخزن و پی



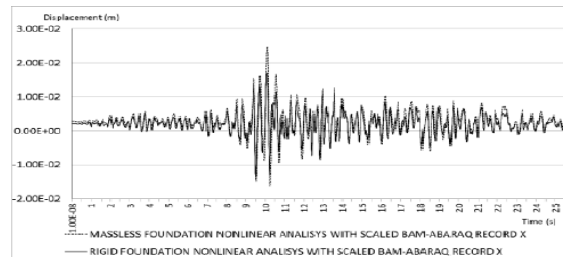
تحت اثر زلزله میدان نزدیک بم-بم



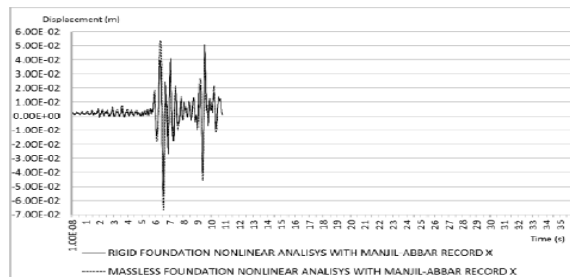
تحت اثر زلزله میدان دور بم-ابرقو



تحت اثر زلزله میدان دور منجیل-زنجان



تحت اثر زلزله مقیاس شده بم-ابرقو



تحت اثر زلزله میدان نزدیک منجیل-آببر

شکل ۵: تاریخچه زمانی جابجایی افقی تاج سد در مدل پی صلب و پی بدون جرم

تحت اثر زلزله میدان نزدیک بم- بم، حداکثر جابجایی افقی تاج سد در مدل پی صلب برابر ۵,۹۷ سانتیمتر بوده است. در مدل پی بدون جرم نیز حداکثر جابجایی افقی تاج سد برابر ۶,۶۴ سانتیمتر بوده است. در نتیجه در مدل پی صلب جابجایی حداکثر تاج سد کمتر از مدل پی بدون جرم است. تاریخچه زمانی جابجایی افقی تاج سد در شکل بالا ارائه شده است.

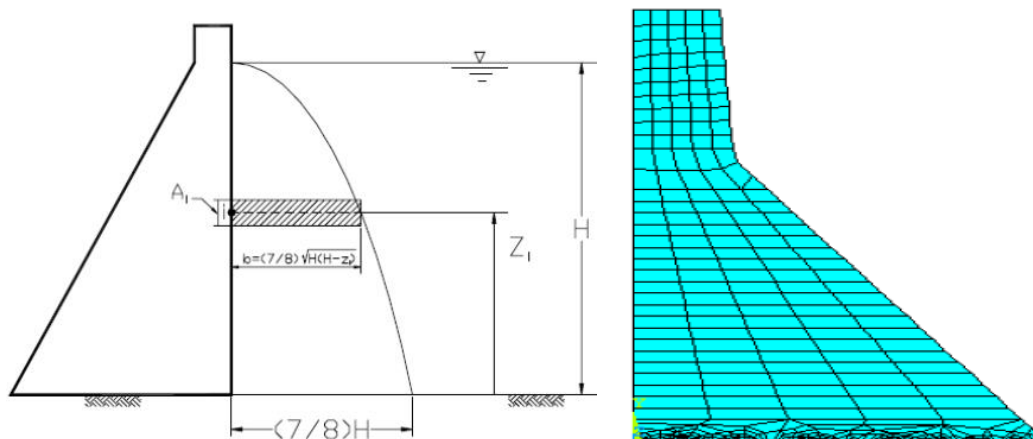
تحت اثر زلزله مقیاس شده بم - ابرقو، حداکثر جابجایی افقی تاج سد در مدل پی صلب برابر ۱,۷۱ سانتیمتر بوده است. در مدل پی بدون جرم نیز حداکثر جابجایی افقی تاج سد برابر ۲,۴۷ سانتیمتر بدست آمده است.

تحت اثر زلزله میدان نزدیک منجیل - آبیر، حداکثر جابجایی افقی تاج سد در مدل پی صلب برابر ۵,۶۳ سانتیمتر بوده است. در مدل پی بدون جرم نیز حداکثر جابجایی افقی تاج سد برابر ۶,۶۷ سانتیمتر بوده است. در نتیجه در مدل پی صلب جابجایی حداکثر تاج سد کمتر از مدل پی بدون جرم است.

تحت اثر زلزله مقیاس شده منجیل - زنجان، حداکثر جابجایی افقی تاج سد در مدل پی صلب برابر ۹,۹۰ سانتیمتر بوده است. در مدل پی بدون جرم نیز حداکثر جابجایی افقی تاج سد برابر ۱۶,۰۳ سانتیمتر به دست آمده است. لذا در مدل پی صلب جابجایی حداکثر تاج سد کمتر از مدل پی بدون جرم است.

با توجه به نتایج به دست آمده تحت اثر رکوردهای زلزله بم برای مدل های پی صلب و پی بدون جرم، نتیجه می گردد در مدل پی صلب جابجایی ها کمتر و آسیب دیدگی المانها بیشتر است که این امر به علت انعطاف پذیری بیشتر و قابلیت پخش نیرو در مدل پی بدون جرم نسبت به مدل پی صلب می باشد.

آنالیز استاتیکی، خطی و غیرخطی دینامیکی مصالح با این نرم افزار ANSYS بر روی سد کوینا انجام شده است. برای مدل سازی بدنه سد در نرم افزار ANSYS برای مش بندی بدنه سد از المان SOLID هشت گرهی استفاده شده است. در جایکه احتمال ترک خوردگی وجود دارد و ترک در نظر گرفته شده است، از المان بندی کوچکتر استفاده می شود. تا هم از ترک خوردگی المانها جلوگیری شود و هم پس از ترک خوردن المان باز توزیع تنش های آن بر روی المان های مجاور بصورت مناسب انجام گیرد. در مقابل، در نقاط دیگر سد از المانهای بزرگتر استفاده می شود. شکل ۶ مش بندی به روش اجزای محدود سد کوینا



شکل ۶: المان بندی به روش اجزای محدود سد کوینا

شکل ۷: جرم افزوده وسترگارد در مقطع تیپ سد وزنی بتنی

روشهای مدل سازی تاثیر فشار هیدرو دینامیک دریاچه بر پاسخ سد به زلزله:

تحریک های زلزله از طریق دو محیط به سازه سد اعمال می شود یکی از طریق فونداسیون سد که در این مطالعه پی سد به صورت صلب فرض شده است و دیگری از طریق دریاچه سد می باشد. بنابراین اثر دریاچه بر پاسخ سد در طول زلزله می بایست در آنالیز دینامیکی سد بتنی وارد شود. در سال ۱۹۳۹ وسترگارد پیشنهاد کرد که می توان تاثیر فشار هیدرو دینامیک آب را بصورت جرم افزوده سد در نظر گرفت. که شکل بالا نحوه اعمال این جرم را در سد

وزنی بتنی نشان می دهد. در این مقاله، از روش جرم افزوده برای مدل کردن اندر کنش دینامیکی سد و دریاچه استفاده شده است. رابطه وسترگارد بصورت زیر می باشد.

$$b = \frac{7}{8} H \sqrt{H(H-Z)} \quad (10)$$

که در آن b مقدار فشار هیدرودینامیک H مقدار تراز مخزن و Z محل اعمال فشار هیدرودینامیک می باشد.

تجزیه و تحلیل داده ها

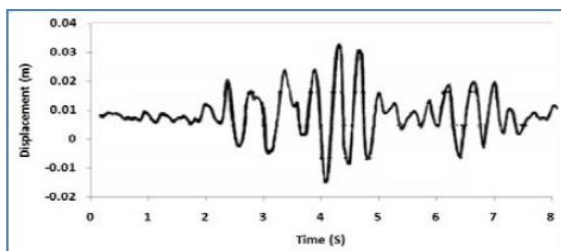
در طراحی سدهای بتنی معمولاً از مقاومت کششی بتن صرفنظر می گردد مگر در قسمتهای خاصی از سد که با صلاحدید طراح می توان تنشهای کششی محدودی را پذیرفت. اگر تنش کششی ایجاد شده از تنش کششی مجاز بیشتر گردد بتن ترک خورده، ترک تا نقطه ای که تنش کششی برابر با تنش مجاز کششی گردد ادامه می یابد در این مطالعه مقاومت کششی بتن مورد استفاده در سد بعنوان معیار شروع ترک در نظر گرفته می شود. اگر بارهای استاتیکی وارد بر سد را افزایش یابد بیشترین تنش در پاشنه سد بوجود می آید و در این ناحیه احتمال ترک خوردگی وجود دارد. فرض می شود سد در این ناحیه ترک بخورد و روند پیشرفت آن، بررسی می شود.

جدول ۴: مقایسه فرکانس های حاصل با نتایج مرجع

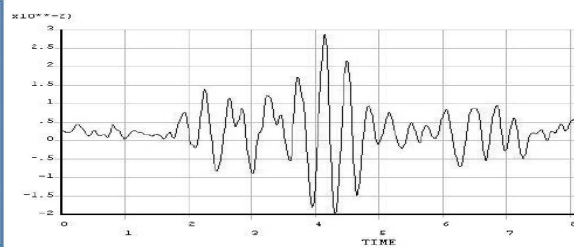
ردیف	نوع تحلیل	شماره مود اول	شماره مود دوم	شماره مود سوم	شماره مود چهارم	شماره مود پنجم
۱	مرجع (۲۴)	۳,۰۸۱	۸,۲۳۱	۱۰,۸۴	۱۶,۰۱	۲۴,۳۷
۲	مرجع (۱۶)	۳,۰۸	۸,۲۳	۱۰,۸۲	۱۵,۹۸	۲۴,۲۷
۳	تحلیل حاضر	۳,۱۲۳	۸,۳۲۵	۱۰,۸۱۸	۱۶,۰۵۱	۲۴,۱۶

جدول ۵: نتایج جابجایی افقی تاج سد کوبنا

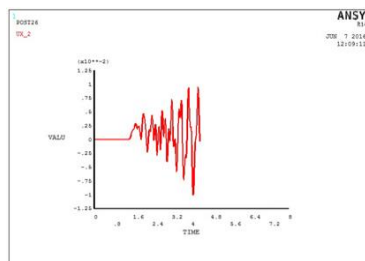
ردیف	جابجایی افقی تاج سد در مدل پی صلب (cm)	جابجایی افقی تاج سد در مدل پی بدون جرم (cm)
مرجع (۲۴)	۰/۵۳	۰/۷۳
تحلیل حاضر	۰/۵۶	۰/۷۶



ب) تحت اثر رکورد کوبنا بر اساس تحلیل مرجع (۱۶)



الف) تحت اثر رکورد کوبنا بر اساس مرجع (۲۴)

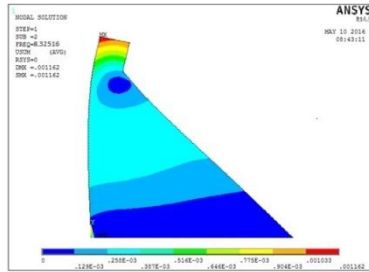


ج) تحت اثر رکورد کوبنا بر اساس تحلیل حاضر

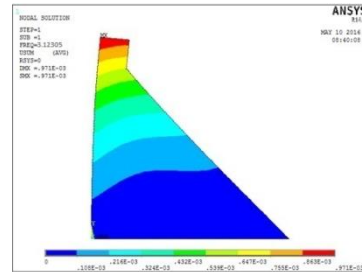
شکل ۸: تاریخچه زمانی جابجایی افقی تاج سد

شکلها و جابجایی سد کوبنا در حالت مودال:

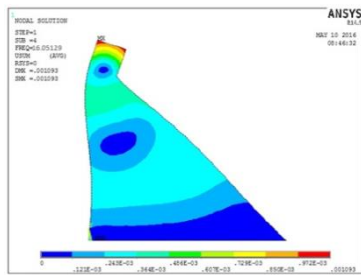
در شکل شماره ۸، جابجایی سد کوبنا در حالت مودال و تنش های حداکثر را نشان می دهد.



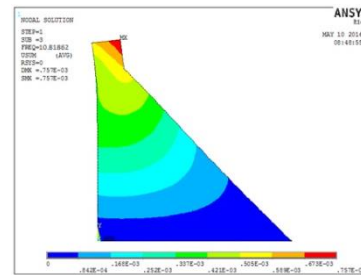
ب) Step 2 ماکزیمم تنش در گوشه سمت چپ تاج سد



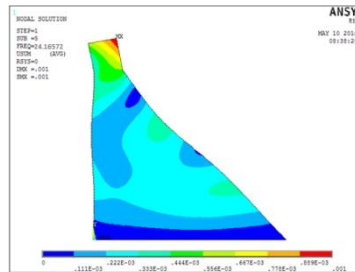
الف) Step 1 ماکزیمم تنش در تاج سد



د) Step 4 ماکزیمم تنش در دو گوشه تاج سد



ج) Step 3 ماکزیمم تنش در گوشه راست تاج سد



د) Step 5 ماکزیمم تنش در گوشه راست تاج سد

شکل ۸: جابجایی سد کوبنا

زلزله میدان نزدیک بم- بم: با تاریخچه زمانی جابجایی افقی تاج سد تحت اثر زلزله میدان نزدیک بم - بم در مدل پی صلب و پی بدون جرم (۲۴) و تحلیل حاضر، نتایج جابجایی افقی تاج سد به شرح جدول زیر بدست آمده است.

جدول ۶: نتایج جابجایی افقی تاج سد تحت اثر زلزله میدان نزدیک بم- بم

ردیف	جابجایی افقی تاج سد در مدل پی صلب (cm)	جابجایی افقی تاج سد در مدل پی بدون جرم (cm)
مرجع ۲۴	۵,۹۷	۶,۶۴
تحلیل حاضر	۵,۹۳	۶,۶۳

زلزله میدان دور بم- ابرقو: با تاریخچه زمانی جابجایی افقی تاج سد تحت اثر زلزله میدان دور بم - ابرقو در مدل پی صلب و پی بدون جرم (۲۴)، نتایج جابجایی افقی تاج سد تحت اثر زلزله میدان دور بم- ابرقو نیز در جدول زیر ارائه شده است.

جدول ۷: نتایج جابجایی افقی تاج سد تحت اثر زلزله میدان دور بم- ابرقو

ردیف	جابجایی افقی تاج سد در مدل پی صلب (cm)	جابجایی افقی تاج سد در مدل پی بدون جرم (cm)
مرجع ۲۴	۱,۷۱	۲,۴۷
تحلیل حاضر	۱,۴۲	۲,۲۳

زلزله میدان نزدیک منجیل-آبر: با تاریخچه زمانی جابجایی افقی تاج سد تحت اثر زلزله میدان نزدیک منجیل-آبر در مدل پی صلب و پی بدون جرم (۲۴)، نتایج جابجایی افقی تاج سد تحت اثر زلزله میدان نزدیک منجیل-آبر به شرح جدول زیر است.

جدول ۸: نتایج جابجایی افقی تاج سد تحت اثر زلزله میدان نزدیک منجیل-آبر

ردیف	جابجایی افقی تاج سد در مدل پی صلب (cm)	جابجایی افقی تاج سد در مدل پی بدون جرم (cm)
مرجع ۲۴	۵,۶۳	۶,۶۷
تحلیل حاضر	۶,۱۰	۷,۲۰

زلزله میدان دور منجیل-زنجان: با تاریخچه زمانی جابجایی افقی تاج سد تحت اثر زلزله میدان دور منجیل-زنجان در مدل پی صلب و پی بدون جرم (۲۴)، نتایج جابجایی افقی تاج سد تحت اثر زلزله میدان دور منجیل-زنجان به شرح جدول زیر بدست آمده است.

جدول ۹: نتایج جابجایی افقی تاج سد تحت اثر زلزله میدان دور منجیل-زنجان

ردیف	جابجایی افقی تاج سد در مدل پی صلب (cm)	جابجایی افقی تاج سد در مدل پی بدون جرم (cm)
مرجع ۲۴	۹,۹۰	۱۶,۰۳
تحلیل حاضر	۹,۰۳	۱۵,۰۶

زلزله میدان نزدیک کوبه: با تاریخچه زمانی جابجایی افقی تاج سد تحت اثر زلزله میدان نزدیک کوبه در مدل پی صلب و پی بدون جرم مرجع (۱۶)، نتایج جابجایی افقی تاج سد تحت اثر زلزله میدان نزدیک کوبه در جدول زیر آورده شده است.

جدول ۱۰: نتایج جابجایی افقی تاج سد تحت اثر زلزله میدان نزدیک کوبه

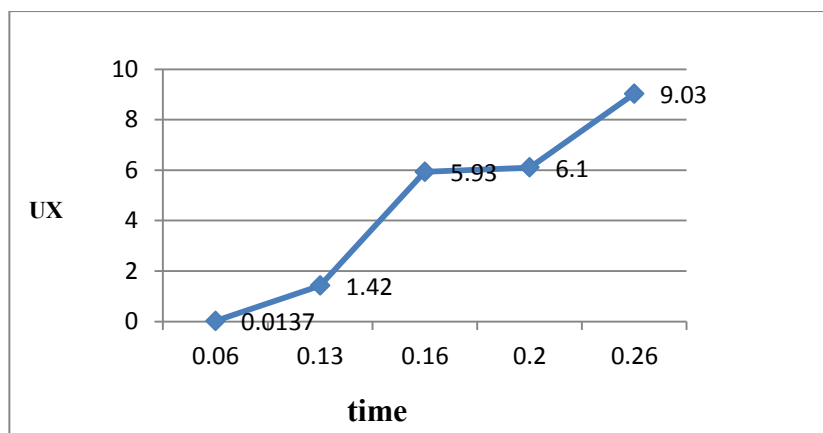
ردیف	جابجایی افقی تاج سد در مدل پی صلب (cm)	جابجایی افقی تاج سد در مدل پی بدون جرم (cm)
مرجع ۱۶	۰,۰۱۳۱	۰,۶۶۲
تحلیل حاضر	۰,۰۱۳۷	۰,۶۶۸

جدول ۱۱: حداکثر تنش کششی در پاسخ خطی

زلزله های موثر	حداکثر تنش کششی در نوک ترک
زلزله بم-بم	۳,۴۷۴۸
زلزله منجیل-زنجان	۴,۰۵۳۷
زلزله بم-برقو	۱۰,۸۴۶
زلزله منجیل-آبر	۸,۰۷۹۶
زلزله کوبه	۳,۲۸۷۱

جدول ۱۲: نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی تغییر مکان افقی سد کوبنا (koyana) تحت اثر پنج زلزله

زلزله ها	پاسخ غیرخطی قبل از ترک					پاسخ غیرخطی بعد از ترک				
	بم-بم	بم-برقو	منجیل-زنجان	منجیل-آبر	کوبه	بم-بم	بم-برقو	منجیل-زنجان	منجیل-آبر	کوبه
حداکثر تغییر مکان افقی (متر)	۶	۱,۴۳۸	۹,۱۲	۶,۱۵	۰,۰۱۸۸	۵,۹۳	۱,۴۲	۹,۰۳	۶,۱۰	۰,۰۱۳۷



شکل ۱۰: نمودار جابجایی در محور X نسبت به مدت زمان زلزله

نتیجه گیری

در این مقاله تحلیل غیرخطی دینامیکی سد کوینا تحت اثر زمین لرزه های میدان نزدیک و مقیاس شده میدان دور ارائه شد. در تحلیلها، پی در دو حالت صلب و بدون جرم (انعطاف پذیر) مدلسازی شده و اندرکنش کامل دینامیکی آب و سد در نظر گرفته شده است. با مقایسه نتایج حاصل از تحلیلهای انجام شده ملاحظه می گردد جابجایی حداکثر افقی سد در مدل پی صلب کمتر از مدل پی بدون جرم اما ترک خوردگی پاشنه سد در مدل پی صلب بیشتر از مدل پی بدون جرم می باشد.

نتایج تحلیلهای خطی نشان داده اند مقادیر تنشها در مدل پی صلب بیشتر از مدل پی دارای جرم بوده اند. در تحلیل دینامیکی غیرخطی سد بتنی وزنی ترک خورده مقادیر تغییر مکان های افقی سد نسبت به مقادیر تغییر مکانهای افقی سد در تحلیل دینامیکی غیر خطی سد بدون ترک کمتر می باشد مانند سد کوبه که تغییر مکان افقی آن در حالت بدون ترک و با ترک به ترتیب $0,0137$ و $0,0181$ شده؛ این نشان می دهد که در حالت سد ترک خورده مقداری از انرژی توسط ترک جذب می شود و این مسئله باعث کاهش تغییر مکان ها می شود. با توجه به اینکه زلزله های در نظر گرفته شده PGA متفاوت دارند و از توان ارتعاشی و قدرت متفاوتی برخوردار هستند مانند زلزله میدان دور منجیل-زنگان که با $PGA=0,13$ و پریود $0,26$ ثانیه (میدان دور) و زلزله میدان نزدیک کوبه با $PGA=0,503$ و پریود $0,20$ حداکثر تنش کششی آنها به ترتیب $4,0537$ و $3,2871$ (kg/cm^2) بدست آمده، و این نشان میدهد که علاوه بر PGA محتوای فرکانسی در قدرت زلزله موثر نیز موثر می باشد. با توجه به رکورد اعمال شده میدان دور بم- ابرقو حداکثر تنش کششی در قسمت ترک خورده $10,846$ kg/cm^2 می باشد در حالی که مقدار تنش کششی مجاز بتن برابر 10 kg/cm^2 می باشد در اینصورت برای طراحی سد، مقطع سد را بزرگتر کرده تا از شکست و واژگونی جلوگیری بعمل آید.

- 1-Westergaad,H.M."Water pressure on dams during eartuquakes." *Transaction, American society of civil Engineers*,VOL 98,1933.
 - 2- Rashid,y.R." *Analysis of prestressed concrete reactor vessels. Nuclear Energy Design*.7:334-344;1968.
 - 3- Owen ,D.R.Jand Fawkes, A.J."*Engineering Fracture mechanics: Numerical methods and Application*". pine ridge press ltd. Swansee.U.K.1983.
 - 4- Gylltoft,k."*A fracture mechanics model for fatigue in concrete. "Materials &Construction*,17,55-58,1984.
 - 5- United States Committee of large dams(USIcold)."*Bibilography on performance of dams durng earthquake "*. Committee on earthquake. 1984.
 - 6- Raphael,J.M. "*Tensile strength of concrete "*.*Journal of the American concrete Institute*,Title No 81-17,81(2),158-165.1984.
 - 7- Mlakar,P.F."*Non-leaner response of concrete gravity dams to strong earthquake induct ground motion*". *Computer & structure*,165-175,1987.
 - 8- Pekau, O.A., Lingmin,F., Chuhan.Z., (1995) , "*Seismic fracture of koyrna dam: case study,*" *Earthquake Engineering, Structural Dynamics*, 24, pp 15-33.
 - 9- Ghaemian, M., Ghobarah,A. , (1998) , "*Staggered solution schemes for dam-reservoir interaction,*" *Journal Of Fluids and Structures* 12, pp 933-948.
 - 10- Yusuf Calayir , Muhammet Karaton , (2005) , "*A Continuum Damage Concrete Model For Earthquake Analysis Of Concrete Gravity Dam–Rreservoir Systems ,*" *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 25pp 857–869.
 - 11-Tinawi, R., Ghrib, F., "*An Anisotropic Damage Model for the Response of Concrete Gravity Dams*", *Dam Fracture and Damage*, Bourdarot, Mazars, Sauma (eds.), Balkema,1994.
 - 12-Mirzabozorg ,G., "*Damage Mechanics Approach in Seismic Analysis of Concrete Gravity Dams Including Dam- Reservoir Interaction*", *European Earthquake Engineering* 3, 2004.
 - 13-Maniatakis, Ch. A., Taflampas, I. M., Spyarakos, C. C., "*Identification of Near- Fault Earthquake Record Characteristics*", 14 *World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 12-17 October,2008*.
 - 14-Faria, R., Oliver, J., Cevera, M., "*A Strainbased Plastic Viscose Damage Model for Massive Concrete Structures*", *Internationa Journal of Solids and Structures*, 1998, 35(14), 1533-1558.
 - 15-Lee, J., Fenves, G., L, "*A Plastic-damage Concrete Model for Earthquake Analysis of Dams*", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1998, 27, 937-965.
 - 16-Huang, J., "*Seismic Response Evaluation of Concrete Gravity Dams Subjected to Spatially Varying Earthquake Ground Motions*", PhD Thesis, Drexel University, 2011.
 - 17-Naeim, F., "*The Seismic Design Handbook*",2 Edition, Kluwer Academic Publishers,2001
 - 18- Concrete dams-control and treatment of cracks.ICOLD.Bulletin107,1997.
 - 19-Calayir, Y, Karaton, M., "*A Continuum Damage Concrete Model for EarthquakeAnalysis of Concrete Gravity Dam Rreservoir Systems*", *Soil Dynamicsand Earthquake Engineering*, 2005, 25, 857-869.
- ۲۰- میرزا بزرگ، حسن (۱۳۸۲). تحلیل غیرخطی لرزه ای سه بعدی سدهای بتنی با در نظر گرفتن اثر اندرکنش سد-دریاچه. پایان نامه دکترای مهندسی سازه. دانشگاه صنعتی شریف
- ۲۱- مراد لو، جواد(۱۳۸۵). تحلیل دینامیکی غیر خطی سدهای بتنی قوسی در محدوده تغییر مکانهای بزرگ. رساله دکترای مهندسی. دانشگاه تربیت مدرس تهران
- ۲۲- میر جلیلی، سید محمد(۱۳۸۲). تاثیر خواص مصالح بر خرابی لرزه ای سدهای بتنی وزنی. پایان نامه کارشناسی ارشد. دانشگاه تربیت مدرس تهران.
- ۲۳- قائم مقامیان و جلیلی (۱۳۸۵). تاثیر گسل، بزرگای زلزله و اثر فاصله برای گسل ناهمگن بر حرکات توانمند زمین در حوزه نزدیک گسل. پژوهشنامه زلزله شناسی و مهندسی زلزله.
- ۲۴- جواد حاجی حسینی و جواد مرادلو(۱۳۹۰). پایداری سدهای بتنی وزنی تحت اثر زلزله. کنگره ملی مهندسی عمران. دانشگاه سمنان.

The investigation of damage pattern on concrete gravity dams under earthquake near and far field

Babak Aminnejad
Babak1409@yahoo.com

Ahmad Reza Rahimi
Aminnejad@riau.ac.ir

Abstract:

To evaluate the safety of concrete gravity dams, especially in severe loading conditions such as the earthquake in MCL-scale has caused major concern and investigation of the non-linear behavior of these structures, taking into account the various interactions with water and foundation that needs further research. Nature and forcing records of far and near field of an earthquake are different on structures. In this thesis, first, has been investigated the different criteria for the classification of far and near field of an earthquakes and then two near-field records and two far-field records were selected for analysis. Two far-field records on the basis of the maximum horizontal acceleration of corresponding near-field records are scaled. Koyna dam has been chosen as a case study. And to obtain crack length by using static analysis, first assumed longitudinal cracks in the dam heel and is considered increases the crack length to the extent that tensile stress at the end of the crack is less than from permissible tensile stress in concrete. For elements of dam using ANSYS software from PLANE 183 eight-node elements and nonlinear dynamic analysis that is a tool to check the seismic safety of concrete gravity dams. In this Study linear and nonlinear dynamic analysis have been done under five different earthquake with PGA and different frequency content and the dynamic interaction between the dam and the lake that has been modeled with added mass. After performing dynamic analysis on Koyna, cracked dam, before and after cracking have completely different results. In cracked case the value of shift is less than the un cracked case.

The main tensile stress at the end of the crack is more than cracked case. According to what is shown on analysis, in addition to the PGA, earthquake frequency content is effective in the destructive power of earthquakes.

Key words: *Concrete gravity dam- Koyna dam-Far field& near field earthquake- ANSYS software*

بررسی تأثیر ژل نانو سیلیس و دوده سیلیسی بر خواص مواد پایه سیمانی

محمد کوشافر

دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته کرمان
m.koshafar@student.ac.ir

سید حسام مدنی

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

چکیده:

امروزه به‌طور وسیعی از پوزولان‌ها به عنوان مواد جایگزین سیمان استفاده می‌شود. عملکرد بسیار مطلوب دوده سیلیسی در ارتقاء خواص مکانیکی و دوام بتن و پیشرفت‌های اخیر نانوتکنولوژی سبب جلب توجه جامعه مهندسی برای استفاده از نانوسیلیس‌ها در ارتقاء خواص بتن شده است. در دهه‌های اخیر حجم گسترده‌ای از مطالعات به بررسی تأثیر نانوسیلیس‌ها بر خواص مواد پایه سیمانی پرداخته‌اند. استفاده از نانوسیلیس به عنوان پوزولان جایگزین سیمان، در بسیاری از موارد بهبود خواص از جمله خواص مکانیکی و دوام را نشان داده و باعث افزایش عمر مفید سازه‌های بتنی شده است. البته با توجه به گستردگی انواع نانو سیلیس‌ها مطالعه بر روی برخی از انواع آن‌ها کمتر صورت گرفته است. از جمله نانو سیلیس‌هایی که بسیار کم مورد بررسی قرار گرفته‌اند، ژل‌های نانو سیلیس هستند. این مواد می‌توانند کاربردهای گسترده‌ای به ویژه در ملات‌های خشک پیدا کنند. هدف از انجام این مطالعه ارائه روشی برای تولید ژل نانو سیلیس و همچنین بررسی تأثیر آن روی خواص ملات‌های سیمانی می‌باشد. نتایج نشان دهنده عملکرد مناسب ژل نانو سیلیس در روند کسب مقاومت فشاری در سنین اولیه می‌باشد. همچنین بهبود در ریزساختار به سبب کاهش نفوذ پذیری آب و یون‌های کلراید مشاهده می‌گردد. بهبود خواص مقاومتی و ریز ساختار با افزایش درصد جایگزینی افزایش می‌یابد.

واژگان کلیدی: ژل نانو سیلیس، دوده سیلیسی، مقاومت فشاری، دوام، مواد پایه سیمانی

نانوسیلیس‌ها گروهی از مواد پوزولانی هستند که به دلیل پیشرفت‌های اخیر در زمینه‌های نانو فن آوری مورد توجه محققین قرار گرفته‌اند. مواد نانو به عنوان موادی که حداقل یکی از ابعاد آن (طول، عرض، ضخامت و یا حفرات) زیر ۱۰۰ نانومتر باشد تعریف می‌شوند. نانوسیلیس یک واژه عام بوده و به انواع نانوسیلیس‌ها شامل سل‌های نانوسیلیس، نانوسیلیس‌های پایروژنیک، نانوسیلیس‌های رسوبی، ژل‌های نانو سیلیس، نانو سیلیس‌های پوسته‌ای^۱ و نانو سیلیس‌های متخلخل^۲ (سایز حفرات نانومتری) با سطوح ویژه از ۵۰ تا ۱۰۰۰ مترمربع بر گرم نسبت داده می‌شود [۸-۱]. نانوسیلیس‌ها دارای خلوص بسیار بالا (بیشتر از ۹۹ درصد) هستند. عملکرد خوب ذرات سیلیس آمورف در اندازه‌های میکرو و نانو در ارتقاء خواص مواد پایه سیمانی ناشی از دو مکانیزم اصلی است:

۱- این مواد به دلیل دارا بودن سطوح ویژه و خلوص بسیار بالا در مقایسه با پوزولان‌های دیگر واکنش پوزولانی سریع‌تری از خودشان نشان می‌دهند. به عبارت دیگر با کاهش یافتن اندازه ذرات نسبت سطح مؤثر به حجم ذرات افزایش می‌یابد که بدین معنی خواهد بود که واکنش پذیری مواد در ابعاد نانو در قیاس با مواد در ابعاد بزرگتر افزایش می‌یابد از این‌رو انتظار می‌رود استفاده از نانو ذرات تأثیرات قابل توجهی در خواص بتن داشته باشند [۹-۱۱].

۲- بهبود ریزساختار خمیره سیمان از طریق ایجاد مراکز هسته‌زایی برای فرآورده‌های واکنش هیدراسیون که ناشی از ابعاد نانو متری این مواد است [۱۲].

شایان ذکر است در مواد ریز با سطح ویژه زیاد، نیروهای جاذب سطحی قابل توجهی وجود دارند که تمایل به کلوخه شدن را در آن‌ها تشدید می‌کنند [۱۳]. وضعیت پخش دوده سیلیسی و نانو سیلیس‌ها و پارامترهای تأثیرگذار روی آن توسط برخی از محققین مورد بررسی قرار گرفته است [۱۴-۱۸].

مقالات متعدد درباره اثر نانو ذرات بر خواص ملات‌های سیمانی و بتن به چاپ رسیده است. بررسی گزارش‌ها نشان می‌دهد که نتایج به دست آمده از تأثیر نانو سیلیس دارای تناقض و واگرایی‌های است. [۱۹-۲۵] که این مهم می‌تواند به دلیل تفاوت در حالت و روش تولید، نسبت مولاریته و واکنش دهنده‌ها، پیش ماده‌های سیلیسی مورد استفاده قرار گرفته، شکل، نوع، سایز، مورفولوژی ذرات، مورفولوژی کلوخه‌های تشکیل شده، مدت زمان واکنش واکنش دهنده‌ها و درجه پخش نانو مواد در ماتریس سیمان باشد.

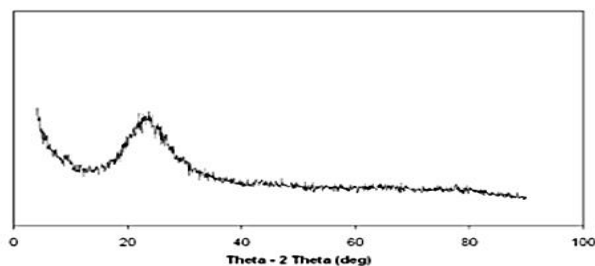
Oltulu و همکاران نشان دادند که افزودن نانوسیلیس به بتن باعث افزایش مقاومت فشاری می‌شود و با افزایش درصد جایگزینی نانوسیلیس مقاومت فشاری بهبود می‌یابد [۲۶]. مطالعه افزایش قابل توجه مقاومت فشاری ملات در سنین اولیه و به ویژه در سن ۱ روز مشاهده نمود. [۲۷] در این مطالعه میزان افزایش مقاومت در سن ۱ روز نسبت به ملات کنترل حدود ۸۹، ۱۰۰ و ۳۵ درصد برای ۳، ۵ و ۸ درصد سل سیلیس افزوده شده به سیمان گزارش شده است که علت این افزایش مقاومت زود هنگام را نویسندگان مقاله واکنش‌های بسیار سریع پوزولانی نانو ذرات و همچنین ایجاد هسته‌های بسیار زیاد سیلیس جهت رسوب محصولات هیدراسیون عنوان نموده‌اند. Quercia و همکاران مطالعات پیرامون تاثیر نانوسیلیس بر روی دوام انجام داده‌اند که مشخص می‌شود جایگزینی در صد های پایینی نانو سیلیس می‌تواند به صورت قابل توجهی نفوذ کلرید و انبساط ناشی از حملات سولفاتی را کاهش دهد [۲۸]. J. و همکاران بررسی ساختار بتن حاوی نانوسیلیس و همچنین نفوذپذیری آن را مورد مطالعه قرار داد و مشخص شد که ساختار بتن حاوی نانو سیلیس یکنواخت تر و فشرده تر می‌باشد و همچنین نفوذپذیری بتن حاوی نانو سیلیس به طور چشمگیری کاهش یافته است [۲۹]. در مطالعه خالو و حسینی در مورد تأثیر نانوسیلیس بر مقاومت ملات‌های سیمانی مشاهده شده است که در نسبت آب به مواد سیمانی برابر، جایگزینی

۳ درصد سیمان با نانوسیلیس افزایش ۱۰۵ درصدی مقاومت فشاری را در سن ۲۸ روز را ایجاد نموده است [۳۰]. در تحقیقات خانزادی و همکاران مشاهده شد با استفاده از نانوسیلیس در بتن می توان به مقاومت های فشاری قابل ملاحظه و به وضوح بیشتر از بتن های معمولی و حاوی دوده سیلیس در سنین اولیه بتن دست یافت اما این بهبود در کسب مقاومت پس از گذشت زمان چندان محسوس نیست [۳۱]. صدرممتازی و همکاران مشاهده نموده اند که سل نانوسیلیس روند کسب مقاومت فشاری ملات های سیمانی را تسریع می نماید و در سن ۹۰ روز مقاومت های تقریباً برابر با ملات های کنترل برای درصد های جایگزینی سیمان با ۱ تا ۳ درصد سل سیلیس فراهم می آورد. همچنین نتایج حاکی از کاهش جذب مویینه آب، با افزودن نانوسیلیس بوده است [۳۲]. یکی از انواع نانو سیلیس که کمتر مورد بررسی قرار گرفته است ژل نانو سیلیس است. ژل نانو سیلیس نیز در محیط آبی و به صورت کلوخه های متخلخل با ابعاد چند میکرومتر تولید می شوند. از کاربردهای ژل نانو سیلیس می توان استفاده در ملات های خشک، گروت ها و ملات تعمیراتی نام برد. این مطالعه قصد دارد روش سنتز این نوع نانو سیلیس را ارائه و به بررسی و مقایسه اثر ژل نانو سیلیس و دوده سیلیسی در برخی خواص مواد پایه سیمانی بپردازد.

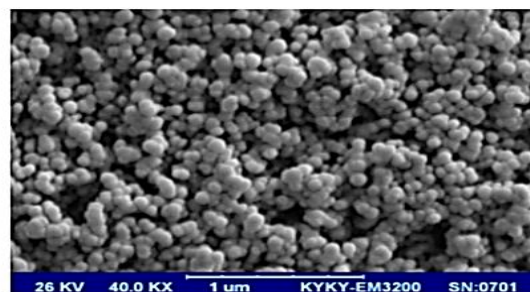
۲- مواد و روش ها

۲-۱- روش سنتز ژل نانو سیلیس

به طور کلی در فرآیند تولید ژل نانو سیلیس از طریق روش سل-ژل، ابتدا یک سل پایدار تهیه می شود و سپس طی ژلاسیون این سل ناپایدار شده و تبدیل به ژل می گردد، در مرحله بعد ژل شسته شده و ناخالصی های آن حذف می شوند و در پایان ژل خشک می گردد. غالباً مواد خام اولیه ای که در این روش مورد استفاده قرار می گیرند، نمک های غیر ارگانیک (سیلیکات سدیم) یا ترکیبات ارگانیک فلزی (TMOS و TEOS) هستند [۱۳، ۳۳]. در این مطالعه ژل نانو سیلیس از ماده پایه سیلیکات سدیم تهیه شده است. بدین منظور ابتدا محلول آب شیشه (سیلیکات سدیم) به عنوان ماده اولیه را به وسیله اضافه کردن آب رقیق می کنیم تا غلظت محلول به حدود ۷-۱۰ درصد برسد. سپس در حالی که مخلوط در حال هم خوردن است قطره قطره به آن اسید اضافه می کنیم. بدین ترتیب شبکه های به هم پیوسته سیلیس یا به عبارتی ژل سیلیس به وجود خواهد آمد. ژل به دست آمده سفید رنگ است. در این مرحله ژل ابتدا به وسیله محلول قلیایی با دمای حدود ۷۰-۹۰ درجه سانتی گراد و سپس چند بار نیز به وسیله آب مقطر شسته شده تا ناخالصی ها از محلول خارج شود. پس از شستن محلول حاصل را در دمای ۱۱۰ درجه به مدت ۲۴ ساعت خشک کرده و از طریق آسیاب کردن به حالت پودری تبدیل می شود. تصویر میکروسکوپ روبش الکترونی گرفته شده از محصول نهایی و همچنین پراش اشعه ایکس در شکل ۱ نشان داده شده است. همان طور که در شکل مشاهده می گردد، ذرات کروی شکل بوده و اندازه ذرات در محدوده ۴۰-۶۰ نانومتر می باشد. همچنین پراش اشعه ایکس نشان دهنده آمورف بودن ذرات نانو سیلیس تولید شده است.



(ب)



(الف)

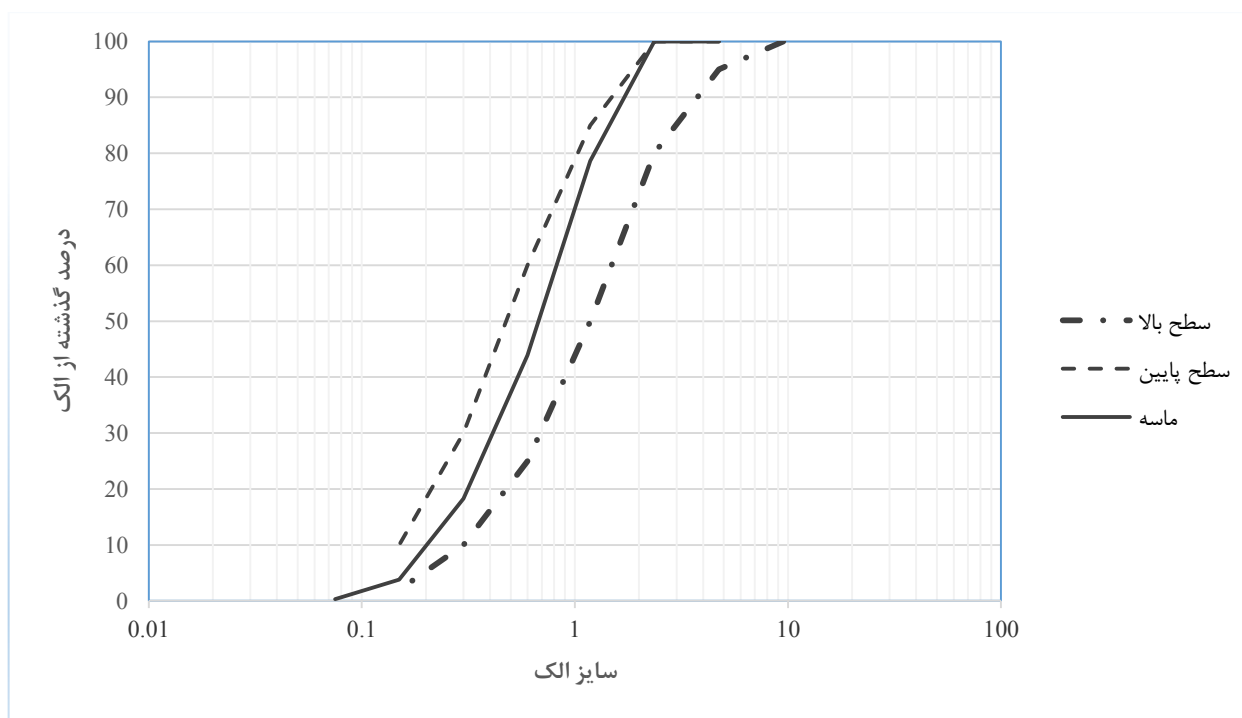
شکل ۱- (الف) تصویر گرفته شده توسط میکروسکوپ الکترونی روبشی از ژل نانو سیلیس (ب) طیف XRD ژل نانو سیلیس

۲-۲- مصالح مصرفی

سیمان مورد استفاده در ساخت تمامی نمونه‌ها، سیمان تیپ ۴۲۵-۱ ممتازان کرمان با سطح ویژه $0.315 \frac{m^2}{g}$ و مطابق استاندارد ASTM C150 می‌باشد. در این مطالعه از ژل نانو سیلیس که در مرحله قبل سنتز گردید و دوده سیلیسی محصول شرکت صنایع فرو آلیاژ ازنبا با وزن مخصوص $2.2 \frac{g}{cm^3}$ و سطح ویژه $21 \frac{m^2}{g}$ استفاده شده است. مشخصات شیمیایی سیمان و دوده سیلیسی در جدول ۱ آمده است. سنگ‌دانه مصرف شده از نوع سنگ‌دانه سیلیسی است که دانه بندی آن مطابق استاندارد ملی ایران شماره ۳۰۴۰ و با حداکثر سایز سنگ‌دانه ۲ میلی‌متر در شکل ۲ قابل مشاهده است. وزن مخصوص سنگ‌دانه $2.45 \frac{g}{cm^3}$ و مقدار جذب آب اشباع با سطح خشک برابر ۱.۲٪ می‌باشد. در این پژوهش از فوق روانساز پایه کربوکسیلاتی با غلظت ۳۰ درصد مواد جامد و جرم حجمی $\frac{g}{cm^3}$ ۱.۱۸ استفاده شده است.

جدول ۱- مشخصات شیمیایی سیمان

مشخصات شیمیایی	(SiO ₂)%	(CaO)%	(Al ₂ O ₃)%	(Fe ₂ O ₃)%	(MgO)%	(SO ₃)%	(Na ₂ O)%	(K ₂ O)%	LOI
سیمان	۲۱.۵	۶۱.۱۲	۴.۰۶	۳.۸	۱.۸	۲.۵	۰.۱۲	۰.۷۳	۱.۵
دوده سیلیسی	۹۴.۶۶	۰.۳۶	۰.۳۱	۰.۶	۰.۷۸	۰.۲۳	۰.۲۲	۰.۲	۱.۷۷



شکل ۲- دانه بندی ماسه استفاده شده در ملات و سطوح استاندارد بالا و پایین استاندارد ۳۰۴۰ ایران

۳- طرح مخلوط

در اکثر مطالعات پیشین مربوط به نانو سیلیس، مقدار نانو سیلیس افزوده شده به صورت جایگزین سیمان و زیر ۱۰٪ بوده است. از این رو در این مطالعه نیز ژل نانو سیلیس و میکرو سیلیس با مقادیر ۷.۵، ۳.۱ درصد وزن مواد سیمانی مورد آزمایش قرار گرفته است.

دستگاه التراسونیک مورد استفاده برای عمل پراکنده سازی نانو سیلیس، محصول شرکت توسعه فناوری مافوق صوت ایران است. فرکانس مورد استفاده قرار گرفته ۲۰ کیلو هرتز و با توان ۳۰۰ وات و به مدت ۱۵ دقیقه می باشد. برای ساخت ملات‌ها ابتدا نانو سیلیس که قبلاً التراسونیک شده است را به آب مخلوط می کنیم. این عمل باعث پخش و پراکندگی بهتر و همگن نانو ذرات و کاهش کلوخه شدگی آن‌ها می گردد. مراحل اختلاط در ادامه آورده شده است.

۱- مخلوط کردن دستی نانوسیلیس و دوده سیلیسی، آب و فوق روانساز

۲- مخلوط کردن سیمان و سنگدانه به صورت خشک به مدت ۲ دقیقه

۳- اضافه کردن آهسته مخلوط آب، نانو سیلیس، دوده سیلیسی و روانساز به مخلوط خشک در حین هم خوردن

۴- دو دقیقه هم زدن توسط مخلوط کن

۵- توقف هم زدن به مدت ۳۰ ثانیه و جمع آوری ملات از دور ظرف

۶- دو دقیقه هم زدن با مخلوط کن

لازم به ذکر است که ماسه استفاده شده به صورت خشک بوده و میزان رطوبت لازم برای شرایط اشباع با سطح خشک به مقدار آب افزوده گردیده است. پس از اختلاط نمونه‌ها را قالب گیری کرده و توسط میز لرزاننده متراکم شده است. پس از یک روز نمونه‌ها از قالب خارج شده و در محلول آب آهک اشباع نگه داری می شود. نسبت آب به مواد سیمانی ۰,۴۲ می باشد. مقدار فوق روانساز به گونه‌ای تنظیم شده که سیلان ملات‌ها در محدوده ۱۹-۲۱ سانتی متر قرار گیرد. نحوه اختلاط ملات‌های سیمانی در جدول ۲ ارائه شده است.

جدول ۲- طرح اختلاط ملات‌ها

شماره طرح	نام طرح	سیمان (Kg/m ³)	آب (Kg/m ³)	سنگدانه (Kg/m ³)	ژل نانو سیلیس (Kg/m ³)	دوده سیلیسی (Kg/m ³)	روانساز (Kg/m ³)
۱	C	۶۲۵	۲۶۲,۵	۱۳۱۸,۳	-	-	۱,۱۸۷
۲	G1	۶۱۸,۷۵	۲۶۲,۵	۱۳۱۵,۸	۶,۲۵	-	۱,۴۱۷
۳	G3	۶۰۶,۲۵	۲۶۲,۵	۱۳۱۰	۱۸,۷۵	-	۲,۳۱۲
۴	G5	۵۹۳,۷۵	۲۶۲,۵	۱۳۰۲,۹	۳۱,۲۵	-	۳,۶۸۷
۵	G7	۵۸۱,۲۵	۲۶۲,۵	۱۲۹۴,۶	۴۳,۷۵	-	۵,۶۲۵
۶	M1	۶۱۸,۷۵	۲۶۲,۵	۱۳۱۶,۳	-	۶,۲۵	۱,۱۸۷
۷	M3	۶۰۶,۲۵	۲۶۲,۵	۱۳۱۲,۲	-	۱۸,۷۵	۱,۱۸۷
۸	M5	۵۹۳,۷۵	۲۶۲,۵	۱۳۰۷,۵	-	۳۱,۲۵	۱,۵۰۰
۹	M7	۵۸۱,۲۵	۲۶۲,۵	۱۳۰۳,۹	-	۴۳,۷۵	۱,۷۵۰

۴- روش‌های آزمایش

۴-۱- روانی

میزان روانی نمونه‌های ملات توسط میز سیلان، مطابق استاندارد ASTM C-230 به صورت میانگین ۴ نقطه‌ای اندازه گیری گردید. به منظور مقایسه روانی بین نمونه‌های ملات، میزان سیلان ملات‌ها در محدوده ۱۹-۲۱ سانتیمتر در نظر گرفته شد. با اضافه کردن ژل نانو سیلیس و دوده سیلیسی از روانی مخلوط کاسته شد که این مسئله از طریق افزودن روانساز جبران شد.

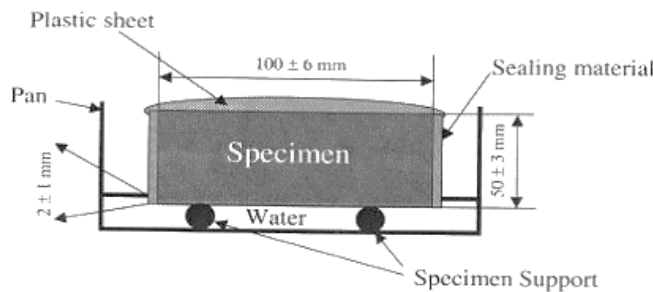
۲-۴- مقاومت فشاری

آزمایش مقاومت فشاری مطابق استاندارد ASTM C-109 و با استفاده از ۳ نمونه مکعبی از هر طرح در هر سن به ابعاد ۵ سانتی متر با رعایت شرایط استاندارد و سرعت بارگذاری یکسان و با مقدار ۱۵۰۰ نیوتن بر ثانیه مورد آزمایش قرار گرفت.

۳-۴- آزمایش نفوذ مویینه

هدف از انجام این آزمایش، تعیین نرخ جذب آب بتن با استفاده از افزایش جرم نمونه است. بدین صورت که این افزایش جرم ناشی از جذب آب، تابع زمان بوده و برای نمونه‌های است که یک طرف آن در آب قرار دارد. در تماس اولیه با آب، قسمتی از نمونه که در تماس با آب قرار می‌گیرد، آب به صورت مویینه در بتن غیراشباع نفوذ کرده و بالایی رود. برای انجام این آزمایش، نمونه‌های استوانه‌ای به ارتفاع 50 ± 3 میلی‌متر مطابق ابعاد لازم ارائه شده در آیین‌نامه ASTM C1585-04 [۳۳] برش داده شده و یک قسمت هر استوانه (قسمت وسط هر استوانه) برای این آزمایش انتخاب می‌گردد. جهت انجام آزمایش سه نمونه از هر طرح تهیه گردید و به مدت ۲۸ روز در محلول آب‌آهک اشباع قرار گرفتند. نمونه‌ها در آون با دمای 65°C قرار داده می‌شوند تا زمانی که تمامی حفرات از آب خالی شوند (نمونه‌ها تا ثابت شدن وزن درون آون قرار می‌گیرند).

بعد از ثابت شدن وزن، نمونه‌ها از آون خارج شده و بدنه کناری آن‌ها مطابق آیین‌نامه با چسب پلاستیکی آب بند می‌شوند. سپس نمونه‌ها را توزین کرده و به‌گونه‌ای که سطح آب به اندازه 1 ± 3 میلی‌متر از تراز کف نمونه‌ها بالاتر باشد، درون ظرف آب قرار داده می‌شوند. وزن نمونه‌ها پس از ۷۲ ساعت قرارگیری در آب و در زمان‌های ۱، ۵، ۱۰، ۲۰، ۳۰، ۶۰ دقیقه و ۲، ۳، ۴، ۵، ۶، ۲۴، ۴۸، ۷۲ ساعت قرائت شد.



شکل ۳- شماتیک نمونه‌های آزمایش جذب مویینه [۳۳]

مقدار جذب عبارت است از تغییر جرم نمونه تقسیم بر سطح مقطع آن و وزن مخصوص آب که از رابطه (۱) به دست می‌آید. واحد جذب آب I ، (برحسب میلی‌متر) می‌باشد.

$$I = \frac{M_t}{a \cdot d} \quad (1)$$

که در رابطه فوق:

I = مقدار جذب آب برحسب mm

M_t = تغییر وزن نمونه در زمان t برحسب گرم

a = سطح مقطع از نمونه که در تماس با آب است، برحسب میلی مترمربع

d = چگالی آب برحسب gr/mm^3

۴-۴- آزمایش انتشار تسریع شده یون کلراید (RCMT)

یکی از روش‌های متداول برای ارزیابی سریع نفوذپذیری بتن در برابر یون کلراید روش انتشار تسریع شده یون کلراید می‌باشد. در این تحقیق از آزمایش انتشار تسریع شده یون کلراید مطابق با استاندارد NT BUILD492 [۳۴]

استفاده شده است. در ابتدا نمونه‌ها به‌طور کامل شسته و تمیز شده به‌طوری که هیچ‌گونه آلودگی بر روی آن‌ها باقی نماند. هنگامی که سطح نمونه‌ها کاملاً خشک شد، طوری درون محفظه خلأ قرار می‌گیرند تا هر دو سطح نمونه‌ها در معرض خلأ قرار گیرد. پمپ خلأ را روشن نموده و فشار را در عرض چند دقیقه بین ۱۰ تا ۵۰ میلی بار تنظیم می‌کنیم. خلأ را به مدت ۳ ساعت ادامه داده و درحالی‌که این حالت همچنان ادامه دارد، درون محفظه را تا زمانی که نمونه‌ها به‌طور کامل غوطه‌ور شوند، با آب پر می‌کنیم. سپس حالت خلأ را به مدت یک ساعت دیگر ادامه می‌دهیم. سپس نمونه‌ها را به مدت 18 ± 2 ساعت در آب نگه می‌داریم.

نمونه‌ها پس از اشباع با آب، داخل غلاف لاستیکی قرار داده شده و سطح پیرامونی آن‌ها ایزوله می‌شود، سپس محلول سود (هیدرواکسید سدیم) با غلظت ۰٫۳ نرمال، داخل غلاف لاستیکی ریخته شده و با وجه بالایی نمونه بتنی در تماس قرار می‌گیرد. مجموعه آماده شده را داخل ظرف حاوی محلول نمک (سدیم کلراید) با غلظت ۱۰ درصد قرار داده، به نحوی که وجه پایینی نمونه در تماس با محلول نمک باشد. در شکل ۴ به صورت شماتیک نحوه قرارگیری نمونه و غلاف لاستیکی دور آن، داخل ظرف حاوی نمک در آزمایش انتشار تسریع شده یون کلراید ارائه شده است. آزمایش انتشار تسریع شده یون کلراید به درون بتن از طریق شکستن نمونه‌ها و پاشش محلول ۰٫۱ مولار نیترات نقره، بر روی سطح شکسته شده، انجام می‌گردد. پس از گذشت حدود ۱۵ دقیقه به وسیله کولیس و یا خط کش مناسب عمق نفوذ از وسط نمونه تا لبه‌ها مطابق شکل ۵ قرائت می‌شود. ضریب انتشار یون کلراید از رابطه (۲) محاسبه خواهد شد. در این مطالعه آزمایش انتشار تسریع شده یون کلراید در سن ۲۸ روز انجام گرفته است.

$$D_{nssm} = \frac{0.0239(273+T) \times L}{(U-2) \times t} \times (X_d - 0.0238) \times \sqrt{\frac{(273+T) \times L \times X_d}{U-2}} \quad (2)$$

$$= D_{nssm} \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$$

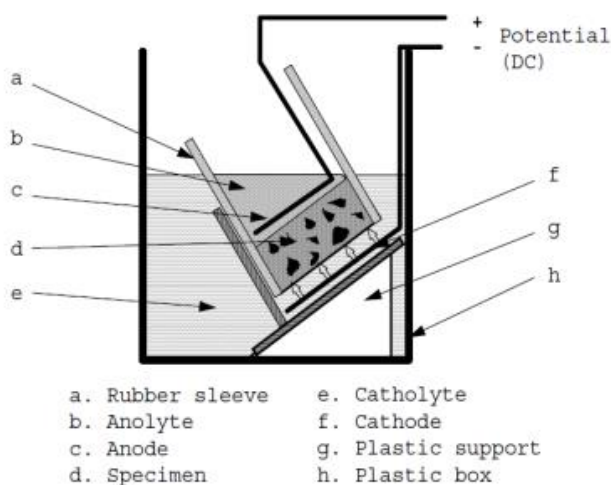
= مقدار ولتاژ اعمالی U

T = میانگین دمای اولیه و ثانویه در محلول آب نمک

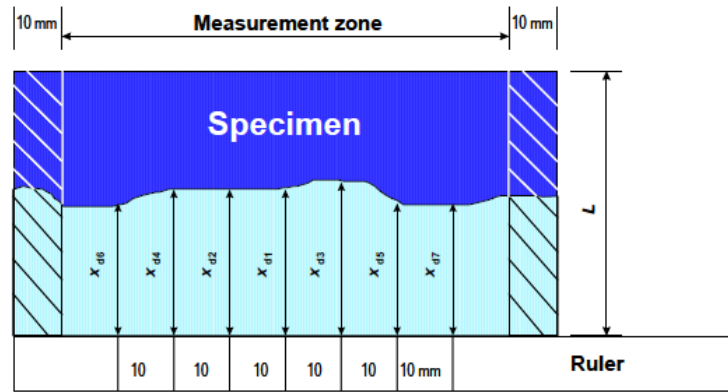
L = ضخامت نمونه بر حسب میلی‌متر

X_d = میانگین مقادیر عمق نفوذ

t = مدت زمان آزمایش، بر حسب ساعت



شکل ۴- تجهیزات آزمایش انتشار تسریع شده یون کلراید به صورت شماتیک [۳۴]

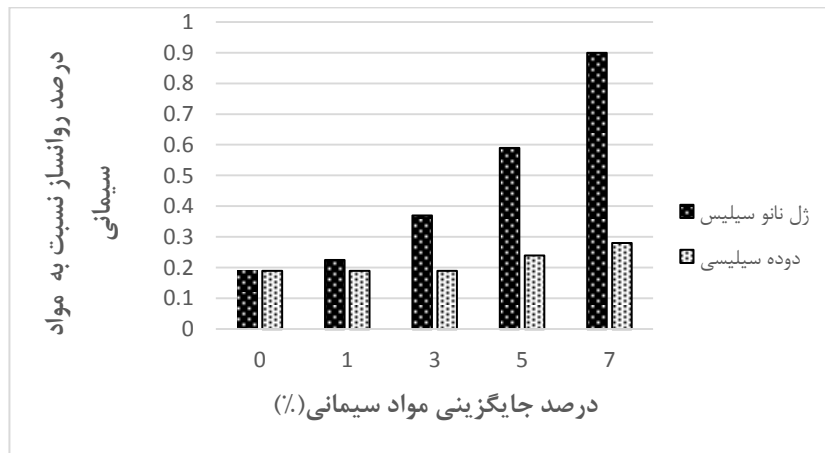


شکل ۵ - اندازه گیری عمق نفوذ یون کلراید به صورت شماتیک [۳۴]

۵- نتایج

۵-۱- روانی

فوق روانساز لازم برای حفظ کارایی ملات‌های سیمانی حاوی دوده سیلیسی و ژل نانو سیلیس در محدوده سیلان 1 ± 20 سانتی‌متر در جدول ۳ ارائه گردیده است. در شکل ۵ نیز درصد استفاده شده روانساز نسبت به سیمان برای جایگزینی‌های مختلف نانو سیلیس و دوده سیلیسی آورده شده است. همان‌طور که در شکل مشخص است، سطح ویژه، مقدار نانوسیلیس و میکرو سیلیس فاکتورهای مؤثر بر نیاز آبی مخلوط‌های بتنی بوده‌اند. با افزایش مقدار نانوسیلیس میزان فوق روانساز لازم برای دستیابی به سیلان مورد نظر افزایش یافته است. در دوده سیلیسی نیز با افزایش استفاده دوده میزان فوق روانساز افزایش می‌یابد لیکن در مقایسه با دوده سیلیسی نیاز آبی مخلوط‌های حاوی نانوسیلیس در درصد جایگزینی برابر بیشتر بوده است به عنوان مثال در ۵ درصد جایگزینی سیمان استفاده از ژل نانوسیلیس و دوده سیلیسی به ترتیب مقدار روانساز به میزان ۰٫۶ و ۰٫۲۴ درصد وزن مواد سیمانی بوده است. علت اصلی کاهش کارایی مواد پایه سیمانی در حضور نانوسیلیس‌ها جذب قابل توجه آب در ساختار کلوخه‌ای نانوسیلیس‌ها در محیط سیمانی می‌باشد. این ساختار کلوخه‌ای آب موجود را در ساختار خود حبس می‌نماید. [۳۵] از این رو سبب کاهش روانی می‌گردد. برای آزاد شدن آب محبوس در ساختار ژل شده نانوسیلیس‌ها نیاز به مقادیر قابل توجه فوق روانساز می‌باشد. این فوق روانساز از طریق یون‌های واسط چند ظرفیتی به سطح منفی ذرات سیلیس جذب شده و ساختار کلوخه‌ای آن‌ها را تضعیف می‌کند، بدین ترتیب می‌تواند آب محبوس در ساختار نانوسیلیس‌ها را آزاد کند. به همین سبب استفاده از روانساز در این مخلوط‌ها نسبت به ملات کنترل و ملات حاوی دوده سیلیسی برای سیلان یکسان افزایش می‌یابد.

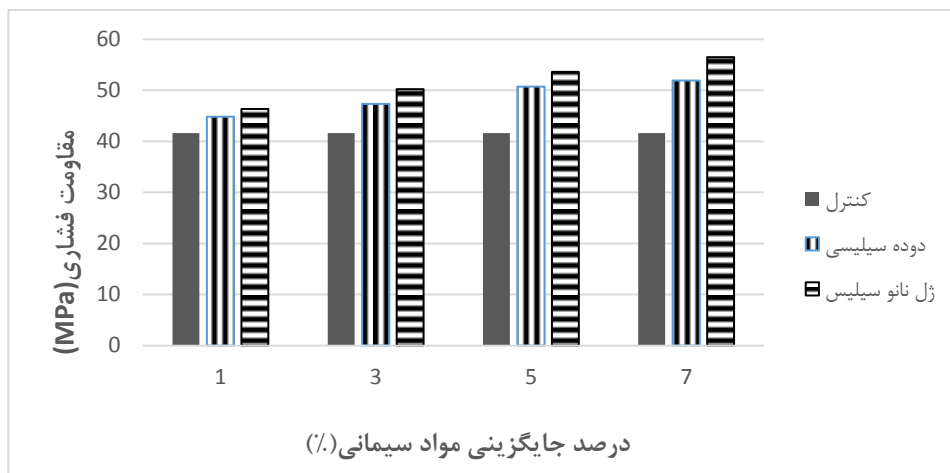


شکل ۵ - میزان فوق روانساز (درصد استفاده روانساز نسبت به وزن مواد سیمانی) ملات‌های سیمانی برای حفظ کارایی

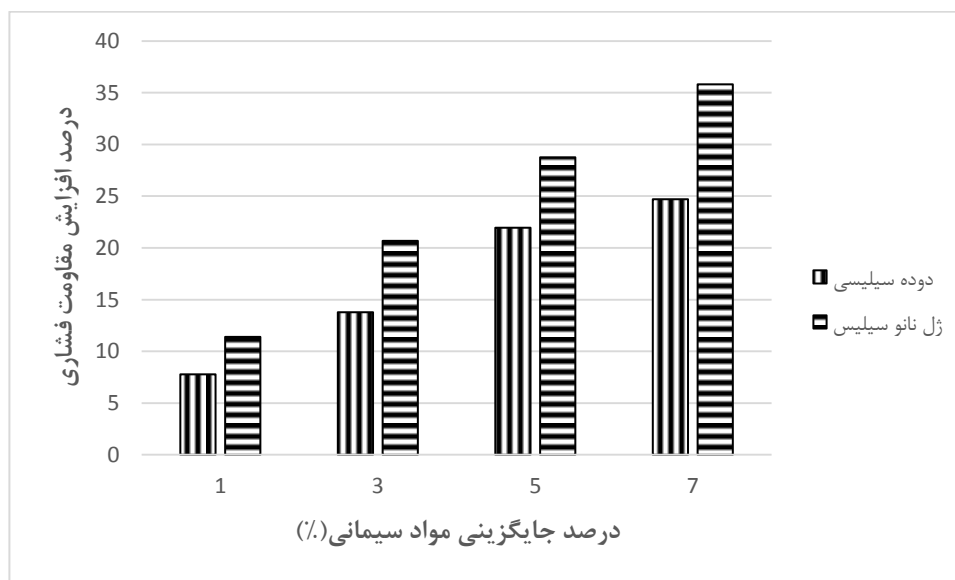
۲-۵ مقاومت فشاری

نتایج آزمایش مقاومت فشاری نمونه‌ها پس از ۷ و ۲۸ روز عمل آوری و درصد افزایش مقاومت نمونه‌ها نسبت به نمونه شاهد در شکل‌های ۶-۹ نشان داده شده است. نتایج بیانگر آن هستند که جایگزینی بخشی از سیمان با انواع نانوسیلیس سبب تسریع در روند کسب مقاومت فشاری ملات‌ها گردیده است. که این مسئله به دلیل تسریع هیدراسیون سیمان و واکنش پوزولانی سریع نانوسیلیس‌ها در سنن اولیه می‌باشد. در سنن بالا تأثیر این مواد بر بهبود خواص مکانیکی در مقایسه با سنن اولیه روند کاهشی پیدا می‌کند.

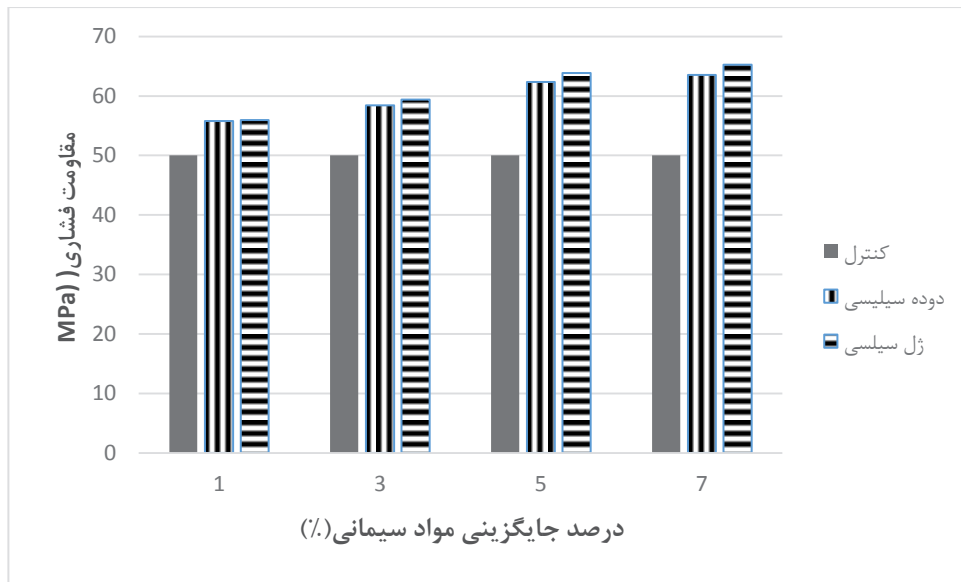
همان‌طور که ملاحظه می‌شود افزودن ژل نانو سیلیس و دوده سیلیسی باعث افزایش مقاومت فشاری در این سنن می‌گردد. در سن ۷ روز افزایش مقاومت ملات حاوی نانوسیلیس بیشتر از دوده سیلیسی می‌باشد. در این سن بیشترین افزایش مربوط به مقدار جایگزینی ۷٪ و به مقدار حدود ۳۶٪ می‌باشد. در دوده سیلیسی در سن ۷ روز نیز بیشترین مقاومت در مقدار جایگزینی ۷٪ و به مقدار ۲۴٪ می‌باشد. اما این روند با گذشت زمان تأثیر اولیه تسریع‌کنندگی نانو مواد به تدریج کاهش می‌یابد. مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی نانوسیلیس در همه سنن از نمونه شاهد بیشتر بوده و با افزایش درصد جایگزینی نانوسیلیس مقاومت فشاری افزایش می‌یابد.



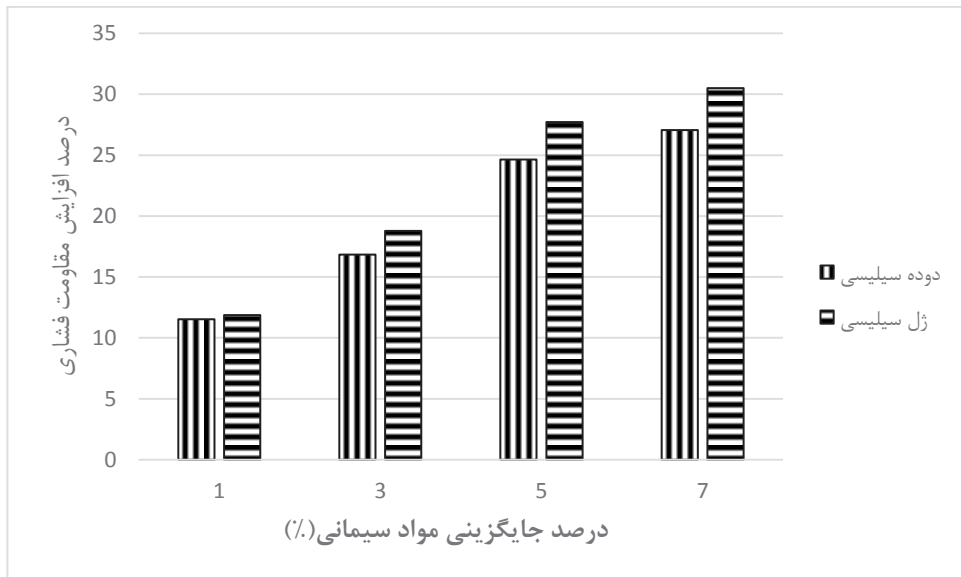
شکل ۶- مقاومت فشاری ملات‌های حاوی نانوسیلیس و دوده سیلیسی در سن ۷ روز



شکل ۷- درصد افزایش مقاومت فشاری ملات‌های حاوی نانو سیلیس و دوده سیلیسی نسبت به نمونه شاهد در سن ۷ روز



شکل ۸- مقاومت فشاری ملات‌های حاوی نانوسیلیس و دوده سیلیسی در سن ۲۸ روز



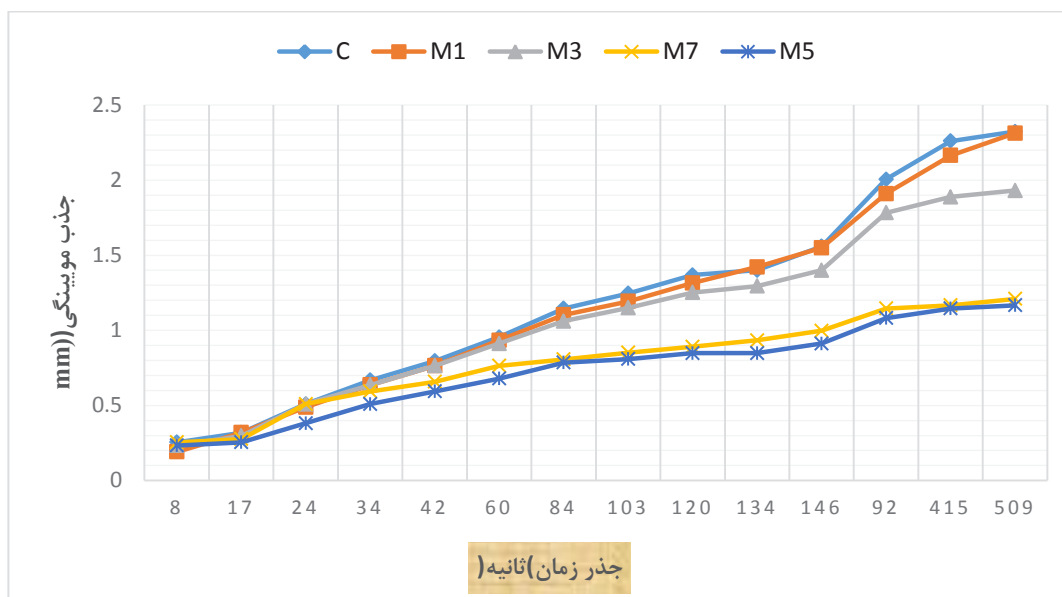
شکل ۹- درصد افزایش مقاومت فشاری ملات‌های حاوی نانو سیلیس و دوده سیلیسی نسبت به نمونه شاهد در سن ۲۸ روز

۳-۵ آزمایش نفوذ موینه

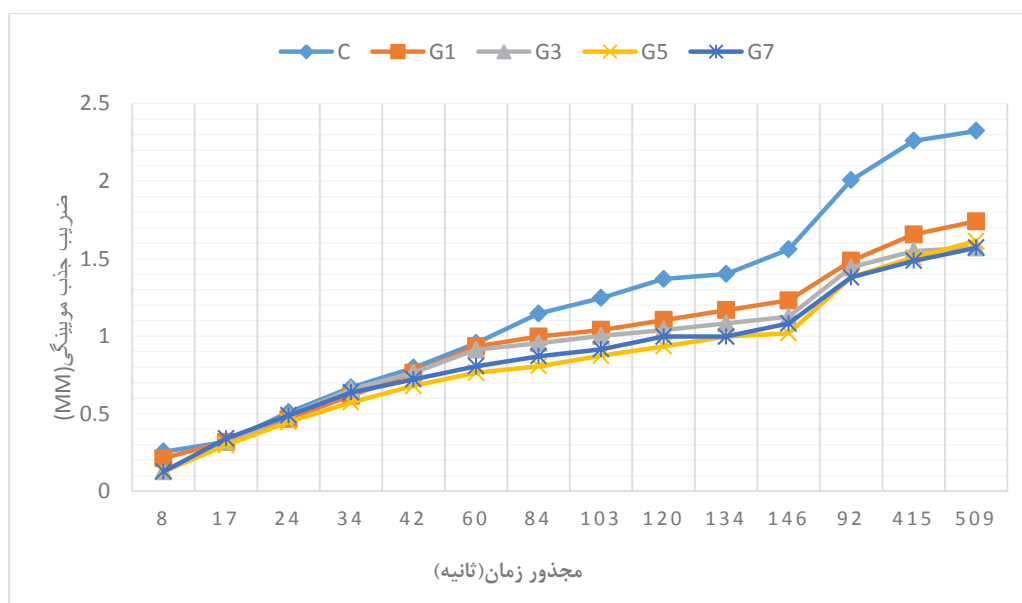
در شکل‌های ۱۰ و ۱۱ نمودار حاصل از آزمایش جذب موینه آب برای ملات کنترل و ملات حاوی ژل نانو سیلیس و دوده سیلیسی نشان داده شده است. همان‌طور که در نمودارها مشاهده می‌شود پخش همگن ذرات سیلیس با بهبود پیوستگی خمیر سیمان و سنگ‌دانه و تراکم ملات باعث کاهش فضای موینه و در نتیجه پایین آمدن میزان جذب موینه آب در نمونه‌ها می‌شود. با افزودن درصد‌های مختلف از میکرو سیلیس و نانو سیلیس جذب موینه آب نسبت به نمونه شاهد کاهش یافت. این بهبود را می‌توان به دلیل فعالیت پوزولانی نانوسیلیس و دوده سیلیسی و تولید ژل C-S-H، خاصیت پرکنندگی خلل و فرج و کاهش حفرات موینه موجود در ریز ساختار و افزایش پیچ و خم و ناپیوستگی این منافذ دانست.

این کاهش در ملات‌های حاوی نانو سیلیس نسبت به دوده سیلیسی در درصد‌های پایین (۱ و ۳ درصد) بیشتر اتفاق افتاده است اما در درصد‌های بالاتر مخلوط‌های حاوی دوده سیلیسی و ژل نانو سیلیس کاهش نسبتاً یکسان از

خود نشان داده‌اند. همان‌طور که در شکل ۱۰ مشهود است در عملکرد مخلوط‌های ۱٪ دوده سیلیسی با نمونه کنترل تفاوت چندانی مشاهده نشد اما با افزایش میزان جایگزینی به ۳٪ این عملکرد بهبود یافته است. در درصدهای بالاتر (۵ و ۷ درصد) تفاوت قابل توجه بوده به طوری که جذب مویینه آب حدود ۴۹٪ کاهش می‌یابد. در شکل ۱۱ نیز نتایج مربوط به تأثیر ژل نانو سیلیس بر جذب مویینه نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود مقدار جذب مویینه تا حدود یک ساعت در همه مخلوط‌های حاوی ژل نانو سیلیس و مخلوط کنترل مشابه یکدیگر است اما با گذشت زمان مخلوط‌های حاوی ژل نانو سیلیس جذب کمتری از خود نشان می‌دهند. برخلاف دوده سیلیسی افزودن ۱٪ ژل نانو سیلیس باعث بهبود حدود ۲۵٪ جذب مویینه آب در پایان ۷۲ ساعت می‌شود. در ژل نانو سیلیس نیز با افزایش مقدار درصد جایگزینی عملکرد در برابر جذب مویینه آب بهبود یافته است. بهترین عملکرد در مخلوط‌های حاوی نانو سیلیس مربوط به مقدار جایگزینی ۷٪ است که باعث کاهش حدود ۳۳٪ جذب مویینه شد.



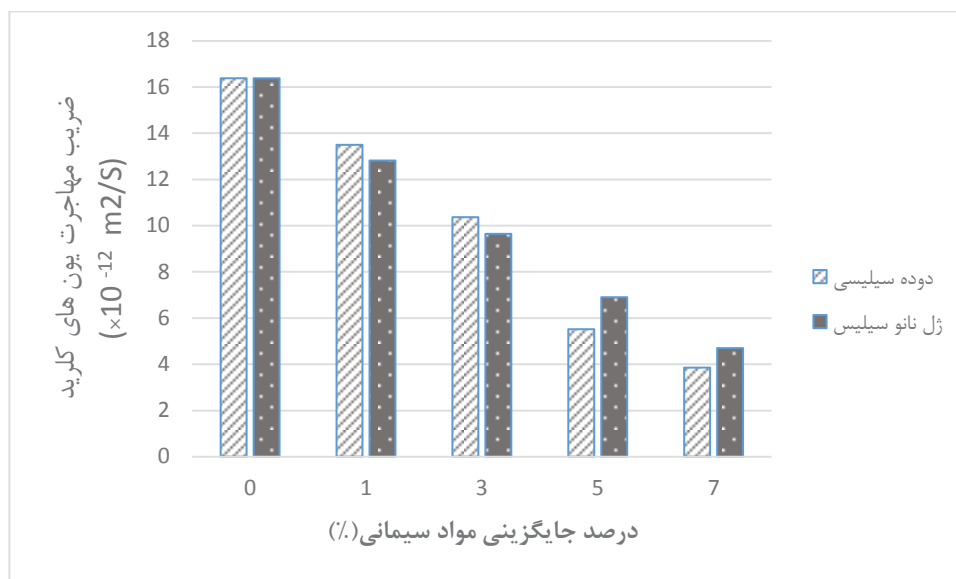
شکل ۱۰- ضریب جذب مویینه آب بر حسب جدر زمان برای نمونه‌های حاوی میکرو سیلیس



شکل ۱۱- ضریب جذب مویینه آب بر حسب جدر زمان برای نمونه‌های حاوی ژل نانو سیلیس

۴-۵- آزمایش انتشار تسریع شده یون کلراید (RCMT)

یکی از مهم‌ترین مشکلات دوام سازه‌های بتن مسلح، خوردگی آرماتورهای فولادی در اثر نفوذ یون کلراید به داخل آن می‌باشد. بر این اساس، ارزیابی صحیح مقاومت بتن در برابر نفوذ یون‌های کلراید برای دستیابی به سازه‌های با دوام مشخص می‌شود. نتایج آزمون انتشار تسریع شده یون کلراید در سنین ۲۸ روز در شکل ۱۲ نشان داده شده است. نتایج بیانگر آن هستند که در این سن نانو سیلیس و دوده سیلیسی هر دو باعث بهبود مقاومت بتن در برابر نفوذ یون‌های کلراید گردیده و افزایش سطح جایگزینی نانو سیلیس و دوده سیلیسی باعث ارتقاء میزان تأثیرگذاری شده است. در درصد‌های جایگزینی ۱ و ۳ درصد ژل نانو سیلیس عملکرد بهتری نسبت به دوده سیلیسی داشت این مقدار برای ملات حاوی ژل نانو سیلیس نسبت به ملات کنترل به ترتیب ۲۱٪ و ۴۰٪ به دست آمد. اما در درصد‌های جایگزینی بالاتر عملکرد دوده سیلیسی نسبت به نانو سیلیس ارتقا یافت. همان‌طور که در شکل مشاهده می‌شود بهترین عملکرد مربوط به مخلوط‌های حاوی دوده سیلیسی و نانو سیلیس در میزان جایگزینی ۷٪ شکل گرفته است که این مقدار بهبود حدود ۷۵٪ و ۶۸٪ نسبت به نمونه شاهد می‌باشد.



شکل ۱۲- نتایج ۲۸ روزه آزمایش انتشار تسریع شده یون کلراید ملات حاوی ژل نانو سیلیس و دوده سیلیسی

۶- نتیجه‌گیری:

۱- ژل نانو سیلیس در مقایسه با دوده سیلیسی به دلیل کلوخه زایی قابل توجه و لخته شدن در محیط‌های سیمانی به میزان قابل توجه کارایی مواد پایه سیمانی را کاهش داده و میزان استفاده از مقدار روانساز برای رسیدن به کارایی مناسب را افزایش و همچنین چسبندگی آن‌ها را افزایش می‌دهند.

۲- افزودن ژل نانو سیلیس باعث بهبود خواص مقاومت می‌شود که می‌تواند به دلیل افزایش واکنش پوزولانی و هیدراسیون سیمان باشد. میزان بهبود مقاومت فشاری در نمونه‌های حاوی ژل نانو سیلیس تا سن ۷ روز قابل توجه و با افزایش سن نمونه‌ها قدری کاهش می‌یابد. این کاهش را می‌توان به کاهش هیدراسیون در سنین بالا که به دلیل ساختار متراکم محصولات ناشی از واکنش پوزولانی نانو سیلیس تشکیل می‌شود، نسبت داد. با افزایش مقدار جایگزینی، مقدار مقاومت فشاری در مخلوط‌های حاوی ژل نانو سیلیس و دوده سیلیسی افزایش می‌یابد.

۳- افزودن ژل نانوسیلیس و دوده سیلیسی به ملات باعث کاهش نفوذپذیری در مقابل آب و یون کلراید شده و با افزایش درصد جایگزینی این بهبود ارتقا می‌یابد. در ملات حاوی ژل نانو سیلیس میزان جذب آب با گذشت زمان افزایش کمتری داشته و شیب نمودار جذب آب با گذشت زمان کاهش می‌یابد. بیشترین میزان کاهش در مقابل نفوذ موئینه آب و ضریب مهاجرت یون‌های کلراید در درصد جایگزینی ۷ درصد ژل نانوسیلیس به ترتیب ۰.۳٪ و ۰.۷٪ می‌باشد. در مخلوط‌های حاوی دوده سیلیسی در درصدهای پایین (۰.۱٪) کاهش نفوذ موئینه ناچیز و مقاومت در برابر نفوذ یون کلراید نیز اندک بود و عملکرد ضعیف‌تری نسبت به ژل نانو سیلیس داشته است، اما در درصدهای جایگزینی بیشتر (۵ و ۷ درصد) بهبود در مشخصات دوام مشهود بوده و عملکرد بهتر نسبت به ژل نانو سیلیس مشاهده گردیده است. بیشترین میزان کاهش نفوذپذیری موئینه آب و مهاجرت یون کلراید در مخلوط حاوی ۰.۷٪ دوده سیلیسی به ترتیب به میزان ۰.۵٪ و ۰.۷۵٪ بوده است.

۷- قدردانی

نویسندگان این مقاله لازم می‌دانند که از دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی کرمان و به ویژه آقایان مهندس حسنی و مهندس قائی و مسولین دفتر فنی دانشگاه کمال تشکر و سپاسگزاری خود را اعلام نمایند.

۸- مراجع:

- [1] Li G. Properties of high-volume flyash concrete incorporating Nano-SiO₂. *Cem Concr Res* 2004;34(6):1043–9.
- [2] Ye Q, Zhang Z, Kong D, et al. Influence of nano-SiO₂ addition on properties of hardened cement paste as compared with silica fume. *Constr Build Mater* 2007;21(3):539–45.
- [3] Korpa A, Kowald T, Trettin R. Hydration behaviors, structure and morphology of hydration phases in advanced cement-based systems containing micro and nanoscale pozzolanic additives. *Cem Concr Res* 2008;38(7):955–62.
- [4] Mondal P, Shah SP, Marks LD, et al. Comparative study of the effects of microsilica and nanosilica in concrete. *Transp Res Rec: J Transp Res Board* (2141) 2010:6–9.
- [5] Bjornstrom J, Martinelli A, Matic A, et al. Accelerating effects of colloidal nano-silica for beneficial calcium silicate hydrate formation in cement. *Chem Phys Lett* 2004;392(1–3):242–8.
- [6] Shih J-Y, Chang T-P, Hsiao T-C. Effect of nano-silica on characterization of Portland cement composite. *Mater Sci Eng A* 2006;424(1–2):266–74.
- [7] Dolado JS, Campillo I, Erkizia E, et al. Effect of nano-silica additions on belite cement pastes held in sulfate solutions. *J Am Ceram Soc* 2007;90(12):3973–6.
- [8] Madani H., Bagheri A., Parhizkar T. (۲۰۱۳) “The pozzolanic reactivity of monodispersed nanosilica hydrosols and their influence on the hydration characteristics of Portland cement”, *Cement and concrete research*, ۴۲ (۱۲), ۱۵۶۳–۱۵۷۰.
- [9] Zhuravlev.LT, *The surface chemistry of amorphous silica. Zhuravlev model, Colloids and Surfaces, A: Physicochemical and Engineering Aspects*. 173(2000), 1-38.
- [10] Jo.BW, Kim.CH, Lim.JH, characteristics of cement mortar with nano-SiO₂ particles, *ACI Materials Journal*.104(2007).

[11] رمضانیان پور ع، فیروز مکانش، عبادی ت، بهرامی ح، تأثیر نانو سیلیس بر خصوصیات مکانیکی و دوام بتن، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران ۱۳۹۰.

[12] Kong.D, Du.X, Wei.S, Zhang.H Yang.Y, ShahS.B, Influence of nano-silica agglomeration on microstructure and properties of the hardened cement-based materials, *Construction and Building Materials* 37 (2012) 707–715.

[13] Rahaman.M.N, “Ceramic Processing and sintering”, 2nd ed, Marcell Dekker,Inc, 2003.

[14] Mitchelle.D.R.G, Hinczak.I, Day.R.A, “Interaction of silica fume with calcium hydroxide solutions”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 28, No. 11, pp. 1571- 1584, 1998.

[15] Diamond.S, Sahu.S, “Densified silica fume: particle size and dispersion in concrete”, *Materials and Structures* 39, pp. 849- 859, 2006.

[16]. H. Li et al., Microstructure of cement mortar with nano-particles. *Composites: Part B*, 35, 185–189 (2004).

[17] H. Li, H. Xiao, J. Ou, A study on mechanical and pressure-sensitive properties of cement mortar with nanophase materials. *Cement and Concrete Research*, 34, 435–438 (2004).

[18] Diamond.S, Sahu.S, Densified silica fume: particle size and dispersion in concrete, *Materials and Structures*. 39(2006), 849-859.

[19]. A. N. Givi et al, The effects of lime solution on the properties of SiO₂ nanoparticles binary blended concrete. *Composites: Part B*, 42, 562–569 (2011).

[20] B.-W. Jo et al, Characteristics of cement mortar with nano-SiO₂ particles. *Construction and Building Materials*, 21, 1351–1355 (2007).

[21]. M. Khanzadi, Influence of Nano-Silica Particles on Mechanical Properties and Permeability of Concrete. 2nd International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies. June 28-30, Ancona, Italy, (2010).

[22] G. Li: Properties of high-volume fly ash concrete incorporating nano- SiO₂. *Cement and Concrete Research*, 34, 1043–1049 (2004).

[23] H. Li et al., Microstructure of cement mortar with nano-particles. *Composites: Part B*, 35, 185–189 (2004).

[24]. H. Li, H. Xiao, J. Ou, A study on mechanical and pressure-sensitive properties of cement mortar with nanophase materials. *Cement and Concrete Research*, 34, 435–438 (2004).

[25] Y.Qing et al, Influence of nano-SiO₂ addition on properties of hardened cement paste as compared with silica fume. *Construction and Building Materials*, 21, 539–545 (2007).

[26] Oltulu, M. and R. Sahin, Single and combined effects of nano-SiO₂, nano-Al₂O₃ and nano-Fe₂O₃ powders on compressive strength and capillary permeability of cement mortar containing silica fume *Materials Science and Engineering: A*, 2011. 528(22-23): p. 7012-7019.

[27] Chandra.S, Maiti.SC. Improved properties of cement mortar and concrete with colloidal silica, *Proceeding of sixth NCB international seminar on cement and building materials*, New Delhi, ed: in: National Council for Cement and Building Materials, The Council, 1998, 24-27.

[28] G. Quercia , A. Lazaro , J.W. Geus , H.J.H. Brouwers . Characterization of morphology and texture of several amorphous nano-silica particles used in concrete. *Cem Concr Res* 2013.

[29] Tao Ji , “ Preliminary study on the water permeability and microstructure of concrete incorporating nano-SiO₂” , *Cement and Concrete Research* , Vol 35 , 2005, pp 1943 – 1947.

[۳۰] خالو. ع و حسینی. پ، بررسی رابطه بین مقاومت فشاری و ریزساختار ملات سیمان حاوی پوزولان و نانو ذرات،

فصل نامه انجمن بتن ایران، شماره ۳۰ (۱۳۸۷)، ۱۷–۲۲.

[31] Khanzadi, M., M. Tadayon, and H. Sepehri, *Influence of nano silica particles on mechanical properties and permeability of concrete, in second international conference on sustainable construction materials and technologies. 2010: Ancona Italy.*

[۳۲] صدرممتازی. ع، فصیحی. ع، میرگذارلنگرودی. م.ع، استفاده از نانوسیلیس جهت بهبود خواص سیمان‌های کامپوزیت حاوی دوده سیلیسی، هشتمین کنگره بین‌المللی مهندسی عمران، ۱۳۸۸.

[33]. Sobolov.K, Flores.I, Hermosillo.R, Torres-Martinez.L.M, "Nanomaterials and nanotechnology for high-performance cement composites", *Proceedings of ACI on nanotechnology of concrete: recent developments and future perspectives, 2006.*

[33]. ASTM C1585-04, *Standard Test Method for Measurement of Rate of Absorption of Water by Hydraulic-Cement Concretes, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2004.*

[34]. NT Build 492, *Concrete Mortar and Cement-based Repair Materials-Chloride Migration Coefficient from Non-steady-state Migration Experiments. NT Build 492, 1999.*

[35] Berra M, Carassiti F, Mangialardi T, Paolini AE, Sebastiani M. *Effects of nanosilica addition on workability and compressive strength of Portland cement pastes. Constr Build Mater 2012;35:666–75.*

The investigation of nano silica gel and silica fume on the properties of cement based materials

Mohammad koshafar
m.koshafar@student.ac.ir

hesam madani
h.madani@kgut.ac.ir

Nowadays, pozzolans are used as cement replacement materials. In recent decades, a large number of studies have investigated the effect of nano silica on the properties of cement based materials. In many cases it has been shown that the use of nano silica as a pozzolan could improve the properties such as mechanical properties and durability of concrete and it has caused to increase service life of structures. Due to the large variety of nano-silica, some of them such as nano silica gel have been studied scarcely. Nano silica gel could have widespread applications, especially in dry mortars. The aim of this study is to provide a method for the production of nano-silica gels and their effects on the properties of cement mortars. The results indicate the good performance of nano silica gel in the process of compressive strength development at early ages. Furthermore, the microstructure was improved considering the results of water permeability and Rapid chloride Migration Test (RCMT) at 28days. By increasing the percent of substitution, strength properties and microstructure were improved.

Keywords: Nano silica gel, Silica fume, Compressive strength, Durability, Cement based materials

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 کدپستی 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

پست الکترونیک: iciir@yahoo.com

فرم درخواست عضویت پیوسته انجمن علمی بتن ایران



محل الصادق
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			
دکترا			

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

درخواست عضویت در این انجمن را دارم.

تاریخ : امضا:

