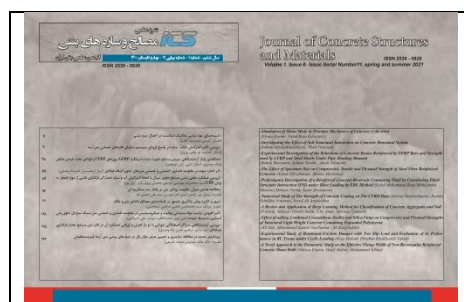


به نام خدا

۲	پیام سردبیر
۳	شیوه نامه نگارش مقاله
۵	تأثیر کاهش دمای بتن توسط یخ بر مقدار فوق روان کننده و خواص بتن تازه و سخت شده خودتراکم (بابک احمدی، فرهاد عوافطی هویدا، امیرهمایون ثابتی مطلق، محمدجواد محمدی، محسن فرخی، ابوالفضل وثوقی، بابک فروتن مهر)
۱۹	مقایسه آزمایشگاهی رفتار برشی تیرهای بتن آرمه معمولی و الیافی با خاموت گذاری ماریچ پیوسته مستطیلی (مرتضی دهقان، علی خیرالدین، محمدکاظم شربتدار)
۳۷	بررسی ظرفیت تغییرشکل جانبی ستون های بتن آرمه به کمک محاسبات نرم (محمدعلی هندویان، سیدروح الله حسینی واعظ، محمدجواد حاجی مزارانی)
۶۲	تأثیر دمای بتن بر خواص رئولوژی و پمپ پذیری (علیرضا باقری، دانیال قاسمی، امیرحسین عبدلی)
۸۱	تحلیل رفتار روسازی بتنی بلوکی سطوح پروازی با استفاده از آزمایش CBR و PLT (پرهام حیاتی، وحید طاهری)
۹۶	بررسی رفتار و دوام یخ زدگی بتن سنگین دارای ژل نانو سیلیس و پودر ایلمنیت در نسبت های مختلف حجمی (امیرحسین بازایی، محمدجواد همایون، روزبه آقامجیدی، بابک منصور)
۱۱۷	پیش بینی مقاومت فشاری ملات استاندارد ماسه سیمان با استفاده از شبکه عصبی مصنوعی و در نظر گرفتن اثر نرمی سیمان (سحر مهدی نیا، محمدرضا توکلی زاده، مهدی احمدی جلاپیر)
۱۳۱	بررسی موردی تاثیر تغییرات ریزساختاری کلینکر به کمک مطالعات میکروسکوپی بر مشخصات فنی سیمان و عملکرد آن در بتن (علی اکبر کفاح بازاری، مهدی چینی، زیور نیکفال)
۱۴۴	بهینه یابی روش تقویتی ستون کوتاه بتنی با ورق فولادی در الگوهای شکلی مختلف به روش اجزاء محدود (امیرحسین بازایی، حیدرعلی دادی طسوجی، محمودرضا گلشن، روزبه آقا مجیدی)
۱۷۴	مکان یابی بهینه محل جاذب های انرژی دیوارهای بتنی پایه-گهواره ای مرکزگرا به منظور کاهش اثرات مودهای بالاتر (اسماعیل محمدی ده چشمه، وحید بروجردیان)
۱۹۱	بررسی آزمایشگاهی تاثیرات دمای محیطی و مقدار دوده سیلیسی، بر روی خواص بتن پودری واکنشی ساخته شده از مصالح بومی (بهمن شروانی تبار، مهدی اسدی ملردی)
۲۱۳	ارزبابی خصوصیات مهندسی بتن های خودتراکم ژئوپلیمری با استفاده از روش تاگوچی (شهریار عبدالله زاده، محمود نیلی)



نشریه علمی (دوفصلنامه)

مصالح و سازه های بتنی

انجمن

علمی بتن ایران

پاییز و زمستان ۱۴۰۱

سال هفتم، شماره ۲، شماره پیاپی ۱۴
شمارگان: ۱۰۰۰ نسخه

صاحب امتیاز: انجمن علمی بتن ایران
مدیرمسئول: دکتر هرمز فامیلی
سردبیر: دکتر علیرضا خالو

هیات مدیره:

اشتری مهرداد، باقری علیرضا، حسینی لواسانی سیدحسین، خالو علیرضا، خطیبی جاوید، ذوالفقارنسب آرش، سلمان موحدی ناصر.

اعضای هیات تحریریه:

علیرضا باقری، علیرضا خالو، علی خیرالدین، محمد شکرچی زاده، علی صدرممتازی، محمدرضا عدل پرور، پرویز قدوسی، داود مستوفی نژاد، سید حسام مدنی، محمود نیلی.

هیات داوران این شماره:

احمدی بابک، احمدی مسعود، آدرسی مصطفی، اشتری مهرداد، آزادی کاکاوند محمدرضا، امین نژاد بابک، باقری علیرضا، بهمن زاده فرناز، تدین محسن، توکلی داود، جهانی احسان، حیاتی پرهام، جهانگیر هاشم، حجت کاشانی عطا، حسینی لواسانی سیدحسین، حسینی واعظ سیدروح الله، خالو علیرضا، خزائنی گرشاسب، ذوالفقارنسب آرش، روستا علی محمد، سبحانی جعفر، شادنیا رسول، شربتدار محمدکاظم، شیرزادی جاوید علی اکبر، صمیمی کیانوش، مدنی سیدحسام، امیر مفیدی، وزین رام فرشاد.

مجوز نشریه

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

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

هماهنگی: محمد حسین تدین، پویان فخاریان

مدیر اجرایی: عزیزاله بریجانی

پیگیری مقالات: مریم مویدی

نشانی دفتر: تهران - میدان صنعت، بلوار فرحزادی،
نرسیده به بزرگراه نیایش، خ عباسی اناری، پلاک ۸۱

کدپستی: ۱۹۹۸۹۵۸۸۸۳

تلفکس: ۸۸۵۶۰۶۲۸، ۸۸۵۶۰۵۸۸

پست الکترونیک: info@jcsn.ir

www.jcsn.ir

به نام خدا

فناوری‌های نوین در حوزه بتن، بهبودهای چشمگیری را در زمینه مهندسی سازه و مصالح فراهم کرده‌اند. این دستاوردها شامل روش‌های نوین در اجرای روسازی‌های بتنی، استفاده از هوش مصنوعی، بهسازی و بهینه‌سازی سازه‌ها، مطالعات ریزساختاری و میکروسکوپی در امر رفتار شناسی مصالح، استفاده کاربردی از مصالح بومی و بکارگیری الیاف‌های گوناگون مسلح‌کننده بتن، انجام محاسبات نرم و بهبود باربری جانبی سازه‌های بتنی، کنترل دمای بتن ریزی، بهبود رئولوژی و پمپ‌پذیری بتن و مسایل مشابه می‌باشد. یکی از دستاوردهای مهم فناوری بتن، استفاده از هوش مصنوعی و الگوریتم‌های پیشرفته با کمک محاسبات نرم می‌باشد که موجب بهبود تعیین باربری جانبی سازه‌ها و مقاومت آنها در برابر مخاطرات محیطی می‌شود. در زمینه مصالح بتن، مطالعات ریزساختاری و میکروسکوپی، امکان شناسایی نقاط ضعف و بهینه‌سازی خواص مکانیکی بتن را فراهم می‌کند. با استفاده از این روش‌ها، می‌توان نقاط ضعف ساختار بتن را شناسایی و بهبود آنها را به منظور افزایش دوام و مقاومت بتن انجام داد. استفاده از مصالح بومی نوین و الیاف مسلح‌کننده بتن نیز یک دستاورد مهم در فناوری بتن است. این مصالح، باعث افزایش مقاومت و انعطاف‌پذیری بتن می‌شوند و همچنین، بهسازی و بهینه‌سازی ساختارهای بتنی با استفاده از فناوری‌های نوین، امکان افزایش عمر مفید سازه‌ها را فراهم می‌کند. با بهره‌گیری از روش‌های تحلیلی پیشرفته، شبیه‌سازی‌های عددی، بهبود فرآیندهای ساخت و اجرا، بهره‌وری از مصالح بومی و بهینه‌سازی طراحی سازه‌ها، می‌توان عملکرد سازه‌های بتنی را بهبود بخشید و از مشکلات مربوط به ترک‌ها، تغییر شکل غیر مجاز و آسیب‌پذیری جلوگیری کرد. در حوزه کنترل دمای بتن و رئولوژی، فناوری‌های نوین به ما امکان می‌دهند تا با دقت بیشتری به تنظیم دما و زمان بتن بردازیم. این امر باعث می‌شود که بتن به شکل بهتری به خواسته‌های طراحی و نیازهای سازه پاسخ دهد و از عمر مفید بیشتری برخوردار باشد.

با توجه به تحولات در حوزه فناوری، محاسبات نرم نیز برای طراحی و تحلیل سازه‌ها به کار گرفته می‌شوند. این روش‌ها، به ما امکان می‌دهند تا با استفاده از الگوریتم‌های پیشرفته، عملکرد سازه‌ها بهبود داده شود و بهینه‌ترین راه حل را برای طراحی و اجرای سازه‌های بتنی انتخاب کنیم. بنابراین، فناوری‌های نوین در حوزه بتن، با بهبود دوام، مقاومت، بهینه‌سازی و کارایی استفاده از بتن در سازه و روسازی، نقش بسیار مهمی را ایفا کرده‌اند و به طور گسترده در صنعت ساخت و سازه‌سازی مورد استفاده قرار می‌گیرند. این دستاوردها منجر به ایجاد سازه‌های بتنی با عمر مفید بیشتر، مقاومت بالاتر در برابر نیروهای خارجی، کاهش هزینه‌ها و افزایش ایمنی در طول عمر سازه می‌شود. استفاده از مصالح بومی و الیاف مسلح‌کننده بتن نیز در بهبود دوام و کارایی سازه‌ها تأثیرگذار است. الیاف مسلح‌کننده بتن، خصوصیات مکانیکی بتن را بهبود داده و مقاومت آن را در برابر تغییرات حرارتی و اثرات دینامیکی تقویت می‌کند. همچنین، استفاده از مصالح بومی در ترکیب بتن، از یک سو باعث کاهش هزینه‌ها و از سوی دیگر به حفظ محیط زیست و تامین منابع محلی کمک می‌کند. در نهایت، فناوری‌های نوین در بتن بهبود همگنی و پمپ‌پذیری بتن را نیز تسهیل می‌کنند. با استفاده از روش‌ها و تکنولوژی‌های پیشرفته، بتن به صورت یکنواخت و با کیفیت بالا در کشور تولید می‌شود. این امر از یک سو باعث کاهش زمان و هزینه اجرا می‌شود و از سوی دیگر باعث افزایش دوام و مقاومت سازه‌ها در برابر نیروهای پیرامونی می‌شود. به طور کلی، فناوری‌های نوین در حوزه بتن بهبودهای بزرگی را در دوام، مقاومت، بهینه‌سازی، کارایی و ایمنی سازه‌ها و روسازی ایجاد می‌کنند.

علیرضا خالو

سر دبیر

راهنمای نگارش و ارسال مقاله به نشریه علمی (مصالح و سازه های بتنی) انجمن علمی بتن

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

اصول کلی

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

راهنمای نگارش و تنظیم مقاله

۱. مقاله باید در کاغذ A4، به صورت یک‌رو، در یک ستون و با حاشیه ۲/۵ سانتی‌متر و با فاصله ۲ سانتی‌متر بین سطرها با نرم افزار *Word 2010* تایپ شود. هر صفحه باید دارای شماره ترتیبی باشد. حروف فارسی با فونت *B Nazanin* و اندازه *B-14* برای عنوان مقاله، ۱۲ برای متن و *B-12* برای تیترها و حروف انگلیسی با فونت *Times New Roman* و اندازه ۱۲ باشد. شماره صفحه در پایین و وسط هر صفحه قرار گیرد.
۲. نویسندگان محترمی که کار آزمایشگاهی انجام داده اند، 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 کلیدواژه‌ی مرتبط باشد. چکیده مقاله حداکثر ۲۰۰ کلمه و در متن آن عناوین هدف، روش، یافته‌ها و نتیجه‌گیری ذکر شود. در صفحه دوم و سوم از نوشتن مشخصات نویسنده/ نویسندگان خودداری شود.

۳-۴. اصل مقاله شامل موارد ذیل باشد:

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

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

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

۳-۴-۴ بحث و نتیجه‌گیری: شرح نکات مهم یافته‌ها و مقایسه آن با یافته‌های حاصل از مطالعات دیگر و توجیه و تفسیر موارد مشترک و مورد اختلاف و بیان کاربرد احتمالی یافته‌ها و در نهایت، نتیجه‌گیری و ارائه پیشنهادات حاصل از یافته‌های پژوهش

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

۳-۴-۶ منابع: منابع و 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.

The Effect of Reducing Concrete Temperature by Ice on the Amount of Superplasticizer and the Properties of Fresh and Hardened Self-Compacting Concrete

Babak Ahmadi^{1*}, Farhad Avatefi Hoveyda², Amirhomayoun Sabeti Motlagh², MohammadJavad Mohammadi², Mohsen Farrokhi², Abolfazl Vosoughi², Babak Foroutanmehr²

1- Assistant Professor, Road, Housing & Urban Development Research Center, Tehran, Iran

2- Fahab Beton ready-mixed concrete producer company, Tehran, Iran

b.ahmadi@bhrc.ac.ir

Research paper

Abstract

As the industrial production of Self-Compacting Concrete (SCC) in the form of ready-mixed concrete faces challenges in different weather conditions, it is necessary to consider mixing, transportation, and casting to achieve the desired workability, mechanical, and durability properties. As a result of improper compaction and placement of SCC, a decrease in workability can result in failure to achieve the desired strength and durability. It was found that replacing mixing water with ice with 0, 10, 30 and 60% reduced the temperature of fresh concrete by approximately 1, 3, and 12°C compared to the control mix design after 110 minutes from the start of mixing. The superplasticizer amount and concrete properties were examined. After reducing the temperature of fresh concrete and maintaining its fluidity, the amount of superplasticizer decreased by 62.4%, and the result of its decrease with an increase in the amount of ice, increased the final production cost by 5.4%. In general, reducing the temperature of fresh concrete improved the rheological properties of SCC. When compared to the control mix design, the use of ice did not significantly alter the compressive strength, water absorption, and electrical resistance, except for a 17% increase in water absorption due to replacing 60% of the ice.

Keywords: Self-Compacting Concrete, Fresh concrete temperature, Ice, Superplasticizer, concrete properties.

***Corresponding Author:** Babak Ahmadi

Ahmadi, B., Avatefi Hoveyda, F., Sabetimotlagh, A., Mohammadi, M. J., Farrokhi, M., Vosoghi, A., Foroutanmehr, B. The Effect of Reducing Concrete Temperature by Ice on the Amount of Superplasticizer and the Properties of Fresh and Hardened Self-Compacting Concrete. *Journal of Concrete Structures and Materials*, 2022; 7(2): 142-158. <http://doi.org/10.30478/jcsm.2023.376184.1308>

2538-5828/ © 2021 The Authors. Published by Iranian Concrete Society

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

تأثیر کاهش دمای بتن توسط یخ بر مقدار فوق روان کننده و خواص بتن تازه و سخت شده خودتراکم

بابک احمدی

استادیار مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، تهران، ایران (نویسنده مسئول)
b.ahmadi@bhrc.ac.ir

فرهاد عوافی هویدا

شرکت تولیدکننده بتن آماده فهاب بتن، تهران، ایران

امیرهمايون ثابتی مطلق

شرکت تولیدکننده بتن آماده فهاب بتن، تهران، ایران

محمدجواد محمدی

شرکت تولیدکننده بتن آماده فهاب بتن، تهران، ایران

محسن فرخی

شرکت تولیدکننده بتن آماده فهاب بتن، تهران، ایران

ابوالفضل وثوقی

شرکت تولیدکننده بتن آماده فهاب بتن، تهران، ایران

بابک فروتن مهر

شرکت تولیدکننده بتن آماده فهاب بتن، تهران، ایران

نوع مقاله: مقاله پژوهشی

چکیده

با توجه به چالش‌های اجرا در شرایط آب‌وهوایی مختلف در تولید صنعتی بتن خودتراکم به صورت بتن آماده، لازم است شرایطی در ساخت، حمل و بتن‌ریزی در نظر گرفته شود تا خواص مطلوب کارایی، مکانیکی و دوام برآورده شود. افت روانی ناشی از مشکلات اجرایی می‌تواند با تراکم و جایگیری نامناسب بتن خودتراکم منجر به عدم دستیابی به مقاومت و دوام مطلوب شود. در این تحقیق، با جایگزینی‌های صفر، ۱۰، ۳۰ و ۶۰٪ از آب آزاد مخلوط با یخ، پس از گذشت ۱۱۰ دقیقه از شروع ساخت، تأثیر کاهش دمای بتن تازه به مقادیر تقریباً ۱، ۳ و ۱۲ درجه سلسیوس نسبت به طرح مخلوط شاهد بر مقدار فوق روان کننده و خواص بتن بررسی شد. کاهش دمای بتن تازه علاوه بر حفظ روانی بتن خودتراکم، باعث کاهش مقدار فوق روان کننده تا ۶۲/۴٪ و برآیند کاهش آن با افزایش مقدار یخ، باعث افزایش حداکثر ۵/۴٪ هزینه نهایی تولید گردید. به طور کلی، کاهش دمای بتن تازه باعث بهبود خواص رئولوژی بتن خودتراکم شد. در خواص بتن سخت شده، به جز افزایش تقریباً ۱۷٪ جذب آب در جایگزینی ۶۰٪ یخ، استفاده از یخ منجر به تغییر قابل توجه در نتایج مقاومت فشاری، جذب آب و مقاومت الکتریکی بتن خودتراکم نسبت به طرح مخلوط شاهد نشد.

کلمات کلیدی: بتن خودتراکم، دمای بتن تازه، یخ، فوق روان کننده، خواص بتن

بتن خودتراکم^۱ (SCC)، بتنی با قابلیت‌های پرکردن^۲، عبور^۳ و پایداری^۴ است (۱ و ۲). این بتن در سال ۱۹۸۶ میلادی توسط اوکامورا^۵ در ژاپن ابداع شد (۳)، سپس در دانشگاه توکیو، ازوا و ماکوا^۶ (۱۹۸۹) روی کارایی آن مطالعات جامعی انجام شد (۴). بتن خودتراکم به دلیل داشتن ویژگی‌های مناسب، برای استفاده در صنعت مزیت‌های مختلفی را ایجاد می‌کند. برخی از مزایای استفاده از بتن خودتراکم در صنعت شامل عدم نیاز به تراکم با استفاده از لرزاننده‌های داخلی و کاهش نیاز به کارگران بتن‌ریزی به‌ویژه برای تراکم، افزایش سرعت اجرا، سهولت در بتن‌ریزی، کارپذیری بهتر نسبت به بتن‌های معمولی، بهبود کیفیت سطح بتن و نیاز کمتر به پرداخت سطح، اجرای مقاطع با اشکال پیچیده و یا مقاطع با تراکم میلگرد زیاد، کاهش نیاز به جابه‌جایی لوله‌های پمپ، کاهش آلاینده‌های صوتی و ایجاد امکان بتن‌ریزی در ساعات مختلفی از شبانه‌روز می‌باشد (۵). دستیابی به بتن خودتراکم نتیجه افزایش کاربرد افزودنی‌های شیمیایی مانند فوق روان‌کننده‌ها در بتن است. با استفاده از مقادیر مشخصی از این افزودنی‌ها می‌توان علاوه بر دستیابی به روانی زیاد، از جداسدگی سنگ‌دانه‌ها در بتن خودتراکم جلوگیری کرد (۶). در واقع، چالش بتن خودتراکم ایجاد این تعادل بین افزایش روانی و قابلیت عبور با عدم وقوع جداسدگی است. با بررسی خواص رئولوژی بتن خودتراکم (تنش تسلیم و لزجت) می‌توان با استفاده از مصالح معمول بتن، افزودنی‌های معدنی و شیمیایی با نسبت‌های خاص، به خواص موردنیاز بتن خودتراکم دست‌یافت.

برای تولید، حمل و تخلیه بتن خودتراکم در صنعت بتن آماده، لازم است تا شرایطی فراهم شود تا بتوان خواص کارایی، مکانیکی و دوام این بتن برآورده کرد (۷). در روند حمل و تحویل بتن آماده، تأخیر زمانی بابت ترافیک، مسافت زیاد، تأخیر در بتن‌ریزی، مخلوط کردن و عملیات نهایی غیر قابل اجتناب است. با طولانی شدن زمان حمل در شرایط آب و هوایی گرم، ممکن است بخشی از آب مخلوط در بتن تبخیر شود و سرعت گیرش افزایش یابد و متعاقباً باعث افت روانی بتن خودتراکم شود. افت روانی در بتن خودتراکم علاوه بر کاهش کارایی می‌تواند با تراکم و جایگیری نامناسب منجر به عدم دستیابی به مقاومت و دوام لازم شود (۸ و ۹). طبق نظر کوسترزانوفسکا-سیدلارز و گولاسفسکی^۷ (۱۰) در این مدت‌زمان، خواص رئولوژی بتن خودتراکم تغییر می‌کند، به‌طوری‌که قطر جریان کاهش (تنش تسلیم افزایش می‌یابد) و لزجت افزایش می‌یابد. صالی^۸ و همکاران (۱۱) اثر زمان و دما را روی خواص بتن تازه دو طرح مخلوط بتن خود تراکم بر اساس ترکیب سیمان با پودر سنگ‌آهک و سیمان با پوزولان طبیعی بررسی کردند. با انجام آزمایش T_{500} و V -funnel در مدت‌زمانی که دما بین ۳۴ تا ۴۰ درجه سلسیوس متغیر بود، حفظ سیالیت^۹ (جریان) بررسی شد. مطابق آزمایش‌ها، مشاهده شد که خواص جریان به‌شدت تحت تأثیر اثر ترکیبی دما و زمان است، به‌طوری‌که جریان‌پذیری با گذشت زمان به‌طور قابل‌توجهی کاهش می‌یابد. مطابق نتایج، این بتن خودتراکم بعد از گذشت ۳۰ دقیقه ویژگی خود تراکم بودن خود را از دست داد. بعد از گذشت ۴۵ دقیقه به دلیل کاهش قطر روانی به کمتر از ۵۰۰ میلی‌متر، اندازه‌گیری T_{500} غیرممکن شد. زمان قیف V با اثر ترکیبی زمان مخلوط کردن و دما افزایش یافت. علاوه‌براین، زمان تخلیه در قیف V با افزایش نسبت آب به مواد سیمانی بدون توجه به زمان

¹ Self-Consolidating Concrete

² Filling ability

³ Passing ability

⁴ Stability

⁵ Okamura

⁶ Ozawa & Maekawa

⁷ Kostrzanowska-Siedlarz and Gotaszewski

⁸ Salhi

⁹ Fluidity

مخلوط کردن کاهش یافت. گولاسفسکی و همکاران (۱۲) با بررسی چهار روش برای طراحی، ملات‌های معادل با فرض پیروی از سیال بینگهام^{۱۰} ارائه کردند. این مدل‌ها حساسیت بتن به دما، انتخاب فوق روان‌کننده و تغییرات نسبت آب به سیمان را نشان دادند.

یکی از راهکارهای جلوگیری از افت روانی در بتن خودتراکم در مدت زمان حمل و تخلیه بتن، کاهش دمای بتن تازه است که در این تحقیق با هدف بررسی جایگزینی بخشی از آب طرح مخلوط با یخ، فعالیت‌های آزمایشگاهی انجام شد تا تأثیر استفاده از یخ و کاهش دمای بتن بر مقدار فوق روان‌کننده و هزینه تمام‌شده مشاهده شود. همچنین به‌منظور کنترل مشخصات مکانیکی و دوام بتن خودتراکم، آزمایش‌های مقاومت فشاری، جذب آب و مقاومت الکتریکی انجام شد. به دلیل شرایط حمل و تخلیه در شهرهای بزرگ مانند تهران، به‌منظور شبیه‌سازی در برنامه آزمایشگاهی این تحقیق، مدت‌زمان‌های حمل به مدت ۱۰، ۳۰، ۶۰، ۹۰ و ۱۱۰ دقیقه بعد از ساخت در نظر گرفته شد.

۲. برنامه آزمایشگاهی

۱.۲. مشخصات مصالح

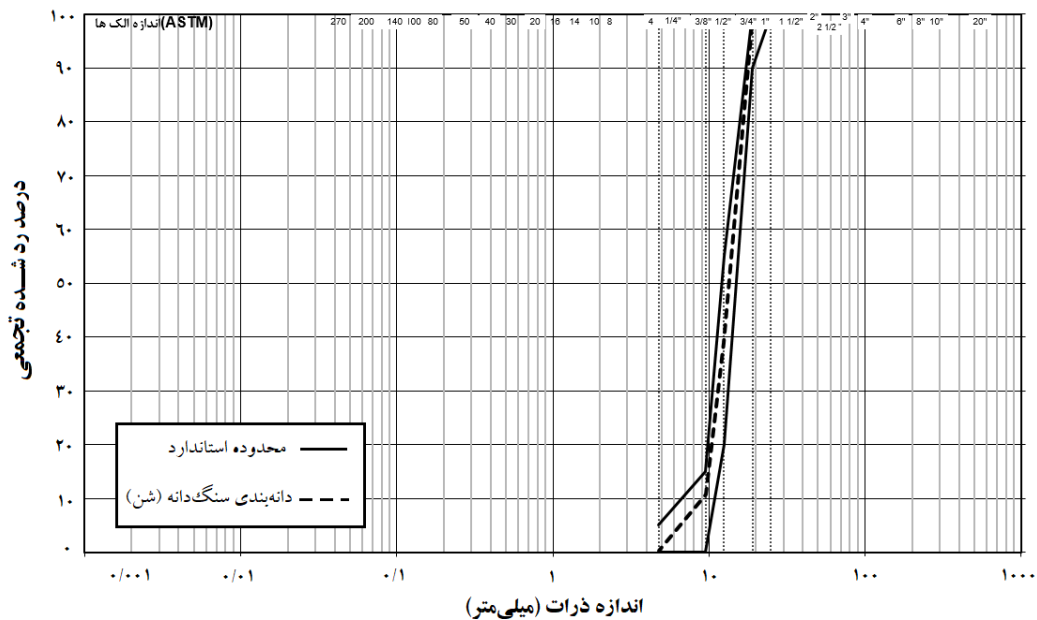
به‌منظور ساخت بتن خودتراکم از سیمان پرتلند تهران نوع دو استفاده شد که مشخصات شیمیایی، فیزیکی و مکانیکی آن در جدول ۱ ارائه و با محدوده‌های مجاز استاندارد ملی ۳۸۹ (۱۳) مقایسه شده است.

جدول ۱- مشخصات شیمیایی، فیزیکی و مکانیکی سیمان

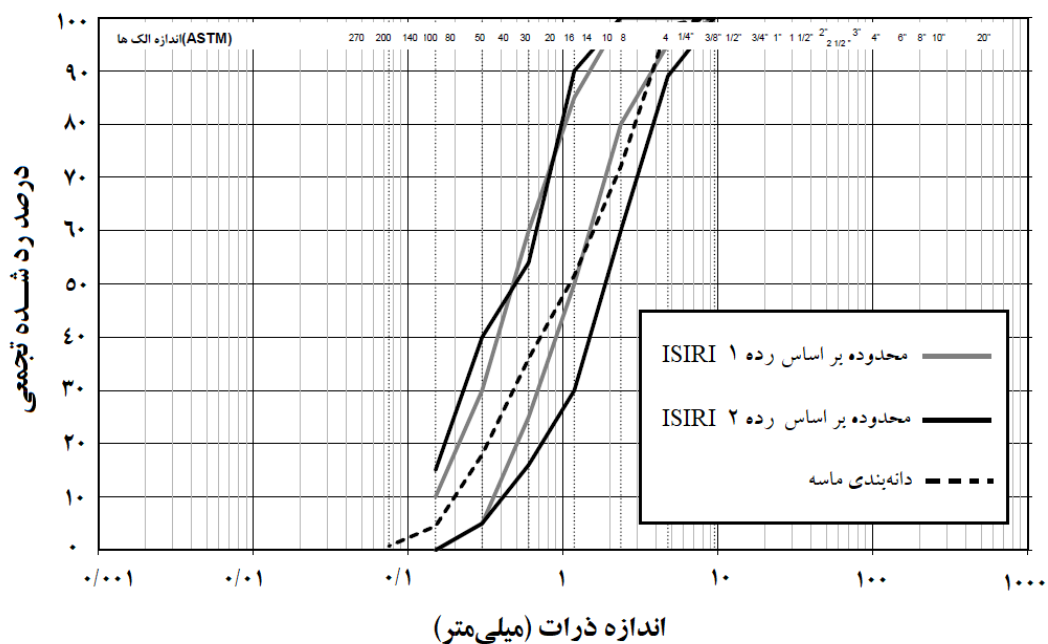
مشخصات	نام ترکیب	علامت اختصاری	مقدار	ISIRI 389
شیمیایی	دی‌اکسید سیلیسیوم	SiO ₂	۲۰/۹	-
	اکسید آهن	Fe ₂ O ₃	۳/۸	حداکثر ۶
	اکسید آلومینیوم	Al ₂ O ₃	۴/۹	حداکثر ۶
	اکسید کلسیم	CaO	۶۴/۲	-
	تری‌اکسید سولفور	SO ₃	۲/۴	حداکثر ۳
	اکسید منیزیم	MgO	۲/۶	حداکثر ۶
	اکسید سدیم	Na ₂ O	۰/۲۲	-
	اکسید پتاسیم	K ₂ O	۰/۴۵	-
	افت ناشی از سرخ شدن	L.O.I	۲/۴۸	حداکثر ۳
	سیلیکات تری کلسیم	C ₃ S	۵۸	-
	سیلیکات دی کلسیم	C ₂ S	۱۶	-
	آلومینات تری کلسیم	C ₃ A	۷	حداکثر ۸
	آلومینوفریت تتراکلسیم	C ₄ AF	۱۲	-
فیزیکی	مشخصه	واحد	مقدار	ISIRI 389
	نرمی (بلین)	مترمربع بر کیلوگرم	۳۲۵	۲۶۰ تا ۳۶۰
	گیرش	دقیقه	۱۲۱	۳۷۵ تا ۴۵
مکانیکی	مشخصه	واحد	مقدار	ISIRI 389
	مقاومت فشاری ۷ روزه	مگاپاسکال	۳۸/۱۵ ± ۷/۸۲	۲۰/۰
	مقاومت فشاری ۲۸ روزه	مگاپاسکال	۵۳/۲ ± ۱۲/۴۱	۵۲/۵ تا ۳۲/۵

¹⁰ Bingham fluids

شن مصرفی در این تحقیق از نوع رودخانه‌ای با حداکثر اندازه ۱۲/۵ میلی‌متر است. چگالی شن در حالت اشباع با سطح خشک برابر با ۲۵۷۰ کیلوگرم بر مترمکعب و جذب آب آن ۱/۹ درصد است. ماسه مصرفی که از نوع رودخانه‌ای است دارای چگالی در حالت اشباع با سطح خشک ۲۵۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب و جذب آب ۳/۱ درصد است. همچنین، مدول نرمی ماسه (FM) برابر با ۳/۲ است. منحنی‌های دانه‌بندی شن و ماسه استفاده‌شده در این تحقیق در شکل‌های ۱ و ۲ نشان داده شده است.



شکل ۱- منحنی دانه‌بندی سنگ‌دانه (شن)



شکل ۲- منحنی دانه‌بندی ماسه

برای دستیابی به روانی مناسب از فوق روان کننده بر پایه پلی کربوکسیلات اتر استفاده شد. این فوق روان کننده مایعی با رنگ قهوه‌ای روشن با pH حدود ۴/۵ است که چگالی آن در دمای ۲۵ درجه سلسیوس، برابر با ۱۱۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب است. همچنین درصد جامد فوق روان کننده مصرفی ۴۳ درصد می‌باشد. یخ استفاده شده در این تحقیق به صورت خرد شده مورد مصرف قرار گرفت. در شکل ۳، نحوه افزودن یخ به مخلوط بتن در دیگ ایستگاه مخلوط‌کن مرکزی مشاهده می‌شود.



شکل ۳- نحوه افزودن یخ به مخلوط بتن در دیگ مخلوط‌کن

۲.۲. طرح مخلوط

طرح مخلوط بتن خودتراکم طوری مشخص و اجرا می‌شود که به مشخصات از پیش تعیین شده برای بتن تازه و سخت شده برسد. همچنین، اجزا طوری باهم ترکیب می‌شوند که از جدایی سنگ‌دانه‌ها و آب انداختگی جلوگیری شود. ترتیب مخلوط بهتر است ابتدا مصالح با بیش از نیمی از آب طرح مخلوط وارد دیگ مخلوط‌کن شود، سپس در حین ساخت، ترکیب آب باقی‌مانده با فوق روان کننده به مخلوط بتن اضافه شود. لازم به ذکر است که در این تحقیق از یخ به جای بخشی از آب مخلوط استفاده می‌شود. همچنین، این نکته قابل توجه است که به منظور شبیه‌سازی اجرای بتن خودتراکم در صنعت، مقدار فوق روان کننده در مخلوط اولیه ثابت در نظر گرفته شد ولی به دلیل بررسی اثر افت روانی بتن خودتراکم در مدت زمان انتقال توسط کامیون حمل بتن^{۱۱}، پس از گذشت ۹۰ دقیقه، مجدداً از فوق روان کننده^{۱۲} استفاده گردید تا بتن خودتراکم قبل از پمپ کردن، به جریان اسلامپ در حدود ۷۰۰ میلی‌متر برای تمامی طرح‌ها برسد.

در جدول ۲، طرح مخلوط‌های بتن خودتراکم مشاهده می‌شود. در این تحقیق، مقادیر جایگزینی بخشی از آب آزاد با یخ برابر با صفر، ۱۰، ۳۰ و ۶۰ درصد است که طرح‌ها مرتبط با آن به ترتیب با نام‌های $IC-0$ ، $IC-10$ ، $IC-30$ و $IC-60$ معرفی شده‌اند.

¹¹ Truck Mixer

¹² Redoase

جدول ۲- مشخصات طرح مخلوط‌ها

IC-60	IC-30	IC-10	IC-0	مصالح مصرفی (kg/m ³)
۴۴۰	۴۴۰	۴۴۰	۴۴۰	سیمان
۵۹۳	۵۹۳	۵۹۳	۵۹۳	شن*
۱۰۹۲	۱۰۹۲	۱۰۹۲	۱۰۹۲	ماسه*
۷۳/۹	۱۲۹/۴	۱۶۶/۳	۱۸۴/۸	آب آزاد
۱۱۰/۹	۵۵/۴	۱۸/۵	۰	یخ
۲/۶۴	۲/۶۴	۲/۶۴	۲/۶۴	فوق روان کننده
۰/۴۲	۰/۴۲	۰/۴۲	۰/۴۲	نسبت آب به سیمان
۱/۵	۱/۵	۱/۵	۱/۵	درصد هوای فرضی

* در حالت اشباع با سطح خشک

به منظور بررسی اقتصادی کاهش دما با استفاده از یخ و کاهش مقدار افزودن مجدد فوق روان کننده، مقادیر قیمت نسبی مصالح مورد استفاده نسبت به سیمان بر اساس قیمت‌های برآورد شده توسط انجمن بتن ایران در فروردین ماه سال ۱۴۰۱ در جدول ۳ نشان داده شده است.

جدول ۳- قیمت نسبی مصالح

مصالح	سیمان	سنگ دانه (شن)	ماسه	فوق روان کننده	آب	یخ
قیمت نسبی	۱	۰/۲۴	۰/۳۲	۶۶/۶۷	۰/۰۸	۱/۲

با توجه به بررسی کاهش دمای بتن تازه با استفاده از یخ، در جدول ۴، مشخصات دمای هر مصالح برای هر طرح مخلوط گزارش شده است.

جدول ۴- مشخصات دمای مصالح برای طرح مخلوط‌ها

IC-60	IC-30	IC-10	IC-0	دمای مصالح مصرفی (°C)
۲۹/۸	۳۲/۱	۳۲/۱	۳۱/۸	سیمان
۴۳/۶	۴۵/۵	۴۲/۳	۴۷/۳	شن
۳۰/۲	۳۲/۶	۳۳/۸	۳۲/۵	ماسه
۲۸/۸	۲۸/۵	۳۲/۲	۳۰/۱	آب
۳۱/۳	۳۰/۳	۳۱/۳	۳۰/۳	فوق روان کننده

۲.۳. آزمایش‌ها

ساخت آزمون‌های بتن خودتراکم مطابق با استاندارد ملی ۲۲۶۹۳ (۱۴) انجام شد. همچنین، به منظور بررسی خواص بتن تازه، آزمایش‌های جریان اسلامپ مطابق با استاندارد ملی ۱۱۲۷۰ (۱۵)، درصد هوا و وزن مخصوص مطابق استاندارد ملی ۳۸۲۱ (۱۶) انجام شد. در این تحقیق به منظور بررسی حفظ روانی فوق روان کننده، آزمایش جریان اسلامپ با گذشت مدت زمان‌های مختلفی از ساخت شامل زمان‌های ۱۰، ۳۰، ۶۰، ۹۰ و ۱۱۰ دقیقه اندازه‌گیری شد. منظور از گذشت مدت زمان بعد از ساخت، زمان سپری شده از اولین تماس سیمان با آب تا لحظه تخلیه بتن است. در صورت افت زیاد جریان اسلامپ در مدت زمان سپری شده از ساخت، اندازه‌گیری روانی بتن به روش آزمون اسلامپ مطابق استاندارد ملی به شماره ۳۲۰۳-۲ (۱۷) انجام شد.

خواص مکانیکی و دوام بتن خودتراکم با انجام آزمایش‌های مقاومت فشاری، جذب آب نیم‌ساعته و مقاومت الکتریکی سطحی ارزیابی گردید. برای اندازه‌گیری مقاومت فشاری مطابق استاندارد ملی ۲-۱۶۰۸ (۱۸)، ۳ آزمون مکعبی ۱۵۰ میلی‌متری برای هر سن ۷ و ۲۸ روز عمل‌آوری در آب و آهک اشباع با دمای ۲۳ درجه سلسیوس، در نظر گرفته شد. با استفاده از سه آزمون مکعبی ۱۰۰ میلی‌متری، جذب آب نیم‌ساعته مطابق استاندارد ملی ۱۲۲-۱۶۰۸ (۱۹) اندازه‌گیری شد. همچنین، مقاومت الکتریکی سطحی بتن‌های خودتراکم مطابق *AASHTO T358* (۲۰) روی دو آزمون استوانه‌ای با قطر و ارتفاع به ترتیب ۱۰۰ و ۲۰۰ میلی‌متر در سنین مختلف عمل‌آوری در آب و آهک اشباع انجام شد.

۳. نتایج و بحث

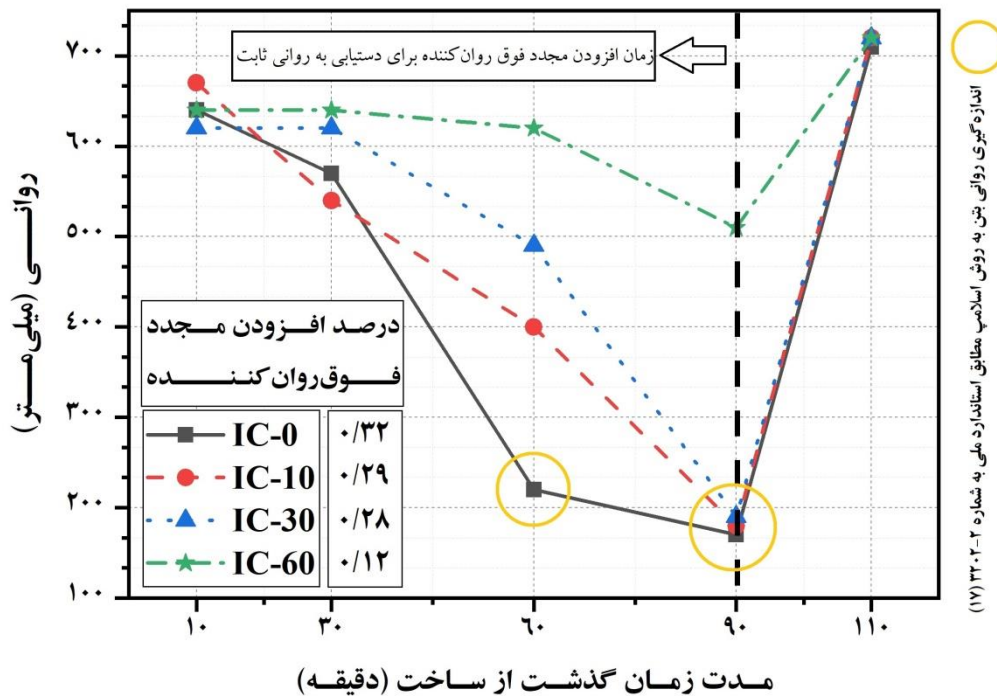
۱.۳. خواص بتن تازه

به منظور بررسی خواص بتن تازه، دمای هوا و دمای بتن با گذشت مدت‌زمان از ساخت برای هر طرح مخلوط اندازه‌گیری شد. در جدول ۵، مشخصات متوسط دمای هوای محیط و بتن تازه بتن‌های خودتراکم تا ۱۱۰ دقیقه پس از ساخت نشان داده شده است. همان‌طور که در جدول ۵ مشاهده می‌شود، جایگزینی ۱۰، ۳۰ و ۶۰ درصد آب مخلوط با یخ به ترتیب تقریباً متوسط دمای بتن تازه را ۰/۹، ۳/۳ و ۱۱/۶ درجه سلسیوس، کاهش داد. این موضوع نشان‌دهنده تأثیر قابل توجه جایگزینی مقدار زیاد آب مخلوط با یخ در کاهش دمای بتن تازه است. همچنین، لازم به ذکر است که دمای بتن تازه مخلوط‌های *IC-0* و *IC-10* بیشتر از حداکثر مقدار مشخص شده در آیین‌نامه بتن ایران (۲۱) (۳۲) درجه سلسیوس) در زمان ریختن بتن است. همچنین، دمای مخلوط *IC-30* در حدود حداکثر دمای مجاز است و دمای مخلوط *IC-60* کمتر از آن است. این نتایج نشان می‌دهد که در بسیاری از روزهای سال که دمای محیط زیاد است (بیش از ۳۵ درجه سلسیوس) و به تبع آن دمای بتن نیز افزایش می‌یابد، برای کاهش دمای بتن تازه به کمتر از دمای مجاز آیین‌نامه بتن ایران، به حداقل ۵۰ کیلوگرم یخ در متر مکعب نیاز است. البته طبق ضوابط *ACI 301-20* (۲۲)، حداکثر دمای مجاز بتن در زمان ریختن ۳۵ درجه سلسیوس است، در نتیجه می‌توان اذعان کرد که برآورده کردن ضابط آن در خصوص حداکثر دمای بتن تازه به مراتب راحت‌تر از آیین‌نامه بتن ایران است.

جدول ۵- متوسط دمای هوا و بتن طرح مخلوط‌ها

IC-60	IC-30	IC-10	IC-0	دما (°C)
۳۴/۷	۴۰	۳۹/۳	۳۷/۷	هوای محیط
(±۰/۵)	(±۰/۹)	(±۰/۴)	(±۰/۵)	
۲۴/۳	۳۲/۶	۳۵	۳۵/۹	بتن تازه
(±۱/۳)	(±۰/۳)	(±۱/۴)	(±۱/۸)	

روانی طرح مخلوط‌های بتن خودتراکم که مقدار افزودنی فوق روان‌کننده ثابتی در ابتدا دارند، با گذشت مدت‌زمان‌هایی از ساخت و بعد از افزودن مجدد فوق روان‌کننده در زمان ۹۰ دقیقه در شکل ۴ نشان داده شده است. مطابق روند نتایج شکل ۴، با کاهش دمای بتن به وسیله جایگزینی بخشی از آب آزاد مخلوط با یخ، حفظ روانی بتن خودتراکم تا گذشت مدت‌زمان ۹۰ دقیقه از ساخت بهبود یافت. دلیل این موضوع کندتر شدن فرآیند هیدراتاسیون به دلیل کاهش دمای بتن تازه است. همچنین، با کاهش دمای بتن تازه به مقادیر ۱، ۳ و ۱۲ درجه سلسیوس (مقدار جایگزینی‌های ۱۰، ۳۰ و ۶۰ درصد آب آزاد مخلوط با یخ) برای دستیابی به روانی ثابت تقریباً ۷۰۰ میلی‌متر، به ترتیب ۹/۲، ۱۲/۸ و ۶۲/۴ درصد مقدار افزودن مجدد فوق روان‌کننده پس از ۹۰ دقیقه کاهش یافت.



شکل ۴- نمودار روانی بتن‌های خودتراکم در مدت زمان گذشت از ساخت

در شکل ۵، تصویر ظاهر روانی نهایی بتن خودتراکم مشاهده می‌شود. به‌طور کلی، کاهش دما با استفاده از یخ در بتن خودتراکم علاوه بر بهبود حفظ روانی باعث کاهش لزجت و در نهایت بهبود کارایی نسبت به طرح مخلوط پایه بتن خود تراکم شد. این موضوع نشان‌دهنده این است که کاهش دمای بتن با جایگزینی بخشی از آب مخلوط با یخ، خواص رئولوژی بتن تازه خود تراکم را به‌طور قابل‌توجهی بهبود می‌بخشد. همچنین مشخصات درصد هوا و چگالی بتن تازه در جدول ۶ گزارش شده است.



شکل ۵- تصویر ظاهر روانی بتن خودتراکم

جدول ۶- درصد هوا و چگالی بتن تازه طرح مخلوط‌ها

مشخصه	IC-0	IC-10	IC-30	IC-60
درصد هوا	۰/۵	۰/۵	۰/۶	۰/۴
چگالی بتن تازه (kg/m ³)	۲۳۵۱	۲۳۴۴	۲۳۴۴	۲۳۵۴

۲.۳. آنالیز هزینه

در جدول ۷، آنالیز هزینه بتن خودتراکم بر اساس افزایش یا کاهش تغییرات نسبی قیمت ارائه شده است. مطابق ارزیابی اقتصادی، هزینه نسبی نهایی تولید بتن خودتراکم در این تحقیق، برآیند کاهش در مقدار افزودن مجدد فوق روان‌کننده با افزایش استفاده از یخ به مقادیر به ترتیب ۱۰، ۳۰ و ۶۰ درصد به جای آب آزاد مخلوط، باعث افزایش به-ترتیب ۰/۹۹، ۴/۱۱ و ۵/۳۹ درصد در هزینه نهایی تولید بتن خود تراکم شد.

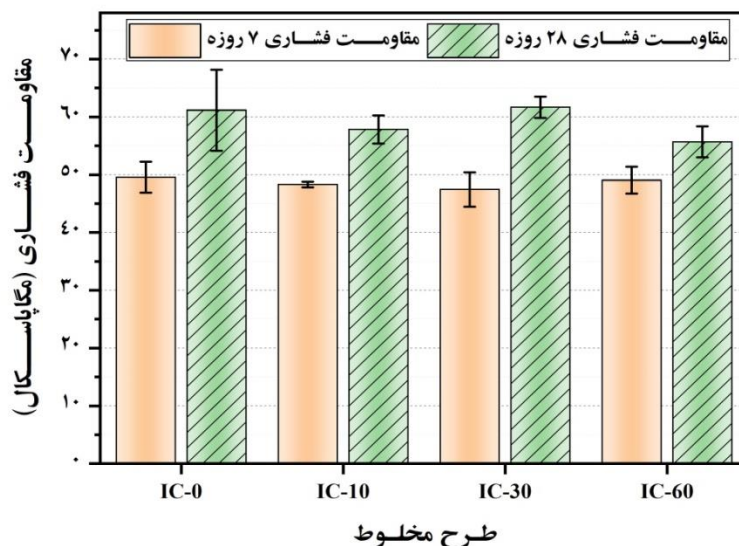
جدول ۷- آنالیز هزینه بتن خودتراکم با افزایش مقدار یخ و کاهش مقدار فوق روان‌کننده

آنالیز هزینه	IC-0	IC-10	IC-30	IC-60
تغییر قیمت نسبی به دلیل استفاده از یخ (%)	صفر	+ ۱/۸۵	+ ۵/۵۳	+ ۱۱/۰۶
تغییر قیمت نسبی به دلیل استفاده مجدد از فوق روان‌کننده پس از ۹۰ دقیقه (%)	صفر	- ۰/۸۶	- ۱/۴۲	- ۵/۶۷
تغییر قیمت نسبی نهایی	صفر	+ ۰/۹۹	+ ۴/۱۱	+ ۵/۳۹

ذکر این نکته ضروری است که تغییر در قیمت‌های نسبی مصالح (یخ و فوق روان‌کننده) یا نوع و کیفیت فوق روان‌کننده مصرفی، می‌تواند منجر به تغییر در هزینه نهایی و نتیجه‌گیری شود. این بررسی‌ها برای شهر تهران و کارخانه فهاب بتن در تابستان ۱۴۰۱ انجام شده است و در زمان‌های مختلف می‌تواند آنالیز هزینه متفاوتی داشته باشد.

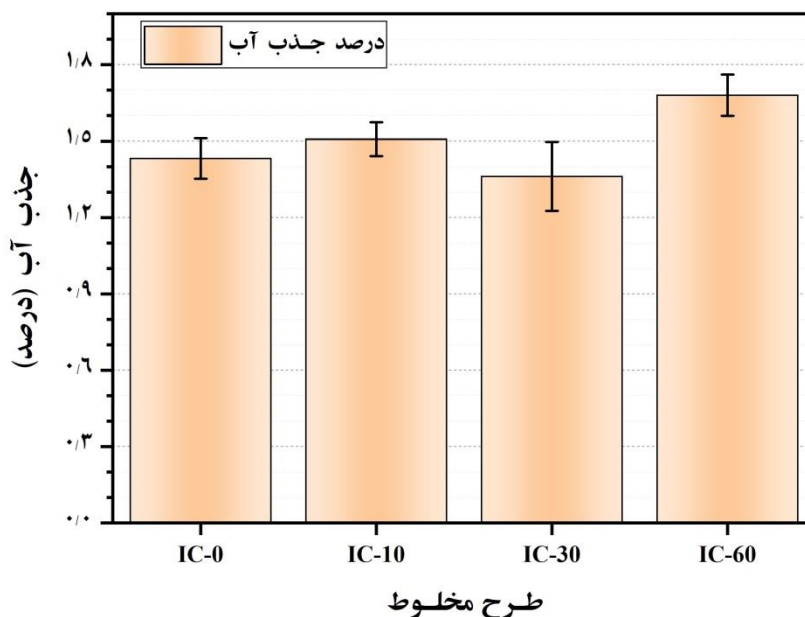
۳.۳. خواص بتن سخت‌شده

در این بخش از تحقیق، خواص بتن سخت‌شده خودتراکم شامل مقاومت فشاری، جذب آب و مقاومت الکتریکی مقایسه می‌شود. در شکل ۶، نتایج مقاومت فشاری نشان داده شده است. مطابق نتایج به دست آمده، دمای بتن تازه در محدوده تقریباً ۲۴ تا ۳۶ درجه سلسیوس، تأثیر قابل توجهی در نتایج مقاومت فشاری ۷ و ۲۸ روزه ندارد و خواص مکانیکی مطلوب بتن خودتراکم حفظ شده است.



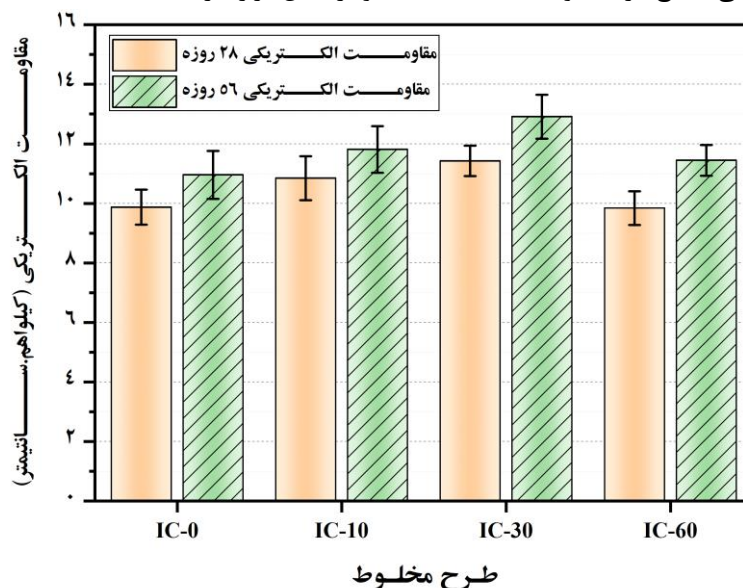
شکل ۶- نتایج مقاومت فشاری طرح مخلوط‌ها

در شکل ۷، نتایج جذب آب نیم‌ساعته طرح مخلوط‌ها نشان داده شده است. مطابق نتایج به دست آمده، با کاهش دمای بتن تازه، تغییر قابل توجهی در مقدار جذب آب نسبت به طرح مخلوط پایه (IC-0) ایجاد نشده است. در جایگزینی زیاد ۶۰ درصد یخ به جای آب آزاد مخلوط (کاهش دمای ۱۲ درجه سلسیوس)، مقدار جذب آب بتن افزایش اندکی در حدود ۱۷/۳ درصد نسبت به طرح مخلوط پایه بتن خودتراکم داشت که با در نظر گرفتن خطاهای ساخت و آزمایش، تغییر قابل توجهی ایجاد نشده است.



شکل ۷- نتایج جذب آب نیم‌ساعته طرح مخلوط‌ها

نتایج مقاومت الکتریکی سطحی بتن‌های خودتراکم در سنین مختلف در شکل ۸ نشان داده شده است. مطابق نتایج به دست آمده، کاهش دمای بتن تازه تأثیر بهبود دهنده‌ای در نتایج آزمون مقاومت الکتریکی نسبت به طرح شاهد ایجاد کرده است و به طور کلی، نتایج در محدوده خطاهای ساخت و آزمایش قرار دارند.



شکل ۸- نتایج مقاومت الکتریکی طرح مخلوط‌ها

نتایج این بخش، به طور کلی نشان می‌دهد که مقاومت فشاری و پارامترهای دوام بتن در محدوده دمایی بتن تازه ۲۴ درجه سلسیوس تا ۳۶ درجه سلسیوس، تفاوت معناداری نمی‌کند. در نتیجه، به نظر می‌رسد که حداکثر دمای مجاز بتن تازه در هنگام ریختن، طبق آیین‌نامه بتن ایران (۳۲ درجه سلسیوس) (۲۱) سختگیرانه است و با توجه به گرمسیر بودن اغلب مناطق کشور ایران، تأمین آن با دشواری‌های زیادی همراه است. عملاً مشاهده می‌شود که در بسیاری از بتن‌ریزی‌های انجام شده در روزهای گرم، این ضابطه در پروژه‌های کشور رعایت نمی‌شود. همچنین به نظر می‌رسد که حداکثر دمای تعیین شده در *ACI 301-20* (۳۵ درجه سلسیوس) (۲۲)، باتوجه به شرایط ایران مناسب‌تر باشد.

۴. جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

تولید بتن خودتراکم در صنعت نیاز به توجهات بسیاری در روند تولید، حمل‌ونقل و اجرا دارد که یکی از این موارد اهمیت دمای بتن تازه و تأثیر آن در مقدار فوق روان‌کننده است. در این تحقیق با در نظر گرفتن چهار طرح مخلوط با جایگزینی‌های مختلف، بخشی از آب آزاد مخلوط با یخ به منظور کاهش دمای بتن تازه، نتایج زیر در خواص مختلف آن حاصل شد:

- استفاده از ۶۰ درصد یخ به جای آب آزاد، دمای بتن تازه را با گذشت مدت‌زمان ۱۱۰ دقیقه از ساخت، تقریباً ۱۲ درجه سلسیوس کاهش داد و در محدوده دمای مجاز استاندارد قرار داد.

- کاهش دما تأثیر قابل‌توجهی در بهبود حفظ روانی تا ۹۰ دقیقه پس از ساخت بتن داشت. دلیل این موضوع کندتر شدن فرآیند هیدراتاسیون به دلیل کاهش دمای بتن تازه است.

- به دلیل بهبود حفظ روانی، کاهش دمای بتن تازه در مقادیر تقریباً ۱، ۳ و ۱۲ درجه سلسیوس باعث کاهش به- ترتیب ۹/۲، ۱۲/۸ و ۶۲/۴ درصد در مقدار افزودن مجدد فوق روان‌کننده پس از ۹۰ دقیقه به منظور دستیابی به روانی نهایی تقریباً ۷۰۰ میلی‌متر گردید.

برآیند کاهش در مقدار افزودن مجدد فوق روان‌کننده با افزایش استفاده از یخ به مقادیر به ترتیب ۱۰، ۳۰ و ۶۰ درصد به جای آب آزاد مخلوط، باعث افزایش به ترتیب ۰/۹۹، ۴/۱۱ و ۵/۳۹ درصد در هزینه نهایی تولید بتن خود تراکم شد

- به‌طور کلی در موضوع خواص بتن سخت‌شده، به جز افزایش تقریباً ۱۷ درصدی جذب آب در کاهش دمای ۱۲ درجه سلسیوس، استفاده از یخ تأثیر قابل‌توجهی در مقاومت فشاری، جذب آب و مقاومت الکتریکی بتن خودتراکم ایجاد نکرد و خواص بتن خودتراکم حفظ شد.

- به طور کلی، نتایج مقاومت فشاری و پارامترهای دوام بتن در محدوده دمایی بتن تازه ۲۴ درجه سلسیوس تا ۳۶ درجه سلسیوس، تفاوت معناداری نداشت. در نتیجه، به نظر می‌رسد که حداکثر دمای مجاز بتن تازه در هنگام ریختن طبق آیین‌نامه بتن ایران (۳۲ درجه سلسیوس) سختگیرانه است و با توجه به گرمسیر بودن اغلب مناطق کشور ایران، تأمین آن با دشواری‌های زیادی همراه است. همچنین به نظر می‌رسد که حداکثر دمای تعیین شده در *ACI 301-20* (۳۵ درجه سلسیوس)، باتوجه به شرایط ایران مناسب‌تر باشد.

۵. تشکر

نویسندگان این مقاله مراتب سپاس خود نسبت به حمایت‌های مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی و شرکت تولیدکننده بتن آماده فهاب بتن اعلام می‌دارند.

- [1] EFNARC. (2005), *the European Guidelines for Self-Compacting Concrete, the European Federation of Specialist Construction Chemicals and Concrete Systems.*
- [2] *Concrete Quarterly.* (2001), *Pull-Out test for reinforcement, Issue 918-63-RILEM Recommendation TC59-ALC, 78-MCA.*
- [3] Okamura, H. (1997), *Self-Compacting high-performance Concrete, Concrete International.*
- [4] Ozawa, K. (1989), *Development of high-performance concrete based on the durability design of concrete structures, EASEC-0, Vol.9.*
- [۵] فروتن‌مهر، حسین. (۱۳۹۵)، بتن خود متراکم، به‌کاربردن آنچه که می‌دانیم، ویرایش اول، تهران، نشر روشنی
- [6] Horta, A. (2005), *Evaluation of Self-Consolidating Concrete for Bridge Structure Applications, Georgia Institute of Technology, School of Civil & Environmental Engineering.*
- [7] W.Zho, J.C.Gibbs, P.J.M.Bartos. (2001), *Uniformity of in situ properties of self-compacting concrete in full-scale structure elements, Cement and concrete composite, Vol.23, PP.57-64.*
- [8] H. Zhao, W. Sun, X. Wu, B. Gao. (2012), *Effect of initial water-curing period and curing condition on the properties of self-compacting concrete, Material Design. 35, 194-200.*
- [9] A.F. Bingöl, I. Tohumcu. (2013), *Effects of different curing regimes on the compressive strength properties of self-compacting concrete incorporating fly ash and silica fume, Material Design. 51 12-18.*
- [10] Kostrzanowska-Siedlarz, A., & Golaszewski, J. (2016), *Rheological properties of high-performance self-compacting concrete: Effects of composition and time, Construction and Building Materials, 115, 705-715.*
- [11] Salhi, M., Ghrici, M., Bilir, T., & Uysal, M. (2020), *Combined effect of temperature and time on the flow properties of self-compacting concrete, Construction and Building Materials, 240, 117914.*
- [12] Golaszewski, J., Kostrzanowska-Siedlarz, A., Cygan, G., & Drewniok, M. (2016), *Mortar as a model to predict self-compacting concrete rheological properties as a function of time and temperature, Construction and building materials, 124, 1100-1108.*
- [۱۳] استاندارد ملی ایران، شماره ۳۸۹ (۱۳۹۹)، سیمان پرتلند- ویژگی‌ها، کمیته ملی استاندارد مهندسی ساختمان و مصالح و فرآورده‌های ساختمانی.
- [۱۴] استاندارد ملی ایران، شماره ۲۲۶۹۳ (۱۳۹۷)، بتن- ساخت آزمون‌های بتن خودتراکم- آیین کار، کمیته ملی استاندارد مهندسی ساختمان و مصالح و فرآورده‌های ساختمانی.
- [۱۵] استاندارد ملی ایران، شماره ۱۱۲۷۰ (۱۳۹۸)، بتن- اندازه‌گیری جریان اسلامپ بتن خودتراکم- روش آزمون، کمیته ملی استاندارد مهندسی ساختمان و مصالح و فرآورده‌های ساختمانی.
- [۱۶] استاندارد ملی ایران، شماره ۳۸۲۱ (۱۳۹۸)، بتن- تعیین چگالی (وزن مخصوص)، بازدهی و مقدار هوای بتن (روش وزنی)- روش آزمون، کمیته ملی استاندارد مهندسی ساختمان و مصالح و فرآورده‌های ساختمانی.
- [۱۷] استاندارد ملی ایران، شماره ۳۲۰۳-۲ (۱۳۸۶)، بتن تازه- قسمت دوم- تعیین روانی به روش اسلامپ- روش آزمون، کمیته ملی استاندارد مهندسی ساختمان و مصالح و فرآورده‌های ساختمانی.

[۱۸] استاندارد ملی ایران، شماره ۲-۱۶۰۸ (۱۳۹۳)، بتن سخت‌شده - قسمت ۲- ساخت و عمل‌آوری آزمون‌ها برای آزمون‌های مقاومت، کمیته ملی استاندارد مهندسی ساختمان و مصالح و فرآورده‌های ساختمانی.

[۱۹] استاندارد ملی ایران، شماره ۱۲۲-۱۶۰۸ (۱۳۹۶)، بتن سخت‌شده - قسمت ۱۲۲: تعیین جذب آب بتن - روش آزمون، کمیته ملی استاندارد مهندسی ساختمان و مصالح و فرآورده‌های ساختمانی.

[20] AASHTO, (2015), *Standard Method of Test for Surface Resistivity Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration*, AASHTO, USA.

[۲۱] سازمان برنامه و بودجه کشور، آیین‌نامه بتن ایران، (۱۴۰۰) "جلد دوم- مصالح و اجرا"، ضابطه شماره ۲-۱۲۰.

[22] ACI 301-20, (2020), *Specifications for Concrete Construction*, American Concrete Institute, USA.

Experimental comparison of shear behavior of plain and fiber reinforced concrete beams with continuous rectangular spiral reinforcement

Morteza Dehghan¹, Ali Kheyroddin², Mohammad Kazem Sharbatdar³

1-Phd, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

2-Distinguished Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

3-Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

Research paper

Abstract

In general, shear reinforcement in reinforced concrete beams typically involves the use of stirrups. However, substituting stirrups with continuous rectangular spiral reinforcement can enhance construction efficiency and lower costs. Meanwhile, the adoption of fiber-reinforced concrete in concrete structures is on the rise due to its distinctive properties. To address the tensile and shear vulnerabilities of concrete, reinforcing it with fibers is a viable solution. This study explores the experimental replacement of stirrups with continuous rectangular spiral reinforcements in both traditional concrete and steel fiber-reinforced concrete (SFRC) beams. Three beams were subjected to static loading tests: the first beam, referred to as ST-NC, featured stirrups and normal concrete as a reference; the other two beams incorporated continuous rectangular spiral reinforcements with normal concrete (SP-NC) and steel fiber-reinforced concrete at a 0.75% volume fraction (SP-F0.75). The experimental findings indicate that the beam reinforced with continuous rectangular spiral reinforcements and fiber concrete exhibits improved shear resistance, energy absorption, and ductility compared to the normal concrete beam and the reference beam. The beams with continuous rectangular spiral reinforcements, using normal concrete and steel fiber-reinforced concrete, demonstrated a 23.8 and 46.5% increase in shear capacity, respectively, compared to the reference beam. Additionally, energy absorption in SP-NC and SP-F0.75 beams increased by 69 and 158%, respectively, compared to the reference beam. The ductility of the continuous rectangular spiral reinforcement beam with normal concrete and steel fiber-reinforced concrete is 0.87 and 1.17 times that of the reference beam, respectively. Notably, the results reveal a reduction in the ductility of the SP-NC beam compared to the reference beam, and the addition of 0.75% by volume of fibers to the concrete resolves this ductility weakness in the SP-NC beam. These findings underscore the advantages of employing continuous rectangular spiral reinforcements in beams constructed with steel fiber-reinforced concrete, as proposed in this study.

Keywords: Continuous rectangular spiral reinforcement, Steel fiber reinforced concrete (SFRC), Shear strength, Energy absorption, Ductility

*Corresponding Author: Mohammad Kazem Sharbatdar

Dehghan, M., kheyroddin@semnan.ac.ir, A., Sharbatdar, M. K. Experimental Comparison of Shear Behavior of Plain and Fiber Reinforced Concrete Beams with Continuous Rectangular Spiral Reinforcement. *Journal of Concrete Structures and Materials*, 2022;

7(2):<http://doi.org/10.30478/jcsm.2022.351288.1285>

2538-5828/ © 2021 The Authors. Published by Iranian Concrete Society

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

مقایسه آزمایشگاهی رفتار برشی تیرهای بتن آرمه معمولی و الیافی با خاموت گذاری مارپیچ پیوسته مستطیلی

مرتضی دهقان^۱، علی خیرالدین^۲، محمد کاظم شربتدار^{۳*}

۱- دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

۲-استاد ممتاز، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

۳-استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

msharbatdar@semnan.ac.ir

نوع مقاله: مقاله پژوهشی

نویسنده مسئول*

چکیده

بطور کلی تقویت برشی تیرهای بتن مسلح، توسط خاموت های بسته منفرد صورت می پذیرد. جایگزین کردن خاموت منفرد با خاموتهای مارپیچ پیوسته مستطیلی می تواند ضمن کاهش هزینه ها، سرعت اجرا را نیز افزایش دهد. از طرفی استفاده از بتن های الیافی در سازه های بتنی به علت دارا بودن خصوصیات منحصر به فرد، رو به گسترش می باشد. یکی از روش های غلبه بر ضعف های کششی و برشی بتن، مسلح کردن بتن به الیاف می باشد. در این مقاله جایگزینی خاموت های بسته منفرد با آرماتورهای مارپیچی پیوسته مستطیلی در تیرهای بتنی و بتن الیافی فولادی (SFRC) به طور آزمایشگاهی با آزمایش سه تیر تحت بارگذاری استاتیکی مورد بررسی قرار گرفته است. تیر اول با خاموت گذاری بسته منفرد و بتن معمولی (ST-NC) به عنوان تیر مرجع و دو تیر دیگر با خاموت گذاری مارپیچ پیوسته مستطیلی با بتن معمولی (SP-NC) و بتن الیافی فولادی به میزان ۰,۷۵ درصد حجمی (SP-F0.75)، می باشند. نتایج آزمایشگاهی نشان داد که مقاومت برشی، جذب انرژی و شکل پذیری تیر با خاموت گذاری مارپیچ با بتن الیافی نسبت به تیر بتن معمولی مشابه خود و تیر مرجع بهبود یافته است. تیرهای با آرماتورهای مارپیچ مستطیلی پیوسته با بتن معمولی و بتن الیافی به ترتیب ۲۳,۸ و ۴۶,۵ درصد افزایش ظرفیت برشی را نسبت به تیر مرجع نشان دادند. همچنین، در تیرهای SP-NC و SP-F0.75 جذب انرژی به ترتیب ۶۹ و ۱۵۸ درصد نسبت به تیر مرجع افزایش یافته است. شکل پذیری تیر تقویت شده مارپیچی با بتن معمولی و بتن الیافی به ترتیب ۰,۸۷ و ۱,۱۷ برابر تیر کنترلی می باشد. نتایج بیانگر کاهش شکل پذیری تیر SP-NC نسبت به تیر کنترلی می باشد که با افزودن ۰,۷۵ درصد حجمی الیاف به بتن، ضعف شکل پذیری در تیر SP-NC رفع می گردد. این نتایج مزایای استفاده از خاموت گذاری مارپیچی در تیرهای ساخته شده با بتن الیافی پیشنهاد شده در این مقاله را اثبات می کند.

واژه های کلیدی: خاموت مارپیچ پیوسته مستطیلی، بتن الیافی فولادی (SFRC)، مقاومت برشی، جذب انرژی، شکل پذیری

¹. Steel Fiber Reinforced Concrete

اعضای سازه ای باید به گونه ای طراحی گردند تا مقاومت کافی در برابر بارهای وارده در طول عمر سازه را داشته باشند، به گونه ای که سازه و اعضای آن دچار شکست و آسیب قابل ملاحظه ای نگردند. مقاومت تیرها و ستونهای بتن مسلح در برابر نیروهای برشی، توسط بتن و آرماتورهای برشی تأمین می گردند. از لحاظ تئوری، زمانی که نیروی برشی اعمال شده به عضو سازه ای از مقاومت برشی بتن آن عضو بیشتر شود، آرماتورهای برشی مورد نیاز می باشد. اما به دلایل مختلف، از جمله اجتناب و جلوگیری از شکست ترد اعضا، باید آرماتور برشی حداقل مطابق ضوابط آئین نامه لحاظ گردد. تأمین آرماتورهای برشی در تیرهای بتن مسلح عمدتاً به شکل خاموت های بسته عمودی یا مورب موازی می باشد [۱ و ۲ و ۳]. از طرفی می توان نقاط ضعف در مقاومت کششی و تردی بتن را علاوه بر مسلح کردن آن به آرماتور، از طریق استفاده از الیاف بهبود بخشید. استفاده از بتن مسلح به الیاف، از دهه ی ۶۰ میلادی گسترش یافت [۴]. افزایش شکل پذیری، استهلاک انرژی و تغییر مکانیزم شکست از حالت ترد به حالت شکل پذیر از مهم ترین اثرات استفاده الیاف در بتن می باشد [۵].

در سازه های بتن آرمه خاموت ها با هدف تحمل نیروی برشی در اعضا، افزایش شکل پذیری، کمک به محصور شدگی بتن و کاهش طول کمانشی آرماتورهای طولی مورد استفاده قرار می گیرند. خاموت گذاری رایج در سازه های بتن آرمه با اشکالات اجرایی متعددی از قبیل جزئیات پیچیده، تعداد اشتباه یا گام نامناسب خاموت، قرارگیری آرماتورها به صورت مورب در خارج از محل خود، بسته نشدن کامل خاموت ها، عدم اتصال آنها به آرماتورهای طولی، اجرای نادرست خم ۱۳۵ درجه انتهایی، مواجهه است [۶ و ۷ و ۸ و ۹]. به منظور حل مشکلات مذکور و در راستای افزایش سرعت اجرای عملیات ساخت و کاهش هزینه ها، استفاده از سیستم خاموت گذاری پیوسته مستطیلی و تحقیق و مطالعه بر روی آن توسعه یافته و به عنوان یک تکنولوژی جدید و کارآمد نسبت به روش رایج سنتی در تیرهای بتن مسلح مطرح گردیده است. در سالهای اخیر تعداد محدودی از محققین بر روی استفاده از خاموت گذاری پیوسته مستطیلی در تیرهای بتن مسلح مطالعه انجام داده اند. اولین نتایج استفاده از خاموت گذاری پیوسته مستطیلی در تیرهای بتن مسلح در برش، توسط کاریانس و همکاران گزارش شده است که نتایج نشان داد تیرهای دارای خاموت گذاری پیوسته مستطیلی مقاومت برشی بالاتری نسبت به تیر با خاموت بسته دارند [۱۰]. نتایج آزمایش دیگری از کاریانس و همکاران بر روی تعداد هشت تیر بتن مسلح تحت بارگذاری برشی به روش ۴ نقطه ای خمشی به وضوح نشان می دهد که استفاده از تقویت مارپیچ مستطیلی موجب افزایش ظرفیت باربری گردیده و عملکرد برشی را در تیرهای مورد بررسی بهبود می بخشد. در این مطالعه تیرهای دارای خاموت گذاری پیوسته مستطیلی با گام خاموت ۱۲۰ و ۸۰ میلیمتر به ترتیب ۱۴،۹ و ۱۴،۷ درصد افزایش ظرفیت برشی را نسبت به تیر مشابه با خاموت بسته نشان دادند. علاوه بر این، تیرهای دارای خاموت گذاری پیوسته مستطیلی پیشرفته با گام خاموت ۱۲۰ و ۸۰ میلیمتر به ترتیب ۱۷،۲ و ۲۱،۷ درصد افزایش ظرفیت برشی را نسبت به تیر مشابه با خاموت بسته نشان دادند [۱۱].

در مطالعه دیگری توسط کاریانس و همکاران بر روی ۱۱ عدد تیر بتن مسلح تحت بارگذاری پیچشی خالص، تأثیر خاموت گذاری مارپیچی مستطیلی نسبت به خاموت ها به صورت خاموت بسته مورد ارزیابی و آزمایش قرار گرفته است که نتایج به وضوح نشان داد که استفاده از آرماتورهای مارپیچی مستطیلی منجر به افزایش ظرفیت پیچشی گردیده و عملکرد تیرهای مورد بررسی پس از نقطه بیشینه نیرو بهبود یافته است. مقاومت پیچشی تیرهای آزمایش شده تحت پیچش خمیلی با خاموت مارپیچی پیوسته در مقایسه با تیرهایی با مقدار مساوی از خاموت های رایج، افزایش اندازه گیری شده برای فواصل آرماتور عرضی ۲۰۰، ۱۵۰ و ۱۰۰ میلی متر به ترتیب ۱۸، ۱۶ و ۱۴ درصد بود. با این حال، تأکید می شود که وقتی مارپیچ ها به دلیل جهت پیچ خارجی باز می شوند، ظرفیت پیچشی تیرها کاهش می یابد و پوسته شدن قابل توجه بتن در مقایسه با تیرهای دارای مقدار مساوی خاموت های رایج، مشاهده

می‌شود [۱۲]. دکورته و همکاران در پژوهشی در سال ۲۰۱۳ با بهبود و تسهیل روش اجرای خاموت های مارپیچ، ۲۴ نمونه تیر بتنی با خاموت مارپیچ مستطیلی را با روش خمش ۴ نقطه ای تحت برش قرار دادند که نتیجه‌ی این تحقیق نیز افزایش شکل پذیری و مقاومت برشی مقدار قابل توجهی در تیر بتنی با خاموت مارپیچ مستطیلی در مقایسه با تیر بتنی با خاموت گذاری رایج مشاهده گردید [۱۳]. نسیم شترت و همکاران در سال ۲۰۱۶ با آزمایش بر روی ۲۸ عدد تیر بتنی و بررسی رفتار تیرهای برشی با دو نسبت دهانه به عمق ۲٫۵ و ۳٫۰ و سه فاصله (۱۲۵، ۱۵۰ و ۲۰۰ میلیمتر و پنج زاویه شیب خاموت ۶۲، ۷۰، ۷۵، ۸۰ و ۸۵ درجه به این نتیجه رسید که استفاده از آرماتور برشی مارپیچ مستطیلی ظرفیت برشی و شکل پذیری تیرها را در مقایسه با تیرهای خاموت بسته بهبود می بخشد. همچنین نتایج نشان داد که زاویه شیب بهینه برای خاموت مارپیچی ۸۰ درجه می باشد [۱۴].

در یکی از تازه ترین تحقیقات صورت گرفته در سال ۲۰۱۸، آزمایش‌هایی بر روی ۲۰ تیر تحت بارگذاری استاتیکی توسط نسیم شترت و همکاران پیرامون تیرهای بتنی دارای خاموت مارپیچ مستطیلی با استفاده از بتن خود متراکم (SCC^2) با زوایا و فواصل مختلف صورت پذیرفته است. ظرفیت برشی آزمایشگاهی با مقاومت برشی نظری تعیین شده توسط آیین نامه مقایسه گردیده که نتایج نشان داد استفاده از آرماتورهای مارپیچی پیوسته، ظرفیت برشی تیرهای ساخته شده با بتن خود متراکم را تا ۱۶٫۶۷ درصد نسبت به خاموت های بسته افزایش می‌دهد. علاوه بر این، نتایج نشان داد که عملکرد بهینه به زوایای شیب بستگی دارد، جایی که بدون توجه به فواصل گام خاموت‌ها، زاویه شیب بهینه زاویه ۸۵ درجه بود [۱۵]. در جدیدترین پژوهش در سال ۲۰۱۹ یک مطالعه تجربی توسط ساها و میساراگاندا، بر روی تیر- ستون های تقویت‌شده با خاموت گذاری پیوسته مستطیلی و بتن خودتراکم (SCC) که تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار دارند، ارائه گردیده است. در کل سه مجموعه اتصال تیر- ستون برای نسبت‌های مقاومت خمشی مختلف، با تقویت‌کننده‌های مارپیچی مستطیلی و خاموتهای بسته متداول به عنوان نمونه مرجع، در نظر گرفته شده‌اند. نسبت مقاومت خمشی اتخاذ شده برای سه مجموعه ۱٫۳، ۱٫۵، ۲٫۰ بود. در این کار، نمونه های بتن خود تراکم با سه شیب مختلف زوایای خاموت ۷۵، ۸۰ و ۸۵ درجه برای آرماتور مارپیچ در نظر گرفته شده است. برای درک و تجزیه و تحلیل بهتر، تمام دوازده نمونه به مقیاس یک سوم کوچک شده و مجموعه فرعی تیر ستون تقویت‌شده تحت آزمایش‌های چرخه‌ای قرار گرفته است تا میزان انتشار ترک و ظرفیت مقاومتی آن در طول تحریکات لرزه‌ای با هدف تمرکز مطالعه بر رفتار لرزه ای اتصال از نظر الگوی جابجایی بار، رفتار پسماند، الگوی شکست و اتلاف انرژی بررسی شود. یافته‌های مشاهده شده نشان داد خاموتهای مارپیچی پیوسته از نظر مقاومت نهایی، کاهش سختی، ضریب شکل‌پذیری و اتلاف انرژی تجمعی بهتر از خاموتهای معمولی عمل می‌کنند [۱۶].

از طرفی مطالعات نشان داده است که استفاده از الیاف می تواند دست کم به عنوان بخشی از آرماتورهای عرضی به کار روند. از این رو برخی از پژوهشگران بر کاربرد صنعتی الیاف تأکید دارند [۱۷]. اخیراً شکل جدیدی از بتن با افزودن انواع الیاف به حجم بتن در راستای جلوگیری از انتشار ترک‌ها و جبران ضعف مقاومت کششی بتن تولید و معرفی شده است. [۱۸] بهبود مقاومت های کششی، خمشی، خستگی، طاقت، ضربه، ترک خوردگی، جمع شدگی و آتش سوزی از جمله مشخصات بتن الیافی اند که با توجه به نوع و درصد الیاف متفاوت خواهند بود. [۱۹ و ۲۰]. الیاف در نوع های گوناگون از جمله؛ الیاف فولادی، الیاف شیشه ای، انواع مختلف الیاف مصنوعی، الیاف کربنی و غیره وجود دارند که در این بین الیاف فولادی با قلابهای انتهایی و تغییرات انجام شده بر روی شکل آن ها، سبب افزایش چسبندگی بین الیاف و ملات و افزایش تأثیر الیاف می شود. مهمترین تأثیر الیاف در بتن، افزایش انرژی شکست و شکل پذیری آن است [۲۱]. کمیته ۵۴۴ انجمن بتن آمریکا *ACI* اولین گزارش خود را در خصوص

². *Self Compacting Concrete*

بتن‌های الیافی در سال ۱۹۷۳ منتشر نموده است که در سال‌های اخیر مورد باز بینی قرار گرفته است [۲۲]. استفاده از الیاف به شیوه امروزی و به منظور تقویت ماتریس‌های شکننده، با اولین تحقیقات توسط محققین کشور شوروی در دهه ۱۹۵۰ و سپس دانشمندان آمریکایی در اوایل دهه ۱۹۶۰ میلادی آغاز شده است. کاربرد الیاف بطور فراگیر از اوایل سال ۱۹۶۰ در کشور های صنعتی پیشرفته شروع [۲۳] و در سالیان اخیر شکل الیاف و نحوه ساخت بتن الیافی بهبود و کاربرد آن نیز فزونی یافته است. افزایش مقاومت خمشی و جذب انرژی در بتن الیافی نسبت به بتن معمولی، یکی از مزایای استفاده از الیاف در بتن می باشد [۲۴].

در سال ۲۰۱۶ در پژوهشی که توسط تاهنی و همکاران صورت گرفت، مشخص گردید استفاده ۳ درصدی الیاف فولادی موجب افزایش ظرفیت برشی تیر تا ۸۸ درصد گردیده است [۲۵]. در مطالعه ای در سال ۲۰۰۸ توسط گیرینوف و همکاران، میزان افزایش ظرفیت برشی تیرهای حاوی بتن الیافی نسبت به تیر کنترلی به ازای یک درصد الیاف، به میزان ۱۲۸ درصد و افزایش ظرفیت جذب انرژی تا ۶۰۰ درصد عنوان شده است. [۲۶]. در پژوهشی دیگر توسط کریمی و هاشمی در سال ۱۳۹۶ تاثیر الیاف فولادی قلابدار در رفتار برشی تیرهای بتنی حاوی الیاف فولادی فاقد خاموت بررسی شده است. در این مطالعه تعداد ۱۲ تیر در ۳ ارتفاع مختلف (۳۵۰، ۶۷۵ و ۹۱۵ میلی متر) با بتن حاوی صفر، ۰،۵، ۰،۷۵ و ۱ درصد الیاف فولادی با استفاده از روش اجزاء محدود تحلیل شده اند. نتایج حاکی از آن است که الیاف فولادی باعث افزایش قابل توجه مقاومت برشی (تا ۱۳۱،۵ درصد) تیر شده و در عین حال شکست تیرهای الیافی نیز نرم تر بوده است. همچنین مشخص شده است که وجود الیاف در تیرهایی با ارتفاع بیشتر مؤثرتر است، در نتیجه می توان گفت الیاف فولادی اثر اندازه در مقاومت برشی را تخفیف می دهد. [۲۷]. در مطالعه ای دیگر توسط حمزه نژادی و همکاران، اقدام به بررسی رفتار برشی این مصالح در تیرهای عمیق شده است. در این راستا پاسخ تجربی تعداد ۵ تیر شامل تیرهای ساده عمیق مسلح بتن کامپوزیتی الیافی تحت بار متمرکز در وسط دهانه مورد بررسی قرار گرفته است. پس از انجام آزمایشات، ملاحظه کردید که با افزایش درصد الیاف فولادی در تیرهای عمیق، ظرفیت باربری و همچنین شکل پذیری نمونه ها به میزان قابل توجهی افزایش یافت. افزایش درصد الیاف و همچنین اضافه نمودن آرماتورهای برشی، میزان ضریب شکل پذیری برشی را افزایش می دهد. از طرفی ملاحظه کردید، نمونه هایی که دارای آرماتور برشی جان می باشند، نسبت به نمونه مشابه فاقد آرماتور برش جان، دارای ضریب شکل پذیری حدود ۹ درصد بیشتر می باشند [۲۸]. در یک بررسی تحلیلی در سال ۲۰۲۲ توسط بیچیترا و کرانتی در خصوص مکانیسم های مقاوم در برابر برش در تیرهای بتن مسلح با الیاف فولادی، یک مدل ریاضی مبتنی بر مکانیک با در نظر گرفتن اثر تمام مکانیسم های مقاوم برشی برای پیش بینی مقاومت برشی تیر بتن مسلح الیاف فولادی (بدون آرماتور عرضی) پیشنهاد شده است. کارایی مدل پیشنهادی از طریق مجموعه وسیعی از پایگاه های اطلاعاتی تأیید شده است و نشان می دهد که همبستگی خوبی با نتایج آزمایشگاهی با میانگین، انحراف معیار و ضریب تغییرات به دست آمده به ترتیب ۰،۹۴، ۰،۲۲ و ۲۲،۹۹ درصد دارد. همچنین، سهم هر مکانیزم مقاوم در برابر برش توصیه شده است [۲۹].

اخیراً شین و همکاران نتایج آزمایش های تک محوری شش ستون دایره ای بتن مسلح الیافی توانمند ($UHPRC^3$) در مقیاس بزرگ که توسط خاموت گذاری مارپیچ محصور شده اند را ارائه می کند. بتن مورد استفاده در این مطالعه دارای ۱،۵ درصد الیاف هیبریدی فولادی (۱،۰ درصد از الیاف ۱۹،۵ میلی متر و ۰،۵ درصد از الیاف ۱۶،۳ میلی متر) در مخلوط بود و دارای مقاومت فشاری متفاوت از ۱۶۳ تا ۱۸۱ مگاپاسکال بود. اثرات نسبت حجمی آرماتور مارپیچی، مقاومت فشاری بتن و حضور الیاف میکروفولاد هیبریدی بر پاسخ های بار محوری، از جمله تغییر شکل پذیری پس از پیک، بررسی شد. علاوه بر این، سطح شکل پذیری به دست آمده مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج

³. Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete

آزمایش نشان داد که اثر ترکیبی حداقل آرماتور مارپیچی و الیاف فولادی منجر به شکل‌پذیری کافی پس از پیک ستون‌های مورد مطالعه می‌شود. برای بررسی کارایی شکل آرماتور محصور کننده، نتایج آزمایش ستون‌های دایره‌ای حاوی *UHPFRC* که توسط مارپیچ‌ها محصور شده‌اند با ستون‌های *UHPFRC* مربعی با اندازه معادل که توسط خاوت‌های بسته متداول محصور شده‌اند، مقایسه شدند. نتایج آزمون عملکرد برتر مارپیچ‌های دایره‌ای را برای ایجاد رفتار شکل‌پذیری ستون‌های *UHPFRC* نسبت به همان نسبت حجمی خاوت‌های بسته نشان می‌دهد. همچنین یک توصیه طراحی برای خاوت‌های مارپیچی که رفتار شکل‌پذیر ستون‌های *UHPFRC* در مناطق لرزه خیز متوسط را تضمین می‌کند، پیشنهاد شده است [۳۰].

در تعدادی از مقالات که اخیراً منتشر شده است، پیشنهادهایی برای استفاده از خاموت گذاری پیوسته مستطیلی در تیرهای بتن مسلح مطرح گردیده است و روابطی نیز برای تعیین ظرفیت نهایی آن ارائه شده است. از طرفی مطالعات نشان داده است بتن‌های مسلح الیافی دارای رفتاری به مراتب بهتر از بتن‌های معمولی می‌باشند، اما تیرهای ساخته شده با بتن مسلح الیافی دارای خاموت گذاری پیوسته مستطیلی تاکنون مورد توجه قرار نگرفته است و از آنجائی که تاکنون جهت ساخت تیرهای بتنی با خاموت گذاری پیوسته مستطیلی از بتن الیافی استفاده نشده است، به کارگیری این مصالح نوعی نوآوری محسوب می‌گردد، لذا مطالعات بیشتر بر روی مباحث سازه‌ای و کاربردی این مصالح و رفتار برشی تیرهای بتنی با خاموت گذاری پیوسته مستطیلی ساخته شده با این مصالح حائز اهمیت می‌باشد.

۲- روش پژوهش

۲-۱- جزییات نمونه‌ها

نمونه‌های ساخته شده آزمایشگاه از نظر ابعاد کاملاً مشابه هم بوده اما از نظر نوع بتن مصرفی و مدل خاموت گذاری با هم متفاوت می‌باشند. این مطالعه شامل سه تیر بتنی می‌باشد که یک تیر دارای خاموت‌های بسته با بتن معمولی و دو تیر نیز دارای خاموت گذاری مارپیچ پیوسته مستطیلی می‌باشند. شکل ۱ دو نوع خاموت گذاری بسته و مارپیچ پیوسته مستطیلی را نشان می‌دهد که در این مطالعه به کار گرفته شده است. در دو تیر دارای خاموت پیوسته، در یک تیر از بتن معمولی و یک تیر از بتن الیافی با حجم الیاف فولادی به میزان ۰,۷۵ درصد حجمی استفاده شده است. به عنوان آرماتورهای طولی خمشی در تمامی نمونه‌ها، دو عدد میلگرد آجدار AIII با قطر ۲۲ میلیمتر در بالا و چهار عدد میلگرد آجدار AIII با قطر ۲۲ میلیمتر در پایین تعبیه شده است. آرماتورهای عرضی مورد استفاده در تیرها دارای حجم یکسان و از نوع آجدار AII و با قطر ۸ میلیمتر می‌باشند. مطابق آنچه در شکل ۲ نشان داده شده است تمامی تیرها دارای مقطع مستطیلی به عرض ۲۰۰ میلیمتر، ارتفاع کل ۳۵۰ میلیمتر، ارتفاع موثر ۳۰۰ میلیمتر می‌باشند. طول هر چهار نمونه برابر ۲۲۰ سانتیمتر و دهانه خالص آنها برابر ۱۹۰ سانتیمتر با بار گذاری سه نقطه‌ای به صورت نامتقارن می‌باشند که اندازه دهانه کوچکتر آن برابر با ۷۵ سانتیمتر بوده و دارای نسبت $a/d=2.5$ می‌باشند.

نمونه شماره ۱ با نام *ST-NC* به عنوان نمونه کنترلی دارای خاموت گذاری بسته با فاصله گام ۲۰۰ میلیمتر و توسط بتن معمولی ساخته شده است. دو نمونه دیگر دارای تقویت عرضی به صورت خاموت گذاری مارپیچی پیوسته مستطیلی با فاصله گام ۲۱۰ میلیمتر و زاویه ساق‌های عمودی ۷۲,۲۵ درجه و زاویه ساق‌های افقی ۵,۳ درجه می‌باشند که جزییات اجرایی آنها در شکل ۳ نشان داده شده است. نمونه شماره ۲ با نام *SP-NC* توسط بتن معمولی و نمونه شماره ۳ با نام *SP-F0.75* با بتن الیافی فولادی با حجم الیاف ۰,۷۵ درصد حجمی ساخته شده است. جزییات نمونه‌ها در جدول شماره ۱ نشان داده شده است.

فاصله گام و زوایای شیب برای آرماتورهای مارپیچ پیوسته به‌گونه‌ای محاسبه می‌شوند که نسبت‌های خاموت‌های عرضی (ρ) برای همه تیرها یکسان و برابر با تیر دارای خاموت گذاری بسته (نمونه کنترلی) باشد. با توضیح مذکور

مشخص می شود چرا فاصله گام خاموت گذاری متداول و مارپیچ نشان داده شده در جدول شماره ۱ دقیقاً یکسان نیست. ρ را می توان برای خاموت گذاری بسته و مارپیچ پیوسته مستطیلی به ترتیب با استفاده از روابط ۱ و ۲ تعیین نمود [۱۱]:

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{b_w s} \quad (1)$$

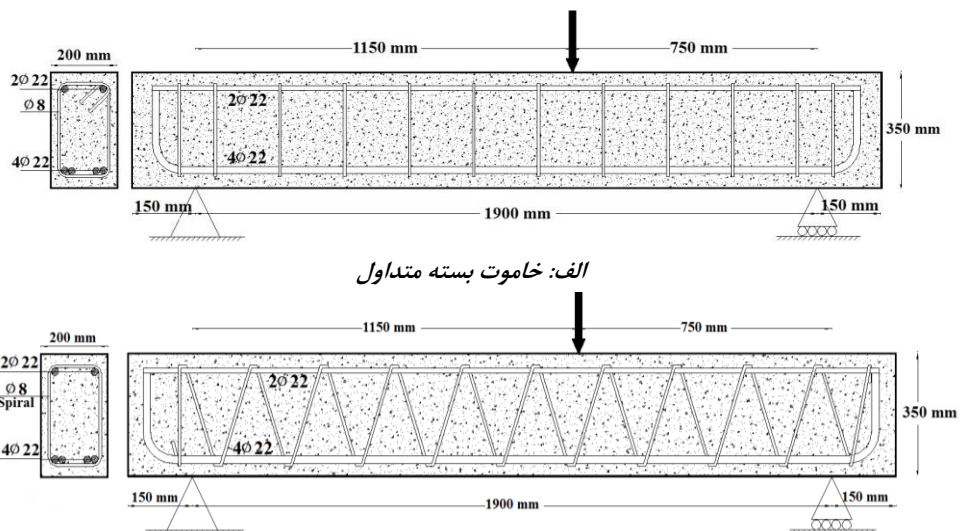
$$\rho_{t\phi} = \frac{A_{st}/2}{b_w s \sin \phi_{front}} + \frac{A_{st}/2}{b_w s \sin \phi_{back}} \quad (2)$$

جدول ۱: مشخصات نمونه ها

نام نمونه	نوع خاموت گذاری	نوع بتن	ρ_w (%)	$\rho_t = \rho_{t\phi}$ (%)	ϕ_{front} (درجه)	ϕ_{back} (درجه)	زاویه ساق افقی α (درجه)	گام خاموت S (میلیمتر)
ST-NC	بسته (گسسته)	نرمال	۲,۵۳	۰,۲۵۱۳	۹۰	۰	۰	۲۰۰
SP-NC	مارپیچی پیوسته	نرمال	۲,۵۳	۰,۲۵۱۳	۷۲,۲۵	۱۰۷,۷۵	۵,۳۰	۲۱۰
SP-F0.75	مارپیچی پیوسته الیافی ۰,۷۵٪		۲,۵۳	۰,۲۵۱۳	۷۲,۲۵	۱۰۷,۷۵	۵,۳۰	۲۱۰



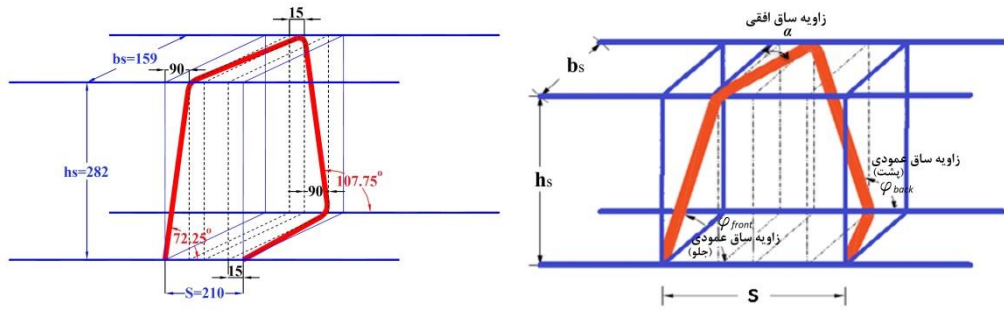
شکل ۱: خاموت گذاری بسته متداول و خاموت گذاری مارپیچ پیوسته نمونه های آزمایشگاهی



الف: خاموت بسته متداول

ب: خاموت مارپیچ پیوسته

شکل ۲: جزئیات خاموت گذاری نمونه ها

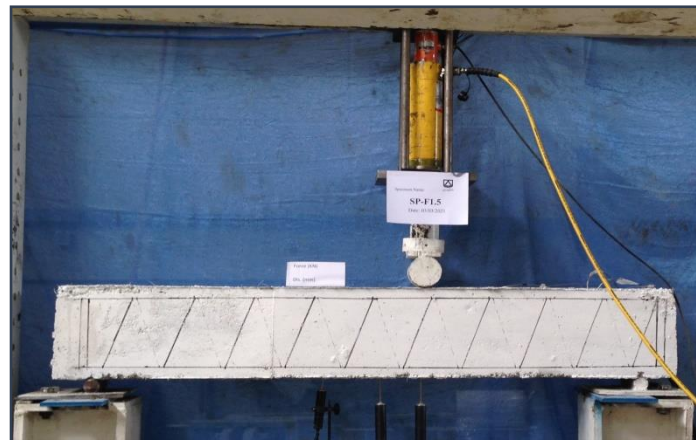


شکل ۳: جزئیات زوایای خاموت مارپیچی

که در آن A_{st} مساحت دو ساق خاموت بسته یا مارپیچ به میلیمتر مربع، S فاصله گام خاموتها بر حسب میلیمتر، ϕ_{front} و ϕ_{back} زاویه بین ساق جانبی جلویی و پشتی خاموت و محور تیر و α زاویه ساق بالایی بر حسب درجه می باشد که جزئیات زوایای خاموت مارپیچی مورد استفاده در این مطالعه در شکل ۳ نشان داده شده است.

۲-۲- سیستم برپایی آزمایش

انجام آزمایشها و اعمال بار به صورت خمشی سه نقطه‌ای (نامتقارن) و استاتیکی انجام گردید. در سیستم آزمایش از یک جک هیدرولیکی با نیروی کنترل شده استفاده شده است. همانطور که در شکل ۴ نشان داده شده است تیرها به صورت ساده بر روی دو تکیه گاه غلتکی در دو انتها با طول دهانه خالص 190 سانتیمتر جای گذاری گردیده اند. فاصله بین دو بار نقطه ای در دهانه کوچکتر برابر 750 میلیمتر و نسبت $a/d=2.5$ در نظر گرفته شده است. بار اعمال شده به طور مداوم، سرعت بسیار آهسته و تقریباً با افزایش 5 کیلونیوتن در هر مرحله به وسیله یک جک هیدرولیکی افزایش می‌یابد. تغییر مکانهای عمودی تیرها توسط $LVDT$ که در محل اعمال بار و در زیر تیرهای آزمایش شده قرار داده شده، ثبت گردیدند. اندازه‌گیری‌های بار و تغییر مکانها به طور مداوم و در طول آزمایش تا زمان شکست تیرها ثبت شد. انتشار ترک از ابتدای اعمال بار تا شکست تیرها کنترل و مسیر و رشد آنها بر روی نمونه ها ترسیم گردید. همه نمونه‌ها به گونه ای طراحی شده اند که قبل از اینکه آرماتورهای طولی کششی تسلیم شوند در برش دچار شکست شده و ترک‌های مورب در دهانه برشی تیرها ایجاد شوند. بر اساس مقدار آرماتور طولی ارائه شده، ابعاد مقطع، مقاومت فشاری بتن و مقاومت تسلیم فولاد تیرها، ظرفیت تسلیم خمشی محاسبه شده به گونه ای می باشد که ظرفیت برشی نهایی نمونه های آزمایش شده کمتر از مقاومت خمشی آن ها در تسلیم باشد.



شکل ۴: نمونه آماده تست در دستگاه آزمایش

۳-۲- خصوصیات مصالح

میانگین مقاومت فشاری ۲۸ روزه برای بتن معمولی ۳۸,۵ مگاپاسکال و برای بتن ییافی با حجم ییاف ۰,۷۵ درصد برابر ۵۶,۵ مگاپاسکال اندازه گیری گردید. مطابق آزمایش کشش مستقیم انجام شده برای میلگردهای مورد استفاده در نمونه ها، تنش تسلیم برای آرماتورهای طولی ۴۹۹ مگاپاسکال و برای خاموت ها ۳۹۷ مگاپاسکال می باشد. یکی از تأثیرگذارترین ییاف ها جهت تقویت چسب سیمانی، ییاف فولادی می باشد. ییاف فولادی باعث افزایش مقاومت خمشی و مقاومت برشی و همچنین مقاومت کششی می شود. وجود ییاف در بتن باعث کاهش عرض ترک ها در یک ناحیه و پخش ترک های با عرض کم در نواحی مختلف می باشد. در هنگام اضافه کردن ییاف به بتن برخی ملاحظات برای پخش یکنواخت ییاف و جلوگیری از جداسدگی یا پدیده گلوله شدن و ایجاد یک مخلوط کارا جهت ریختن، تراکم و پرداخت بتن باید مدنظر قرار گیرد. ییاف مورد استفاده در این آزمایش ساخت شرکت صنایع مفتولی زنجان بوده که در داخل ایران تهیه و تولید می شود. همانطور که در شکل ۵ مشاهده می شود این ییاف ها از نوع قلابدار و دارای روکش مسی است. دلیل استفاده از روکش مسی در این ییاف، محافظت ییاف فولادی در مقابل زنگ زدگی می باشد. نسبت طول به قطر ییاف مذکور ۶۲,۵ بوده که مشخصات فنی ییاف مصرفی در نمونه های آزمایشگاهی در جدول شماره ۲ آورده شده است.



شکل ۵: ییاف فولادی قلابدار با روکش مسی

جدول ۲: مشخصات فنی ییاف فولادی مصرفی

نوع ییاف	طول mm	قطر mm	$\frac{L}{D}$
فولادی قلابدار	۵۰	۰,۸	۶۲,۵

۳- تجزیه و تحلیل نتایج

۳-۱- رفتار و ظرفیت برشی تیرها

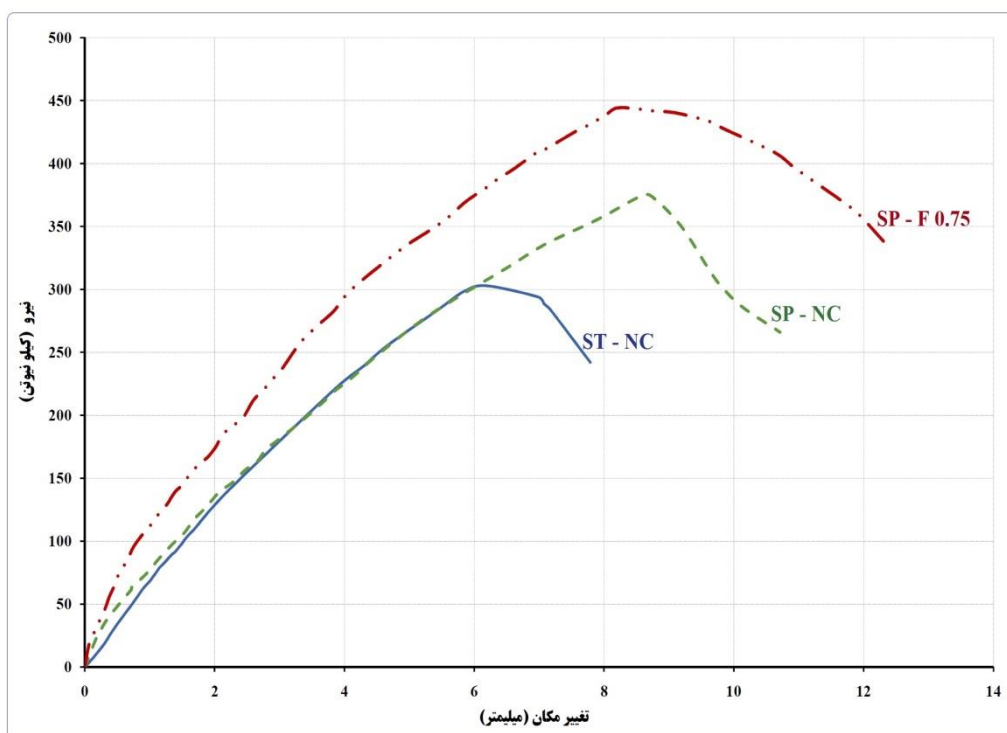
تمام تیرهای آزمایش شده، شکست برشی را همانطور که از طریق ایجاد ترک های مورب در دهانه برشی پیش بینی شده بود نشان دادند. تمام نمونه ها قبل از رسیدن به تنش تسلیم آرماتور کششی طولی به شکست برشی رسیدند. مقادیر اندازه گیری شده بیشینه بار اعمال شده (P_{max})، مقاومت برشی نهایی مربوطه ($V_u = 0.6P_{max}$) و تنش برشی متوسط ($v_u = V_u/b_wd$) همراه با تغییر شکل مربوطه در بیشینه بار (δ_{max})، شکل پذیری و جذب انرژی تمامی تیرهای آزمایش شده در جدول ۳ ارائه شده است. همچنین رفتار بار-تغییر مکان تمام تیرهای آزمایش شده در محل اعمال بار، مطابق شکل ۶ ارائه گردیده است.

نتایج آزمایش نشان می دهد که تأثیر آرماتور مارپیچ مستطیلی بر ظرفیت برشی تیرها قابل توجه است. نمونه های تقویت شده مارپیچی مقادیر مقاومت برشی بالاتری نسبت به نمونه مربوطه با خاموت های بسته معمولی نشان دادند. علاوه بر این، نمونه خاموت گذاری شده مارپیچی مستطیلی با بتن ییافی به طور قابل توجهی ظرفیت برشی

بالاتری را ارائه دادند و نسبت به نمونه‌های ساخته شده با خاموت‌های بسته و خاموت‌گذاری ماریچ با بتن معمولی، عملکرد کلی بهتری را نشان می‌دهد. همچنین شکل ۶ بیانگر این موضوع می‌باشد که این تیر رفتار پس از اوج را در مقایسه با سایر تیرها با مقدار آرماتور برشی برابر (خاموت بسته یا آرماتور ماریچی با بتن معمولی) نشان می‌دهد. این افزایش عمدتاً به این دلیل می‌باشد که در تیر حاوی الیاف، پیوند به وجود آمده بین الیاف فولادی و بتن موجب می‌گردد تا تیر دارای تمایل مطلوبتری نسبت به برش تحمیلی داشته باشد و ترک‌های برشی بالقوه این نمونه مزیت مهمی برای مکانیسم‌های مقاومت برشی توسعه یافته تیر فراهم می‌کند. می‌توان تاکید کرد که استفاده از الیاف در بتن به عنوان یک مزیت، بر تنها کاستی خاموت‌گذاری ماریچ پیوسته نسبت به خاموت بسته اثر گذاشته و بر آن غلبه می‌کند. این کاستی بدین صورت می‌باشد که تنها یک ساق از ماریچ مستطیلی دارای تمایل مطلوب نسبت به برش اعمالی است و ساق دیگر، به نسبت، اثر کمتری در مقابله با برش تحمیلی ایفا می‌کند.

جدول ۳: نتایج آزمایش نمونه‌ها

نام نمونه	نوع خاموت	نوع بتن	S (mm)	P_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	$V_{u,exp.}$ (kN)	$\delta_{80\%}$	سطح زیر نمودار (kN.mm)	$V_{n,ACI}$ (kN)	$\frac{V_{u,exp.}}{V_{n,ACI}}$	$\frac{V_{u,exp.}}{V_{u,exp.ST-NC}}$
ST-NC	بسته	نرمال	۲۰۰	۳۰۳	۶,۱۹	۱۸۳,۳۹	۱,۲۶	۱۵۳۴	۱۳۲	۱,۳۹	۱
SP-NC	ماریچی	نرمال	۲۱۰	۳۷۵	۸,۶۰	۲۲۶,۹۷	۱,۱۵	۲۵۹۸	۱۲۶,۴۳	۱,۸۰	۱,۲۴
SP-F0.75	ماریچی	الیافی ۰,۷۵٪	۲۱۰	۴۴۴	۸,۱۹	۲۶۸,۷۴	۱,۴۷	۳۹۶۱	۱۸۵,۰۹	۱,۴۵	۱,۴۶



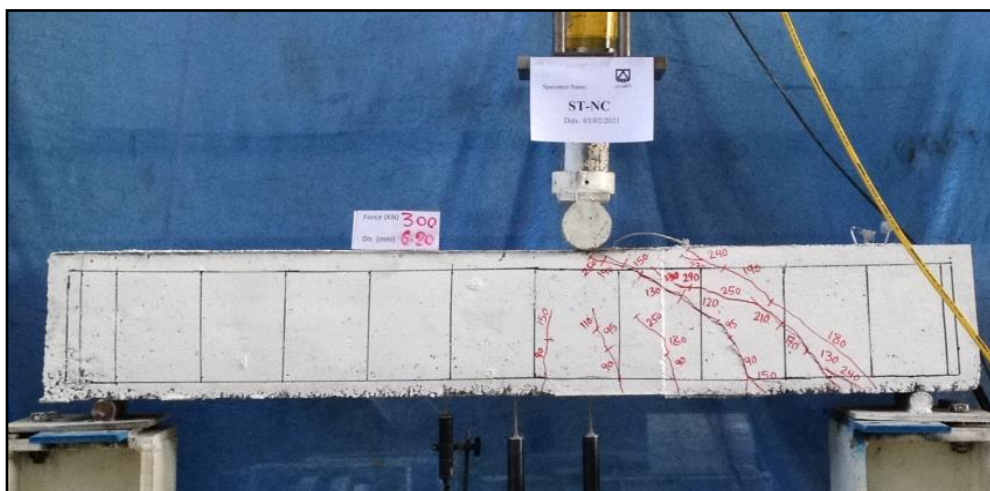
شکل ۶: نمودار بار - تغییر مکان (زیر بار) در نمونه‌ها

استفاده از الیاف فولادی با توزیع تصادفی و گسسته در بتن، مقاومت بهتری را در برابر رشد اولیه ترک ارائه می‌کند. اثر پل زدن الیاف فولادی در ترک به دلیل برهم کنش ماتریس الیاف، سرعت رشد ترک را کاهش می‌دهد و پیوسته

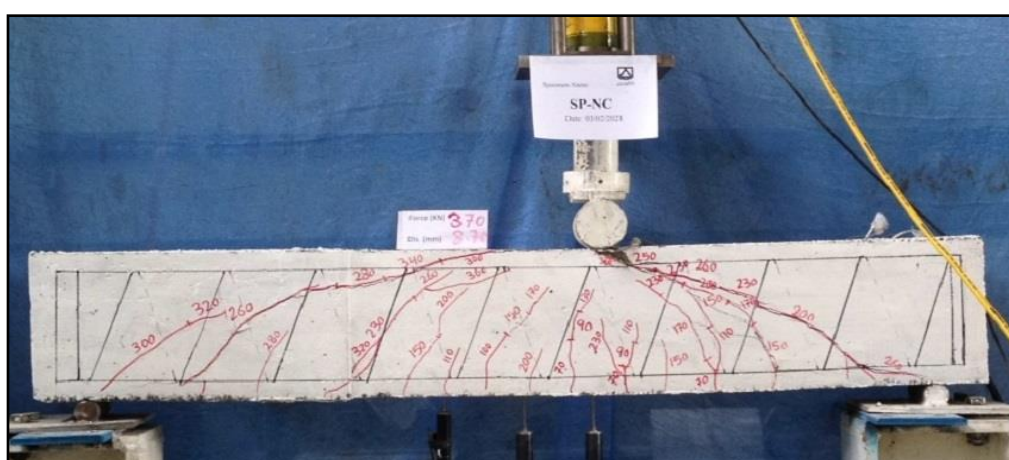
شدن بتن را محدود می‌کند [۳۱]. لذا با کاهش بازشدگی و کاسته شدن از گسترش ترک‌ها، ممان اینرسی موثر و بالتبع سختی و شیب منحنی بار - تغییر مکان در نمونه $SP-F0.75$ نسبت به نمونه $SP-NC$ افزایش می‌یابد که با افزایش شیب نمودار، سرعت در تغییر مکان تیر $SP-F0.75$ نسبت به تیر $SP-NC$ بر اثر بار وارده کمتر می‌گردد.

۳-۲- انتشار ترک

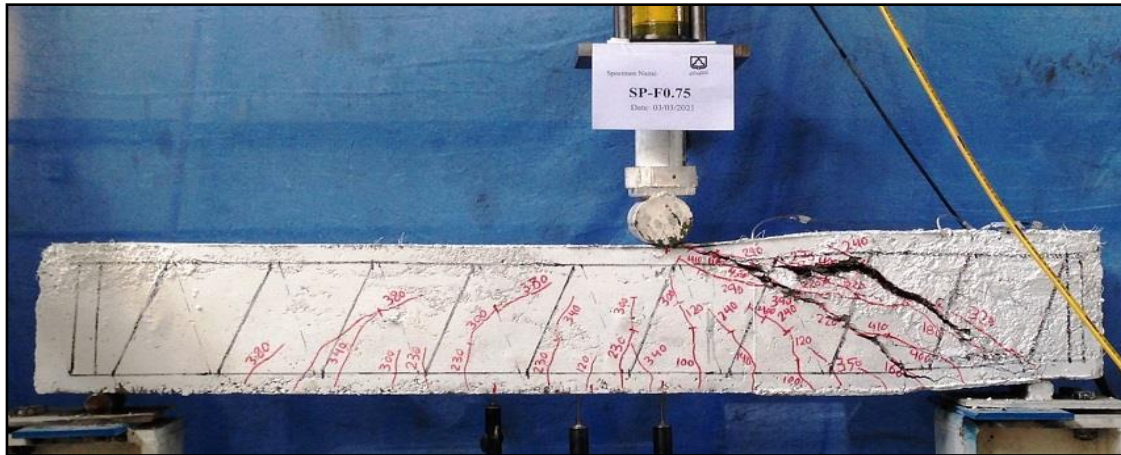
مطابق شکل‌های ۷ الی ۹ الگوی انتشار ترک برای همه تیرهای آزمایش شده در طول آزمایش و هنگام شکست ترسیم شده است. اولین ترک‌های خمشی در تمام تیرها در ناحیه حداکثر گشتاور خمشی در زیر بار ایجاد شد سپس ترک‌ها شروع به گسترش و شیب کردند. پس از آن ترک‌ها در ناحیه حداکثر برشی نزدیک تکیه‌گاه در دهانه کوچکتر شروع به پیشرفت کردند. همانطور که مشاهده می‌شود می‌توان دریافت که تمامی تیرها دچار ترک خوردگی مورب و شکست برشی خالص شده‌اند. به‌طور کلی، بر اساس الگوی انتشار ترک برای دو تیر با خاموت گذاری بسته و مارپیچی که با بتن معمولی ساخته شده‌اند، مشاهده می‌شود که تیرهای دارای خاموت مارپیچی در مقایسه با تیرهای دارای خاموت بسته، زاویه ترک خوردگی کمتری را نشان می‌دهند.



شکل ۷: الگوی ترک خوردگی تیر $ST-NC$



شکل ۸: الگوی ترک خوردگی تیر $SP-NC$



شکل ۹: الگوی ترک خوردگی تیر SP-F 0.75

همچنین با بررسی ترک های تیر *SP-NC* (تیر با خاموت مارپیچ ساخته شده با بتن معمولی)، مشاهده می گردد گسترش و انتشار ترک به صورت مورب در تیر مذکور در هر دو دهانه چپ و راست تیر تشکیل و نهایتاً شکست برشی صورت پذیرفته است (شکل ۸). این اثر ترک در دو سمت تیر ناشی از این موضوع می باشد که تنها یک ساق از خاموت مارپیچ مستطیلی دارای تمایل مطلوب نسبت به برش اعمالی است و ساق دیگر به نسبت، اثر کمتری در مقابله با برش تحمیلی ایفا می کند.

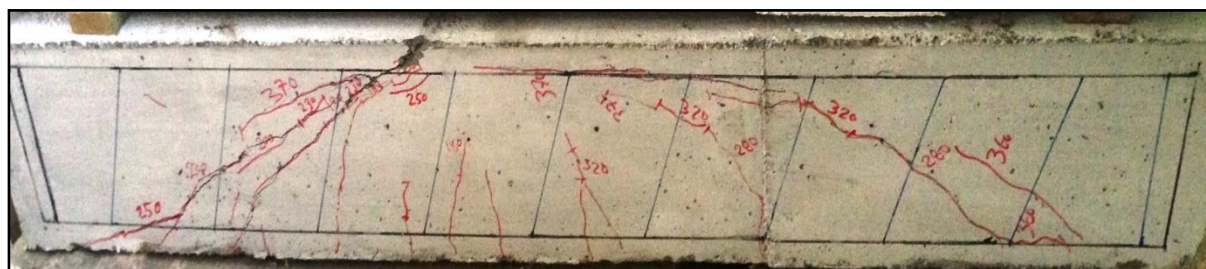
بر این اساس، نتایج آزمایش ثابت می کند که خاموت مارپیچ با مقطع مستطیلی، به دلیل بهبود محصور شدگی اضافی که در این نوع خاموت گذاری ایجاد می کند، جایگزین مؤثری برای خاموتهای بسته سنتی بوده و وجود الیاف ضمن افزایش محصور شدگی مضاعف موجب بهبود رفتار بتن در برش و کشش نیز می گردد. همچنین با بررسی و مقایسه الگوی انتشار ترک و زوایای شکست در دو تیری که دارای خاموت گذاری مارپیچ می باشند می توان نتیجه گرفت که افزودن الیاف به بتن باعث کمک به ساق مخالف خاموت مارپیچ شده و زاویه ترک افزایش می یابد.

الگوی ترک های وجه پشتی نمونه ها (شکل های ۱۰، ۱۱ و ۱۲) نشان می دهد که وضعیت ترک های در دو وجه هر نمونه، مخصوصاً در نمونه های *SP-NC* و *SP-F0.75* (با توجه به نامتقارن بودن آرماتورهای مارپیچ در دو وجه تیر) مشابه هم می باشند. همچنین بررسی الگوی ترک ها در نمونه مرجع (تیر *ST-NC*) با نمونه های *SP-NC* و *SP-F0.75* که دارای خاموت گذاری مارپیچی می باشد، نشان می دهد که شکست برشی و انتشار ترک در تیر مرجع در دهانه چپ تیر در محدوده برش حداکثر رخ داده شده است (شکل ۷).

در تیر *SP-NC* گسترش و انتشار ترک برشی در دو دهانه چپ و راست تشکیل گردیده که ناشی از تمایل مطلوب تنها یک ساق از خاموت مارپیچ مستطیلی نسبت به برش اعمالی است و ساق دیگر به نسبت، اثر کمتری در مقابله با برش تحمیلی ایفا می کند ولیکن پیوستگی و محصورکنندگی خاموتها اثر آن را تعدیل می نماید. همچنین با اضافه کردن الیاف به تیر *SP-F0.75*، گسترش و انتشار ترکها کاهش یافته و ترک های مورب برشی در دهانه سمت چپ تشکیل نشده است (شکل ۹). مراتب نشان دهنده اثر مطلوب افزودن الیاف به بتن می باشد که ضمن بهبود خواص برشی بتن، باعث کمک به ساق مخالف خاموت مارپیچ شده و موجب کاهش گسترش و بازشدگی ترک ها گردیده است.



شکل ۱۰: الگوی ترک خوردگی پشت تیر ST-NC



شکل ۱۱: الگوی ترک خوردگی پشت تیر SP-NC



شکل ۱۲: الگوی ترک خوردگی پشت تیر SP-0.75

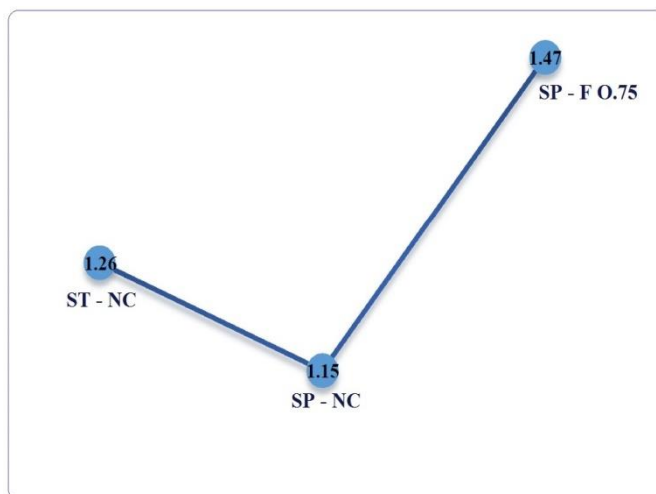
۳-۳- شکل پذیری و جذب انرژی

ارزیابی نتایج تجربی از نظر شکل‌پذیری برای تغییر مکان متناظر با نقطه اعمال بار، به منظور بررسی کارایی تقویت‌کننده مارپیچی مستطیلی اعمال شده در قسمت پس از بیشینه پاسخ تیرها نیز محاسبه شده است. اگرچه تیرهای برشی بحرانی رفتار شکننده ای از خود نشان می‌دهند، ولیکن در این مطالعه از ضریب شکل‌پذیری تغییر شکل $\mu_{\delta 80}$ برای بررسی رفتار پس از بیشینه پاسخ تیرهای تقویت شده مارپیچی استفاده شده است. این عامل با رابطه ۳ تعریف می‌شود:

$$\mu_{\delta 80} = \frac{\delta_{u80}}{\delta_{max}} \quad (۳)$$

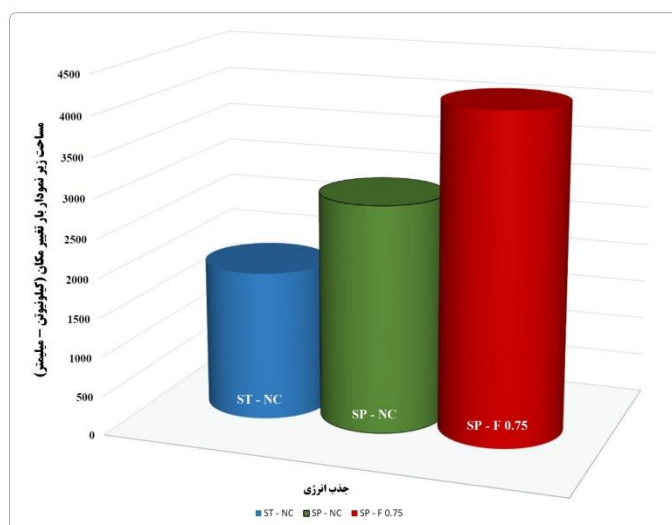
که در آن μ_{u80} تغییر شکل پس از اوج در نقطه ای است که مقاومت باقیمانده برابر با ۸۰٪ مقاومت بیشینه مشاهده شده است و δ_{max} تغییر شکل در مقاومت برشی نهایی (اوج) مشاهده شده است. مقادیر ضریب شکل‌پذیری تغییر شکل ($\mu_{\delta 80}$) تیرهای آزمایش شده در جدول ۳ ارائه شده است. هدف از استفاده از این شاخص فقط بررسی کمی است که آیا آرماتور مارپیچی می‌تواند برخی از ویژگی‌های خمشی تیرهای برشی را ارائه دهد یا خیر. اگرچه همه نمونه‌های آزمایش شده تیرهای بحرانی برشی هستند و هیچ شکل‌پذیری انتظار نمی‌رود، ولیکن شکل‌پذیری بدست آمده از آزمایش صورت گرفته همانگونه که در شکل ۱۳ مشاهده می‌شود، برای تیر تقویت‌شده به‌صورت مارپیچی با بتن معمولی (SP-NC) نسبت به تیر کنترلی کاهش و در تیر با بتن یابی (SP-F0.75) افزایش یافته است.

علت کاهش شکل پذیری محاسبه شده در تیر $SP-NC$ نسبت به تیر کنترلی، گسترش و انتشار ترک به صورت مورب در هر دو دهانه چپ و راست تیر مذکور می باشد که ناشی از تمایل و رفتار متفاوت دو ساق از خاموت مارپیچ مستطیلی (جلو و پشت) نسبت به برش اعمالی است. لذا وجود محصور شدگی به دلیل پیوستگی خاموتها باعث افزایش بیشینه بار و تغییر مکان آن نسبت به تیر کنترلی گردیده (افزایش در مخرج کسر رابطه ۳)، ولیکن ترکهای به وجود آمده در دو سمت تیر $SP-NC$ و گسترش آنها باعث می گردد شیب کاهش مقاومت پس از بیشینه بار نسبت به تیر کنترلی کمی بیشتر گردد، که به این ترتیب شکل پذیری تیر $SP-NC$ نسبت به تیر $ST-NC$ کاهش یافته است. لذا با افزودن الیاف به تیر $SP-F0.75$ و با کاهش شیب افت مقاومت پس از بیشینه بار نسبت به تیر کنترلی و تیر $SP-NC$ شکل پذیری نیز افزایش می یابد.



شکل ۱۳: شکل پذیری نمونه های آزمایش شده

در این پژوهش سطح زیر منحنی بار - تغییر مکان کلیه نمونه ها به عنوان پارامتر جذب انرژی محاسبه شده است. میزان انرژی جذب شده در نمونه ها نشان دهنده تاثیر مثبت تغییر نوع خاموت گذاری از حالت بسته متداول به حالت مارپیچی پیوسته می باشد. همچنین افزودن الیاف فولادی به بتن در افزایش میزان انرژی جذب شده نمونه ها موثر می باشد. مقدار انرژی جذب شده برای هر سه نمونه محاسبه و مقادیر آن در جدول ۳ و شکل ۱۴ ارائه گردیده است.



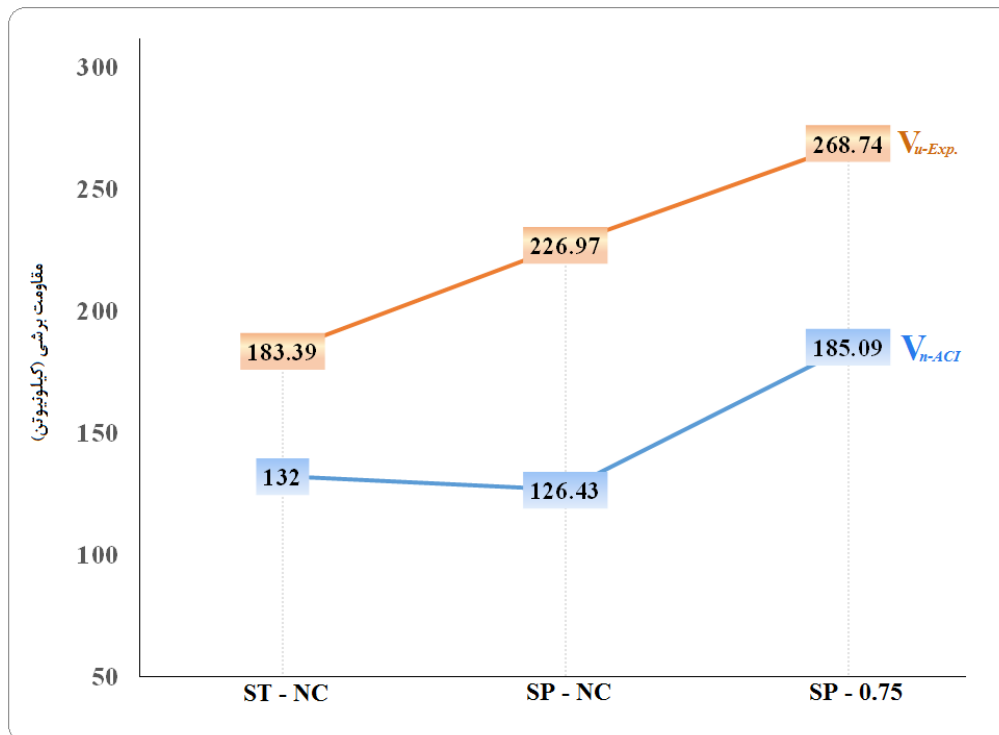
شکل ۱۴: نمودار جذب انرژی نمونه ها

۳-۴ پیش بینی های تحلیلی

برآورد ظرفیت برشی تیرهای آزمایش شده نیز به منظور مقایسه و بحث بیشتر در مورد داده های آزمایش در این مطالعه گنجانده شده است. پیش بینی مقاومت برشی نهایی تیرهای آزمایش شده با استفاده از روابط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و آیین نامه بتن آمریکا (ACI 318-19) [۷] به شرح رابطه ۴ ارائه شده است.

$$V_n = V_c + V_s \quad (۴)$$

مقاومت برشی برای بتن نرمال (V_c) وفق بند $b-۲۲,۵,۵,۱$ و برای بتن الیافی فولادی مطابق پیشنهاد ارائه شده در تفسیر بند $۹,۶,۳,۱$ آیین نامه بتن آمریکا (ACI 318-19) با رابطه $0.29\sqrt{f'_c}b_wd$ محاسبه و ملاک عمل قرار گرفته است. مقاومت برشی ناشی از خاموتها (V_s) نیز طبق بخش $۲۲,۵,۸$ آیین نامه مذکور محاسبه شده است [۱]. در جدول ۳ ظرفیت برشی بر اساس مفاد مبحث نهم مقررات ملی و آیین نامه بتن آمریکا محاسبه و با مقادیر داده های تجربی $V_{u,exp}$ ، تیرهای آزمایش شده مقایسه شده است. از این مقایسه ها بدیهی است که مقررات طراحی مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و آیین نامه بتن آمریکا در پیش بینی مقاومت برشی نهایی تیرها در یک حاشیه معقول محافظه کار هستند. این مشاهده ممکن است کم و بیش مورد انتظار و شاید مطلوب باشد، زیرا استانداردهای طراحی با درجه ای از محافظه کاری برای پوشش دادن همه موارد ممکن در چارچوب آنها تدوین گردیده اند. با این وجود، از این مقایسه ها می توان به راحتی نتیجه گرفت که پیش بینی های طراحی در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و آیین نامه بتن آمریکا که برای استفاده از خاموت های بسته اعمال می شوند، می توانند برای تیرهای با خاموت گذاری مارپیچی پیوسته و با نتایج محافظه کارانه نیز اعمال شوند (شکل ۱۵).



شکل ۱۵: مقاومت برشی بر اساس ACI 318-19 و نتایج آزمایشگاهی

۴- نتیجه گیری

- نتایج آزمایشات صورت گرفته نشان می‌دهد که استفاده از آرماتورهای مارپیچ مستطیلی، باعث افزایش ظرفیت باربری و بهبود عملکرد برشی در تیرهای مورد بررسی شده است و نتایج بدست آمده همسو با پژوهش‌های صورت گرفته قبلی می‌باشد.

- تیرهای با آرماتورهای مارپیچ مستطیلی پیوسته با بتن معمولی و بتن الیافی به ترتیب ۲۳,۸ و ۴۶,۵ درصد ظرفیت برشی را نسبت به تیر با خاموت بسته سنتی نشان دادند. علاوه بر این، تیر با خاموت گذاری مارپیچ دارای بتن الیافی نسبت به تیر مشابه با بتن معمولی ۱۸,۴ درصد، افزایش ظرفیت برشی و افزایش عملکرد را نشان داد. همچنین تیر تقویت شده مارپیچی با بتن الیافی ($SP-F0.75$)، محدوده پس از بیشینه نیرو را با روند نزولی نرم‌تر در مقایسه با دو تیر دیگر نشان می‌دهند. از این رو می‌توان دریافت که که به دلیل وجود توأم آرماتورهای مارپیچ و بتن الیافی، بهبود رفتار برشی و محصورشدگی اضافی در تیر ایجاد گردیده که ضمن افزایش مقاومت فشاری بتن، ظرفیت بتن برای انتقال برشی را نیز افزایش داده است.

- مقاومت برشی تیرهای آزمایش شده نسبت به مقادیر محاسبه شده از روابط آیین نامه ای برای تیرهای $ST-NC$ و $SP-NC$ و $SP-F0.75$ به ترتیب به میزان ۳۹ و ۸۰ و ۴۵ درصد افزایش را نشان می‌دهد.

- جذب انرژی در تیرهای با آرماتورهای مارپیچ مستطیلی پیوسته با بتن معمولی و بتن الیافی نسبت به تیر با خاموت بسته سنتی به ترتیب ۶۹ و ۱۵۸ درصد بیشتر می‌باشد.

- شکل پذیری بدست آمده از آزمایش صورت گرفته برای تیر تقویت شده به صورت مارپیچی با بتن معمولی ($SP-NC$) و بتن الیافی ($SP-F0.75$) به ترتیب ۰,۸۷ و ۱,۱۷ برابر تیر کنترلی ($ST-NC$) می‌باشد. نتایج بیانگر کاهش شکل پذیری تیر $SP-NC$ نسبت به تیر کنترلی $ST-NC$ می‌باشد. با افزودن ۰,۷۵ درصد حجمی الیاف به بتن، نه تنها ضعف شکل پذیری در تیر $SP-NC$ رفع می‌گردد بلکه شکل پذیری آن نسبت به تیر کنترلی نیز افزایش می‌یابد.

- مشاهده انتشار ترک ها نشان می‌دهد که می‌توان الگوی ترک و مکانیسم شکست را برای همه تیرها یکسان در نظر گرفت. این نتایج مزایای استفاده از خاموت گذاری مارپیچی در تیرهای ساخته شده با بتن الیافی پیشنهاد شده در این مطالعه را اثبات می‌کند.

- مطالعات زیادی برای بررسی مقاومت برشی تیرهای بتن مسلح با تیرهای بتن الیافی $SFRC$ انجام شده است و نتایج به دست آمده از مطالعه حاضر همسو و مشابه نتایج پژوهش های پیشین مبنی بر افزایش مقاومت برشی، جذب انرژی، افزایش شکل پذیری و کاهش در گسترش ترک‌ها می‌باشد.

۵- تشکر و قدردانی

از جناب آقای دکتر مالکی مدیر عامل محترم شرکت صنایع فولادی زنجان به دلیل تأمین الیاف فولادی پژوهش حاضر و آقای مهندس بخشایی مسئول محترم آزمایشگاه سازه دانشگاه سمنان، تشکر و قدردانی می‌گردد.

۶- منابع و مأخذ

- [1] ACI Committee 318. *Building code requirements for structural concrete (ACI 318M-19) and Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318RM-19)*, American Concrete Institute (ACI); (2019).
- [2] Nilson, N., Winter, G., (1986), *Design of Concrete Structures*, McGraw-Hill, New York.
- [3] Park, R., Paulay, T., (1975), *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley & Sons.
- [4] Sidney, M., Young, J.F. and Darwin, D., (2003), *Concrete*, Prentice Hall.

[۵] خیرالدین، علی، دهقان، مرتضی، شربتدار، محمدکاظم، (۱۳۹۷)، بهبود سازه‌ای تیر رابط دیوارهای برشی همبند با جایگزینی بتن الیافی توانمند (HPFRCC) با بتن معمولی، مجله علمی پژوهشی دانشگاه صنعتی امیرکبیر، ۳: ۴۸۴-۴۷۱

[6] Fascia F., Chiara D.M., Piasanti, G., Iovino, R., (2010), Continuous stirrup with vertical arms and variable pitch for reinforced concrete structures. Schnell S.p.A.

[7] Riva, P., (2009), Cyclic response of column-to-foundation joints with continuous stirrups SPIREX. Schnell technical report.

[8] Sung Eom, T., Min Kang. S., Gun Park. H., Woo Choi. T., Min Jin. J., (2014), Cyclic loading test for reinforced concrete columns with continuous rectangular and polygonal hoops. *Journal of Engineering Structures, Elsevier*; 67: 39-49.

[9] Kakaletsis J, Karayannis G, Panagopoulos K., (2013), Effectiveness of rectangular spiral shear reinforcement on infilled R/C frames under cyclic loading. *Journal of Earthquake Engineering, Taylor & Francis*; 15: 1178-1193.

[10] Karayannis CG, Chalioris CE, Mavroeidis PD., (2005), Shear capacity of RC rectangular beams with continuous spiral transversal reinforcement. *WIT Trans Modell Simul*; 4: 379-86.

[11] Karayannis, C., Chalioris, C., (2013), Shear tests of reinforced concrete beams with continuous rectangular spiral reinforcement, *Constr. Build. Mater.* 46: 86-97.

[12] Chalioris, C., Karayannis, C., (2013), Experimental investigation of RC beams with rectangular spiral reinforcement in torsion, *Eng. Struct.* 56: 286-297.

[13] Corte, W., Boel, V., (2013), Effectiveness of spirally shaped stirrups in reinforced concrete beams, *Eng. Struct.* 5: 667-675.

[14] Shatarat, N., Katkhuda, H., Abdel-Jaber, M., Alqam, M., (2016), Experimental investigation of reinforced concrete beams with spiral reinforcement in shear, *Constr. Build. Mater.* 125: 585-594.

[15] Shatarat, N., Mahmoud, H.M., Katkhuda, H., (2018), Shear capacity investigation of self compacting concrete beams with rectangular spiral reinforcement, *Constr. Build. Mater.* 189: 640-648.

[16] Saha, P., Meesaraganda, L.V.P., (2019), Experimental investigation of reinforced SCC beam-column joint with rectangular spiral reinforcement under cyclic loading, *Constr. Build. Mater.* 201: 171-185.

[17] Cuenca, E., (2015), *On Shear Behavior of Structural Elements Made of Steel Fiber Reinforced Concrete*, Springer.

[18] Lin, Wei-ling, (1992), *Toughness Behavior Of fiber Reinforcement Concrete*, *Proceeding of the Fourth RILEM International Symposium Sheffield, UK*.

[۱۹] علی عسگری، محمد، شربتدار، محمدکاظم، (۱۳۹۶)، بررسی آزمایشگاهی ظرفیت خمشی و فشاری پانل های بتن مسلح به الیاف شیشه، فصلنامه علمی پژوهشی تحقیقات بتن، ۲: ۳۱-۱۵.

[۲۰] شربتدار، محمدکاظم، قاسمی نقیب دهی، ماهان، دهقان، مرتضی، (۱۳۹۰)، بررسی رفتار صفحات بتن آرمه دولایه تحت بارگذاری ضربه ای، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران.

[21] Hemmati, A., Kheyroddin, A. and Sharbatdar, M.K., (2015), Increasing the flexural capacity of RC beams using partially HPFRCC layers, *Computers and Concrete*, 4: 545-568.

[22] ACI544.1R-96, *State of The Art Report on The Fiber Reinforced Concrete*.

[23] American Concrete Institute (ACI) 544.1R-96, (1998), *State of The Art Report on The Fiber Reinforced Concrete". Manual of concrete practice, ACI-544. 2R-89 Michigan, USA*.

[24] Ghasemi Naghibdehi, M., Sharbatdar, M.K., Dehghan, M., (2012), *Experimental Investigation of Flexural Behavior of One-Way Two-Layer Steel and Polypropylene Fiber Reinforced Concrete Slab*, 9th International Congress on Civil Engineering, Isfahan University of Technology, Isfahan, Iran.

[25] Tahenni, T., Chemrouk, M. and Lecompte, T., (2016), *Effect of steel bers on the shear behavior of high strength concrete beams*", *Construction and Building Materials*, 105: 14-28.

[26] Greenough, T. and Nehdi, M.L., (2008), *Shear behavior of _berreinforced self-consolidating concrete slender beams*, *ACI Materials Journal*, 105(5): 468-477.

[۲۷] کریمی مهرآبادی، محمد، هاشمی، حمید، (۱۳۹۶)، بررسی رفتار تیرهای بتنی حاوی الیاف فولادی فاقد خاموت، مجله علمی پژوهشی عمران شریف، ۳/۲ : ۸۵-۹۴.

[۲۸] حمزه نژادی، ابوذر، شربتدار، محمدکاظم، خیرالدین، علی، (۱۳۹۸)، بررسی آزمایشگاهی رفتار برشی تیرهای عمیق با جایگزینی بتن مسلح کامپوزیتی الیافی بجای بتن معمولی، فصلنامه علمی پژوهشی تحقیقات بتن، ۳: ۲۹-۴۳.

[29] Bichitra, S. N., Kranti, J., (2022), *Shear resistant mechanisms in steel fiber reinforced concrete beams: An analytical investigation*, [Structures](#), 39: 607-619.

[30] Shin, H.-O. , Min, K.-H. , Mitchell, D., (2018), *Uniaxial behavior of circular ultra-high-performance fiber-reinforced concrete columns confined by spiral reinforcement*, *Construction and Building Materials*, 168: 379-393.

[31] [Tamjeed, A.](#), Chidambaram, R.S., (2022), *Shear strength of steel fiber reinforced concrete beam– A review*, *Materials Today: Proceedings*, 64: 1087-1093.

Investigating the Lateral Deformation Capacity of Reinforced Concrete Columns by Soft Computing

Mohammad Ali Henduyan

MSc, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Qom, Qom, Iran

Seyed Rohollah Hoseini Vaez

Associate Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Qom, Qom, Iran
hoseinivaez@qom.ac.ir

Mohammad Javad Haji Mazdarani

MSc, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Qom, Qom, Iran

Research paper

Abstract

The non-linear behavior of reinforced concrete columns under cyclic loads reduces the possibility of using classical analysis methods to check their deformation capacity. Mathematical-analytical models based on basic concepts and principles of structural mechanics or empirical-statistical models based on nonlinear regression generally lack sufficient accuracy and speed in answering such problems. The main goal of this research is to investigate the possibility of using soft computing in investigating the lateral deformation capacity of reinforced concrete columns using experimental data. For this purpose, four models are presented by using an adaptive neural fuzzy inference system and artificial neural networks. More than 100 samples of reinforced concrete columns from the PEER database were used for testing the models. The main geometric and mechanical variables affecting the lateral deformation of the column are defined as model inputs. The lateral displacements corresponding to the crushing of the concrete cover of the column and the 20% decrease in the lateral resistance of the column have been used as bending failures and output of the models. Two models are coded with the Adaptive Neuro-Fuzzy Inference System (ANFIS) and two models are modeled with the Multi-Layer Perceptron (MLP) method. Comparing the error values of ANFIS models compared to MLP models shows the appropriate ability of ANFIS in predicting the behavior of reinforced concrete columns under cyclic lateral load.

Keywords: Soft Computing, Reinforced Concrete Column, Lateral Deformation Capacity, Multi-Layer Perceptron (MLP), Adaptive Neuro-Fuzzy Inference System (ANFIS).

***Corresponding Author:** Seyed Rohollah Hoseini Vaez

Hendouyan, M. A., Hoseini Vaez, S. R., Haji Mazdarani, M. J. Investigating the Lateral Deformation Capacity of Reinforced Concrete Columns by Soft Computing. *Journal of Concrete Structures and Materials*, 2022; 7(2): 20-50. <http://doi.org/10.30478/jcsm.2022.353833.1287>

2538-5828/ © 2021 The Authors. Published by Iranian Concrete Society

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

بررسی ظرفیت تغییر شکل جانبی ستون‌های بتن آرمه به کمک محاسبات نرم

محمدعلی هندویان

کارشناس ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم

سیدروح الله حسینی واعظ

دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی دانشگاه قم

hoseinivaez@qom.ac.ir

نویسنده مسئول

محمدجواد حاجی‌مزدارانی

کارشناس ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم

نوع مقاله: مقاله پژوهشی

چکیده:

رفتار غیرخطی ستون‌های بتن آرمه تحت بارهای چرخه‌ای، سبب کاهش امکان استفاده از روش‌های تحلیل کلاسیک در بررسی ظرفیت تغییر شکل آن‌ها می‌گردد. مدل‌های ریاضی-تحلیلی مبتنی بر مفاهیم پایه و اصول مکانیک سازه و یا مدل‌های تجربی-آماری مبتنی بر رگرسیون غیرخطی، عموماً فاقد دقت و سرعت کافی در پاسخ‌گویی به این‌گونه مسائل می‌باشند. محاسبات نرم امکان پاسخ‌گویی به مسائل پیچیده در شرایط عدم قطعیت را با دقت قابل قبول دارد. هدف اصلی این تحقیق، بررسی امکان استفاده از محاسبات نرم در بررسی ظرفیت تغییر شکل ستون‌های بتن آرمه با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی جمع‌آوری شده می‌باشد. به این منظور با استفاده از سیستم استنتاج فازی عصبی تطبیقی و شبکه‌های عصبی مصنوعی، چهار مدل ارائه می‌گردد که مراحل آزمایش آن‌ها با استفاده از داده‌های بیش از ۱۰۰ نمونه ستون بتن آرمه که از بانک اطلاعاتی مرکز تحقیقات مهندسی زلزله وابسته به دانشگاه واشنگتن انتخاب شده، صورت گرفته است. متغیرهای اصلی هندسی و مکانیکی موثر بر تغییر شکل جانبی ستون به عنوان ورودی‌های مدل تعریف گردیده‌اند. تغییر مکان‌های جانبی متناظر خرد شدن پوشش بتنی ستون و کاهش بیست درصدی مقاومت جانبی ستون به عنوان خرابی‌های خمشی و خروجی مدل‌ها مورد استفاده قرار گرفته‌اند. دو مدل با الگوریتم انفیس و دو مدل به روش پرسپترون چندلایه کدنویسی شده‌اند. مقایسه‌ی مقادیر خطای دو مدل انفیس نسبت به دو مدل پرسپترون چندلایه نشان دهنده قابلیت مناسب انفیس در پیش‌بینی رفتار ستون‌های بتن آرمه تحت بار جانبی چرخه‌ای می‌باشد.

واژه‌های کلیدی: محاسبات نرم، ستون بتن آرمه، ظرفیت تغییر شکل جانبی، پرسپترون چندلایه، سیستم استنتاج فازی عصبی

ظرفیت تغییرشکل ستون‌های بتن‌آرمه یکی از مؤلفه‌های کلیدی در طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله است که تأمین آن بدون شناخت کافی از رفتار ستون در شرایط مختلف بارگذاری و درک روابط حاکم بر متغیرهای هندسی و مکانیکی ستون امکان‌پذیر نمی‌باشد. حفظ پایداری و تداوم عملکرد مناسب سازه در شرایط لرزه‌ای، اهمیت توجه به شکل‌پذیری ستون را دو چندان می‌سازد؛ چرا که از یک سو به واسطه فشار زیاد ناشی از بار محوری طبقات به ویژه در سازه‌های بلند، ستون‌های بتن‌آرمه تمایل اندکی برای خروج از راستای قائم و پذیرش تغییرشکل جانبی از خود نشان می‌دهند، و از سوی دیگر تحمل تغییرشکل‌های زیاد ناشی از حرکات رفت و برگشتی پی‌درپی و شدید زمین در هنگام زلزله، مستلزم وجود ظرفیت کافی برای تغییرشکل‌های غیرارتجاعی در ستون‌های بتن‌آرمه می‌باشد. از این‌رو ظرفیت تغییرشکل اعضای بتن‌آرمه (به‌ویژه ستون‌ها) در برخی از مطالعات اخیر مورد توجه محققان قرار گرفته است [۱-۴]. تغییرشکل‌های تحمیلی به ستون دلایل دیگری نیز می‌تواند داشته باشد؛ از جمله نشست‌های تکیه‌گاهی، تغییرات دمایی، انقباض بتن، و بازپخش لنگرهای ناشی از بار ثقلی که در تمام این موارد، حفظ ظرفیت باربری و ادامه عملکرد مناسب ستون، در صورت عدم کفایت ظرفیت تغییرشکل غیرارتجاعی با مشکل مواجه خواهد گردید.

به منظور اطمینان از عملکرد شکل‌پذیر ستون تحت خمش، برش و نیروی محوری، ضوابط خاصی در طراحی سازه‌های جدید و ارزیابی سازه‌های موجود پیش‌بینی شده و بر همین اساس لزوم استفاده از روابط دقیق و مطمئن در برآورد و کمی‌سازی ظرفیت تغییرشکل ستون‌های بتن‌آرمه برحسب خصوصیات هندسی و مکانیکی آن‌ها کاملاً احساس می‌گردد. این ضرورت موجب استقبال پژوهش‌گران از روش‌های نوین محاسباتی گردیده است. از جمله این پژوهش‌ها می‌توان به بررسی کارایی فولاد عرضی مستطیلی شکل در محصور نمودن هسته بتنی ستون‌های بتن‌آرمه توسط تانگ^۱ و همکاران [۵]، برآورد تغییرشکل‌های ستون تحت شکست خمشی با استفاده از ۲۳۷ نمونه آزمایشگاهی توسط اینل^۲ [۶]، و ارائه یک رابطه توسط نادرپور و همکاران [۷] در خصوص رفتار ستون‌های محصورشده با کامپوزیت‌های FRP اشاره نمود.

سیستم استنتاج فازی عصبی تطبیقی، یکی دیگر از ابزارهای محاسبات نرم است که مورد توجه برخی از مطالعات در سال‌های اخیر قرار گرفته است [۸-۱۵]. این سیستم در سال ۲۰۱۱ توسط بیلگهان^۳ [۱۶] در زمینه تحلیل کماتر ستون‌های منشوری لاغر، در سال ۲۰۱۲ توسط امانی و معینی [۱۷] جهت تخمین مقاومت برشی تیرهای بتن‌آرمه و در سال ۲۰۱۳ توسط جلال و همکاران [۱۸] در زمینه افزایش مقاومت نمونه‌های استوانه‌ای بتنی محصورشده با CFRP مورد استفاده قرار گرفته است. لازم به ذکر است علاوه بر الگوریتم انفیس، در دو پژوهش اول از شبکه‌های عصبی مصنوعی و در تحقیق سوم از برنامه‌ریزی ژنتیک^۴ که یکی دیگر از تکنیک‌های محاسبات نرم محسوب می‌شود بهره‌گیری شده است. در سال ۲۰۱۴، ویوو^۵ و همکاران با تحلیل رفتار ستون بتن‌آرمه‌ی کم تقویت شده تحت بار جانبی، مدل تخمین تغییرمکان جانبی ستون در خرابی ناشی از بار محوری و یا بار جانبی را ارائه نمودند [۱۹].

باتوجه به مطالعات ذکر شده و همچنین اهمیت شکل‌پذیری در عملکرد سازه‌های بتن‌آرمه، پژوهش پیرامون ظرفیت تغییرشکل ستون‌های بتن‌آرمه برحسب خصوصیات هندسی و مکانیکی با استفاده از روش‌های نوین ضروری به‌نظر

¹ Tang

² Inel

³ Bilgehan

⁴ Genetic Programming

⁵ Wibowo

می‌رسد. پژوهش حاضر بر آن است تا با بهره‌گیری از قابلیت محاسبات نرم در مدل‌سازی و استخراج روابط حاکم بر پدیده‌های پیچیده، ارتباط ظرفیت تغییرشکل ستون‌های بتن‌آرمه را با متغیرهای هندسی و مکانیکی ستون، تحت بارهای جانبی چرخه‌ای مورد بررسی قرار دهد. بدین منظور مجموعه‌ای از داده‌های آزمایشگاهی از بانک اطلاعاتی مرکز تحقیقات پی‌یر و براساس مطالعات انجام شده، انتخاب گردید. دو مدل با الگوریتم انفیس و دو مدل به روش پرسپترون چندلایه به عنوان مسئله مورد بررسی ایجاد گردید که ورودی‌های مدل شامل برخی مشخصات فولادهای عرضی، برخی مشخصات فولادهای طولی و مشخصات هندسی و مقاومتی مقطع ستون می‌باشد. همچنین، تغییرمکان جانبی متناظر شکست خمشی ناشی از خرد شدن پوشش بتنی ستون و تغییرمکان جانبی متناظر شکست خمشی ناشی از کاهش ۲۰٪ از مقاومت جانبی ستون به عنوان خروجی‌های مسئله مورد بررسی قرار گرفت. در انتها، نتایج حاصل از حل مسئله بیان گردیده و مورد بحث و بررسی قرار گرفت.

۲- معرفی داده‌ها و ساختار مدل‌ها

انتخاب روش مناسب در طراحی ستون‌های بتن‌آرمه و تعیین متغیرهای طراحی مستلزم شناخت تأثیر هر یک از متغیرها بر رفتار ستون و پیش‌بینی میزان تغییرشکل‌های احتمالی ستون در شرایط لرزه‌ای به منظور پرهیز از نزدیک شدن به محدوده‌ی حالت‌های مهم خرابی در هر یک از مودهای شکست می‌باشد. مدل‌های تعیین ظرفیت تغییرشکل جانبی ستون که برای یک رفتار مشخص یا یکی از حالت‌های مختلف شکست ستون (برشی یا خمشی) توسعه یافته‌اند، هر یک کاربردها و محدودیت‌های خاص خود را دارا می‌باشند. هدف اصلی در این تحقیق بررسی امکان بهره‌گیری از محاسبات نرم در تخمین ظرفیت تغییرشکل ستون‌های بتن‌آرمه‌ای است که شکست آن تحت مود خمشی اتفاق می‌افتد.

پس از معرفی منبع مورد استفاده جهت تأمین داده‌های آزمایشگاهی مورد نیاز در ساخت مدل‌های رفتار خمشی ستون بتن‌آرمه، نحوه‌ی تعیین داده‌های مناسب و محدوده‌ی قابل قبول برای متغیرهای هندسی، مکانیکی و بارگذاری نمونه‌های مورد استفاده معرفی می‌گردد. همچنین تعریف نسبت تغییرشکل نهایی (نسبت تغییرمکان جانبی ستون به دهانه برشی) در چند مرحله از خرابی‌های خمشی ستون به عنوان خروجی مدل، و روش ساخت ورودی‌ها با استفاده از ترکیب متغیرهای طراحی ستون ارائه می‌گردد.

۱-۲- بانک اطلاعاتی *UW-PEER* (داده‌های آزمایشگاهی)

کمیت و کیفیت داده‌های مورد استفاده به عنوان زیربنای ساخت مدل‌ها، نقش تعیین‌کننده‌ای در کیفیت نتایج تحقیق بر عهده دارد. از این رو در مرحله‌ی تحقیق و جستجو برای یافتن داده‌های مورد نیاز در این تحقیق، سخت‌گیری و محدودیت زیادی در انتخاب داده‌ها اعمال گردید که می‌توان به اهمیت دادن به اعتبار مرجع منتشر کننده-ی داده‌ها، کفایت تعداد نمونه‌ها، کامل بودن کلیه‌ی فیلدهای مربوط به متغیرهای ورودی و خروجی نمونه‌ها و کیفیت داده‌ها از حیث دقت در اندازه‌گیری‌ها و ثبت نتایج و نیز تناسب کامل جزئیات نمونه‌ها با اهداف تحقیق اشاره نمود.

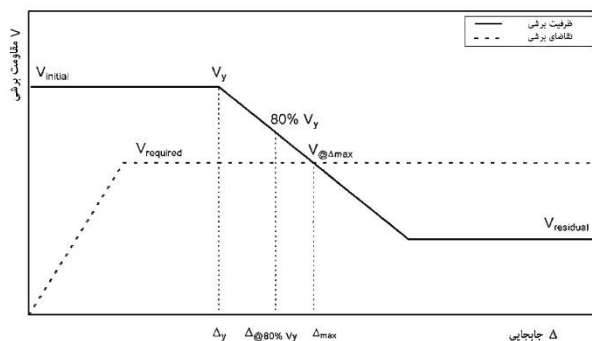
بانک اطلاعاتی پی‌یر (*PEER*)^۱، مجموعه‌ای از داده‌های آزمایشگاهی شامل نتایج بارگذاری جانبی چرخه‌ای بر روی تعداد قابل توجهی نمونه ستون بتن‌آرمه است که توسط مرکز تحقیقات مهندسی زلزله وابسته به دانشگاه واشنگتن منتشر گردیده است. این بانک اطلاعاتی به محققین امکان می‌دهد تا به منظور تعیین عدم قطعیت موجود در پیش‌بینی عملکرد ستون‌های بتن‌آرمه، نااطمینانی‌های موجود در روند طراحی، شناخت مصالح و خصوصیات هندسی ستون را مورد بررسی قرار دهند. این مجموعه شامل ۱۶۸ نمونه ستون گرد و ۳۰۱ نمونه ستون مستطیلی می‌باشد. برای هر نمونه ستون، اطلاعاتی از جمله ویژگی‌های هندسی، خصوصیات مصالح، نحوه‌ی تقویت، شرایط

^۱ Pacific Earthquake Engineering Research Center

بارگذاری نتایج آزمایش و یک کد شناسایی ارائه گردیده است. نتایج آزمایش‌ها شامل تاریخچه‌ی ارقامی نیرو- تغییرمکان و حداکثر تغییرمکان جانبی ثبت شده‌ی انتهای آزاد ستون پیش از شروع حالت‌های خاصی از خرابی ستون، Δ_{damage} می‌باشد.

به منظور رفع نقایص موجود در داده‌های خام و فاقد پردازش در مجموعه‌ی پی‌یر و تفسیر نتایج و ارائه جزئیات بیشتر، تاکنون پژوهش‌هایی توسط برخی محققین از جمله پریش^۱ و کاماریلو^۲ [۲۱] بر روی داده‌های فوق به انجام رسیده که از جمله می‌توان به تعیین مود شکست برای ۲۳۰ نمونه از ۳۰۱ نمونه ستون مستطیلی و محاسبه-ی تغییرمکان تسلیم و تغییرمکان جانبی مربوط به ۸۰٪ ماکزیمم نیروی جانبی مؤثر ستون ۸۰٪ $\Delta_{80\%}$ توسط کاماریلو اشاره نمود. در تحقیق کاماریلو، حداکثر نیروی جانبی مؤثر (V_{eff}) از تقسیم لنگر ماکزیمم بر دهانه برشی با در نظر گرفتن اثر $P-\Delta$ محاسبه گردید.

شکل ۱ مدل مفهومی مقاومت برشی ستون‌های بتن‌آرمه را که در سال ۱۹۸۱ توسط انجمن فن‌آوری‌های کاربردی^۳ ارائه گردیده نشان می‌دهد که تاکنون مورد پذیرش اغلب محققین قرار گرفته است. در این مدل فرض می‌شود که مقاومت برشی با افزایش تغییرشکل ستون به صورت خطی کاهش می‌یابد. تقاضای برش تحت اثر خمش ستون تا سطح مشخصی به صورت خطی افزایش یافته و پس از آن با افزایش تغییرشکل ستون ثابت می‌ماند. بر اساس این مدل، نقطه‌ی تلاقی مقاومت برش باقی‌مانده و تقاضای برش موجود، تغییرشکل جانبی نهایی ستون Δ_{max} را تشکیل می‌دهد. بنابراین پذیرش تغییرشکل ستون در ۸۰٪ برش ماکزیمم به عنوان حداکثر تغییرشکل جانبی مجاز از ضریب اطمینان قابل قبولی برخوردار است [۲۲].



شکل ۱- ارتباط مقاومت برشی با تغییرمکان جانبی در ستون‌های بتن‌آرمه [۲۲]

در سال ۲۰۰۳ بری و ابرهارد^۴ [۲۳] در تحقیق خود در زمینه عملکرد ستون‌های بتن‌آرمه در شکست خمشی، در مجموع تعداد ۱۸۷ نمونه ستون مستطیلی از مجموعه‌ی پی‌یر را به همراه مقادیر تغییرمکان آن‌ها در شروع سه نوع از خرابی‌های خمشی یعنی خرد شدن پوشش بتنی^۵ (Δ_c)، کماتور آرماتور طولی^۶ (Δ_b) و کاهش ۲۰٪ از مقاومت جانبی ستون ($\Delta_{20\%}$) مورد استفاده قرار دادند. آن‌ها برای تغییرمکان مربوط به ۸۰٪ ماکزیمم نیروی جانبی ستون از نتایج پژوهش کاماریلو استفاده نمودند. معیار اصلی مورد نظر آن‌ها در انتخاب داده‌ها، علاوه بر تعریف ستون به عنوان شکست خمشی در دسته‌بندی ارائه شده توسط کاماریلو، دارا بودن نسبت دهانه به عمق برشی بیش‌تر از

¹ Parrish

² Camarillo

³ Applied Technology Council

⁴ Berry and Eberhard

⁵ Cover Spalling

⁶ Longitudinal Reinforcement Buckling

۱/۹۵ و عدم قطع آرماتور طولی در ستون ذکر گردیده که در تحقیق حاضر نیز این معیارها مورد نظر قرار گرفته است.

جدول ۱ تعداد داده‌های مربوط به هر یک از سه نوع خرابی خمشی را به تفکیک نشان می‌دهد. لازم به ذکر است که برای برخی نمونه‌ها ممکن است تنها مقدار تغییر مکان مربوط به یکی از انواع خرابی ارائه شده باشد و برای برخی دیگر از داده‌ها مقادیر مربوط به تغییر مکان، دو یا سه نوع خرابی وجود داشته باشد. در پژوهش منتشر شده توسط بری و ابرهارد، تنها مقادیر تغییر شکل‌های ستون‌ها ارائه گردیده و متغیرهای مربوط به خصوصیات هندسی، مکانیکی و بارگذاری ستون‌ها در بانک اطلاعاتی پی‌یر قابل مشاهده است [۲۳].

جدول ۱- تعداد داده‌های آزمایشگاهی متناظر سه نوع خرابی خمشی [۲۳]

نوع ستون	خرد شدن پوشش بتنی	کمانش آرماتور طولی	کاهش ۲۰٪ مقاومت جانبی
مستطیلی	۱۰۲	۶۲	۱۶۲
گرد	۴۰	۴۲	۵۸

ارتباط مستقیم کیفیت نتایج مدل‌سازی با استفاده از الگوریتم‌های شبیه‌سازی بویژه انفیس که در مرحله اول به خوشه‌بندی داده‌ها می‌پردازد، با کیفیت و کمیت داده‌های مورد استفاده در مراحل آموزش و آزمایش مدل‌ها، موجب عدم امکان استفاده از نمونه‌های ستون گرد به دلیل تعداد کم آن‌ها می‌گردد. لذا با تمرکز بر استفاده از داده‌های مربوط به ستون‌های مستطیلی، گام اول بررسی کیفیت داده‌ها و استخراج نمونه‌های قابل قبول می‌باشد.

بررسی دقیق داده‌های مربوط به نمونه‌های مستطیلی حاکی از ضرورت حذف برخی نمونه‌ها به دلایل زیر می‌باشد:

* عدم ثبت برخی متغیرهای ورودی نمونه‌ها در آزمایشگاه.

* ناسازگاری داخلی متغیرهای یک نمونه با یکدیگر.

* خارج از محدوده بودن مقادیر متغیرها.

* تکراری بودن نمونه‌ها.

جدول شماره ۲، تعداد داده‌های قابل استفاده پس از حذف نمونه‌های فاقد کیفیت لازم را نشان می‌دهد. از ارائه داده‌های مربوط به خرابی ناشی از کمانش آرماتور طولی به دلیل کیفیت کم آن‌ها صرف نظر شده است.

جدول ۲- تعداد کل نمونه‌های مورد استفاده در مدل محاسبات نرم

نوع ستون	خرد شدن پوشش بتنی	کاهش ۲۰٪ مقاومت جانبی
مستطیلی	۶۸	۱۰۳

۲-۲- متغیرهای تغییر شکل جانبی ستون

متغیرهای مرتبط با تغییر شکل جانبی ستون را می‌توان بر اساس نوع مواد و خصوصیات هندسی به شکل زیر تقسیم‌بندی نمود:

۱-۲-۲- مقاومت فشاری بتن (f'_c)

برای ظرفیت محوری، مقاومت فشاری بتن تعیین کننده‌ی حداکثر تنش فشاری قابل تحمل توسط ستون می‌باشد. با ترکیب حداکثر تنش فشاری و یک سطح مقطع داده شده می‌توان حداکثر نیروی فشاری عضو ستونی را محاسبه نمود. در خصوص ظرفیت خمشی، با در اختیار داشتن حداکثر نیروی فشاری قابل تحمل توسط ستون، می‌توان لنگر خمشی اسمی مقطع را محاسبه نمود. مقاومت فشاری بتن با ظرفیت برشی مقطع نیز مرتبط است و به شکل

تابعی از مقاومت کششی بتن بیان می‌گردد. مقاومت کششی بتن به صورت سهمی از ریشه‌ی دوم مقاومت فشاری بتن بدست می‌آید. با مشخص شدن ارتباط مقاومت فشاری بتن با ظرفیت‌های مختلف ستون، تأثیر قابل ملاحظه‌ی آن بر ظرفیت تغییرشکل جانبی ستون مشخص می‌گردد.

۲-۲-۲- تقویت عرضی مقطع (S, f_{yt}, ρ_t)

متغیرهای مربوط به تقویت عرضی ستون از تأثیر زیادی بر عملکرد شکل‌پذیر ستون تحت بار جانبی چرخه‌ای برخوردار می‌باشند. این تأثیر از طریق تأمین ظرفیت برشی و محصورشدگی مناسب ستون ناشی می‌شود. در بارگذاری استاتیکی، تقویت عرضی عمدتاً نقش ممانعت از تشکیل ترک‌های برشی در مقطع را بر عهده دارد. در بارگذاری چرخه‌ای، محصور نمودن هسته‌ی بتنی نقش مؤثرتری بر عهده دارد. ترکیب بارگذاری چرخه‌ای و نیروی محوری با افزایش تنش در هسته‌ی بتنی موجب تمایل بتن به افزایش حجم می‌گردد. فشرده نگاه داشتن بتن در هسته و جلوگیری از کمانش آرماتورهای طولی فشاری مهمترین دلایل ضرورت وجود تقویت عرضی در ستون می‌باشد. تقویت عرضی ستون بتن‌آرمه با سه متغیر نسبت فولاد عرضی ρ_t ، مقاومت تسلیم فولاد عرضی f_{yt} و فاصله‌ی تنگ‌ها S تعیین می‌گردد.

۲-۲-۳- تقویت طولی مقطع (f_{yl}, ρ_l)

تقویت طولی ستون بتن‌آرمه با متغیرهای نسبت فولاد طولی ρ_l و مقاومت تسلیم فولاد طولی f_{yl} تعیین می‌گردد. نسبت فولاد طولی ρ_l ، به صورت نسبت کل سطح مقطع فولاد طولی به سطح مقطع ستون تعریف گردیده و برای تأمین ظرفیت مقاومت خمشی مناسب ستون مورد استفاده قرار می‌گیرد. همچنین فولاد طولی مطابق آئین‌نامه‌ی *ACI 318-19* [۲۴] در افزایش مقاومت برشی مقطع نیز نقش ایفا می‌نماید. در خصوص مقاومت تسلیم آرماتور طولی می‌توان تصور نمود که به دلیل انتخاب نمونه‌های تحت شکست خمشی، آرماتورهای طولی در زمان شکست ستون تسلیم شده و تنش حداکثر آن‌ها همان تنش تسلیم می‌باشد.

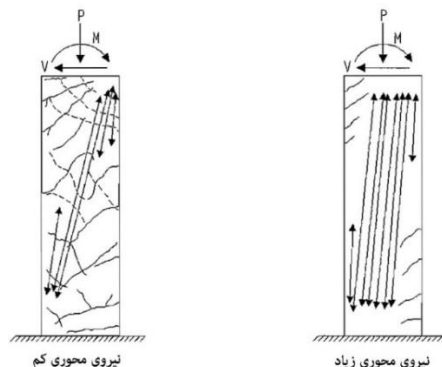
۲-۲-۴- نسبت ابعاد ستون (a/d)

نسبت ابعاد از متغیرهای مهم و تأثیرگذار بر ظرفیت تغییرشکل ستون است که به صورت نسبت دهانه‌ی برشی (a) به عمق مؤثر ستون (d) تعریف می‌گردد. ستون‌ها معمولاً با توجه به نسبت ابعادشان به دو دسته کلی طبقه‌بندی می‌شوند. ستون‌های دارای نسبت ابعاد زیر ۲ به عنوان ستون‌های عمیق شناخته می‌شوند و ستون‌های دارای نسبت ابعاد ۲ و بیش‌تر به عنوان ستون‌های تحت کنترل شکست خمشی محسوب می‌گردند [۲۲]. تفاوت این دو دسته در واقع به نوع رفتار آن‌ها با در نظر گرفتن ظرفیت برشی و مسائل خمشی مربوط می‌شود. به دلیل تمرکز این تحقیق بر پیش‌بینی ظرفیت تغییرشکل ستون‌های بتن‌آرمه با شکست خمشی، نمونه‌های دارای نسبت ابعاد ۲ و کمتر که دارای شکست ترد برشی می‌باشند در مدل‌سازی مورد استفاده قرار نمی‌گیرند.

۲-۲-۵- نسبت بار محوری $(P/A_g f'_c)$

نسبت بار محوری که به صورت نسبت تقاضای محوری به ظرفیت محوری تعریف می‌شود، از تأثیر قابل توجهی بر ظرفیت برشی و خمشی مقطع ستون‌ها برخوردار می‌باشد. اعمال بار جانبی رفت و برگشتی بر نمونه‌های ستونی موجب تنش کششی در بتن می‌گردد. با عبور میزان تنش کششی در بتن از مقاومت کششی آن، در هر جهت بارگذاری، ترک‌های قطری در سمت کششی مقطع تشکیل می‌گردد. بار محوری فشاری بر روی مقطع، بتن را از ابتدا تحت تنش فشاری قرار می‌دهد. بارگذاری چرخه‌ای روی نمونه‌ها ابتدا موجب کاهش اثر این تنش فشاری در عضو می‌گردد، تا جایی که پس از عبور تنش کششی در بتن از مقاومت کششی آن، ترک‌ها ایجاد می‌گردد. از این مرحله به بعد نیروی فشاری تأثیر خود را در بسته شدن ترک‌های باز شده در جهت قبلی بارگذاری جانبی اعمال می‌نماید.

شکل ۲ تنش فشاری را در یک ستون تحت بار محوری کم و زیاد نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که زاویه‌ی نیروی فشاری نسبت به محور ستون با افزایش نیروی محوری کاهش می‌یابد. بنابراین انتظار می‌رود ستون‌های بتن‌آرمه‌ای که تحت نیروی فشاری زیاد قرار می‌گیرند، علاوه بر افزایش ظرفیت تغییرشکل جانبی تحت بارگذاری چرخه‌ای، ظرفیت برشی اولیه‌ی بیش‌تری نسبت به ستون‌های تحت بار محوری کم‌تر از خود نشان دهند.



شکل ۲- تأثیر میزان نیروی محوری بر تنش فشاری و ترک‌خوردگی ستون [۲۲]

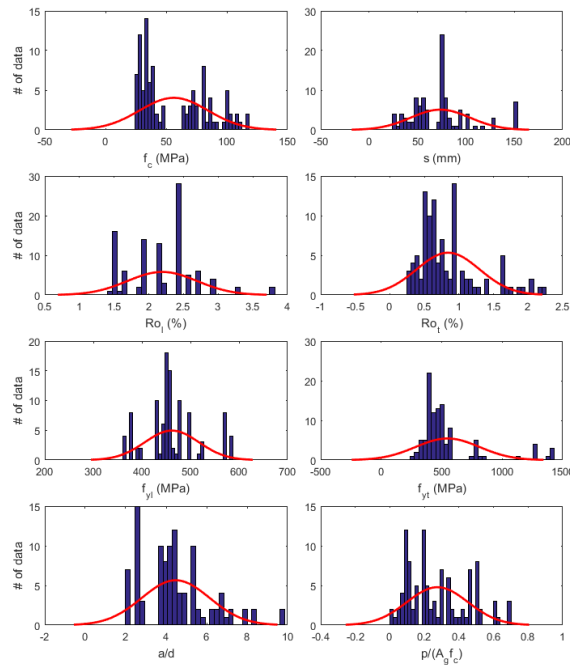
نیروی محوری زیاد با افزایش تنش فشاری در هسته‌ی بتنی موجب افزایش تمایل بتن به منبسط شدن (اثر پواسون) و در نتیجه جاری شدن تقویت عرضی می‌گردد. همچنین، بر خلاف تأثیر نیروی محوری در افزایش ظرفیت تغییرشکل مقطع، ترکیب نیروی محوری و افزایش تغییرشکل جانبی، یک لنگر خمشی اضافی در مقطع ایجاد می‌نماید که با نام $P-\Delta$ شناخته شده و موجب افزایش تنش کششی و نیاز مقطع به شکل‌پذیری می‌گردد.

۳-۲- دامنه‌ی متغیرهای تغییرشکل جانبی ستون

دامنه‌ی متغیرهای مؤثر بر تغییرشکل جانبی ستون در مجموعه‌ی داده‌های مورد استفاده در این تحقیق در جدول ۳ و توزیع داده‌ها در دامنه‌ی تعریف شده در شکل ۳ نشان داده شده است.

نام متغیر	علامت	حداقل	حداکثر	واحد
مقاومت فشاری بتن	f'_c	21.4	118	MPa
نسبت تقویت طولی	ρ_l	1.25%	3.8%	-
تنش تسلیم آرماتور طولی	f_{yl}	362	587	MPa
نسبت تقویت عرضی	ρ_t	0.27%	2.24%	-
تنش تسلیم آرماتور عرضی	f_{yt}	255	1424	MPa
فاصله‌ی تنگ‌ها	s	25.4	152	mm
نسبت ابعاد ستون	a/d	2.0	10.0	-
نسبت بار محوری	$P/A_g f'_c$	0	0.7%	-

جدول ۳- دامنه‌ی متغیرهای مؤثر بر ظرفیت تغییرشکل جانبی ستون بتن‌آرمه



شکل ۳- دامنه‌ی متغیرهای تغییرشکل جانبی ستون در نمونه‌های جمع‌آوری شده

۲-۴- پیش‌پردازش و نرمال‌سازی داده‌ها

پیش‌پردازش داده‌ها موجب بهبود عملکرد مدل از طریق افزایش سرعت آموزش و کاهش خطای شبکه می‌گردد. شناسایی و اصلاح یا حذف داده‌های خارج از محدوده، تکراری، ناسازگار، فاقد مقدار و همراه با نویز^{۱۳} از جمله مراحل پیش‌پردازش داده‌ها محسوب می‌گردد. در اغلب موارد از جمله در این تحقیق، استخراج داده‌های مناسب جهت مدل‌سازی بدون به‌کارگیری تعدادی از این روش‌ها نتایج قابل قبولی به همراه ندارد.

یکی از روش‌های پیش‌پردازش، نرمال‌سازی داده‌هاست که طی آن دامنه‌ی داده‌های مورد استفاده در ساخت مدل‌ها یکسان‌سازی می‌گردند. هدف از این فرایند پیش‌گیری از اختصاص وزن‌های بیش‌تر در مرحله‌ی آموزش به یک یا چند ویژگی از یک نمونه است که مقادیر آن‌ها در دامنه‌های بزرگ‌تری قرار گرفته است. روش‌هایی مانند نگاشت خطی داده‌ها بر روی یک بازه کوچک مانند $[0, 1]$ ، نگاشت غیرخطی از طریق استخراج ویژگی خاصی از داده‌ها مانند لگاریتم، کاهش بعد داده‌ها یا تقسیم آن‌ها به بزرگ‌ترین مقدار متناظرشان از جمله روش‌های نرمال‌سازی یا هم-مقیاس‌سازی محسوب می‌شوند.

داده‌های مورد استفاده در این تحقیق به روش حداقل - حداکثر نرمالیزه شده‌اند. در این روش یک تبدیل خطی بر روی داده‌های اصلی انجام می‌گیرد. به این صورت که اگر max_A و min_A مقادیر حداکثر و حداقل ویژگی A از یک نمونه باشند، مقدار v از بازه‌ی اصلی A با استفاده از رابطه‌ی (۱) به مقدار v' در بازه‌ی نرمال‌سازی شده‌ی $[min'_A, max'_A]$ محاسبه و نگاشت می‌گردد:

$$v' = \frac{v - \min_A}{\max_A - \min_A} (\max'_A - \min'_A) + \min'_A \quad (1)$$

¹³ Noise

نرمال سازی حداکثر - حداقل ارتباط بین مقادیر اولیه را حفظ می‌نماید. بازگرداندن داده‌های نرمال شده به داده‌های اصلی از طریق رابطه‌ی (۲) صورت می‌گیرد. شکل ۴ دامنه‌ی متغیرهای ورودی در مدل‌ها را قبل و بعد از نرمال سازی نشان می‌دهد.

$$v = \frac{v' - \min'_A}{\max'_A} (\max_A - \min_A) + \min_A \quad (2)$$

۵-۲- انتخاب ورودی‌های مدل

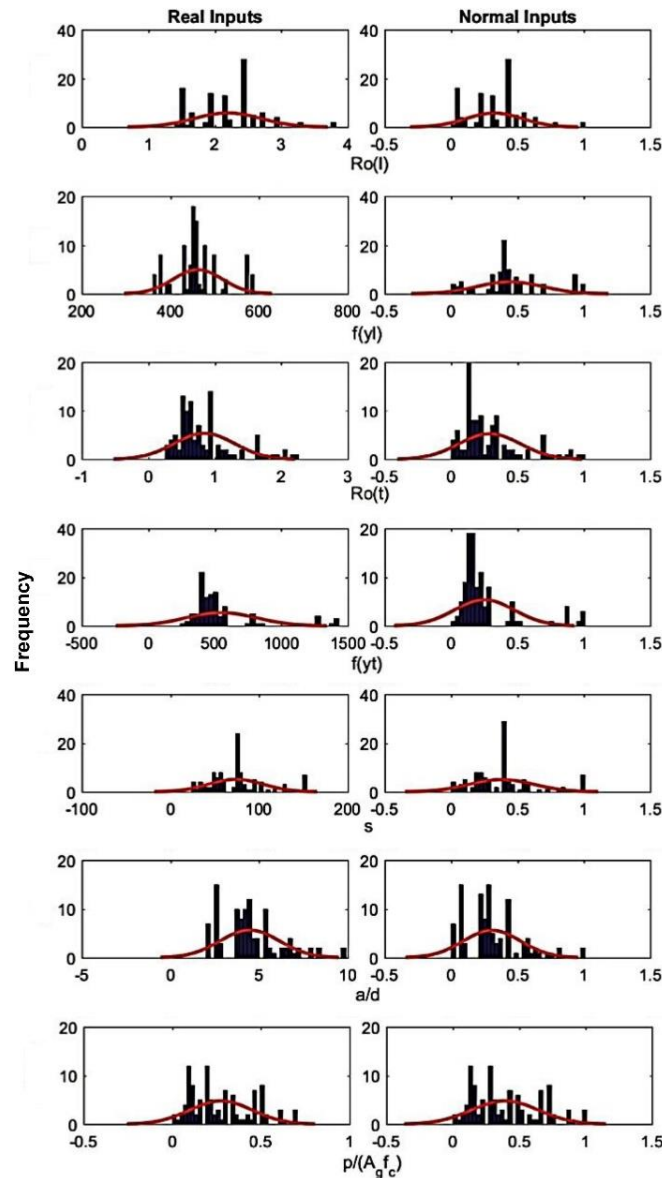
انتخاب ورودی‌ها در روش‌های گوناگون مدل سازی از جمله در محاسبات نرم از بیشترین اهمیت برخوردار می‌باشد. به این منظور توجه به نکات زیر می‌تواند کیفیت نتایج مدل را به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش دهد:

- * شناسایی و انتخاب کلیه‌ی متغیرهای مؤثر بر خروجی مسئله در ورودی‌ها مدل.
- * انتخاب بهینه‌ی تعداد ورودی‌ها و پیش‌گیری از پیچیدگی بیش از حد سیستم.
- * توجه به عدم همبستگی ورودی‌ها و پرهیز از تکرار یک متغیر در چند ورودی.
- * نرمال سازی ورودی‌ها به خصوص در روش‌های مبتنی بر خوشه‌بندی.

در الگوریتم انفیس، پاسخ‌ها در نتیجه‌ی بهینه‌سازی متغیرهای خطی و غیرخطی ایجاد شده در مرحله خوشه‌بندی به دست می‌آیند. تعداد این متغیرهای قابل تنظیم بسته به نوع تابع خوشه‌بندی و تعداد خوشه‌ها متفاوت است. تعداد ورودی‌های مدل نیز می‌تواند از طریق تأثیر بر چگونگی خوشه‌بندی، بر تعداد این متغیرها تأثیر نماید. پدیده‌ی نامطلوب بیش‌برازش^{۱۴} که در اثر افزایش تعداد مجهولات مسئله نسبت به معلومات آن یعنی تعداد متغیرهای قابل تنظیم نسبت به تعداد داده‌های آموزش به وجود می‌آید، با کاهش توان یادگیری شبکه، سبب کاهش قابلیت تعمیم^{۱۵} مدل می‌گردد. از این رو در مسائلی مانند موضوع این تحقیق که دسترسی به نمونه‌های آزمایشگاهی با کیفیت با محدودیت مواجه است، انتخاب مناسب تعداد ورودی‌های شبکه از اهمیت زیادی برخوردار است. متغیرهای ورودی و خروجی مدل‌های انفیس و پرسپترون چندلایه (*MLP*) در جدول ۴ نشان داده شده است. در مدل اول خروجی براساس نسبت تغییرمکان جانبی نظیر کاهش ۲۰٪ از مقاومت جانبی ستون به طول دهانه برشی، و همچنین در مدل دوم خروجی براساس نسبت تغییرمکان جانبی نظیر خرد شدن پوشش بتنی به طول دهانه برشی ستون در نظر گرفته شده است. داده‌های مورد استفاده در مدل‌ها در بخش پیوست الف ارائه گردید.

¹⁴ Overfitting

¹⁵ Generalization



شکل ۴- هیستوگرام متغیرهای تغییرشکل جانبی ستون قبل (چپ) و بعد (راست) از نرمال سازی

جدول ۴- ورودی‌ها و خروجی مدل‌های انفیس و شبکه‌های عصبی مصنوعی

خروجی		ورودی‌ها						
مدل دوم	مدل اول	هفتم	ششم	پنجم	چهارم	سوم	دوم	اول
$\frac{\Delta_c}{a}$	$\frac{\Delta_{20\%}}{a}$	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\frac{a}{d}$	s	f_{yt}	ρ_t	f_{yl}	ρ_l

۲-۶- تعداد داده‌های مورد استفاده در ساخت مدل‌ها

جدول ۵ تعداد داده‌های مورد استفاده در مراحل آموزش، ارزیابی و آزمایش مدل‌های ارائه شده در این تحقیق را نشان می‌دهد. لازم به ذکر است که جهت پیش‌گیری از کنار هم قرار گرفتن داده‌های مشابه، ترتیب داده‌ها پیش از تقسیم به بخش‌های مذکور، از طریق دستور «randperm» در نرم‌افزار متلب به صورت تصادفی چیده شده است.

جدول ۵- تعداد کل نمونه‌های مورد استفاده در مدل‌های محاسبات نرم

کل داده‌ها	آزمایش		ارزیابی		آموزش		نام مدل	نوع مدل
	تعداد	درصد	تعداد	درصد	تعداد	درصد		
۱۰۳	۳۱	۳۰	۰	۰	۷۲	۷۰	۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی	انفیس
۶۸	۲۱	۳۰	۰	۰	۴۷	۷۰	خُرد شدن پوشش بتنی	
۱۰۳	۱۶	۱۵	۱۵	۱۵	۷۲	۷۰	۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی	MLP
۶۸	۱۱	۱۵	۱۰	۱۵	۴۷	۷۰	خُرد شدن پوشش بتنی	

۷-۲- معیار ارزیابی عملکرد و روش محاسبه‌ی خطای مدل‌ها

مقادیر خطای شبکه از طریق محاسبه‌ی اختلاف خروجی‌های مدل و خروجی‌های واقعی داده‌ها محاسبه می‌گردد. ملاک ارزیابی عملکرد مدل و کیفیت نتایج حاصله در این تحقیق، دستیابی به کمترین مقادیر میانگین مربعات خطا^{۱۶}، جذر میانگین مربعات خطا^{۱۷}، و انحراف معیار^{۱۸} می‌باشد. روابط (۳) تا (۷) نحوه‌ی محاسبه‌ی توابع ارزیابی عملکرد مدل را نشان می‌دهد:

$$e_i = \sum_{i=1}^n t_i - o_i \quad (3)$$

که در آن e_i مقدار خطا، t_i خروجی واقعی و o_i خروجی شبکه برای نمونه‌ی i ام، و n تعداد نمونه‌های مراحل آموزش یا آزمایش می‌باشد.

$$\mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n e_i \quad (4)$$

$$\sigma = \sqrt{\sum_{i=1}^n (e_i - \mu)^2} \quad (5)$$

که در آن μ میانگین و σ انحراف معیار خطاها می‌باشد. برای میانگین مربعات خطا و جذر میانگین مربعات خطا می‌توان نوشت:

$$MSE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n e_i^2 \quad (6)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n e_i^2} \quad (7)$$

۳- مشخصات و نتایج مدل‌ها

در این تحقیق با استفاده از داده‌های مربوط به دو مرحله از خرابی‌های شکست خمشی در ستون بتن‌آرمه یعنی خُرد شدن پوشش بتنی و کاهش ۲۰٪ مقاومت جانبی ستون، دو مدل انفیس ارائه و صحت نتایج آن‌ها با دو مدل شبکه‌های عصبی مصنوعی مورد سنجش قرار گرفته است.

¹⁶ Mean Squared Error

¹⁷ Root Mean Squared Error

¹⁸ Standard Deviation

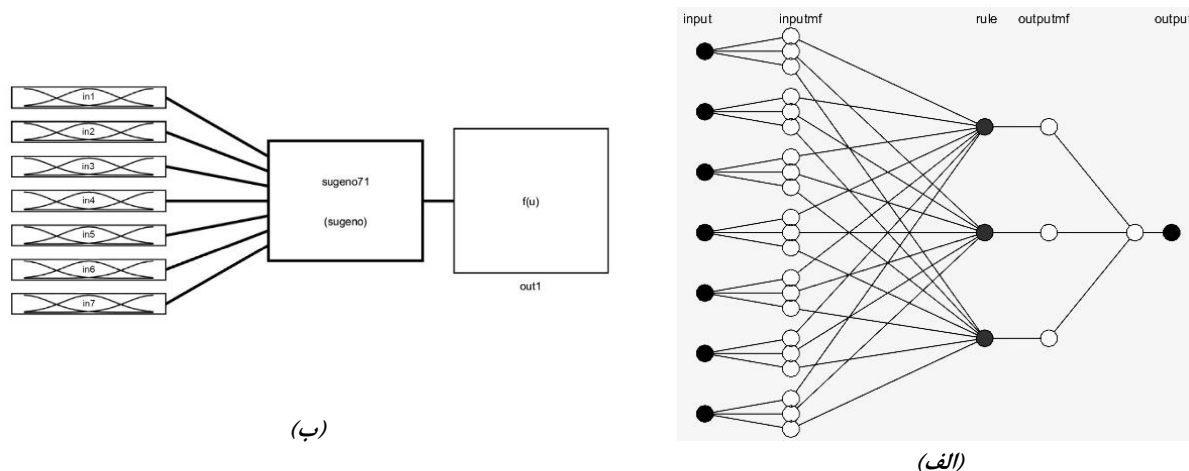
۳-۱- مدل‌های انفیس

مدل‌های انفیس ارائه شده در این تحقیق به روش گدنویسی در نرم‌افزار متلب ایجاد گردیده است. جدول ۶ مشخصات مدل‌ها را نشان می‌دهد.

جدول ۶- مشخصات کامل مدل‌های انفیس

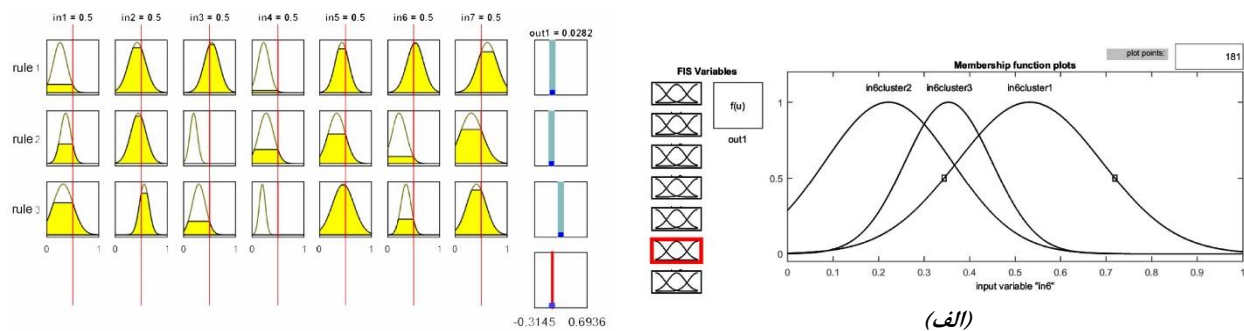
نام مدل	سیستم استنتاج فازی	تابع فازی‌سازی	تعداد ورودی	نوع تابع عضویت	تعداد قوانین فازی	تعداد تکرار بهینه‌سازی
۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی	سوگنو- درجه ۱	genfis 3	۷	گوسی	۳	۱۰۰۰
خرد شدن پوشش بتنی	سوگنو- درجه ۱	genfis 3	۷	گوسی	۲	۵۰۰

شکل ۵-الف ساختار انفیس را با هفت ورودی، بیستویک تابع عضویت ورودی، سه قانون، سه تابع عضویت خروجی و یک خروجی نشان می‌دهد. همچنین شکل ۵-ب سیستم استنتاج فازی (FIS) مربوط به هر دو مدل انفیس را نشان می‌دهد.



شکل ۵- ساختار شبکه‌ها برای مدل ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی ستون. الف- انفیس با سه قانون. ب- سیستم استنتاج فازی.

شکل ۶-الف تابع عضویت ورودی شماره یک در مدل ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی ستون را به عنوان یک نمونه از توابع عضویت در مدل‌های انفیس نشان می‌دهد. در این تحقیق، توابع عضویت در هر دو مدل انفیس از نوع گوسی می‌باشند. شکل ۶-ب، قوانین انفیس را به شکل مجموعه‌ای از نمودارهای ورودی و خروجی نشان می‌دهد. در هر قانون، پنج نمودار اول از سمت چپ توابع عضویت در بخش مقدم، و نمودار ششم تابع عضویت در بخش تالی را نشان می‌دهد. هر یک از ستون‌های بخش مقدم مربوط به یکی از متغیرهای ورودی و ستون آخر در بخش تالی مربوط به خروجی شبکه می‌باشد. نمودار آخر در ستون خروجی، تصمیم‌زن دار سیستم استنتاج فازی را نشان می‌دهد. تصمیم سیستم وابسته به مقادیر ورودی‌ها بوده و مقدار نافازی شده‌ی خروجی به صورت یک خط ضخیم در نمودار خروجی نمایش داده می‌شود.



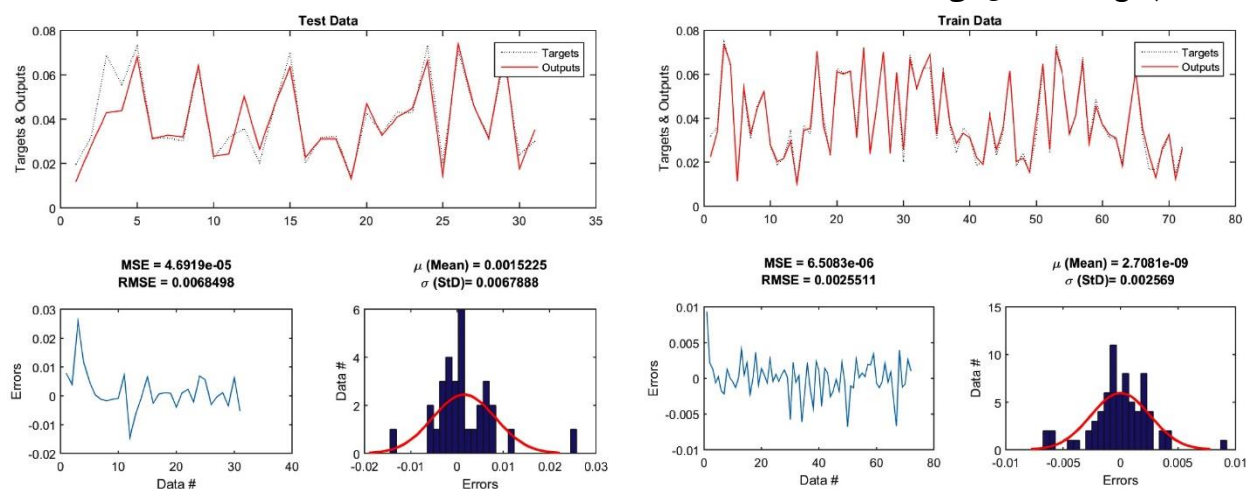
(ب)

(الف)

شکل ۶- مشخصات ورودی‌های مدل ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی ستون. الف- تابع عضویت ورودی شماره شش. ب- قوانین فازی.

۱-۱-۳- نتایج مدل انفیس برای ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی ستون

شکل ۷- الف و شکل ۷- ب عملکرد و خطای مدل در مراحل آموزش و آزمایش را نشان می‌دهد. در هر شکل، نمودار بالا میزان انطباق خروجی‌های مدل با خروجی واقعی، نمودار پائین سمت چپ مقادیر خطا برای هر نمونه، و نمودار پائین سمت راست هیستوگرام خطاها را نشان می‌دهد. همچنین مقادیر میانگین خطاها، MSE ، $RMSE$ و انحراف معیار در هر شکل نشان داده شده است. توزیع نرمال خطاها و نزدیکی مقادیر انحراف معیار و جذر مربعات خطا نشان دهنده‌ی پاسخ مناسب مدل می‌باشد.

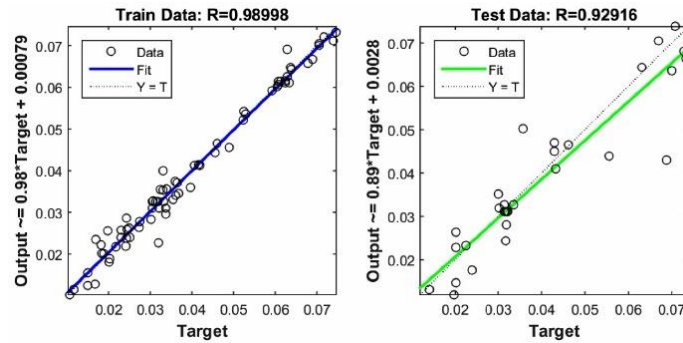


(ب)

(الف)

شکل ۷- خطای داده‌های مدل انفیس متناظر شکست ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی. الف- آموزش. ب- آزمایش.

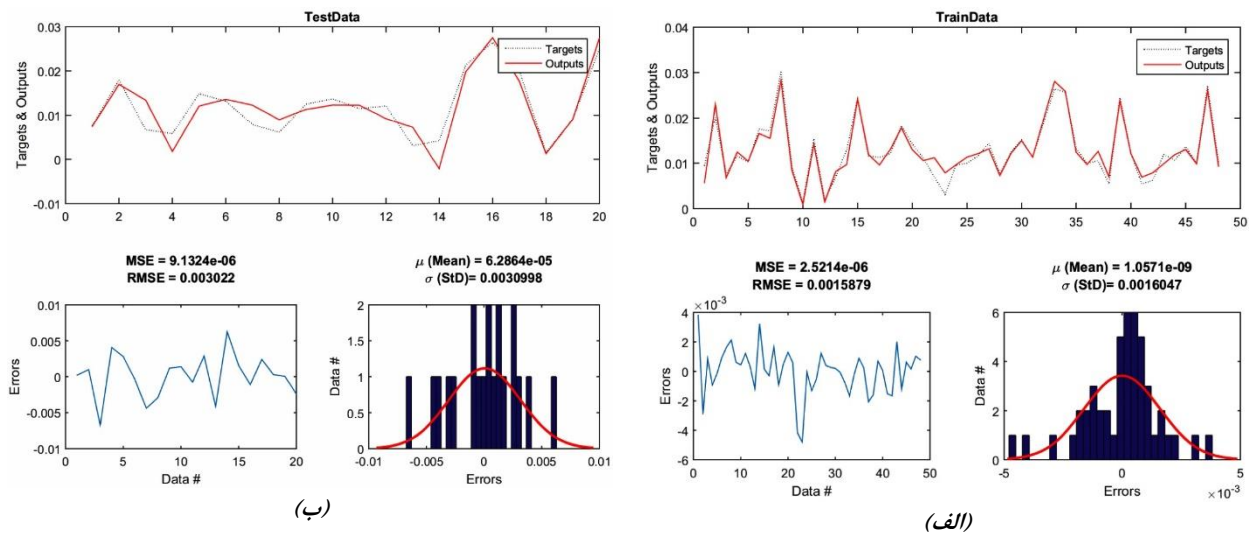
شکل ۸، همبستگی خروجی مدل ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی ستون را با خروجی واقعی در مراحل آموزش و آزمایش نشان می‌دهد.



شکل ۸- همبستگی خروجی‌های مدل ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی در انفیس

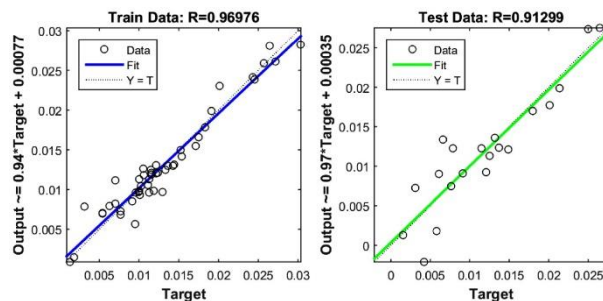
۲-۱-۳- نتایج مدل انفیس برای خرد شدن پوشش بتنی ستون

شکل‌های ۹-الف و ۹-ب عملکرد و خطای مدل در مراحل آموزش و آزمایش را نشان می‌دهد.



شکل ۹-الف- خطای داده‌های مدل انفیس متناظر شکست خرد شدن پوشش بتنی. الف- آموزش. ب- آزمایش.

شکل ۱۰، همبستگی خروجی مدل خرد شدن پوشش بتنی ستون را با خروجی واقعی در مرحله آموزش و آزمایش نشان می‌دهد.



شکل ۱۰- همبستگی خروجی‌های مدل خرد شدن پوشش بتنی در انفیس

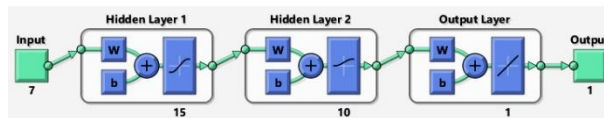
۲-۳- مدل پرسپترون چندلایه^{۱۹} (MLP)

شبکه‌های عصبی مورد استفاده در این تحقیق به روش کدنویسی در نرم افزار متلب و از نوع پرسپترون چندلایه ایجاد گردیده است. هر شبکه‌ی عصبی با تعیین تعداد لایه‌ها، تعداد نرون‌ها در هر لایه، الگوریتم یادگیری، و تابع انتقال در

¹⁹ Multi Layer Perceptron

شبکه تعریف می‌گردد. در این تحقیق با توجه به تعداد محدود داده‌های مورد استفاده در بخش‌های آموزش، ارزیابی و آزمایش مدل که نحوه اختصاص آن‌ها در جدول ۵ آمده است، ساختار شبکه عصبی برای مدل ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی ستون به صورت چهار لایه (یک لایه ورودی، دو لایه پنهان و یک لایه خروجی) و برای مدل خرد شدن پوشش بتنی ستون به صورت سه لایه (یک لایه ورودی، یک لایه پنهان و یک لایه خروجی) طراحی گردیده است.

تعیین تعداد نرون‌ها در لایه پنهان شبکه از طریق مقایسه نتایج مدل‌های ساخته شده با تعداد مختلف نرون‌ها صورت گرفته است که در نهایت برای مدل ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی ستون دو لایه ۱۵ پانزده و ده نرونی و برای مدل خرد شدن پوشش بتنی ستون ده نرون انتخاب گردید. شکل ۱۱ ساختار شبکه‌ی عصبی ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی ستون را با یک لایه ورودی، دو لایه پنهان با پانزده و ده نرون و یک لایه خروجی نشان می‌دهد.

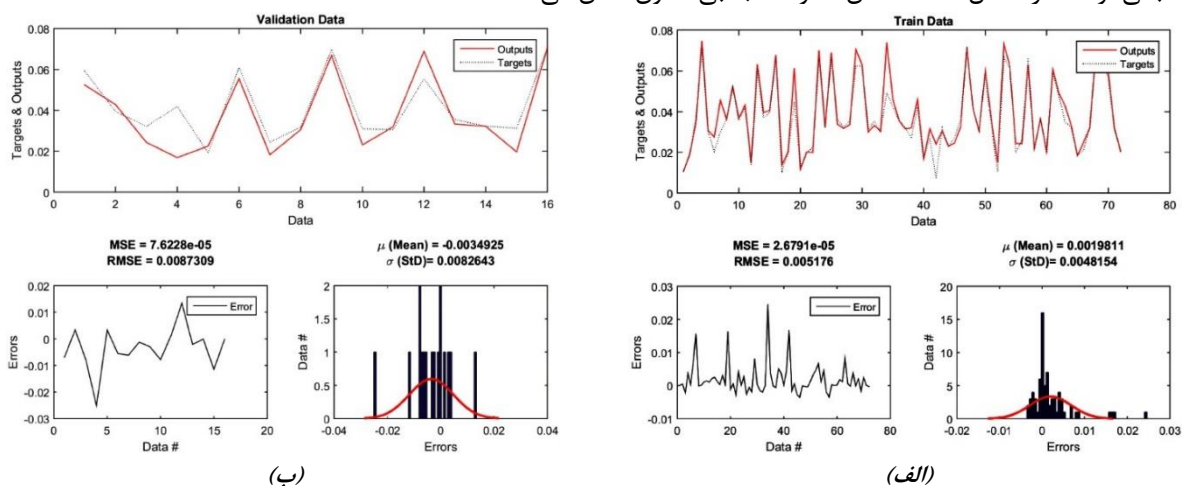


شکل ۱۱- ساختار شبکه‌ی عصبی مدل ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی ستون [۲۵]

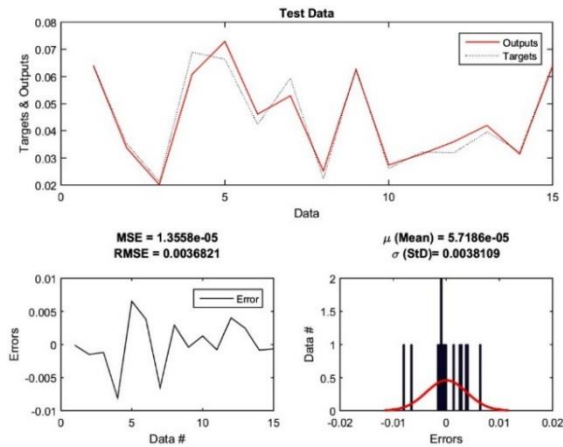
در این پژوهش الگوریتم‌های مختلف موجود در نرم افزار متلب برای آموزش شبکه مورد استفاده قرار گرفت و در نهایت بهترین پاسخ از الگوریتم پرکاربرد لونیگ - مارکوارت^{۲۰} حاصل گردید. انتخاب توابع انتقال نیز از طریق مقایسه‌ی نتایج انواع توابع صورت گرفت که در نهایت در بخش ورودی تابع تانژانت هیپربولیک و تابع لگاریتمی نمایی و در بخش خروجی تابع خطی انتخاب گردید.

۳-۲-۱- نتایج مدل MLP برای ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی ستون

شکل‌های ۱۲ و ۱۳ به ترتیب نمودار و مقادیر خطا در مراحل آموزش، ارزیابی و آزمایش؛ هم‌بستگی خروجی واقعی و محاسباتی؛ و عملکرد مدل ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی ستون نشان می‌دهد.

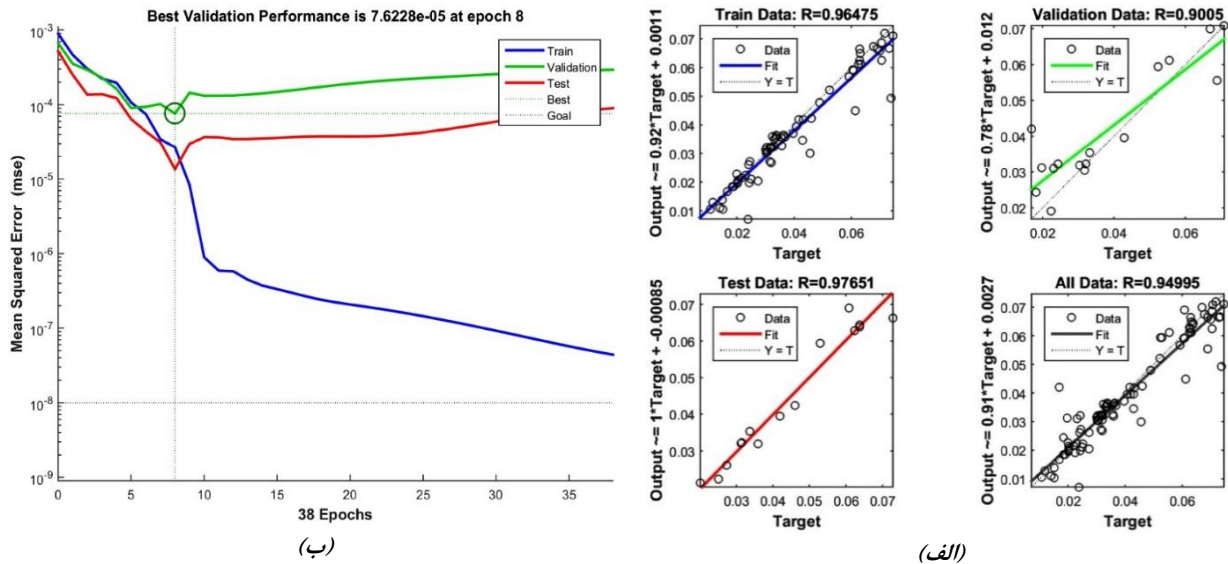


²⁰ Levenberg-Marquardt



(ج)

شکل ۱۲- خطای داده‌های مدل *MLP* متناظر شکست ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی. الف- آموزش. ب- ارزیابی. ج- آزمایش.



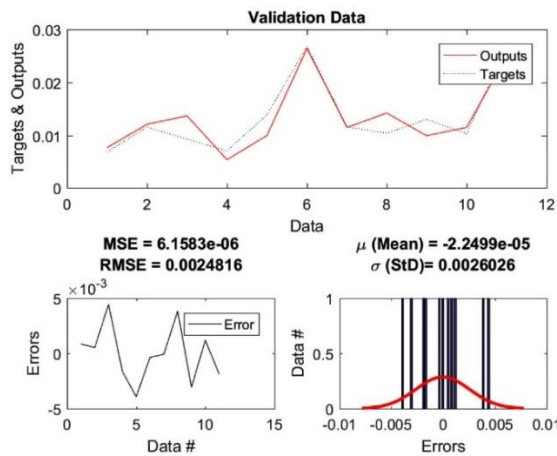
(ب)

(الف)

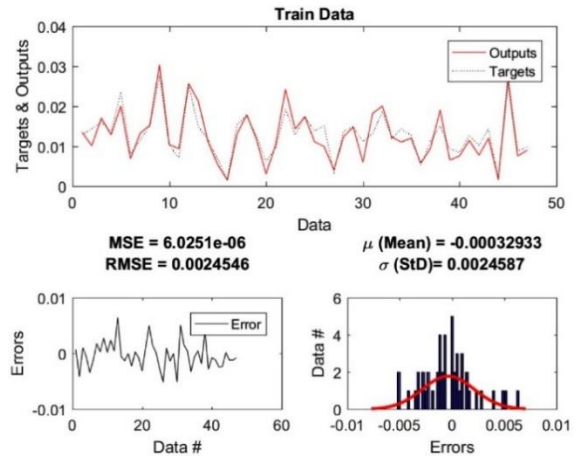
شکل ۱۳- خروجی مدل *MLP* متناظر شکست ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی. الف- همبستگی خروجی‌ها. ب- عملکرد مدل.

۲-۲-۳- نتایج مدل *MLP* برای خرد شدن پوشش بتنی ستون

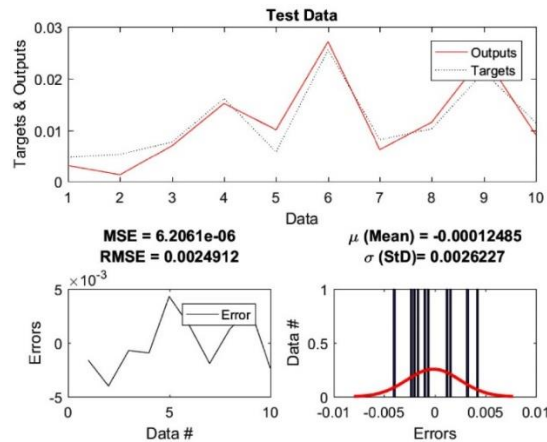
شکل‌های ۱۴ و ۱۵ به ترتیب نمودار و مقادیر خطا در مراحل آموزش، ارزیابی و آزمایش؛ همبستگی خروجی واقعی و محاسباتی؛ و عملکرد مدل خرد شدن پوشش بتنی ستون را نشان می‌دهد.



(ب)

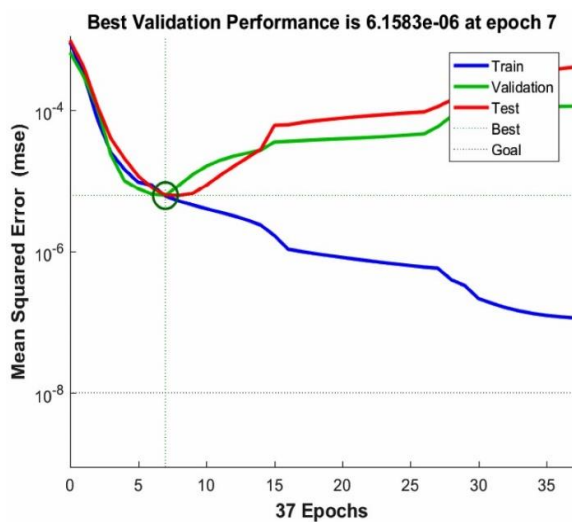


(الف)

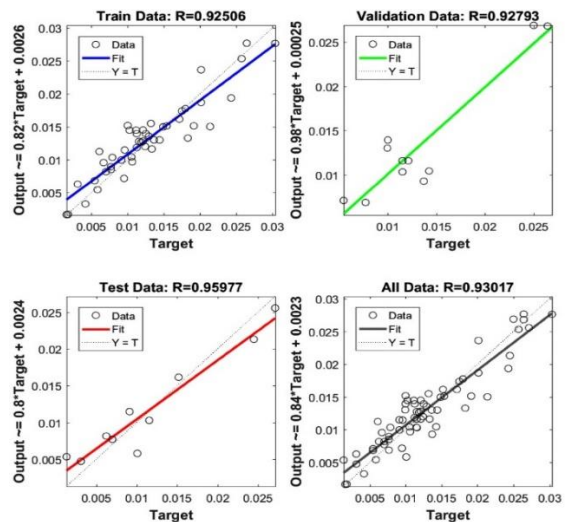


(ج)

شکل ۱۴- خطای داده‌های مدل MLP متناظر شکست خُرد شدن پوشش بتنی. الف- آموزش. ب- ارزیابی. ج- آزمایش.



(ب)



(الف)

شکل ۱۵- خروجی مدل MLP متناظر شکست خُرد شدن پوشش بتنی. الف- هم‌بستگی خروجی‌ها. ب- عملکرد مدل.

۴- بحث و تفسیر نتایج

جدول ۷ و جدول ۸ نتایج انفیس و پرسپترون چندلایه را به ترتیب برای مدل ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی و مدل خُرد شدن پوشش بتنی به عنوان دو مرحله از خرابی‌های ناشی از شکست خمشی ستون بتن‌آرمه نشان می‌دهد. مقادیر خطای به دست آمده گویای قابلیت مناسب روش‌های محاسبات نرم در شبیه‌سازی رفتار غیرخطی ستون تحت بار جانبی چرخه‌ای می‌باشد.

جدول ۷- نتایج انفیس و MLP برای مدل ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی

نوع مدل	مرحله	MSE	RMSE	μ	σ	R
انفیس	آموزش	6.51e-06	0.0025	2.71e-09	0.0026	0.99
	آزمایش	4.69e-05	0.0068	1.52e-03	0.0068	0.93
MLP	آموزش	2.68e-05	0.0052	1.98e-03	0.0048	0.96
	ارزیابی	7.62e-05	0.0087	-3.49e-03	0.0083	0.90
	آزمایش	1.36e-05	0.0037	5.72e-05	0.0038	0.98

جدول ۸- نتایج انفیس و MLP برای مدل خُرد شدن پوشش بتنی

نوع مدل	مرحله	MSE	RMSE	μ	σ	R
انفیس	آموزش	2.52e-06	0.0016	1.06e-09	0.0016	0.97
	آزمایش	9.13e-06	0.0030	6.29e-05	0.0031	0.91
MLP	آموزش	6.02e-06	0.0024	-3.29e-04	0.0025	0.92
	ارزیابی	6.16e-06	0.0025	-2.25e-05	0.0026	0.93
	آزمایش	6.21e-06	0.0025	-1.25e-04	0.0026	0.96

به دلیل در اختیار نبودن هیچ نمونه‌ای از کاربرد الگوریتم انفیس در بررسی ظرفیت تغییرشکل جانبی ستون‌های بتن-آرمه در تحقیقات گذشته، همچنین با توجه به نتایج مناسب مدل شبکه‌های عصبی ارائه شده در این تحقیق نسبت به مدل‌های قبلی، بررسی کیفیت نتایج انفیس از طریق سنجش آن‌ها با نتایج شبکه‌های عصبی مصنوعی امکان‌پذیر است. البته این موضوع می‌تواند به کیفیت مناسب‌تر نمونه‌های آزمایشگاهی مورد استفاده، پیش‌پردازش دقیق‌تر داده‌ها و بهبود تنظیمات شبکه مربوط باشد.

علی‌رغم عدم برتری مطلق هیچ یک از دو روش انفیس و MLP نسبت به یکدیگر، مقایسه‌ی مقادیر خطای مدل‌ها نشان می‌دهد که در این مطالعه، الگوریتم انفیس قابلیت بیشتری در پیش‌بینی رفتار ستون‌های بتن‌آرمه تحت بار جانبی چرخه‌ای داشته‌است. بنابراین بر ضرورت گسترش تحقیقات جهت کشف قابلیت‌های بیش‌تر و کاربردهای عملی‌تر محاسبات نرم در زمینه‌های مشابه تاکید می‌گردد.

در این تحقیق، تعداد خوشه‌ها در مدل ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی سه عدد و در مدل خُرد شدن پوشش بتنی دو عدد در نظر گرفته شده است. این موضوع بر اساس تعداد نسبتاً زیاد متغیر مؤثر (هفت متغیر) و تعداد نه چندان زیاد نمونه‌های باکیفیت موجود که طبق شکل ۴ با ناپیوستگی داده‌ها همراه است (علی‌رغم منطقی بودن افزایش تعداد خوشه‌ها)، به جهت پرهیز از بروز خطای بیش‌برازش که در اثر افزایش تعداد متغیرهای قابل تنظیم نسبت به داده‌های آموزش ایجاد می‌گردد، مدنظر قرار گرفته شد. بدیهی است در صورت در اختیار بودن تعداد بیش‌تر نمونه‌های باکیفیت و خوشه‌بندی بهینه‌ی داده‌ها می‌توان نتایج بهتری حاصل نمود.

علاوه بر کیفیت داده‌های مورد استفاده در مراحل آموزش و ارزیابی شبکه، کمیت داده‌ها نیز از اهمیت بسیار زیادی برخوردار می‌باشد. در الگوریتم انفیسی فرایند مدل‌سازی از طریق بهینه‌سازی متغیرهای قابل تنظیم در شبکه در جهت کمینه‌سازی خطای ناشی از اختلاف خروجی واقعی با خروجی مدل صورت می‌گیرد. افزایش تعداد این متغیرهای قابل تنظیم که در مرحله خوشه‌بندی داده‌ها ایجاد می‌گردند به دو عامل عمده بستگی دارد؛ یکی تعداد متغیرهای مؤثر بر مسئله که با افزایش پیچیدگی رفتار پدیده مورد نظر افزایش می‌یابد و دیگری تعداد خوشه‌ها که با افزایش گسست و ناپیوستگی در داده‌های مورد استفاده افزایش می‌یابد.

۵- نتیجه‌گیری

در تحقیق حاضر، مجموعه‌ای از داده‌های آزمایشگاهی شامل نتایج بارگذاری جانبی چرخه‌ای بر روی تعداد قابل توجهی نمونه ستون بتن‌آرمه از بانک اطلاعاتی مرکز تحقیقات مهندسی زلزله وابسته به دانشگاه واشنگتن استفاده گردید. براساس مطالعات انجام شده و نوع مسئله، تعدادی از داده‌های با کیفیت و کمیت مناسب مربوط به ستون-های مستطیلی انتخاب شد. داده‌های مورد استفاده به روش حداقل-حداکثر نرمالیزه شده‌اند. ورودی‌های مدل شامل نسبت فولاد عرضی ρ_t ، مقاومت تسلیم فولاد عرضی f_{yt} ، فاصله تنگ‌ها s ، نسبت فولاد طولی ρ_l ، مقاومت تسلیم فولاد طولی f_{yl} ، نسبت دهانه برشی به عمق مؤثر مقطع (a/d) و نسبت تقاضای محوری به ظرفیت محوری $(P/Ag f'_c)$ در نظر گرفته شد. امکان شبیه‌سازی رفتار ستون‌های بتن‌آرمه در دو مرحله از خرابی‌های شکست خمشی با استفاده از سیستم استنتاج عصبی فازی مورد بررسی قرار گرفت. بدین منظور، مسئله توسط کدنویسی دو مدل با الگوریتم انفیسی و دو مدل به روش پرسپترون چندلایه ایجاد گردید. همچنین، تغییر مکان جانبی متناظر خرد شدن پوشش بتنی ستون (A_c) و تغییر مکان جانبی متناظر کاهش ۲۰٪ از مقاومت جانبی ستون ($A_{20\%}$) به عنوان خرابی‌های شکست خمشی مورد استفاده قرار گرفت. در نهایت با تحلیل داده‌ها و حل مسئله نتایج زیر حاصل گردید:

- * مقادیر خطای به دست آمده نشان دهنده قابلیت مناسب روش‌های محاسبات نرم در شبیه‌سازی رفتار غیرخطی ستون تحت بار جانبی چرخه‌ای می‌باشد.
- * مقایسه‌ی مقادیر خطای دو مدل انفیسی نسبت به دو مدل پرسپترون چندلایه نشان دهنده قابلیت مناسب انفیسی در پیش‌بینی رفتار ستون‌های بتن‌آرمه تحت بار جانبی چرخه‌ای می‌باشد.
- * افزایش تعداد متغیرهای قابل تنظیم در خوشه‌بندی به دو عامل بستگی دارد؛ یکی تعداد متغیرهای مؤثر بر مسئله که با افزایش پیچیدگی رفتار پدیده مورد نظر افزایش می‌یابد و دیگری تعداد خوشه‌ها که با افزایش گسست و ناپیوستگی در داده‌های مورد استفاده افزایش می‌یابد.
- * در صورت در اختیار بودن تعداد بیش‌تر نمونه‌های با کیفیت و خوشه‌بندی بهینه‌ی داده‌ها می‌توان نتایج بهتری حاصل نمود.

۶- قدردانی

نویسندگان مقاله مراتب سپاس خود را از مرکز محاسبات با عملکرد بالا (*High-Performance Computing Centre*) دانشگاه قم اعلام می‌دارند. همچنین از حمایت‌های ریاست این مرکز تقدیر و تشکر می‌نمایند.

۷- منابع

1. Dai, K.-Y., et al., *Deformation capacity of FRP retrofitted reinforced concrete columns with corroded reinforcing bars. Engineering Structures*, 2022. 254: p. 113834.
2. Deng, M., et al. *Deformation capacity of over-reinforced concrete beams strengthened with highly ductile fiber-reinforced concrete. in Structures*. 2021. Elsevier.
3. Ding, M., et al., *Seismic performance of prefabricated concrete columns with grouted sleeve connections, and a deformation-capacity estimation method. Journal of Building Engineering*, 2022: p. 104722.

4. Parvin, A. and M. Alhusban, *Lateral Deformation Capacity and Plastic Hinge Length of RC Columns Confined with Textile Reinforced Mortar Jackets*. *CivilEng*, 2021. 2(3): p. 670-691.
5. Tang, C.-W., H.-J. Chen, and T. Yen, *Modeling confinement efficiency of reinforced concrete columns with rectilinear transverse steel using artificial neural networks*. *Journal of Structural Engineering*, 2003. 129(6): p. 775-783.
6. Inel, M., *Modeling ultimate deformation capacity of RC columns using artificial neural networks*. *Engineering Structures*, 2007. 29(3): p. 329-335.
7. Naderpour, H., A. Kheyroddin, and G.G. Amiri, *Prediction of FRP-confined compressive strength of concrete using artificial neural networks*. *Composite Structures*, 2010. 92(12): p. 2817-2829.
8. Emami, H. and S. Emami, *Application of Whale Optimization Algorithm Combined with Adaptive Neuro-Fuzzy Inference System for Estimating Suspended Sediment Load*. *Journal of Soft Computing in Civil Engineering*, 2021. 5(3): p. 1-14.
9. Huang, Y. and S. Wu, *Hybrid adaptive neuro fuzzy inference system for optimization mechanical behaviors of nanocomposite reinforced concrete*. *Advances in nano research*, 2022. 12(5): p. 515-527.
10. Naderpour, H. and M. Mirrashid, *A Neuro-Fuzzy model for punching shear prediction of slab-column connections reinforced with FRP*. *Journal of Soft Computing in Civil Engineering*, 2019. 3(1): p. 16-26.
11. Peng, J., et al. *Prediction and optimization of the flexural behavior of corroded concrete beams using adaptive neuro fuzzy inference system*. in *Structures*. 2022. Elsevier.
12. Naderpour, H., et al., *A new proposed approach for moment capacity estimation of ferrocement members using Group Method of Data Handling*. *Engineering Science and Technology, an International Journal*, 2020. 23(2): p. 382-391.
13. Naderpour, H., et al., *Innovative models for prediction of compressive strength of FRP-confined circular reinforced concrete columns using soft computing methods*. *Composite Structures*, 2019. 215: p. 69-84.
14. Naderpour, H., A.H. Rafiean, and P. Fakharian, *Compressive strength prediction of environmentally friendly concrete using artificial neural networks*. *Journal of Building Engineering*, 2018. 16: p. 213-219.
15. Rezazadeh Eidgahee, D., et al., *Data-driven estimation models of asphalt mixtures dynamic modulus using ANN, GP and combinatorial GMDH approaches*. *Neural Computing and Applications*, 2022: p. 1-26.
16. Bilgehan, M., *Comparison of ANFIS and NN models—With a study in critical buckling load estimation*. *Applied Soft Computing*, 2011. 11(4): p. 3779-3791.
17. Amani, J. and R. Moeini, *Prediction of shear strength of reinforced concrete beams using adaptive neuro-fuzzy inference system and artificial neural network*. *Scientia Iranica*, 2012. 19(2): p. 242-248.
18. Jalal, M., et al., *Application of genetic programming (GP) and ANFIS for strength enhancement modeling of CFRP-retrofitted concrete cylinders*. *Neural Computing and Applications*, 2013. 23(2): p. 455-470.
19. Wibowo, A., et al., *Drift performance of lightly reinforced concrete columns*. *Engineering Structures*, 2014. 59: p. 522-535.
20. Parrish, M.M., *Accuracy of seismic performance methodologies for rectangular reinforced concrete columns*. 2001.
21. Camarillo, H.R., *Evaluation of shear strength methodologies for reinforced concrete columns*. 2003.
22. Brachmann, I., J. Browning, and A.B. Matamoros, *Drift Capacity Approaches of Rectangular Slender Reinforced Concrete Columns under Cyclic Loading*. 2002, University of Kansas Center for Research, Inc.
23. Berry, M.P. and M.O. Eberhard, *Performance models for flexural damage in reinforced concrete columns*. 2004: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
24. 318, *A.C. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19): An ACI Standard; Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-19)*. 2020. American Concrete Institute.
25. Li, L., *MATLAB user manual*. Matlab: Natick, MA, USA, 2001.

۸- پیوست الف

جدول پیوست الف - ۱- داده‌های مورد استفاده در مدل ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی ستون.

$\Delta_{20\%}$	P	s	f_{yt}	ρ_t	f_{yl}	ρ_l	f'_c	d	a	نام و کد شناسایی نمونه	شماره نمونه
mm	kN	mm	MPa	%	MPa	%	MPa	mm	mm		
98.1	744	85	364	0.45	446.0	1.51	46.5	372.0	1600	Soesian. et al. 86, No. 1	7
68.7	2112	78	360	0.64	446.0	1.51	44	371.0	1600	Soesian. et al. 86, No. 2	8
43.9	1920	94	255	0.30	446.0	1.51	40	373.0	1600	Soesian. et al. 86, No. 4	10
118.2	1010	117	466	0.67	440.0	1.51	28.3	369.0	1600	Zahn et al. 1986, No. 7	11
38.9	3280	81	372	0.62	474.0	1.51	41	371.0	1600	Watson & Park 1989, No. 5	13
26.8	3200	96	388	0.29	474.0	1.51	40	373.0	1600	Watson & Park 1989, No. 6	14
18.7	4704	96	308	1.18	474.0	1.51	42	367.0	1600	Watson & Park 1989, No. 7	15
17.2	4368	77	372	0.65	474.0	1.51	39	371.0	1600	Watson & Park 1989, No. 8	16
43.9	4480	52	308	2.17	474.0	1.51	40	367.0	1600	Watson & Park 1989, No. 9	17
57.2	819	80	333	1.06	474.0	1.57	25.6	338.0	1600	Tanaka & Park 1990, No. 3	20
73.0	127	100	325	0.32	362.0	1.42	24.8	326.7	1600	Ohno & Nishioka 1984, L3	32
34.6	184	50	506	0.38	374.0	1.62	27.9	203.2	750	Kanda et al. 1987, 85STC-1	48
34.6	184	50	506	0.38	374.0	1.62	27.9	203.2	750	Kanda et al. 1987, 85STC-2	49
34.6	184	50	506	0.38	374.0	1.62	27.9	203.2	750	Kanda et al. 1987, 85STC-3	50
21.4	1371	35	328.4	1.62	399.6	3.80	85.7	178.1	500	Muguruma et al. 89, AL-1	56
10.9	2156	35	328.4	1.62	399.6	3.80	85.7	188.7	500	Muguruma et al. 89, AL-2	58
10.2	2176	60	774	0.52	379.0	2.43	99.5	239.6	500	Sakai et al. 1990, B1	66
10.1	2176	60	344	0.63	379.0	2.43	99.5	239.7	500	Sakai et al. 1990, B3	68
10.1	2176	60	1126	0.52	379.0	2.43	99.5	239.7	500	Sakai et al. 1990, B4	69
9.5	2176	30	774	0.52	379.0	2.43	99.5	240.3	500	Sakai et al. 1990, B5	70
10.1	2176	60	857	0.51	379.0	2.43	99.5	239.7	500	Sakai et al. 1990, B6	71
42.2	801	76	392	0.61	363.0	1.63	33.3	252.5	1676	Atalay & Penzien 75 No. 9	94
40.1	801	127	392	0.37	363.0	1.63	32.4	252.5	1676	Atalay & Penzien 75 No. 10	95
37.7	801	76	373	0.61	363.0	1.63	31	252.5	1676	Atalay & Penzien 75 No. 11	96
15.9	1500	150	430	0.54	430.0	1.51	80	233.7	1140	Galeota et al. 1996, AA1	109
17.2	1500	150	430	0.54	430.0	1.51	80	232.5	1140	Galeota et al. 1996, AA2	110
20.8	1000	150	430	0.54	430.0	1.51	80	228.8	1140	Galeota et al. 1996, AA3	111
36.4	1500	100	430	0.80	430.0	1.51	80	213.1	1140	Galeota et al. 1996, BA2	114
41.0	1000	100	430	0.80	430.0	1.51	80	208.5	1140	Galeota et al. 1996, BA4	116
37.1	1000	50	430	1.61	430.0	1.51	80	211.9	1140	Galeota et al. 1996, CA3	119
40.5	1500	50	430	1.61	430.0	1.51	80	208.4	1140	Galeota et al. 1996, CA4	120
122.1	615	110	428	0.27	448.0	2.22	27.2	566.5	2335	Wehbe et al. 1998, A1	133
160.8	601	83	428	0.36	448.0	2.22	28.1	569.5	2335	Wehbe et al. 1998, B1	135
129.8	1514	83	428	0.36	448.0	2.22	28.1	569.5	2335	Wehbe et al. 1998, B2	136
8.2	3579	45	1424	1.27	393.0	1.86	118	216.1	450	Sugano 1996, UC15H	152
16.3	3579	35	1424	1.63	393.0	1.86	118	207.8	450	Sugano 1996, UC20H	153
42.3	3354	95	463	1.38	454.0	2.58	72.1	262.2	1842	Bayrak & Sheikh 96 ES-1HT	157
44.8	3340	90	542	1.24	454.0	2.58	71.8	259.7	1842	Bayrak & Sheikh 96 AS-3HT	159
67.7	3344	100	463	2.24	454.0	2.58	71.9	236.4	1842	Bayrak & Sheikh 96 AS-4HT	160
31.1	4270	94	542	1.19	454.0	2.58	102	273.5	1842	Bayrak & Sheikh 96 AS-7HT	163
41.0	1782	152	570	0.40	455.6	1.95	34	301.7	1645	Saatcioglu & Grira 99 BG1	165
116.0	831	76	570	0.80	455.6	1.95	34	301.7	1645	Saatcioglu & Grira 99 BG3	167
50.5	1923	152	570	0.54	455.6	2.93	34	301.7	1645	Saatcioglu & Grira 99 BG4	168

جدول پیوست الف - ۱ - ادامه

$\Delta_{20\%}$	P	s	f_{yt}	ρ_t	f_{yl}	ρ_l	f'_c	d	a	نام و کد شناسایی نمونه	شماره نمونه
mm	kN	mm	MPa	%	MPa	%	MPa	mm	mm		
100.0	1923	76	570	1.07	455.6	2.93	34	301.7	1645	Saatcioglu & Grira 99 BG5	169
100.0	1923	76	580	0.51	455.6	2.93	34	304.7	1645	Saatcioglu & Grira 99 BG7	171
118.0	961	76	580	0.51	455.6	2.93	34	304.7	1645	Saatcioglu & Grira 99 BG8	172
116.0	1923	76	580	0.51	427.8	3.28	34	306.4	1645	Saatcioglu & Grira 99 BG9	173
99.5	1923	76	570	1.07	427.8	3.28	34	303.5	1645	Saatcioglu & Grira 99 BG10	174
38.6	142	76.2	406.8	0.92	586.1	1.93	69.6	163.9	610	Matamoros 1999, C10-05N	175
38.1	142	76.2	406.8	0.92	586.1	1.93	69.6	164.4	610	Matamoros 1999, C10-05S	176
44.5	285	76.2	513.7	0.92	572.3	1.93	67.8	158.1	610	Matamoros 1999, C10-10N	177
44.7	285	77.2	514.7	0.90	573.3	1.93	67.8	157.8	610	Matamoros 1999, C10-10S	178
38.4	569	76.2	513.7	0.92	572.3	1.93	65.5	164.2	610	Matamoros 1999, C10-20N	179
38.1	569	77.2	514.7	0.90	573.3	1.93	65.5	164.4	610	Matamoros 1999, C10-20S	180
38.9	0	76.2	513.7	0.92	572.3	1.93	37.9	161.5	610	Matamoros 1999, C5-00N	181
38.9	0	77.2	514.7	0.90	573.3	1.93	37.9	157.7	610	Matamoros 1999, C5-00S	182
32.3	285	76.2	406.8	0.92	586.1	1.93	48.3	147.3	610	Matamoros 1999, C5-20N	183
32.0	285	77.2	407.8	0.90	587.1	1.93	48.3	146.5	610	Matamoros 1999, C5-20S	184
26.4	569	76.2	513.7	0.92	572.3	1.93	38.1	164.8	610	Matamoros 1999, C5-40N	185
25.4	569	77.2	514.7	0.90	573.3	1.93	38.1	164.8	610	Matamoros 1999, C5-40S	186
88.4	450	50	459.5	0.63	497.0	2.14	24.9	350.1	1400	Mo & Wang 2000, C1-1	187
96.6	675	50	459.5	0.63	497.0	2.14	26.7	350.1	1400	Mo & Wang 2000, C1-2	188
88.1	900	50	459.5	0.63	497.0	2.14	26.1	350.1	1400	Mo & Wang 2000, C1-3	189
98.0	450	52	459.5	0.61	497.0	2.14	25.3	350.1	1400	Mo & Wang 2000, C2-1	190
94.9	675	52	459.5	0.61	497.0	2.14	27.1	350.1	1400	Mo & Wang 2000, C2-2	191
93.8	450	54	459.5	0.59	497.0	2.14	26.38	305.9	1400	Mo & Wang 2000, C3-1	193
104.5	675	54	459.5	0.59	497.0	2.14	27.48	295.2	1400	Mo & Wang 2000, C3-2	194
99.0	900	54	459.5	0.59	497.0	2.14	26.9	300.7	1400	Mo & Wang 2000, C3-3	195
20.2	401	25.4	793	0.61	517.1	2.45	86.3	131.9	596.9	Thomsen & Wallace 1994, A3	202
14.6	194	25.4	793	0.70	455.1	2.45	83.4	137.5	596.9	Thomsen & Wallace 1994, B2	204
13.8	418	25.4	793	0.70	455.1	2.45	90	138.3	596.9	Thomsen & Wallace 1994, B3	205
19.1	380	25.4	1262	0.70	475.8	2.45	81.8	133.1	596.9	Thomsen & Wallace 1994, C3	208
18.9	352	31.7	1262	0.56	475.8	2.45	75.8	133.3	596.9	Thomsen & Wallace 1994, D1	209
11.9	404	38.1	1262	0.46	475.8	2.45	87	140.4	596.9	Thomsen & Wallace 1994, D2	210
12.1	331	44.4	1262	0.40	475.8	2.45	71.2	140.2	596.9	Thomsen & Wallace 1994, D3	211
48.3	2400	130	391	0.86	430.0	2.15	97.7	256.3	2000	Paultre et al 00 10013025	219
29.9	3600	130	418	0.86	451.0	2.15	104.3	274.7	2000	Paultre et al 00 10013040	220
98.0	4200	55	825	2.04	446.0	2.15	109.5	206.1	2000	Paultre et al 01 1005540	223
66.4	5150	55	744	2.04	446.0	2.15	104.5	237.7	2000	Paultre et al 01 1005552	225
66.1	5150	60	492	1.87	446.0	2.15	109.4	238.1	2000	Paultre et al 01 1006052	226
21.9	133	76.2	410.9	0.55	453.0	2.45	33.7	263.5	685.8	Pujol 2002, 10-2-3N	227
20.9	133	76.2	410.9	0.55	453.0	2.45	33.7	263.5	685.8	Pujol 2002, 10-2-3S	228
27.9	133	38.1	410.9	1.09	453.0	2.45	32.1	263.5	685.8	Pujol 2002, 10-3-1.5N	229
28.8	133	38.1	410.9	1.09	453.0	2.45	32.1	263.5	685.8	Pujol 2002, 10-3-1.5S	230
21.5	133	76.2	410.9	0.55	453.0	2.45	29.9	263.5	685.8	Pujol 2002, 10-3-3N	231
21.6	133	76.2	410.9	0.55	453.0	2.45	29.9	263.5	685.8	Pujol 2002, 10-3-3S	232

جدول پیوست الف - ۱ - ادامه

$\Delta_{20\%}$	P	s	f_{yt}	ρ_t	f_{yl}	ρ_l	f'_c	d	a	نام و کد شناسایی نمونه	شماره نمونه
mm	kN	mm	MPa	%	MPa	%	MPa	mm	mm		
21.0	133	57.1	410.9	0.73	453.0	2.45	27.4	263.5	685.8	Pujol 2002, 10-3-2.25N	233
22.1	133	57.1	410.9	0.73	453.0	2.45	27.4	263.5	685.8	Pujol 2002, 10-3-2.25S	234
22.9	267	76.2	410.9	0.55	453.0	2.45	36.4	263.5	685.8	Pujol 2002, 20-3-3N	237
23.0	267	76.2	410.9	0.55	453.0	2.45	36.4	263.5	685.8	Pujol 2002, 20-3-3S	238
22.0	133	57.1	410.9	0.73	453.0	2.45	34.9	263.5	685.8	Pujol 2002, 10-2-2.25N	239
21.7	133	57.1	410.9	0.73	453.0	2.45	34.9	263.5	685.8	Pujol 2002, 10-2-2.25S	240
22.1	133	57.1	410.9	0.73	453.0	2.45	36.5	263.5	685.8	Pujol 2002, 10-1-1.25N	241
21.5	133	57.1	410.9	0.73	453.0	2.45	36.5	263.5	685.8	Pujol 2002, 10-1-1.25S	242
24.8	705	40	485	0.50	461.0	2.43	37.6	221.2	625	Bechtoula-Kono 2002 D1N30	243
18.7	1410	40	485	0.50	461.0	2.43	37.6	221.2	625	Bechtoula-Kono 2002 D1N60	244
105.3	3334	150	445	0.78	473.0	2.54	64.1	404.4	1778	Xaio & Yun 02 No.FHC5-0.2	258
55.6	3111	80	542	1.71	454.0	2.74	71.1	293.8	1842	Bayrak & Sheikh 02 RS-10HT	261
62.2	2109	150	542	0.91	454.0	2.74	70.9	287.5	1842	Bayrak & Sheikh 02 RS-12HT	263
55.5	4512	70	465	1.95	454.0	2.74	112.1	293.7	1842	Bayrak & Sheikh 02 RS-14HT	265
36.3	3242	75	1360	0.91	521.0	2.74	74.1	313.4	1842	Bayrak & Sheikh 02 RS-18HT	269
67.1	3441	75	1402	1.76	521.0	2.74	74.2	282.3	1842	Bayrak & Sheikh 02 RS-19HT	270
62.2	3755	70	465	1.39	521.0	2.74	91.3	187.3	1842	Bayrak & Sheikh 02 WRS-21HT	272

جدول پیوست الف - ۲ - داده‌های مورد استفاده در مدل خورد شدن پوشش بتنی ستون.

Δ_c	P	s	f_{yt}	ρ_t	f_{yl}	ρ_l	f'_c	d	a	نام و کد شناسایی نمونه	شماره نمونه
mm	kN	mm	MPa	%	MPa	%	MPa	mm	mm		
12	1815	80	297	0.71	375	1.79	23.1	549.6	1200	Gill et al. 1979, No. 1	1
8	2680	75	316	1.10	375	1.79	41.4	549.4	1200	Gill et al. 1979, No. 2	2
7	2719	75	297	0.76	375	1.79	21.4	549.6	1200	Gill et al. 1979, No. 3	3
5	4265	62	294	1.33	375	1.79	23.5	549.3	1200	Gill et al. 1979, No. 4	4
10	1435	100	320	1.13	427	1.51	23.6	399.3	1600	Ang et al. 1981, No. 3	5
19	840	90	280	0.87	427	1.51	25	399.4	1600	Ang et al. 1981, No. 4	6
39	744	85	364	0.45	446	1.51	46.5	372.0	1600	Soesian. et al. 86, No. 1	7
34	2112	78	360	0.64	446	1.51	44	371.0	1600	Soesian. et al. 86, No. 2	8
31	2112	91	364	0.42	446	1.51	44	372.0	1600	Soesian. et al. 86, No. 3	9
16	1920	94	255	0.30	446	1.51	40	373.0	1600	Soesian. et al. 86, No. 4	10
17	2502	92	466	0.85	440	1.51	40.1	399.4	1600	Zahn et al. 1986, No. 8	12
19	3280	81	372	0.62	474	1.51	41	371.0	1600	Watson & Park 1989, No. 5	13
19	3200	96	388	0.29	474	1.51	40	373.0	1600	Watson & Park 1989, No. 6	14
12	4704	96	308	1.18	474	1.51	42	367.0	1600	Watson & Park 1989, No. 7	15
12	4368	77	372	0.65	474	1.51	39	371.0	1600	Watson & Park 1989, No. 8	16
12	4480	52	308	2.17	474	1.51	40	367.0	1600	Watson & Park 1989, No. 9	17
20	819	80	333	1.06	474	1.57	25.6	399.3	1600	Tanaka & Park 1990, No. 1	18
18	819	80	333	1.06	474	1.57	25.6	399.3	1600	Tanaka & Park 1990, No. 2	19
16	819	80	333	1.06	474	1.57	25.6	338.0	1600	Tanaka & Park 1990, No. 3	20
16	819	80	333	1.06	474	1.57	25.6	399.3	1600	Tanaka & Park 1990, No. 4	21
22	968	110	325	0.75	511	1.25	32	549.4	1650	Tanaka & Park 1990, No. 5	22
19	968	110	325	0.75	511	1.25	32	549.4	1650	Tanaka & Park 1990, No. 6	23

جدول پیوست الف - ۲ - ادامه

Δ_c	P	s	f_{yt}	ρ_t	f_{yl}	ρ_l	f'_c	d	a	نام و کد شناسایی نمونه	شماره نمونه
<i>mm</i>	<i>kN</i>	<i>mm</i>	<i>MPa</i>	%	<i>MPa</i>	%	<i>MPa</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>		
19	2913	90	325	0.91	511	1.25	32.1	549.3	1650	Tanaka & Park 1990, No. 7	24
13	2913	90	325	0.91	511	1.25	32.1	549.3	1650	Tanaka & Park 1990, No. 8	25
20	267	127	363	0.37	367	1.63	30.7	304.8	1676	Atalay & Penzien 75, 2S1	89
41	267	76	363	0.61	367	1.63	29.2	304.6	1676	Atalay & Penzien 75, 3S1	90
20	267	127	363	0.37	429	1.63	27.6	304.8	1676	Atalay & Penzien 75, 4S1	91
10	801	76	392	0.61	363	1.63	33.3	252.5	1676	Atalay & Penzien 75 No. 9	94
20	801	127	392	0.37	363	1.63	32.4	252.5	1676	Atalay & Penzien 75 No. 10	95
15	801	76	373	0.61	363	1.63	31	252.5	1676	Atalay & Penzien 75 No. 11	96
15	801	127	373	0.37	363	1.63	31.8	252.5	1676	Atalay & Penzien 75 No. 12	97
25	1690	102	454	0.93	439	1.94	39.3	393.5	1372	Azizina. et al. 88, NC-2	102
15	2580	102	616	0.52	439	1.94	39.8	393.5	1372	Azizina. et al. 88, NC-4	103
47	615	110	428	0.27	448	2.22	27.2	566.5	2335	Wehbe et al. 1998, A1	133
40	1505	110	428	0.27	448	2.22	27.2	566.5	2335	Wehbe et al. 1998, A2	134
47	601	83	428	0.36	448	2.22	28.1	569.5	2335	Wehbe et al. 1998, B1	135
0.6	3579	45	1415	0.81	393	1.86	118	220.5	450	Sugano 1996, UC10H	151
0.7	3579	45	1424	1.27	393	1.86	118	216.1	450	Sugano 1996, UC15H	152
0.8	3579	35	1424	1.63	393	1.86	118	207.8	450	Sugano 1996, UC20H	153
1.4	2089	35	1424	1.63	393	1.86	118	195.8	450	Sugano 1996, UC20L	155
10	3354	95	463	1.38	454	2.58	72.1	262.2	1842	Bayrak & Sheikh 96 ES-1HT	157
13	2401	90	542	1.24	454	2.58	71.7	221.7	1842	Bayrak & Sheikh 96 AS-2HT	158
10	3340	90	542	1.24	454	2.58	71.8	259.7	1842	Bayrak & Sheikh 96 AS-3HT	159
13	3344	100	463	2.24	454	2.58	71.9	236.4	1842	Bayrak & Sheikh 96 AS-4HT	160
5.7	4270	94	542	1.19	454	2.58	102	273.5	1842	Bayrak & Sheikh 96 AS-7HT	163
43	450	50	459.5	0.63	497	2.14	24.9	350.1	1400	Mo & Wang 2000, C1-1	187
37	675	50	459.5	0.63	497	2.14	26.7	350.1	1400	Mo & Wang 2000, C1-2	188
36	900	50	459.5	0.63	497	2.14	26.1	350.1	1400	Mo & Wang 2000, C1-3	189
37	450	52	459.5	0.61	497	2.14	25.3	350.1	1400	Mo & Wang 2000, C2-1	190
35	675	52	459.5	0.61	497	2.14	27.1	350.1	1400	Mo & Wang 2000, C2-2	191
38	900	52	459.5	0.61	497	2.14	26.8	350.1	1400	Mo & Wang 2000, C2-3	192
27	3600	60	418	1.87	451	2.15	98.2	240.9	2000	Paultre et al 00 1006040	217
30	1200	130	391	0.86	451	2.15	94.8	213.5	2000	Paultre et al 00 10013015	218
29	2400	130	391	0.86	430	2.15	97.7	256.3	2000	Paultre et al 00 10013025	219
25	3600	130	418	0.86	451	2.15	104.3	274.7	2000	Paultre et al 00 10013040	220
26	4200	55	825	2.04	446	2.15	109.5	206.1	2000	Paultre et al 01 1005540	223
29	3600	80	825	1.40	446	2.15	104.2	251.8	2000	Paultre et al 01 1008040	224
20	5150	55	744	2.04	446	2.15	104.5	237.7	2000	Paultre et al 01 1005552	225
23	5150	60	492	1.87	446	2.15	109.4	238.1	2000	Paultre et al 01 1006052	226
18	3111	80	542	1.71	454	2.74	71.1	293.8	1842	Bayrak & Sheikh 02 RS-10HT	261
24	2109	150	542	0.91	454	2.74	70.9	287.5	1842	Bayrak & Sheikh 02 RS-12HT	263
19	3433	70	465	1.95	454	2.74	112.1	275.3	1842	Bayrak & Sheikh 02 RS-13HT	264
32	2204	75	1360	0.91	521	2.74	74.1	266.2	1842	Bayrak & Sheikh 02 RS-17HT	268
27	3242	75	1360	0.91	521	2.74	74.1	313.4	1842	Bayrak & Sheikh 02 RS-18HT	269
19	3441	75	1402	1.76	521	2.74	74.2	282.3	1842	Bayrak & Sheikh 02 RS-19HT	270
33	2207	140	1402	0.94	521	2.74	74.2	288.5	1842	Bayrak & Sheikh 02 RS-20HT	271
28	3755	70	465	1.39	521	2.74	91.3	187.3	1842	Bayrak & Sheikh 02 WRS-21HT	272
25	3159	80	542	1.22	521	2.74	72.2	203.9	1842	Bayrak & Sheikh 02 WRS-24HT	275

Effect of Concrete Temperature on its Rheological Characteristics and Pumpability

Alireza Bagheri^{1}, D. Ghasemi², AH. Abdoli³*

1-Associate Professor, Faculty of Civil Eng, K. N. Toosi University of Technology

2-M.Sc. in Construction Engineering and Management, K. N. Toosi University of Technology

*3- M.Sc. in Construction Engineering and Management, K. N. Toosi University of Technology
bagherikntu@gmail.com*

Research paper

Abstract

Rheological parameters of concrete, including yield stress and plastic viscosity, have a major impact on its pumpability. In the present study, the effect of temperature of mixtures with and without superplasticizer on their pumpability, has been studied through laboratory examination of yield stress and plastic viscosity of mixtures at three temperatures of 10, 20 and 30 ° C. In addition to investigating the effect of mixture temperature immediately after production, changes in these parameters over time, at the three temperatures mentioned, were also investigated.

The results show that for mixtures without superplasticizer, increasing the temperature, results in increased yield stress. Additionally, the rate of yield stress increase at higher temperatures, was higher compared to that at lower temperatures. In terms of plastic viscosity, the mixture with lower temperature, had the highest amount of plastic viscosity and the rate of plastic viscosity increase over time, was greater for mixtures with higher temperatures. Calculation of the pumping pressure based on the rheological parameters, indicates that shortly after production, higher temperatures do not have a significant effect on pumpability. However, over time, the pumpability of the higher temperature mixtures will decrease, resulting in higher pumping pressure.

The results indicate that for mixtures containing superplasticizers, higher concrete temperature, results in a decrease in the pumping pressure during initial times after production. However, over time, it loses this advantage and will have poorer performance compared to the lower-temperature mixtures.

Keywords: *Fresh concrete, Concrete temperature, Rheology, Concrete pumpability, Rheometer*

***Corresponding Author:** *Alireza Bagheri*

ghasemi, D., bagheri, A., abduli, A. Effect of Concrete Temperature on its Rheological Characteristics and Pumpability. Journal of Concrete Structures and Materials, 2022; 7(2): 51-69.

<http://doi.org/10.30478/jcsm.2022.362120.1293>

2538-5828/ © 2021 The Authors. Published by Iranian Concrete Society

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

تأثیر دمای بتن بر خواص رئولوژی و پمپ‌پذیری

علیرضا باقری*

دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی (نویسنده مسئول)

دانیال قاسمی

کارشناسی ارشد مهندسی و مدیریت ساخت، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

امیرحسین عبدلی

کارشناسی ارشد مهندسی و مدیریت ساخت، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

bagherikntu@gmail.com

نوع مقاله: مقاله پژوهشی

چکیده

متغیرهای رفتارشناسی بتن شامل تنش جاری شدن و گرانشی خمیری، روی سهولت پمپ‌پذیری و جلوگیری از افزایش فشار پمپ، تأثیر عمده‌ای دارند. در تحقیق حاضر، تأثیر دمای مخلوط‌های با و بدون فوق روانساز روی پمپ‌پذیری، از طریق بررسی آزمایشگاهی تنش جاری شدن و گرانشی خمیری مخلوط‌ها در ۳ دمای ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درجه سلسیوس، مورد مطالعه قرار گرفته است. علاوه بر بررسی اثر دمای مخلوط بلافاصله پس از ساخت، تغییرات زمانی این متغیرها نیز در سه دمای ذکر شده، مورد بررسی قرار گرفتند.

نتایج، نشانگر این است که برای مخلوط‌های بدون فوق روانساز، افزایش دما باعث افزایش تنش جاری شدن می‌گردد. همچنین روند افزایش تنش جاری شدن در دمای بالاتر، بیشتر از دماهای پایین‌تر بود. به لحاظ گرانشی خمیری، مخلوط با دمای کمتر، دارای بیشترین مقدار گرانشی خمیری بود. در عین حال، روند افزایش گرانشی خمیری در طی زمان، برای مخلوط‌های با دمای بالاتر، سریع‌تر رخ داد. محاسبه فشار پمپ بر مبنای متغیرهای رفتارشناسی، نشانگر این است که دمای بالاتر اثر محسوس‌تری روی پمپ‌پذیری در زمان‌های اولیه پس از ساخت مخلوط نداشته است. لیکن با گذشت زمان، پمپ‌پذیری مخلوط با دمای بالاتر، کاهش یافته و مستلزم فشار پمپ بیشتری خواهد بود.

بر اساس نتایج حاصله برای مخلوط‌های حاوی فوق روانساز، دمای بالاتر مخلوط، باعث کاهش فشار پمپ در زمان‌های اولیه پس از ساخت می‌شود. لیکن با گذشت زمان، به تدریج این مزیت را از دست داده و عملکرد ضعیف‌تری در مقایسه با مخلوط‌های با دمای پایین‌تر خواهد داشت.

واژه‌های کلیدی: بتن تازه، دمای بتن، رفتارشناسی، پمپ‌پذیری بتن، رئومتر

خواص بتن در حالت تازه، روی نحوه و سهولت اجرا، تأثیرگذار است و در صورت نامناسب بودن، علاوه بر مشکلات اجرایی در انتقال، جایدهی و تراکم بتن، خواص بتن سخت شده نیز دچار مشکل خواهد شد. با توجه به اینکه پمپ کردن از روش‌های عمده انتقال بتن می‌باشد، پمپ پذیری بتن جهت جلوگیری از افزایش فشار پمپ و سهولت پمپاژ آن، حائز اهمیت ویژه‌ای است. میزان فشار لازم برای پمپ کردن یک مخلوط، نشانگر پمپ‌پذیری آن است و نمودارهای "فشار- نرخ انتقال (پمپاژ) بتن" $(P-Q)$ توسط محققین جهت بررسی و مقایسه پمپ‌پذیری مخلوط‌ها، به کار می‌روند. پمپ‌پذیری یک مخلوط بتن عمدتاً به خواص رفتارشناسی (رنولوژی) ^۲ مخلوط، شامل تنش جاری شدن (تسلیم) ^۳ و گرانروی خمیری ^۴، بستگی دارد و روابطی برای محاسبه فشار پمپ بر اساس متغیرهای رفتارشناسی بتن توسعه یافته‌اند [۱۴].

بررسی تأثیر دمای بتن روی خواص رفتارشناسی و پمپ‌پذیری آن، از مواردی است که در تحقیقات گذشته کمتر به آن پرداخته شده است. در تحقیق حاضر، تأثیر دمای مخلوط‌های با و بدون فوق روانساز بر پمپ‌پذیری، از طریق بررسی آزمایشگاهی تنش جاری شدن و گرانروی خمیری مخلوط‌ها در ۳ دمای ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درجه سلسیوس، مورد مطالعه قرار گرفته است. در ادامه، خواص رفتارشناسی مواد پایه سیمانی و تأثیر آن‌ها روی پمپ‌پذیری به اختصار مطرح و سپس، تحقیقات پیشین انجام‌شده در خصوص تأثیر دما روی این متغیرها ارائه می‌گردد.

۲- رفتارشناسی و پمپ‌پذیری بتن

پمپ‌پذیری بتن به صورت سنتی، با بهره‌گیری از مقدار روانی و کارایی مخلوط، بر اساس آزمایش‌هایی نظیر اسلامپ و یا قطر بازشدگی در آزمایش میز جریان، مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. لیکن با توسعه تکنولوژی بتن، مشخص گشته است که پمپ‌پذیری تنها به روانی مخلوط بر اساس آزمایش اسلامپ مربوط نمی‌شود، بلکه متغیرهای رفتارشناسی شامل تنش جاری شدن و گرانروی خمیری در این خصوص تأثیرگذارند [۱۴].

رفتارشناسی، علمی است که به جریان مواد و روابط بین تنش برشی و نرخ برشی می‌پردازد [۱۹]. هنگامی که تنش برشی (τ) به یک جزء سیال اعمال شود، تغییر شکلی مشابه شکل ۱، حاصل می‌شود [۲۹]. نرخ تغییر شکل حاصل را تحت عنوان نرخ برشی گویند و با نماد $\dot{\gamma}$ نشان می‌دهند [۲۹].

دسته‌ای از سیالات دارای رفتار ویسکوپلاستیک هستند، به این معنی که ابتدا باید بر یک تنش جاری شدن مشخصی (τ_0) غلبه شود تا شروع به جریان یافتن نمایند [۲۹]. سیالات بینگهام، سیالات ویسکوپلاستیکی هستند که در آن‌ها، بعد از شروع جریان یافتن، یک رابطه خطی بین تنش برشی و نرخ برشی برقرار می‌باشد که شیب این خط، معرف گرانروی خمیری می‌باشد و با نماد μ نمایش داده می‌شود [۲۹]. در مورد سیالات بینگهام روابط (۱) برقرار است. در شکل ۲، منحنی جریان برای سیالات بینگهام نمایش داده شده است [۱۱، ۲۹]. به لحاظ رفتارشناسی، مشخص شده است که مواد پایه سیمانی، از جمله بتن تازه را، می‌توان با تقریب خوبی جزء سیالات بینگهام در نظر گرفت [۱۵، ۲۸]:

$$\eta(\dot{\gamma}) = \mu + \tau_0 / \dot{\gamma}, \tau \geq \tau_0 \quad (1)$$

$$\tau = \tau_0 + \mu \dot{\gamma}, \tau \geq \tau_0.$$

¹ "Pressure- Flow rate" (or "Pressure loss-Flow Rate") graph

² Rheology

³ Yield Stress

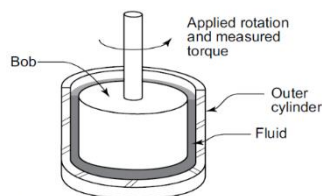
⁴ Plastic Viscosity

برای به دست آوردن خواص رئولوژیکی بتن از رئومترها استفاده می‌شود. به صورت کلی، رئومترها با اعمال نرخ‌های برشی و اندازه‌گیری تنش برشی و برآزش رابطه مربوط به رفتارشناسی سیالات بینگهام (رابطه ۱) به نتایج، مقادیر تنش جاری شدن و گرانیروی خمیری را مشخص می‌نمایند. از رایج‌ترین رئومترها برای مواد پایه سیمانی نظیر ملات و بتن، آستوانه‌های هم‌محور می‌باشند. این رئومترها شامل یک آستوانه درونی^۱ و یک آستوانه بیرونی^۲ هستند که آستوانه درونی، شکل‌ها و هندسه‌های گوناگونی مانند آستوانه صلب و یا پرّه حلزونی یا مارپیچی، می‌تواند داشته باشد [۱۲، ۱۶، ۱۷، ۱۸]. شکل ۳، شکل کلی این رئومترها را نشان می‌دهد [۱۹، ۲۰].



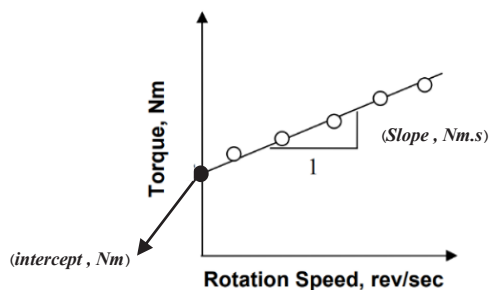
شکل ۱- تغییر شکل جزء سیال [۲۹]

شکل ۲- منحنی جریان برای سیالات نیوتنی و بینگهام [۲۹]



شکل ۳- شکل کلی رئومتر با آستوانه‌های هم‌محور [۲۰]

هیچ‌کدام از رئومترها به‌طور مستقیم تنش برشی و نرخ برشی را اندازه‌گیری نمی‌کنند [۳۰]. در عوض، مقادیر گشتاور و سرعت زاویه‌ای ثبت می‌شوند [۳۰]. با رسم نمودار "گشتاور- سرعت زاویه‌ای" مطابق شکل ۴ و برآزش خط مستقیم به نتایج حاصل از رئومتر، شیب خط^۳ و عرض از مبدأ^۴، تعیین می‌گردند [۲۲]. با تعیین این دو متغیر و با داشتن شکل و مشخصات هندسی رئومتر با آستوانه‌های هم‌محور، اثبات گشته است که می‌توان متغیرهای رفتارشناسی تنش جاری شدن τ_0 و گرانیروی خمیری μ را با استفاده از روابط (۲)، محاسبه نمود [۲۲].



شکل ۴- نمودار "گشتاور- سرعت زاویه‌ای" و برآزش خط بین نقاط اندازه‌گیری شده توسط رئومتر با آستوانه‌های هم‌محور [۲۲]

¹ Inner cylinder
² Outer cylinder
³ Slope
⁴ intercept

$$\tau_0 = \frac{\left(\frac{1}{R_1^2} - \frac{1}{R_2^2}\right)}{\ln\left(\frac{R_2}{R_1}\right)4\pi h} \text{ (intercept, Nm)} \quad \text{(محل قطع محور قائم / نیوتن متر)} \quad (2)$$

$$\mu = \frac{\left(\frac{1}{R_1^2} - \frac{1}{R_2^2}\right)}{4\pi h} \text{ (Slope, Nm.s)} \quad \text{(شیب خط / نیوتن متر.ثانیه)}$$

در رابطه (۲)، h ارتفاع استوانه (متر)، R_1 شعاع استوانه‌ی داخلی (متر) و R_2 شعاع استوانه‌ی خارجی (متر) می‌باشند [۲۲].

رئومتر ICAR که توسط کوهلر^۱ و فاولر^۲ [۲۲] در مرکز بین‌المللی تحقیقات سنگدانه در دانشگاه تگزاس توسعه یافته است، از نوع رئومترهای با استوانه هم‌محور است که در آن از پرّه‌ی چهارپَر به‌عنوان استوانه داخلی استفاده می‌شود. در تحقیق حاضر نیز از رئومتر تجاری مشابه با رئومتر ICAR استفاده شده است.

بر اساس تحقیقات پیشین انجام‌شده، محققین مختلفی امکان تعمیم نتایج بررسی‌های انجام‌شده روی اثر متغیرهای مختلف بر خواص رفتارشناسی ملات را، به کارایی و رفتارشناسی بتن، مطرح نموده‌اند. بررسی و مطالعه اثر متغیرهای موردنظر روی خواص رفتارشناسی مخلوط ملات و تعمیم نتایج حاصله به بتن، امکان استفاده از رئومترهای با ابعاد کوچک‌تر را فراهم می‌آورد [۱۰، ۲۹]. همان‌طور که در بخش مقدمه اشاره شد، قابلیت پمپ‌شدن یا پمپ‌پذیری بتن با متغیرهای رفتارشناسی مخلوط بتنی، مرتبط می‌باشد [۱۴]. با در نظر گرفتن معادلات منحنی‌های تنش برشی، پروفیل سرعت و منحنی نرخ برشی در مقطع لوله پمپ و همچنین، در نظر گرفتن بتن به‌عنوان سیال بینگهام، می‌توان مقدار فشار پمپ را با داشتن متغیرهای رفتارشناسی، ابعاد لوله پمپ و نرخ پمپاژ بتن، محاسبه نمود [۱۴].

رابطه "باکینگهام-رایزر"^۳ ارتباط بین فشار و نرخ پمپاژ را بر اساس خواص رفتارشناسی بتن تازه و ابعاد لوله پمپ، تبیین می‌کند [۱۴]. این رابطه معمولاً به شکل زیر (رابطه ۳) ارائه می‌گردد [۱۴]:

$$Q = \pi \frac{3\Delta p_{tot}^4 R^4 + 16\tau_0^4 L^4 - 8\tau_0 LR^3 \Delta p_{tot}^3}{24\Delta p_{tot}^3 \mu L} \quad (3)$$

در این رابطه، Q نرخ پمپاژ (مترمکعب بر ثانیه)، Δp_{tot} (پاسکال) اُفت فشار پمپ در فاصله L از پمپ، R شعاع لوله پمپ (متر)، L طول لوله (متر)، τ_0 متغیر رفتارشناسی تنش جاری شدن (پاسکال) و μ متغیر رفتارشناسی گرانیروی خمیری (پاسکال - ثانیه)، می‌باشند.

با توجه به رابطه (۳)، مشخص است که فشار پمپ به هر دو متغیر تنش جاری شدن و گرانیروی خمیری مخلوط بستگی دارد.

۳- تحقیقات قبلی انجام‌شده در خصوص تأثیر دما بر روانی و خواص رفتارشناسی مواد پایه سیمانی

به‌طورکلی می‌توان گفت پمپ‌کردن بتن خصوصاً در هوای گرم مثلاً در فصل تابستان، همواره با چالش‌ها و دشواری‌های خاصی روبه‌رو بوده است که در اثر دمای بالاتر بتن به وجود می‌آید. یکی از مشکلات بتن‌ریزی در

¹ Koehler

² Fowler

³ Buckingham-Reiner equation

هوای گرم، کاهش سریع‌تر کارایی در مقایسه با آنچه در طرح مخلوط انتظار می‌رفته، می‌باشد که عمدتاً ناشی از افزایش نرخ هیدراته شدن سیمان در دماهای بالاتر و همچنین افزایش نرخ تبخیر آب بتن تازه می‌باشد [۱]. با بالا رفتن دمای بتن، نرخ آفت اسلامپ و نرخ گیرش، افزایش یافته و باعث ایجاد دشواری بیشتر در پمپ‌کردن، تراکم و پرداخت بتن می‌گردد [۱]. هرچند روند سریع آفت کارایی بتن در طی زمان با توجه به سرعت بیشتر واکنش‌های سیمان با آب در دمای بالاتر طبق انتظار می‌باشد، لیکن به لحاظ اثر دمای بتن تازه روی کارایی آن بلافاصله پس از پایان ساخت، وضعیت کاملاً مشخص نیست.

بتن تازه از سیمان، سنگدانه‌ها و آب ساخته شده و با توجه به اینکه آب، بخش سیال در این مجموعه می‌باشد، انتظار بر این است که تغییرات در گرانشی آب، روی روانی بتن تازه بلافاصله پس از ساخت، مؤثر باشد. جالب اینکه گرانشی آب، با افزایش دما، کاهش می‌یابد. گرانشی آب در دمای ۱۰ درجه سلسیوس، حدوداً برابر ۰/۰۰۱۳۱ نیوتن-ثانیه بر مترمربع ($N.s/m^2$) است که با افزایش دما به ۳۰ درجه سلسیوس، این متغیر حدود ۵۰ درصد کاهش می‌یابد. لذا انتظار بر این است که در دمای اولیه بالاتر، بتن قدری روانی بالاتر داشته باشد؛ البته، بایستی توجه شود که واکنش‌های اولیه سیمان با آب، روی این مسئله تأثیرگذار خواهد بود و آنچه دیده می‌شود، برآیند اثر گرانشی آب و واکنش‌های اولیه است.

در تحقیق انجام‌شده توسط بورگ^۱ [۱۳]، مخلوط‌های بتنی با دو نوع سیمان مختلف A و B در دماهای ۱۰، ۲۳ و ۳۲ درجه سلسیوس در آزمایشگاه ساخته شد و مقدار اسلامپ اولیه آن‌ها تعیین گردید. طرح مخلوط بتن برای هر دو نوع سیمان استفاده‌شده، ثابت نگه داشته شد [۱۳]. نتایج این تحقیق، نشانگر آن است که؛ برای هر دو مخلوط، کاهش دمای اولیه بتن از ۲۳ درجه به ۱۰ درجه، باعث افزایش اسلامپ و افزایش دمای اولیه از ۲۳ درجه به ۳۲ درجه، باعث کاهش اسلامپ شده است. شایان توجه است که در این تحقیق از مواد افزودنی شیمیایی استفاده نشده بود.

در تحقیق انجام‌شده توسط جانستون^۲ [۲۱]، ۴ مخلوط بتنی حاوی مواد فوق روانساز مختلف، در سه دمای ۱۳، ۲۳ و ۲۸ درجه سلسیوس ساخته شدند تا اثر دمای مخلوط بتنی بر روی تغییرات اسلامپ اندازه‌گیری شود. مقدار اجزای مخلوط برای همه یکسان بوده و متغیر در نظر گرفته شده، صرفاً نوع فوق روانساز بوده است [۲۱]. لازم به ذکر است که در این بررسی، اسلامپ اولیه مخلوط‌ها یکسان و حدود ۱۵ سانتی‌متر بوده است. تأثیر دمای اولیه بتن روی کارایی، بر اساس مقدار اسلامپ اندازه‌گیری شده بتن و همچنین مقدار فوق روانساز به‌کاررفته، مورد ارزیابی قرار گرفته است [۲۱]. طبق نتایج این تحقیق، برای سه نوع فوق روانساز استفاده‌شده، دمای پایین‌تر یعنی ۱۳ درجه، بدترین حالت را داشته و منجر به کمترین کارایی و یا بیشترین نیاز به فوق روانساز شده است. مخلوط‌ها در دماهای اولیه ۲۳ و ۲۸ درجه، عملکردی نسبتاً مشابه داشته‌اند و کارایی اولیه بتن در این دو دما، به‌وضوح بهتر از دمای ۱۳ درجه بوده است. در مورد مخلوط بتنی با فوق روانساز دوم، نتایج، روند مشخصی را در خصوص تأثیر دما روی کارایی بتن نداشته‌اند. نتایج حاصله بسیار قابل توجه می‌باشند و در تناقض با تحقیق گزارش‌شده توسط بورگ [۱۳] روی بتن بدون فوق روانساز بوده است. شایان توجه است که در تحقیق جانستون [۲۱]، توجیهی در خصوص تأثیر نسبتاً عجیب دمای اولیه روی کارایی بتن‌های حاوی مواد فوق روانساز ارائه نشده است.

پتی^۳ و همکاران [۲۳، ۲۴] اثر فوق روانسازهای پلی‌نفتالین سولفوناتی^۴ و پلی‌کربوکسیلاتی^۱ را روی خواص رفتارشناسی ملات‌های روان، مورد بررسی قرار دادند. این محققین، تأثیر دمای مخلوط را روی تنش جاری شدن

¹ Burg

² Johnston

³ Petit

⁴ Polynaphthalene sulphonate (PNS)

(T_0) و همچنین گرانیروی خمیری (μ) ملات‌های روان در بازه دمایی ۱۰ تا ۳۰ درجه سلسیوس، مطالعه کردند. در تحقیق پتی و همکاران [۲۳]، در مخلوط حاوی فوق روانساز پلی‌نفتالین سولفوناتی با نسبت آب به سیمان ۰/۵۳، مقایسه تنش‌های جاری شدن بلافاصله پس از ساخت در دماهای ۱۰، ۱۵ و ۲۷، نشانگر قدری افزایش در این متغیر با افزایش دمای مخلوط می‌باشد. مخلوط حاوی فوق روانساز پلیمر پلی‌کربوکسیلاتی نیز در نسبت آب به سیمان برابر ۰/۵۳، رفتاری مشابه داشت و با افزایش دما از ۱۰ تا ۲۷ درجه، مقدار تنش جاری شدن آن، قدری افزایش نشان داد. به لحاظ تغییرات تنش جاری شدن با گذشت زمان، نتایج بررسی نشان داد که برای هر دو نوع فوق روانساز، تنش جاری شدن در طی زمان افزایش می‌یابد. لیکن در دمای ۱۰ درجه، در ابتدا شاهد افزایش تنش جاری شدن و سپس اُفت آن در طی زمان هستیم که پس از مدتی، تنش جاری شدن مجدداً افزایش می‌یابد. به لحاظ گرانیروی خمیری نتایج پتی و همکاران [۲۴] نشانگر تغییرات اندک در این متغیر روی مخلوط حاوی فوق روانساز پلی‌نفتالین سولفوناتی با تغییرات در دمای اولیه مخلوط می‌باشد. برای مخلوط حاوی فوق روانساز پلی‌کربوکسیلاتی، نتایج، نشانگر اُفت نسبتاً کمی در گرانیروی خمیری در دمای ۲۷ درجه در مقایسه با دماهای ۱۰ و ۲۰ درجه می‌باشد. از منظر تغییرات گرانیروی خمیری در طی زمان نیز، نتایج، نشانگر این است که برای مخلوط‌های حاوی هر دو نوع فوق روانساز، این متغیر در طی زمان با نرخ نسبتاً کمی افزایش می‌یابد.

اشمیت^۲ و همکاران [۲۶] تأثیر دمای بتن روی خواص رفتارشناسی بتن خودتراکم حاوی فوق روانساز پلی‌کربوکسیلاتی را توسط دستگاه رئومتر بررسی نمودند. دماهای موردبررسی ۵، ۲۰ و ۳۰ درجه سلسیوس بوده است. علی‌رغم برخی پراکندگی‌ها، نتایج بررسی این تحقیق، به‌صورت کلی نشانگر این است که تنش جاری شدن بتن در دمای ۲۰ درجه در مقایسه با دمای ۵ درجه، کمتر است. همچنین گرانیروی بتن در دمای ۲۰ درجه کمتر از گرانیروی آن در دمای ۵ درجه می‌باشد. در دمای ۳۰ درجه نیز در برخی موارد، متغیرهای رفتارشناسی، کمتر و در برخی موارد، بیشتر از مقدار مربوط به دمای ۲۰ درجه است. نتایج گزارش‌شده توسط اشمیت و همکاران [۲۶]، متفاوت از نتایج گزارش‌شده توسط پتی و همکاران [۲۳، ۲۴] است، ولی به صورت کلی، مؤید نتایج گزارش‌شده توسط جانستون [۲۱] می‌باشد. همان‌طور که ذکر شد، نتایج جانستون [۲۱] نیز به صورت کلی نشانگر بهبود کارایی بتن بر اساس آزمایش اسلامپ در دمای ۲۳ درجه در مقایسه با دمای پایین (۱۳ درجه) بود. اشمیت و همکاران مطرح می‌کنند که برخلاف بتن‌های متعارف که در اثر افزایش دما، شاهد اُفت خواص کارایی ناشی از هیدراته‌شدن سریع‌تر ذرات سیمان هستیم، برای بتن‌های حاوی فوق روانساز، خصوصاً فوق روانسازهای نسل جدید، وضعیت پیچیده‌تر می‌باشد و بسته به متغیرها، می‌توان شاهد اثر معکوس افزایش دما روی متغیرهای رفتارشناسی و کارایی بود. طبق نظریه این محققین، برای پخش ذرات سیمان و آزادسازی آب به تله افتاده بین آن‌ها، نیاز است که فوق روانسازها جذب سطوح سیمان و فرآورده‌های واکنش اولیه آن‌ها گردند. لازم به توجه است که سطح فرآورده‌های ناشی از هیدراته شدن سیمان به میزان قابل‌توجهی بیشتر از سطح سیمان واکنش نکرده، می‌باشد. با توجه به اینکه در دماهای کم، نظیر ۵ و ۱۰ درجه، سرعت واکنش‌های اولیه در مقایسه با دماهای بالاتر، کمتر است، لذا سطوح فرآورده‌های کمتری برای جذب ذرات فوق روانساز در دسترس است و لذا، بخش قابل‌توجهی از فوق روانسازها در آب اختلاط می‌مانند تا زمانی که سطوح بیشتری توسط واکنش هیدراته شدن سیمان ایجاد شود تا جذب آن گردند. لذا خواص کارایی بتن در دمای ۲۰ درجه، می‌تواند بیشتر از مقدار مربوط در دمای ۱۰ درجه شود. با افزایش بیشتر دما، در ۳۰ درجه شاهد دو اثر متناقض هستیم که یکی ایجاد سطوح بیشتر برای جذب فوق روانساز و دیگری کاهش کارایی در اثر ایجاد این سطوح، می‌باشد و لذا خواص کارایی در دمای ۳۰ درجه، می‌تواند کمتر یا بیشتر از

¹ Polycarboxylate polymers (PCP)

² Schmidt

مقدار مربوط در دمای ۲۰ درجه باشد [۲۶]. ضمناً طبق نظریه فوق، برای بتن‌های با دمای پایین، با گذشت زمان و ایجاد سطوح واکنش بیشتر، جذب بیشتر ذرات فوق روانساز روی سطوح صورت می‌گیرد و لذا باعث حفظ کارایی در طی زمان شده و در مواردی منجر به بهبود کارایی با گذشت زمان می‌گردد.

در تحقیق انجام‌شده توسط سکریرو^۱ و همکاران [۲۷]، اثر تغییرات دما بر رفتارشناسی کامپوزیت‌های سیمانی با سخت‌شوندگی کرنشی (SHCC)^۲، اندازه‌گیری شد. SHCC جزء مواد نسبتاً جدید است که دارای پایه سیمانی حاوی الیاف پلی‌اتیلن و پلی‌وینیل‌الکل می‌باشد. پمپ‌پذیری این ماده تحت شرایط دمایی مختلف، به لحاظ کاربردی حائز اهمیت می‌باشد. در این تحقیق، مخلوط‌های مورد مطالعه در سه دمای ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درجه ساخته شدند. همچنین، اندازه‌گیری‌های رئولوژیکی در چهار زمان مختلف شامل ۱۵، ۳۰، ۴۵ و ۶۰ دقیقه پس از اختلاط، انجام شد. مجموعه نتایج حاصله از تحقیق سکریرو و همکاران [۲۷]، نشانگر این است که؛ برای مخلوط‌های SHCC که دارای مقدار قابل‌توجهی فوق روانساز و مواد پودری هستند، کارایی مخلوط در دمای پایین‌تر (۱۰ درجه سلسیوس) در مقایسه با دو دمای بالاتر ۲۰ و ۳۰ درجه، کمتر است. آزمایش‌های رفتارشناسی نیز مؤید یافته فوق هستند.

پدیده فوق، مغایر با یافته‌های مربوط به بتن‌های متعارف بدون فوق روانساز است. درعین حال، این یافته‌ها مؤید نتایج گزارش‌شده توسط اشمیت و همکاران [۲۶] روی بتن‌های خود تراکم حاوی فوق روانساز است. سکریرو و همکاران [۲۷] در تفسیر نتایج خود، کندشدن واکنش‌های هیدراته‌شدن و در نتیجه کاهش سطوح برای جذب فوق روانساز را که باعث کاهش پخش ذرات سیمان می‌گردد، عامل اصلی روند مشاهده‌شده در آزمایش‌ها می‌دانند. جالب اینکه آزمایش‌های گزارش‌شده توسط جانستون [۲۱] که بر مبنای تعیین کارایی بتن‌های متعارف با فوق روانساز به روش آزمایش اسلامپ بوده است نیز، نشانگر تأثیر منفی دمای پایین روی کارایی بتن‌های حاوی فوق روانساز بوده است. درعین حال، نتایج متفاوتی با آنچه ذکر شد، توسط پتی و همکاران [۲۳، ۲۴] در خصوص تأثیر دما روی خواص کارایی و رفتارشناسی بتن، گزارش شده است.

با توجه به تناقض‌های موجود در گزارش‌های محدود قبلی در خصوص اثر دمای بتن و مواد پایه سیمانی، روی روانی و خواص رفتارشناسی بتن‌های حاوی مواد فوق روانساز از یک‌سو و اهمیت این خواص روی پمپ‌پذیری بتن از سوی دیگر، در تحقیق حاضر، به بررسی آزمایشگاهی تأثیر دما روی روانی و خواص رفتارشناسی مخلوط‌های با و بدون فوق روانساز پرداخته شده است.

۴- برنامه آزمایشگاهی

با توجه به اینکه برخی مطالعات پیشین نشانگر اثر متفاوت دما روی خواص رفتارشناسی مواد پایه سیمانی و بتن‌های حاوی فوق روانساز، خصوصاً فوق روانسازهای پلی‌کربوکسیلاتی، در مقایسه با مخلوط‌های بدون این مواد بوده‌اند، در تحقیق حاضر، علاوه بر مخلوط‌های بدون فوق روان‌کننده، مخلوط‌های حاوی فوق روانساز نیز مورد بررسی قرار گرفتند. سه دمای ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درجه سلسیوس برای بررسی تأثیر دمای کم، متوسط و زیاد روی خواص روانی و رفتارشناسی، مدنظر قرار گرفتند. علاوه بر بررسی اثر دمای مخلوط‌ها روی خواص روانی و رفتارشناسی آن‌ها، تغییرات این خواص در طی زمان‌های مختلف پس از ساخت نیز، مورد بررسی قرار گرفت. شایان ذکر است که دمای مخلوط‌ها طی این بازه زمانی نیز با تمهیداتی، در محدوده‌ی دمای اولیه‌ی آن‌ها نگه داشته شد. با گذشت زمان، تنش جاری شدن مخلوط‌ها افزایش قابل‌توجهی می‌یابد که باعث بالارفتن شدید گشتاور لازم برای

¹ Secieru

² Strain-hardening cement-based composites

انجام آزمایش توسط رئومتر می‌گردد. با توجه به محدودیت‌های رئومتر و برای اینکه امکان ارزیابی خواص رفتارشناسی در بازه زمانی موردنظر فراهم آید، بررسی آزمایشگاهی روی مخلوط‌های ملات متمرکز گردید. محققین مختلفی امکان تعمیم نتایج بررسی اثر متغیرهای ارزیابی شده روی مخلوط‌های ملات را به مخلوط‌های بتن مطرح نموده‌اند [۱۰، ۲۹]. در ادامه، پس از ارائه‌ی خواص مواد و مصالح مصرفی شامل سیمان، ماسه، پودر سنگ و افزودنی فوق روانساز، مخلوط‌های موردبررسی و آزمایش‌های انجام‌شده روی آن‌ها، تشریح می‌گردند.

۴-۱- مواد و مصالح مصرفی

آب استفاده‌شده برای ساخت نمونه‌ها، آب شرب شهر تهران می‌باشد. سیمان مورد استفاده، سیمان پرتلند نوع دو کارخانه سیمان تهران می‌باشد. به لحاظ شیمیایی، ترکیبات اصلی سیمان مورد استفاده، در جدول ۱ نشان داده شده است. مشخصات فیزیکی و مکانیکی سیمان که مطابق الزامات استاندارد ایران به شماره ۳۸۹ [۳] می‌باشد در جدول ۲ ارائه شده است. ماسه مورد استفاده از نوع نیمه شکسته با جرم حجمی ۲۵۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب و جذب آب ۳/۶ درصد بوده است. منحنی دانه‌بندی ماسه استفاده‌شده مطابق شکل ۵ می‌باشد.

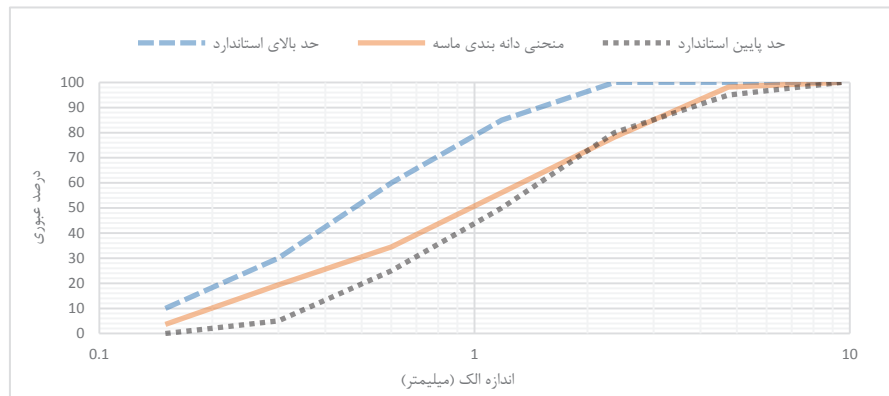
مخلوط‌های ملات موردبررسی، می‌باید دارای روانی مناسب برای دستیابی به مقدار بازشدگی در محدوده قابل‌سنجش در آزمایش میز جریان در هر سه دمای در نظر گرفته‌شده می‌بودند. در عین حال، این مخلوط‌ها می‌باید انسجام و پایداری کافی برای جلوگیری از آب‌انداختگی و جداشدگی می‌داشتند. لذا جهت تسهیل این امر، در موارد لازم، از پودر سنگ در مخلوط‌های ملات استفاده گردید. پودر سنگ مورد استفاده از نوع پودر سنگ آهک بود و عبوری از الک شماره ۲۰۰ (۷۵ میکرومتر) برابر با ۹۲٪ بوده است. چگالی پودر سنگ استفاده‌شده برابر با ۲۶۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب تعیین گردید.

جدول ۱- ویژگی‌های شیمیایی سیمان

C ₄ AF	C ₃ A	C ₂ S	C ₃ S	ترکیبات اصلی سیمان
۱۰	۷	۲۷	۴۹	مقدار (درصد وزنی سیمان)

جدول ۲- مشخصات فیزیکی و مکانیکی سیمان پرتلند نوع ۲ استفاده شده

ویژگی فیزیکی یا مکانیکی	مقادیر اندازه‌گیری شده از آزمایش‌ها	مقادیر مجاز طبق استاندارد ایران به شماره ۳۸۹
غلظت نرمال خمیر سیمان مطابق استاندارد ASTM C187-11 [۴]	۲۶٪	-
زمان گیرش اولیه سیمان با سوزن و یکتا مطابق استاندارد ASTM C191-13 (دقیقه) [۶]	۲۱۵	۴۵ <
زمان گیرش نهایی سیمان با سوزن و یکتا مطابق استاندارد ASTM C191-13 (دقیقه) [۶]	۳۰۰	۳۶۰ >
جرم حجمی سیمان با بالن لوشاتلیه مطابق استاندارد ASTM C188-14 (g/cm ³) [۵]	۳/۰۸	-
نرمی ذرات سیمان (سطح ویژه سیمان از آزمایش بلین) مطابق استاندارد ASTM C204-11 (cm ² /gr) [۷]	۳۳۴۵	۲۸۰۰ <



شکل ۵- منحنی دانه بندی ماسه و محدوده مجاز طبق استاندارد ایران به شماره ۳۰۲/۲

فوق روان کننده‌ی مورد استفاده، فوق روانساز پایه پلی کربوکسیلاتی با خاصیت کاهش دگی آب بالا و قابلیت حفظ اسلامپ می‌باشد. بر اساس استاندارد ایران به شماره ۲۹۳۰ [۹]، این فوق روان کننده، در گروه ۳-۲-۱۱ قرار می‌گیرد. چگالی این فوق روانساز برابر ۱/۰۸ کیلوگرم بر لیتر می‌باشد و درصد ماده جامد آن حدود ۴۰ درصد می‌باشد.

۴-۲- مخلوط‌های مورد بررسی

با توجه به اینکه علاوه بر آزمایش تعیین خواص رفتارشناسی، اندازه‌گیری میزان روانی مخلوط‌ها بر اساس آزمایش میز جریان، مدنظر بوده است، مقادیر اجزای ملات به نحوی در نظر گرفته شد که پس از ساخت، دارای مقدار جریان زیاد باشد به نحوی که اُفت جریان در طی زمان روی میز جریان قابل اندازه‌گیری باشد. بعد از ساخت مخلوط‌های مقدماتی، نهایتاً مخلوط ملات بدون فوق روانساز با نسبت آب به سیمان ۰/۵ و نسبت ماسه به سیمان ۱، در این خصوص انتخاب گردید. برای مخلوط حاوی فوق روانساز، با توجه به تأثیر بسیار قابل توجه در افزایش روانی، جهت حفظ میزان روانی در محدوده قابل اندازه‌گیری توسط میز جریان، از پودر سنگ نیز استفاده شد. نسبت آب به سیمان این مخلوط ۰/۴۳، نسبت ماسه به سیمان ۱ و نسبت پودر سنگ به سیمان ۰/۴ در نظر گرفته شد. مقدار فوق روانساز مصرفی برابر ۰/۵ درصد وزنی سیمان بوده است. جهت امکان مقایسه مستقیم مخلوط‌های با و بدون فوق روانساز به لحاظ تأثیر دمای مخلوط روی خواص رفتارشناسی، مخلوط بدون فوق روانساز دیگری حاوی پودر سنگ نیز، ساخته شد.

۴-۳- آزمایش‌های انجام شده

آزمایش تعیین روانی مخلوط‌ها روی میز جریان با استفاده از وسایل آزمایش استاندارد *ASTM C230/C230M* [۸] در سه دمای ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درجه سلسیوس صورت گرفت؛ به نحوی که ملات در مخروط ناقص ریخته شد و سطح آن با استفاده از کاردک، مسطح گردید. پس از برداشتن مخروط ناقص، قطر بازشدگی ملات روی میز جریان در چهار جهت توسط خط‌کش اندازه‌گیری شد. در شکل ۶، میز جریان و بازشدگی مخلوط ملات روی آن نشان داده شده است. خواص رفتارشناسی این مخلوط‌ها نیز توسط دستگاه رئومتر در سه دمای مذکور، مورد سنجش قرار گرفت. در شکل ۷، دستگاه رئومتر مورد استفاده به همراه پره و سطل فلزی آن در حین آزمایش، نشان داده شده است. همان‌طور که پیش‌تر بیان شد، در هر دما، این آزمایش‌ها در فواصل زمانی مشخص پس از ساخت نیز انجام می‌گیرد تا تغییرات خواص روانی و رفتارشناسی مخلوط‌ها علاوه بر زمان بلافاصله پس از ساخت، در طی گذشت

زمان نیز مورد بررسی قرار بگیرد و در طی این مدت زمان نیز دمای مخلوطها با نگهداری در کابینت با قابلیت کنترل دما، در محدوده دمای اولیه آنها نگه داشته می‌شود.



شکل ۶- میز جریان و مخروط ناقص کوچک در شکل سمت چپ و بازشدگی ملات روی میز جریان با برداشتن مخروط ناقص کوچک در شکل سمت راست



شکل ۷- دستگاه رئومتر به کار برده شده جهت تعیین خواص رفتارشناسی ملات (قطر و ارتفاع پره بدون میله متصل به آن)، هر دو، برابر ۱۰ سانتی‌متر می‌باشند و قطر سطل فلزی نیز برابر ۲۰ سانتی‌متر می‌باشد.

۵- نتایج به دست آمده و تفسیر آنها

در این بخش به ارائه و بررسی نتایج آزمایش‌های توضیح داده شده در بخش قبلی پرداخته خواهد شد. این بررسی‌ها از چند منظر صورت می‌گیرد:

* مقایسه خواص روانی و رفتارشناسی در ۳ دمای اولیه مخلوطها (۱۰، ۲۰ و ۳۰ درجه سلسیوس) بلافاصله پس از ساخت، با یکدیگر و بررسی و تحلیل اثر دما روی این خواص

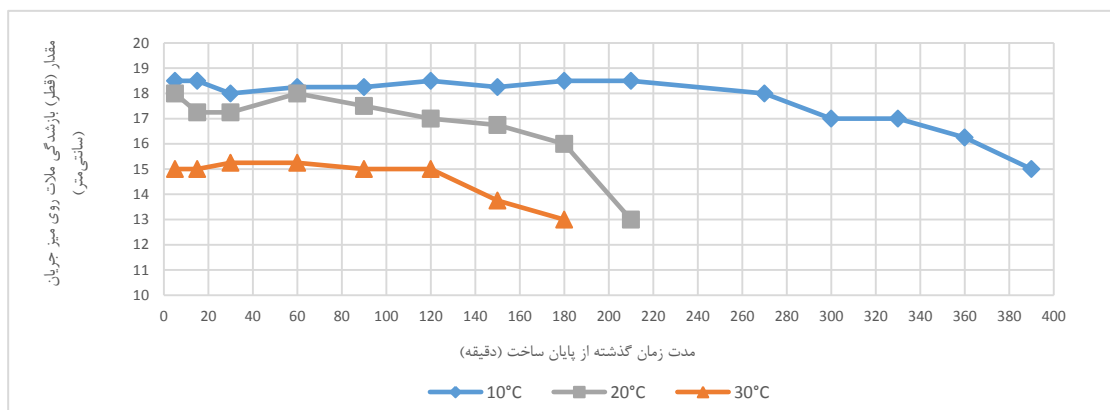
* روند تغییرات خواص روانی و رفتارشناسی مخلوطهای ساخته شده در هر دما، در طی گذشت زمان

* برای مخلوطهای حاوی فوق روانساز، تأثیر این ماده روی خواص روانی و رفتارشناسی و تغییرات این خواص در طی زمان، در مقایسه با مخلوطهای بدون فوق روانساز، مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

* در انتها، پمپ‌پذیری مخلوطهای بدون فوق روانساز و حاوی فوق روانساز در سه دمای موردنظر، در زمانهای بلافاصله پس از ساخت و نیز با گذشت زمان، در قالب نمودارهای "اُفت فشار پمپ-نرخ پمپاژ" بررسی می‌شوند.

۵-۱- نتایج آزمایش‌های انجام‌شده روی مخلوط‌های بدون فوق روانساز

در شکل ۸، نتایج آزمایش میز جریان در قالب نمودار " قطر بازشدگی ملات- مدت زمان گذشته از پایان ساخت " آورده شده است.

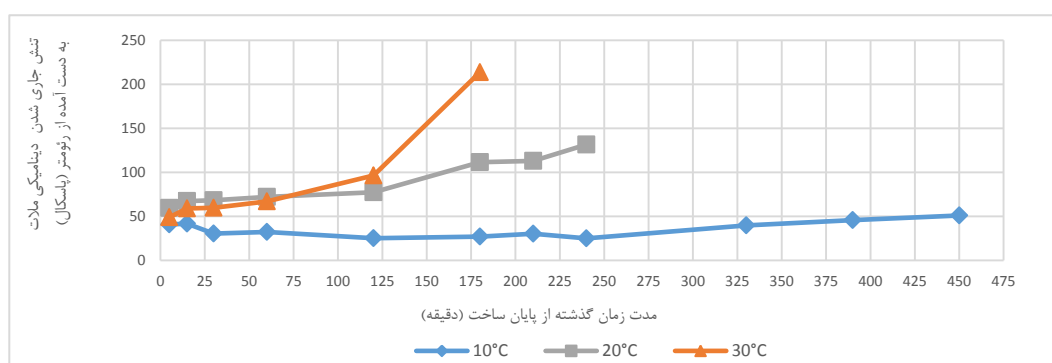


شکل ۸- نمودارهای مقادیر قطر بازشدگی ملات ماسه سیمان با $W/C=0.5$ و $S/C=1$ روی میز جریان در سه دما و در طی گذشت زمان

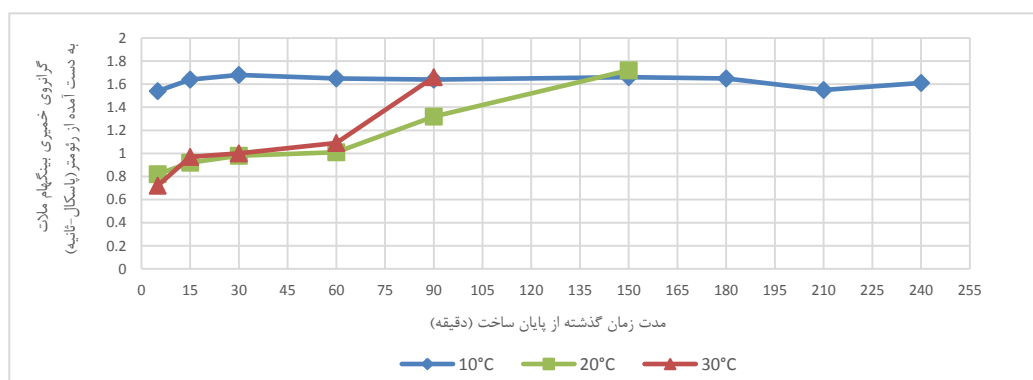
مقایسه نتایج بازشدگی مخلوط‌های ملات ماسه سیمان در زمان‌های اولیه پس از ساخت در ۳ دما، نشانگر این است که مقادیر جریان مربوط به دماهای ۱۰ و ۲۰ درجه تقریباً مشابه بوده‌اند، هرچند مقادیر بازشدگی در ۱۰ درجه اندکی بیشتر بوده است. در دمای ۳۰ درجه مقادیر بازشدگی کمتر بوده‌اند که این می‌تواند ناشی از واکنش‌های هیدراته‌شدن اولیه‌ی سریع‌تر در دمای بالا یعنی ۳۰ درجه، در مقایسه با دماهای کمتر یعنی ۱۰ و ۲۰ درجه باشد. به لحاظ تغییرات در مقدار جریان در طی گذشت زمان، مشاهده می‌شود که تا زمان حدوداً ۱۲۰ دقیقه‌ای پس از پایان ساخت، مخلوط‌های با دمای ۲۰ و ۳۰ درجه، دارای مقدار بازشدگی نسبتاً ثابتی بوده‌اند که ناشی از کندشدن واکنش‌ها طی دوره اِلقا است. مخلوط با دمای ۳۰ درجه پس از ۱۲۰ دقیقه، اُفت قابل‌توجهی را در قطر بازشدگی نشان داده است، در حالی‌که در دمای ۲۰ درجه، این اُفت محسوس پس از ۱۵۰ دقیقه مشاهده گشت و دمای ۱۰ درجه نیز روند کاهشی تدریجی‌تری را در طول مدت‌زمان بیشتری نشان داده است. به نظر می‌رسد روند سریع‌تر واکنش‌های هیدراته‌شدن سیمان با افزایش دما، دلیل اُفت سریع‌تر در مقدار روانی مخلوط‌های با دمای بالاتر باشد. نتایج محققین دیگری که روی تأثیر دما روی کارایی مخلوط‌های مواد پایه سیمانی بدون فوق روانساز کار کرده‌اند، روند مشابهی را با نتایج تحقیق حاضر نشان می‌دهد [۱۳].

نتایج آزمایش تعیین خواص رفتارشناسی در سه دمای حدود ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درجه، شامل تغییرات زمانی تنش جاری شدن و گرانروی خمیری، در شکل‌های ۹ و ۱۰ ارائه شده‌اند. نتایج شکل ۹، نشانگر این است که تنش جاری شدن دینامیکی مخلوط ملات ماسه سیمان با دمای ۱۰ درجه از دو دمای دیگر کمتر می‌باشد و این موضوع با میزان قطر بازشدگی ملات ماسه سیمان که در مخلوط با دمای ۱۰ درجه بیشترین بود، همخوانی دارد. ارتباط نتایج آزمایش میزان جریان و قطر بازشدگی با تنش جاری شدن مخلوط، توسط محققین مختلف گزارش شده است [۲۵]. به لحاظ تغییرات تنش جاری شدن با گذشت زمان، نتایج نمودار شکل ۹، نشانگر افزایش سریع‌تر تنش جاری شدن مخلوط با دمای ۳۰ درجه در مقایسه با مخلوط با دمای ۲۰ درجه است. مخلوط با دمای ۱۰ درجه، دارای کندترین روند افزایش در تنش جاری شدن می‌باشد. به نظر می‌رسد نرخ بیشتر تولید فرآورده‌های واکنش در دمای بالاتر، باعث افزایش سریع‌تر در مقادیر تنش جاری شدن مخلوط‌های با دمای بالاتر در طی زمان شده است.

به لحاظ گرانیروی خمیری، در زمان‌های اولیه پس از ساخت، نتایج، نشانگر روند معکوس دما روی این متغیر در مقایسه با تنش جاری شدن می‌باشد. همان‌طور که از نمودار شکل ۱۰ مشخص است، بیشترین مقدار گرانیروی خمیری مربوط به دمای ۱۰ درجه است و کمترین مقدار، مربوط به دمای ۳۰ درجه می‌باشد. مقدار مربوط به دمای ۲۰ درجه نیز به میزان نسبتاً جزئی بیشتر از دمای ۳۰ درجه است. به نظر می‌رسد گرانیروی کمتر آب در دماهای بالاتر، باعث شده تا گرانیروی مخلوط در دمای بالاتر، کمتر از مقدار متناظر در دمای پایین‌تر باشد. همچنین به نظر می‌رسد افزایش نرخ واکنش‌های اولیه در دماهای بالاتر برای جبران اثرات مربوط به کاهش گرانیروی آب با افزایش دما، کافی نبوده است. به لحاظ تغییرات زمانی گرانیروی خمیری، همان‌طور که از نمودار شکل ۱۰ مشخص است، مخلوط با دمای ۳۰ درجه دارای روند افزایشی قابل‌توجهی در طی زمان است. روند افزایشی در گرانیروی خمیری مخلوط با دمای ۲۰ درجه قدری کندتر از مخلوط با دمای ۳۰ درجه می‌باشد. کمترین روند افزایش در گرانیروی خمیری در طی زمان مربوط به مخلوط با دمای ۱۰ درجه بوده است.



شکل ۹- نمودارهای مقادیر تنش جاری شدن دینامیکی ملات ماسه سیمان با $W/C=0.5$ و $S/C=1$ در سه دما و در طی گذشت زمان



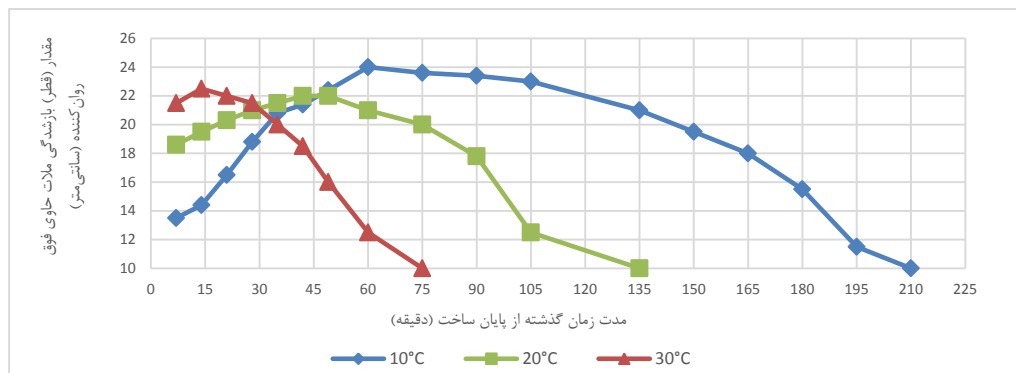
شکل ۱۰- نمودارهای مقادیر گرانیروی خمیری ملات ماسه سیمان با $W/C=0.5$ و $S/C=1$ در سه دما و در طی گذشت زمان

با توجه به اینکه آزمایش رفتارشناسی انجام شده روی مخلوط بدون فوق روانساز، نشانگر تأثیر معکوس دما روی گرانیروی خمیری در زمان‌های اولیه، در مقایسه با متغیر تنش جاری شدن می‌باشد و این نکته که نتایج تحقیق قبلی در خصوص اثر دما روی خواص رفتارشناسی مخلوط‌های بدون فوق روانساز یافت نشده بود، تصمیم گرفته شد بررسی بیشتری در این خصوص صورت گیرد. لذا مخلوط بدون فوق روانساز دیگری مشابه با مخلوط بررسی شده ولی با افزودن پودر سنگ به میزان ۲۵ درصد وزنی سیمان، ساخته شد تا مخلوطی با خواص رفتارشناسی متفاوت

حاصل گردد و سپس، تأثیر دماهای متفاوت مخلوط روی خواص رفتارشناسی بررسی گردید. نتایج آزمایش‌های رفتارشناسی انجام‌شده روی مخلوط اخیرالذکر، مؤید نتایج حاصله برای مخلوط بدون پودر سنگ به لحاظ تأثیر دما روی خواص رفتارشناسی بوده است.

۵-۲- نتایج آزمایش‌های انجام‌شده روی مخلوط‌های حاوی فوق روانساز

نتایج آزمایش میز جریان مخلوط ملات حاوی فوق روانساز در سه دمای حدود ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درجه، در شکل ۱۱ در قالب نمودار "قطر بازشدگی ملات- مدت‌زمان گذشته از پایان ساخت" آورده شده است.



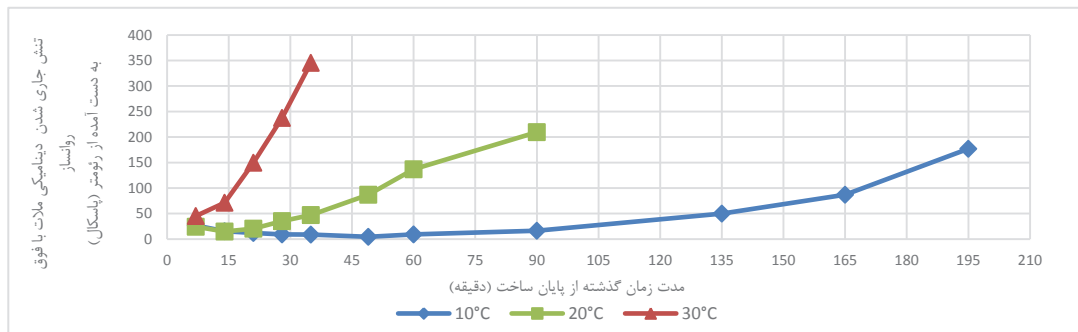
شکل ۱۱- نمودارهای مقادیر قطر بازشدگی ملات حاوی فوق روانساز، روی میز جریان در سه دما و در طی گذشت زمان

همان‌طور که در شکل ۱۱ مشخص است، برای زمان‌های اولیه پس از ساخت، مخلوط با دمای ۳۰ درجه دارای بیشترین و مخلوط با دمای ۱۰ درجه دارای کمترین مقدار بازشدگی می‌باشند. این نتایج، برخلاف نتایج حاصله برای مخلوط بدون فوق روانساز می‌باشند. به نظر می‌رسد با توجه به سطوح بیشتر ناشی از واکنش‌های سریع‌تر هیدراته‌شدن سیمان در دمای بالاتر، امکان جذب ذرات فوق روانساز بیشتری روی این سطوح می‌باشد که این باعث افزایش عملکرد فوق روانساز در ایجاد نیروهای دافعه بین ذرات سیمان و همچنین عملکرد استریک^۱ (ممانعت فضایی) آن می‌باشد. جالب اینکه برای مخلوط با دمای ۱۰ درجه، با گذشت زمان و توسعه واکنش هیدراته‌شدن و افزایش سطوح و جذب ذرات فوق روانساز، شاهد افزایش کارایی هستیم. برای مخلوط با دمای ۳۰ درجه با توسعه سریع واکنش‌ها و ازدیاد فرآورده‌های واکنش، شاهد افت تدریجی کارایی هستیم به نحوی که پس از حدود ۳۰ دقیقه پس از ساخت، میزان بازشدگی آن از مخلوط با دمای ۱۰ درجه کمتر می‌گردد.

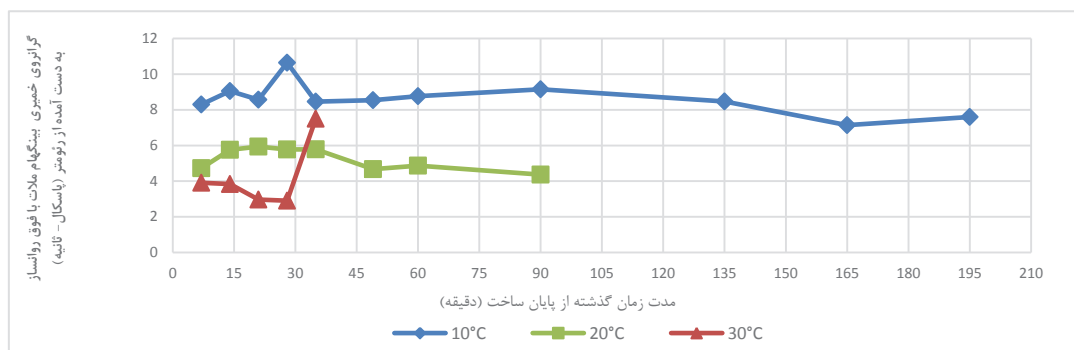
نتایج آزمایش تعیین خواص رفتارشناسی ملات حاوی فوق روانساز در شکل‌های ۱۲ و ۱۳ آورده شده است. نتایج به‌دست‌آمده از نمودار شکل ۱۲، این را نشان می‌دهد که در زمان‌های اولیه پس از ساخت، تنش جاری شدن دینامیکی مخلوط با دمای ۳۰ درجه به میزان نسبتاً جزئی، بیشتر از مخلوط‌های با دمای ۲۰ و ۱۰ درجه می‌باشد. با گذشت زمان، با توسعه سریع‌تر واکنش‌های هیدراته‌شدن در دمای بالاتر از یک سو و افت تدریجی تأثیر فوق روانساز، شاهد افزایش قابل توجه در تنش جاری شدن مخلوط با دمای ۳۰ درجه هستیم. جالب توجه اینکه برای مخلوط با دمای ۱۰ درجه با توسعه کند واکنش‌های هیدراته‌شدن، در ابتدا شاهد قدری کاهش در تنش جاری شدن تا حدود ۵۰ دقیقه پس از ساخت هستیم که ناشی از جذب تدریجی فوق روانساز روی سطوح فرآورده‌های هیدراته شدن که به شکل تدریجی در حال ایجاد هستند، می‌باشد. شایان توجه است که نتایج حاصله در خصوص

¹ Steric hindrance

تأثیر دما روی روانی و همچنین تنش جاری شدن مخلوط‌های حاوی فوق روانساز، مؤید یافته‌های اشمیت و همکاران [۲۶] و سکیوری و همکاران [۲۷] روی مخلوط‌های حاوی فوق روانساز است.



شکل ۱۲- نمودارهای مقادیر تنش جاری شدن دینامیکی ملات حاوی فوق روانساز، در سه دما و در طی گذشت زمان



شکل ۱۳- نمودارهای مقادیر گرانیوی خمیری ملات حاوی فوق روانساز، در سه دما و در طی گذشت زمان

در خصوص گرانیوی خمیری، با توجه به نمودار شکل ۱۳، مخلوط با دمای ۳۰ درجه کمترین گرانیوی خمیری و ملات با دمای ۱۰ درجه بیشترین گرانیوی خمیری را دارد و این نتیجه، تا حدودی مشابه نتایج گرانیوی خمیری در ملات بدون فوق روانساز می‌باشد؛ در آنجا نیز ملات با دمای ۱۰ درجه، بیشترین گرانیوی خمیری را از خود نشان داد. به نظر می‌رسد گرانیوی کمتر آب در دماهای بالاتر، باعث شده تا گرانیوی مخلوط در دمای بالاتر، کمتر از مقدار متناظر در دمای پایین‌تر باشد. همچنین به نظر می‌رسد افزایش نرخ واکنش‌های اولیه در دماهای بالاتر برای جبران اثرات مربوط به کاهش گرانیوی آب با افزایش دما، کافی نبوده است.

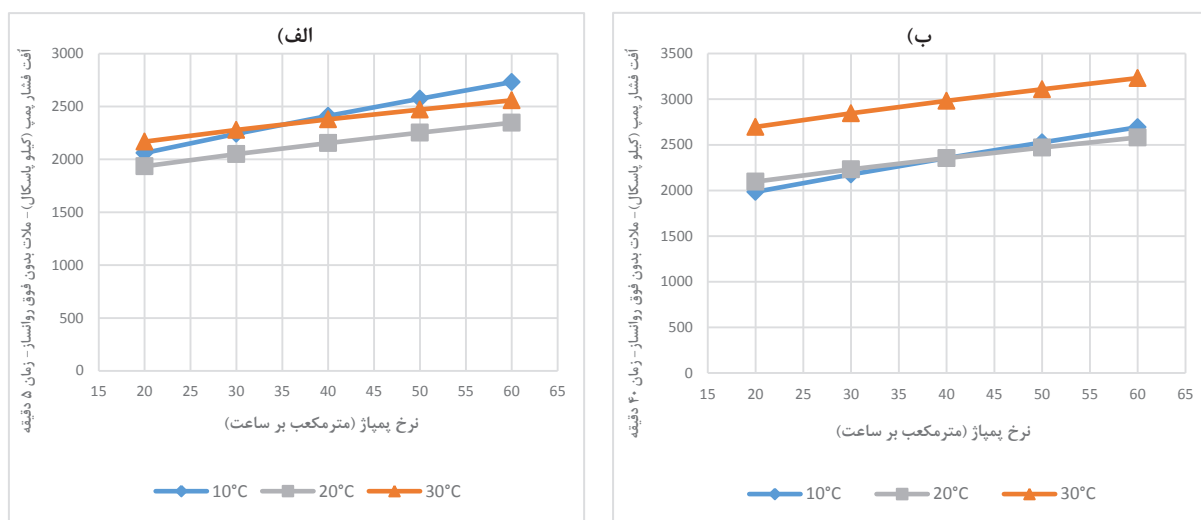
۵-۳- برآورد تأثیر دمای مخلوط روی پمپ‌پذیری آن

برای مشخص کردن تأثیر دمای مخلوط روی پمپ‌پذیری، در ادامه، با بهره‌گیری از رابطه (۳) که به رابطه "باکینگهام-راینر" معروف است [۱۴]، نمودارهای "أفت فشار پمپ-نرخ پمپاژ" ($P-Q$) برای مخلوط‌های ملات حاوی فوق روانساز و بدون فوق روانساز ارائه می‌گردند. با ساده‌کردن رابطه "باکینگهام-راینر" و تشکیل یک معادله درجه ۴ برحسب Δp ، رابطه (۴) حاصل می‌گردد:

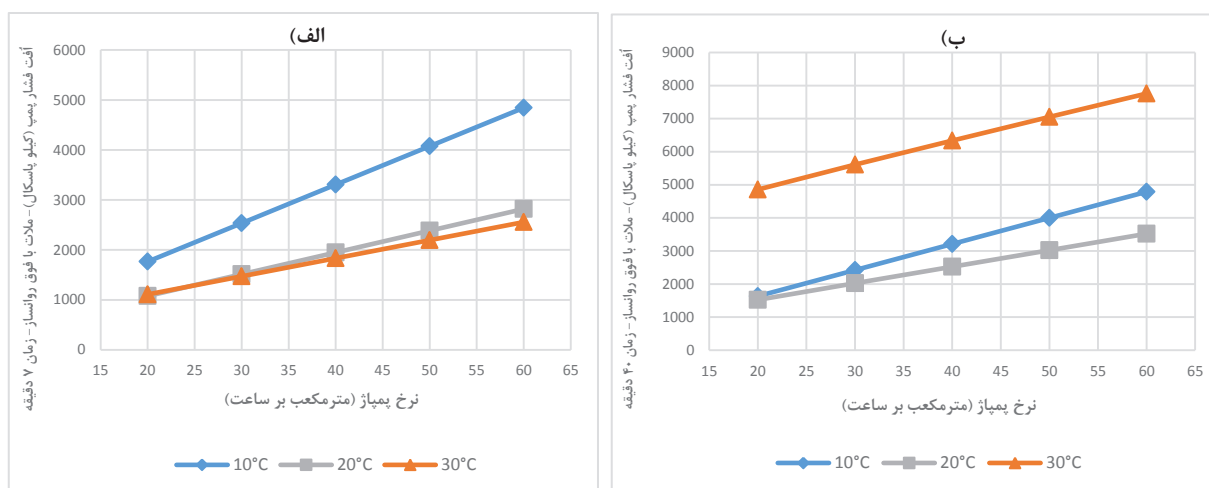
$$\frac{R^4}{8L} \Delta p^4 - \left(\frac{\mu Q}{\pi} + \frac{\tau_0 \times R^3}{3} \right) \Delta p^3 + \frac{2 \times \tau_0^4 \times L^3}{3} = 0 \quad (4)$$

با قراردادن مقادیر فرضی شعاع لوله پمپ برابر $R = 0.0625 \text{ m}$ (برای قطر لوله ۱۲۵ میلی‌متر)، مقدار طول پمپاژ $L = 200 \text{ m}$ و با در نظر گرفتن مقادیر نرخ پمپاژ (Q) برابر ۲۰، ۳۰، ۴۰، ۵۰ و ۶۰ مترمکعب بر ساعت، معادله درجه ۴ فوق برای هر نرخ پمپاژ، حل شده و مقدار Δp (أفت فشار پمپ) به دست می‌آید. در شکل ۱۴ برای طول پمپاژ

۲۰۰ متر، نمودارهای آفت فشار پمپ- نرخ پمپاژ برای مخلوط‌های بدون روانساز فوق روانساز ارائه شده است. علاوه بر این، در شکل ۱۵، نمودارهای مشابه برای مخلوط‌های حاوی فوق روانساز، ارائه شده‌اند. همان‌طور که از شکل ۱۴ مشخص است، در فاصله زمانی کوتاهی پس از ساخت، برای مخلوط بدون روانساز، تأثیر دمای مخلوط روی فشار پمپ، جزئی است. با گذشت زمان ۴۰ دقیقه پس از ساخت، مخلوط با بیشترین دما (۳۰ درجه)، باعث افزایش قابل توجهی در فشار پمپ شده است. همان‌طور که در بخش ۲ مطرح شد، پمپ‌پذیری بتن به خواص رفتارشناسی آن شامل تنش جاری شدن و گرانیروی خمیری مرتبط می‌باشد. برای مخلوط‌های بدون روانساز، به نظر می‌رسد در زمان‌های اولیه پس از ساخت، اثر منفی تنش جاری شدن بالاتر مخلوط با دمای بیشتر، با اثر مثبت گرانیروی خمیری پایین‌تر آن، خنثی شده و دمای مخلوط روی پمپ‌پذیری آن در زمان‌های اولیه پس از ساخت، تأثیر خاصی نداشته باشد. لیکن با گذشت زمان و افزایش بیشتر و سریع‌تر تنش جاری شدن مخلوط با دمای بالاتر، با گذشت زمان، پمپ‌پذیری آن کمتر از مخلوط‌های با دمای پایین‌تر شده است.



شکل ۱۴- نمودارهای آفت فشار- نرخ پمپاژ، برای مخلوط‌های بدون فوق روانساز در سه دمای ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درجه، در زمان (الف) ۵ دقیقه و (ب) ۴۰ دقیقه پس از پایان ساخت



شکل ۱۵- نمودارهای آفت فشار- نرخ پمپاژ، برای مخلوط‌های حاوی فوق روانساز در سه دمای ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درجه، در زمان (الف) ۷ دقیقه و (ب) ۴۰ دقیقه پس از پایان ساخت

همان‌طور که از شکل ۱۵ مشخص است، در فاصله زمانی کوتاهی پس از ساخت، برای مخلوط حاوی فوق روانساز، فشار پمپ برای مخلوط با کمترین دما (۱۰ درجه)، به میزان قابل‌توجهی بیشتر از دو دمای دیگر است. با گذشت زمان ۴۰ دقیقه پس از ساخت، مخلوط با بیشترین دما (۳۰ درجه)، باعث افزایش قابل‌توجهی در فشار پمپ شده است. برای مخلوط‌های حاوی فوق روانساز، در زمان‌های اولیه پس از ساخت، به نظر می‌رسد با توجه به روانی بالاتر و تنش جاری شدن تقریباً مشابه مخلوط با دمای بالاتر (۳۰ درجه) در مقایسه با مخلوط‌های با دمای پایین‌تر از یک سو و همچنین گرانیروی خمیری کمتر مخلوط با دمای بالاتر، پمپ‌پذیری آن بهتر از مخلوط با دمای پایین‌تر (۱۰ درجه) باشد. لیکن با گذشت زمان و افزایش سریع‌تر تنش جاری شدن و همچنین گرانیروی خمیری مخلوط با دمای بالاتر، پمپ‌پذیری آن کاهش یافته و از مخلوط‌های با دمای پایین‌تر، کمتر می‌گردد.

۶- نتیجه‌گیری

بر اساس بررسی‌های انجام‌شده در تحقیق حاضر، نتیجه‌گیری‌های زیر قابل‌ارائه می‌باشد:

برای مخلوط‌های بدون فوق روانساز:

* با افزایش دما، مقدار روانی در زمان‌های اولیه پس از ساخت، کاهش می‌یابد که نشانگر کاهش کارایی مخلوط‌های با دمای بالاتر در مقایسه با دمای پایین‌تر است. همچنین روند کاهش کارایی برای مخلوط‌های با دمای بالاتر، سریع‌تر بوده است.

* با افزایش دما، تنش جاری شدن افزایش می‌یابد. همچنین روند افزایش تنش جاری شدن در طی زمان، برای مخلوط‌های با دمای بالاتر، سریع‌تر است. به‌صورت کلی، نتایج حاصله برای تنش جاری شدن، مؤید نتایج حاصل از آزمایش تعیین روانی می‌باشند.

* به لحاظ تأثیر دما روی گرانیروی خمیری، نتایج، نشانگر تأثیر معکوس دما روی این متغیر در زمان‌های اولیه، در مقایسه با متغیر تنش جاری شدن می‌باشد. مخلوط با دمای پایین‌تر (۱۰ درجه)، بیشترین مقدار گرانیروی خمیری را پس از ساخت داشته است. همچنین گرانیروی خمیری مخلوط‌های با دمای بالاتر تا مدت قابل‌توجهی بعد از ساخت، کمتر از مخلوط با دمای پایین بوده است.

* دمای مخلوط روی پمپ‌پذیری آن در زمان‌های اولیه پس از ساخت، تأثیر خاصی نداشته است. به نظر می‌رسد اثر منفی تنش جاری شدن بیشتر مخلوط با دمای بالاتر (۳۰ درجه) روی فشار پمپ، با اثر مثبت گرانیروی خمیری کمتر آن، خنثی می‌گردد. لیکن با گذشت زمان و افزایش بیشتر و سریع‌تر تنش جاری شدن مخلوط با دمای بالاتر، پمپ‌پذیری آن کمتر از مخلوط‌های با دمای پایین‌تر می‌باشد.

برای مخلوط‌های حاوی فوق روانساز پلی‌کربوکسیلاتی:

* برای مخلوط‌های حاوی فوق روانساز، روانی مخلوط‌های با دمای بالاتر در زمان‌های اولیه پس از ساخت، قدری بیشتر از مخلوط با دمای پایین‌تر بوده است.

* تنش جاری شدن مخلوط‌های با دمای بالاتر در زمان‌های ابتدایی پس از ساخت، حدوداً مشابه مخلوط‌های با دمای پایین‌تر بوده است، ولی روند افزایش تنش جاری شدن آن‌ها در طی زمان سریع‌تر بوده است.

* گرانیروی خمیری مخلوط‌های با دمای بالاتر در زمان‌های اولیه پس از ساخت، از مخلوط با دمای پایین‌تر، کمتر بوده است. در عین حال، مخلوط با بیشترین دما (۳۰ درجه) دارای روند افزایشی سریع‌تری در گرانیروی خمیری، در مقایسه با مخلوط‌های با دمای ۱۰ و ۲۰ درجه بوده است.

* در زمان‌های اولیه پس از ساخت، پمپ‌پذیری مخلوط حاوی فوق روانساز در دمای بالاتر، بهتر از مخلوط با دمای پایین‌تر (۱۰ درجه) می‌باشد. لیکن با گذشت زمان و افزایش سریع‌تر تنش جاری شدن و همچنین گرانیروی خمیری مخلوط با دمای بالاتر، پمپ‌پذیری آن کاهش یافته و از مخلوط‌های با دمای پایین‌تر، کمتر می‌گردد. بر اساس نتایج فوق‌الذکر، به نظر می‌رسد بتن‌های تولیدشده تا حداکثر دمای بررسی‌شده (۳۰ درجه)، به‌خصوص اگر حاوی فوق روانساز پلی‌کربوکسیلاتی باشند، در صورتی که به فاصله زمانی کوتاهی پس از ساخت، پمپ شوند، دمای بالا تأثیر منفی بر پمپ‌پذیری نخواهد داشت. این مورد می‌تواند مربوط به بتن‌های تولیدشده در کارگاه بافاصله زمانی کم بین تولید و پمپاژ باشد. اما با گذشت زمان، پمپ‌پذیری بتن با دمای بالاتر، سریعاً کاهش می‌یابد و لذا ضروری است برای مواردی نظیر بتن آماده که فاصله تولید تا پمپاژ بتن قابل توجه است، دمای بتن، پایین نگه داشته شود.

۷- تشکر و قدردانی

نویسندگان این مقاله از حمایت و پشتیبانی دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی و به‌خصوص جناب آقای مهندس زنگانه، کارشناس و مسئول محترم آزمایشگاه بتن، کمال قدردانی و تشکر را دارند.

۸- مراجع

- [1] ACI Committee 305R, (2010). "Guide to Hot Weather Concreting". American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- [۲] سازمان ملی استاندارد ایران، "سنگدانه های بتن-ویژگی ها"، شماره ۳۰۲.
- [۳] موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران، "ویژگی های سیمان پرتلند"، شماره ۳۸۹.
- [4] ASTM C187, (2011). "Standard Test Method for Amount of Water Required for Normal Consistency of Hydraulic Cement Paste". In: ASTM International.
- [5] ASTM C188, (2014). "Standard Test Method for Density of Hydraulic Cement". In: ASTM International.
- [6] ASTM C191, (2013). "Standard Test Methods for Time of Setting of Hydraulic Cement by Vicat Needle". In: ASTM International.
- [7] ASTM C204, (2011). "Standard Test Methods for Fineness of Hydraulic Cement by Air-Permeability Apparatus". In: ASTM International.
- [8] ASTM C230/C230M, (2014). "Standard Specification for Flow Table for Use in Tests of Hydraulic Cement". In: ASTM International.
- [۹] سازمان ملی استاندارد ایران، "افزودنی های بتن، ملات و دوغاب"، شماره ۲۹۳۰.
- [10] Banfill, P.F.G., (2003). "The Rheology of Fresh Cement and Concrete-A Review". in Proceedings of the 11th International Cement Chemistry Congress, Durban.
- [11] Barnes, H.A., Hutton, J.F., and Walters, K., (1989). "An Introduction to Rheology". First Edition, Vol. 3, Amsterdam, The Netherlands, Elsevier Science BV [Google Scholar].
- [12] Barnes, H.A., and Nguyen, Q.D., (2001). "Rotating Vane Rheometry—A Review". Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics, 98(1): 1-14.
- [13] Burg, R.G., (1996). "The Influence of Casting and Curing Temperature on the Properties of Fresh and Hardened Concrete". Portland Cement Association, Research and Development Bulletin RD113.01T: 1-13.

- [14] De Schutter, G., and Feys, D., (2016). "Pumping of Fresh Concrete: Insights and Challenges". *RILEM Technical Letters*, 1: 76-80.
- [15] Domone, P.L.J., Yongmo, X., and Banfill, P.F.G., (1999). "Developments of the two-point workability test for high-performance concrete". *Magazine of Concrete Research*, 51(3): 171-179.
- [16] Dontula, P., Macosko, C.W., and Scriven, L.E., (2005). "Origins of Concentric Cylinders Viscometry". *Journal of Rheology*, 49(4): 807-818.
- [17] Dzuy, N.Q., and Boger, D.V., (1985). "Direct Yield Stress Measurement with the Vane Method". *Journal of Rheology*, 29(3): 335-347.
- [18] Ferraris, C.F., Martys, N., George, W.L., Garboczi, E.J., and Olivas, A., (2016). "Calibration of Rheometers for Cementitious Materials". *Sixth North American Conference on the Design and Use of Self-Consolidating Concrete*, Washington, DC.
- [19] Ferraris, C.F., Billberg, P., Ferron, R., Feys, D., Hu, J., Kawashima, S., Koehler, E., Sonebi, M., Tanesi, J., and Tregger, N., (2017). "Role of Rheology in Achieving Successful Concrete Performance". *A contribution from ACI Committee 238, Workability of Fresh Concrete*, www.concreteinternational.com: 43-51.
- [20] Hackley, V.A., and Ferraris, C.F., (2001). "The Use of Nomenclature in Dispersion Science and Technology". *Special Publication (SP 960-3)*, Gaithersburg, Maryland, The United States of America, National Institute of Standards and Technology (NIST).
- [21] Johnston, C.D., (1993). "Effect of Concrete Mixing Temperatures on Performance of Superplasticizers". *Johnston Engineering Ltd. and Alberta Transportation and Utilities*.
- [22] Koehler, E.P. and Fowler, D.W., (2004). "Development of a Portable Rheometer for Fresh Portland Cement Concrete". *International Center for Aggregates Research (ICAR Report 105-3F)*, The University of Texas at Austin, Aggregates Foundation for Technology, Research and Education (AFTRE).
- [23] Petit, J.-Y., Khayat, K.H., and Wirquin, E., (2006). "Coupled effect of time and temperature on variations of yield value of highly flowable mortar". *Cement and Concrete Research*, 36(5): 832-841.
- [24] Petit, J.-Y., Khayat, K.H., and Wirquin, E., (2009). "Coupled effect of time and temperature on variations of plastic viscosity of highly flowable mortar". *Cement and Concrete Research*, 39(3): 165-170.
- [25] Roussel, N., (2006). "Correlation between yield stress and slump: comparison between numerical simulations and concrete rheometers results". *Materials and Structures*, 39(4): 501-509.
- [26] Schmidt, W., Brouwers, H.J.H., Kühne, H.-C., Meng, B., (2014). "Influences of superplasticizer modification and mixture composition on the performance of self-compacting concrete at varied ambient temperatures". *Cement and Concrete Composites*, 49: 111-126.
- [27] Secrieru, E., Mechtcherine, V., Schröfl, C., Borin, D., (2016). "Rheological characterisation and prediction of pumpability of strain-hardening cement-based-composites (SHCC) with and without addition of superabsorbent polymers (SAP) at various temperatures". *Construction and Building Materials*, 112: 581-594.
- [28] Tattersall, G.H., and Banfill, P.F.G., (1983). "The Rheology of Fresh Concrete". London, The United Kingdom, Pitman Books Ltd.
- [29] Wallevik, O.H., and Wallevik, J.E., (2011). "Rheology as a tool in concrete science: The use of rheographs and workability boxes". *Cement and Concrete Research*, 41(12): 1279-1288.
- [30] Wallevik, O.H., Feys, D., Wallevik, J.E., and Khayat, K.H., (2015). "Avoiding inaccurate interpretations of rheological measurements for cement-based materials". *Cement and Concrete Research*, 78: 100-109.

Analysis of Airfield Concrete Block Pavement Behavior Using PLT and CBR Tests

Parham hayati*

*Department of Civil Engineering, Science and research Branch, Islamic Azad University, Tehran.Iran
p.hayati@srbiau.ac.ir*

Vahid Taheri

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

Research paper

Abstract

Concrete pavement is been used in the aprons owing to its resistance to static loads as the main loads of aircraft. An alternative is to use interlocking concrete block pavement with advantages such as simple execution and repair and with no needs for curing. There is concern about the effect of the CBR of the subgrade on the resistance of block pavers to permanent deformation. The present study conducted to investigate the effect of subgrade (CBR) on these pavements in the apron. The Plate Load Test (PLT) performed on a 2m×2m prototype constructed as per Federal Aviation Administration (FAA) regulations. The layers of this 3D model include compacted subgrade, sub-base, crushed aggregate base and Cement-Treated Base (CTB) and 8-cm thick concrete blocks. Sensitivity analysis showed a reduction of over 12% in vertical deflection with increasing CBR from 2 to 10 and a reduction of below 4% in the presence of subgrade even with CBR=10~20%. Using subgrade with CBR of over 10 has found insignificantly increase the resistance of block pavements to permanent deformation. Concern about the risk of permanent deformation is obliterated given the key role of the Cement-Treated Base in redistributing the loads.

Keywords: Airfield Concrete block pavement, Apron, Cement Treated Base (CTB), CBR, Plate Loading Test (PLT)

****Corresponding Author: Parham Hayati***

hayati, P., taheri, V. Analysis of airfield concrete block pavement behavior Using PLT and CBR tests. Journal of Concrete Structures and Materials, 2022; 7(2):70-88

<http://doi.org/10.30478/jcsm.2022.350390.1284>

2538-5828/ © 2021 The Authors. Published by Iranian Concrete Society

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

تحلیل رفتار روسازی بتنی بلوکی سطوح پروازی با استفاده از آزمایش *PLT* و *CBR*

پرهام حیاتی

استادیار دانشکده عمران، معماری و هنر، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد علوم و تحقیقات، تهران، ایران (نویسنده مسئول)

p.hayati@srbiau.ac.ir

وحید طاهری

استادیار گروه مهندسی عمران، واحد سمنان، دانشگاه آزاد اسلامی، سمنان، ایران

نوع مقاله: مقاله پژوهشی

چکیده

در توقفگاه های هواپیما (اپرون) که بارگذاری عمدتاً از نوع ایستایی است، از روسازی بتنی استفاده میشود. مشکلی که این نوع روسازی دارد هزینه زیاد تعمیر و نگهداری و بروز اختلال در ترافیک هواپیماها در زمان انجام تعمیرات است. به همین دلیل میتوان از روسازی بتنی بلوکی با مزیت هایی مانند اجرا و ترمیم آسان بدون نیاز به عمل آوری استفاده نمود. یکی از چالش های طراحی روسازی بتنی بلوکی فرودگاهی میزان تاثیر *CBR* خاک بستر در پایداری آن در مقابل تغییر شکل های ماندگار است. به همین منظور در این تحقیق، اقدام به مدلسازی با نرم افزار آباکوس و اجرای یک نمونه به مساحت ۴ متر مربع، مطابق ضوابط سازمان هوانوردی فدرال و انجام بارگذاری صفحه (*PLT*) گردید. این مدل شامل لایه های خاک بستر، زیر اساس، اساس، اساس سیمانی و بلوکهای بتنی ۸ سانتیمتری بود. تحلیل حساسیت نشان داد با افزایش *CBR* خاک بستر از ۲ به ۱۰ تغییر مکان قائم بیش از ۱۲٪ و با *CBR* های ۱۰ و بالاتر، به سبب تعدیل نقش اساس سیمانی در مقابل خاک بستر مقاوم تر، کمتر از ۴٪ کاهش می یابد. نتیجه آن که به دلیل وجود اساس سیمانی استفاده از خاک بستر متراکم با *CBR* بیشتر از ۱۰ تاثیر چندانی در افزایش مقاومت این نوع روسازی در برابر تغییر شکل قائم ندارد. واژه های کلیدی: روسازی بتنی بلوکی فرودگاهی، اپرون فرودگاه، اساس سیمانی، *CBR*، آزمایش بارگذاری صفحه

در نواحی پرون^۱ (توقفگاه هواپیما) در فرودگاهها معمولاً هواپیماها با سرعتی بسیار کمتر از سرعت در باند پرواز یا در باند خزش^۲ (تاکسیوی ها) حرکت می کنند و بنابر این در زمان انجام مانور های شتاب گیری، گردشی، و ترمزگیری و نیز به سبب حمل سوخت و مسافر، بار ایستایی سنگینی به روسازی وارد میکنند. روسازی های بتنی به دلیل توانایی در توزیع بار های ترافیکی در سطح وسیعتری نسبت به روسازی انعطاف پذیر و قابلیت دوام در برابر ریزش روغن های نفتی از گزینه های اصلی در این نواحی به شمار می آیند. هر چند در سالهای اخیر پیشرفتهای زیادی در زمینه بهبود عملکرد، دوام، طرح اختلاط و استفاده از مواد افزودنی در این زمینه بدست آمده است [۱] و [۲]. ولی هزینه زیاد ترمیم و این مورد که در زمان تعویض دالهای بتنی، در عملیات پروازی اختلال ایجاد میشود، میتواند از روسازی بتنی بلوکی^۳ بدلیل سهولت در اجرا و سرعت در تعویض، به جای روسازی بتنی استفاده کرد. همچنین عملکرد مناسب روسازیهای بتنی بلوکی از نظر استفاده از مواد بازیافتی در ساخت بلوکها و همچنین تطابق خوب آن با معماری نقاط مختلف دنیا، آن را به یک گزینه قابل رقابت با دیگر سیستمهای روسازی تبدیل نموده است [۳]. بعنوان تاریخچه میتوان گفت که روسازی بتنی بلوکی از اوایل دهه هفتاد میلادی توسط محققینی همچون ناپتن^۴ در دانشگاه نیوکاسل با استفاده از بارگذاری صفحه^۵، مورد بررسی های دقیق قرار گرفت. رویه بلوک ها به همراه ماسه درزبند^۶ با کنار هم قرار گرفتن و قفل و بست شدن آنها میتواند در ابتدای دوره بهره برداری، شبیه یک روسازی انعطاف پذیر رفتار بنماید. به مرور زمان و عبور مداوم ترافیک، قفل و بست بین بلوک ها افزایش یافته و رفتاری نزدیک به روسازی صلب از خود نشان می دهند. همچنین متغیرهایی نظیر ابعاد بلوکها، ارتفاع بالشتک ماسه ای^۷ و الگوی چیدمان، نیز مورد بررسی قرار گرفته و نهایتاً این نتیجه بدست آمده است که الگوی جناغ ماهی^۸، قابلیت های بیشتری نسبت به دیگر چیدمان ها دارد [۴]. اگر زیر بلوکها لایه های سنگریزه ای و خاکی استفاده شود معیار خرابی، شیار طولی مسیر چرخ ها^۹ (موثر در راحتی رانندگی) و اگر لایه اساس تثبیت شده زیر بلوکها بکار رود معیار خرابی، ترک در لایه اساس تثبیت شده است [۵]. روسازی بلوکی در فرودگاههای دنیا، نخستین بار در سال ۱۹۸۳ در پرون و سطوح گردشی فرودگاه لوتون^{۱۰} در انگلستان، با الگوی چیدمان جناغ ماهی، بعنوان روکشی بر روی روسازی بتنی موجود انجام شد [۶]. همچنین بخشهایی از پرون فرودگاه کایرنز^{۱۱} در استرالیا، از روسازی بلوکی به جای روسازی مضمحل شده آسفالتی استفاده گردید [۷]. باید در نظر داشت ویژه نواحی پر ترافیک صنعتی دستورالعملی با عنوان طراحی روسازی نواحی با ترافیک سنگین صنعتی و اسکله ای در سال ۲۰۰۸ توسط انجمن جداول بتنی و بتن پیش ساخته در انگلستان به چاپ رسیده و اصول مدلسازی به روش اجزاء محدود، فرضیات و جزییات مدل روسازی بلوکی نیز در این دستورالعمل ارائه شده است [۸]. در خصوص مدلسازی رویه های بلوکی بتنی در تحقیقات مختلف از نرم افزار های تحلیل اجزای محدود سه بعدی بیشتر از نرم افزار های دو بعدی چند لایه ای انعطاف پذیر، استفاده کرده اند. بعنوان مثال در یک تحقیق از نرم افزار انسیس^{۱۲}

¹ Apron

² Taxiway

³ Interlocking Concrete Block Pavement (ICBP)

⁴ Knapton

⁵ Plate Loading Test (PLT)

⁶ Jointing Sand

⁷ Bedding Sand

⁸ Herringbone

⁹ Rutting

¹⁰ Luton

¹¹ Cairns

¹² ANSYS

برای اعتبار سنجی و مطابقت با نتایج نمونه های واقعی روسازی بلوکی استفاده شد [۹]. در تحقیق انجام شده دیگر در زمینه ساخت مدل نرم افزاری روسازی بلوکی از نرم افزار *SAFE*^۱ بهره گرفته شد. با استفاده از این نرم افزار انواع چیدمان های روسازی بلوکی مدل شد و نهایتاً چارت های تعیین ضخامت لایه اساس سنگدانه ای ارایه گردید [۱۰]. در زمینه مقایسه عملکرد روسازی بلوکی بتنی با روسازی انعطاف پذیر نیز میتوان به تحقیقی اشاره کرد که در آن با استفاده از نرم افزار آباکوس^۲ دو نمونه روسازی بلوکی و آسفالتی ساخته شد و نمودار نشست - نیروی آنها مقایسه و سپس اقدام به معادلسازی رویه بلوکی با آسفالتی گردید [۱۱]. از دیگر تحقیقات مدلسازی مرتبط با روسازی بلوکی می توان به تحقیقی اشاره کرد که هدف از آن ارزیابی نقش زیرسازی در عملکرد روسازی بتنی بلوکی و انتخاب بهترین الگوی چیدمان بلوکها بود. دستیابی به هدف فوق با ساخت نمونه روسازی بلوکی بتنی به شکل مکعبی به ضلع ۱ متر و مدلسازی در نرم افزار *SAP2000* صورت پذیرفت. در این نمونه چهار نوع بارگذاری توسط جک هیدرولیک اعمال گردید و حوضچه تغییر شکل سطح روسازی اندازه گیری و ثبت شد [۱۲]. در همین زمینه با تلفیقی از مدلسازی سه بعدی و ساخت نمونه واقعی تحقیقی انجام شد که در آن نمونه واقعی روسازی به طول تقریبی ۲۰ متر در سه مقطع با سه نوع بلوک در ضخامت ها و ابعاد مختلف ساخته شد و در یک بازه زمانی ۱۴ ماهه آزمایش وزنه افت و خیز سنج افتان^۳ روی آن انجام شد. با نتایج این آزمایش و با روش محاسبات برگشتی، مدول الاستیک روسازی تعیین و از آن برای ساخت مدل سه بعدی به روش المان محدود استفاده گردید [۱۳]. با مطالعه تحقیقات گذشته این نتیجه بدست می آید که میزان تاثیر مشخصات مقاومتی خاک بستر بر پاسخ روسازی بتنی بلوکی به بارهای ترافیکی هواپیما از نوع ایستایی مورد بررسی قرار نگرفته است. در نگاه نخست به نظر میرسد در فرودگاه هایی که بر اساس الزامات سازمان هوانوردی فدرال از لایه اساس تثبیت شده (مثلا اساس سیمانی) استفاده شده باشد، نقش مصالح خاکی زیرین در میزان نشست رویه بتنی بلوکی کاهش می یابد. اینکه میزان این کاهش چقدر میتواند باشد و آیا در صورت بهبود مقاومت خاک بستر تاثیر وجود اساس سیمانی تا چه حد تعدیل میشود، موضوعی است که در این پژوهش بر روی آن بحث شده است.

۲. روش پژوهش

در این تحقیق با هدف بررسی تاثیر مشخصات مقاومتی خاک بستر که ساختار روسازی بر روی آن قرار دارد، نتایج تحلیل مدلی از روسازی بتنی بلوکی به روش اجزای محدود ارایه شده است. مشخصاتی که در این مدل سه بعدی برای لایه های روسازی بعنوان ورودی نرم افزار در نظر گرفته شده، همگی بر اساس نتایج بررسیهای میدانی و آزمایشگاهی بوده است. در این پژوهش نمونه ای از روسازی بتنی بلوکی به شکل مربع و به ضلع ۲ متر شامل لایه های خاک بستر، زیر اساس، اساس و اساس تثبیت شده سیمانی^۴، هر یک به ضخامت ۱۵ سانتیمتر، بالشتک ماسه ای^۵ به ضخامت ۳ سانتیمتر و رویه بلوک بتنی به ابعاد ۲۲/۵*۱۱/۵*۸ سانتیمتر به همراه ماسه درزگیر و با چیدمان جناغ ماهی^۶ ساخته شد. در این تحقیق از نرم افزار آباکوس برای ساخت مدل سه بعدی استفاده شده است. همه کنترل ها و آزمایشهای لازم نیز مانند انتخاب دانه بندی، طرح اختلاط اساس سیمانی، مقاومت فشاری، خمشی، *CBR*^۷، تراکم و دوام مصالح سنگدانه ای، مطابق معیار های سازمان هوانوردی فدرال

¹ Slab Analysis Finite Element (SAFE)

² ABAQUS

³ Falling Weight Deflectometer (FWD)

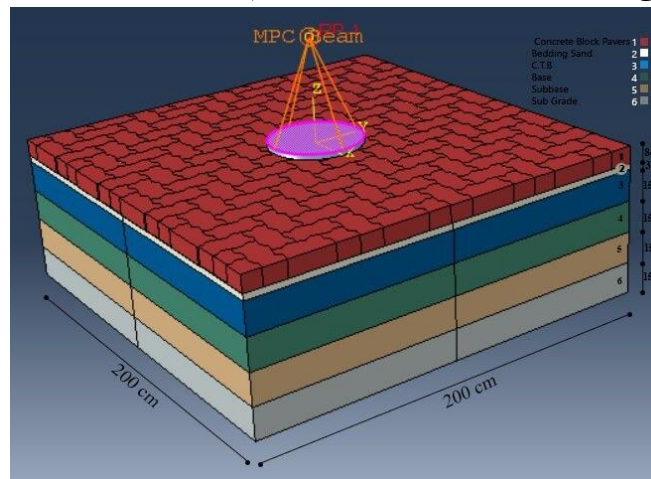
⁴ Cement Treated Base (CTB)

⁵ Bedding Sand

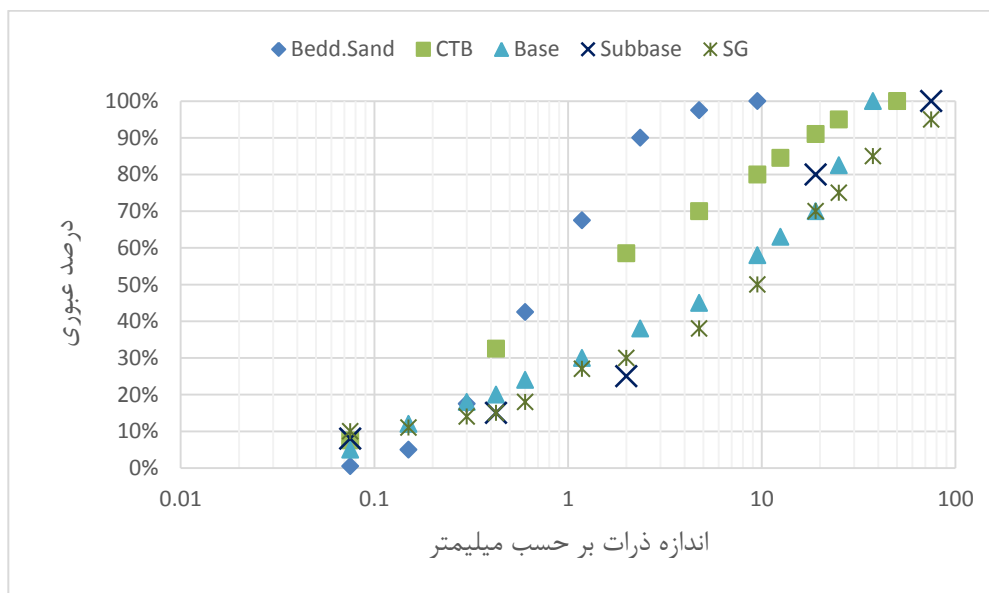
⁶ Herringbone

⁷ California Bearing Ratio (CBR)

^{۲۰} انجام شدند. لایه اساس تثبیت شده سیمانی با این استدلال استفاده شد که فرض شده است این مقطع برای روسازی هایی استفاده شود که مطابق ضوابط سازمان هوانوردی فدرال، برای توقف هواپیماهایی با وزن ناخالص بیش از ۴۵ تن مورد بهره برداری قرار بگیرد. روش تحقیق روی مقطع مفروض در نرم افزار تحلیل اجزاء محدود بدین گونه انتخاب شد که تغییر مکان سطح روسازی ناشی از ورود بار قائم بر روی صفحه فولادی دایره ای شکل به قطر ۴۵ سانتیمتر در مقادیر مختلف نیروی قائم بدست آمده و به ازای مقادیر مختلف *CBR* شامل ۲،۵،۱۰،۱۵،۲۰ پاسخ روسازی و رفتار آن ارزیابی گردد. در شکل ۱ نمای کلی از مقطع روسازی بتنی بلوکی فرودگاهی^{۲۱} ساخته شده در این تحقیق به همراه صفحه فولادی قرار گرفته روی آن به قطر ۴۵cm و ضخامت 2.5 CM نشان داده شده است. در شکل ۲ منحنی دانه بندی مصالح سنگدانه ای لایه های زیر بلوکهای بتنی شامل بالشتک ماسه ای، اساس سیمانی، اساس، زیر اساس و خاک بستر متراکم شده نشان داده شده است.



شکل ۱- مشخصات مدل سه بعدی روسازی بتنی بلوکی فرودگاهی در این تحقیق.



شکل ۲- دانه بندی مصالح مورد استفاده در ساخت نمونه روسازی بتنی بلوکی فرودگاهی (ACBP)

²⁰ Federal Aviation Administration (FAA)

²¹ Airfield Concrete Block Pavement (ACBP)

در جدول ۱ مشخصات فنی مصالح خاک بستر و زیر اساس ارایه شده است. جهت کنترل کیفیت این مصالح ضوابط دستورالعمل سازمان هوانوردی فدرال مورد توجه قرار گرفته شده است. [۱۴]، [۱۵]

جدول ۱- برخی نتایج آزمایش های مکانیک خاک روی مصالح زیر اساس و خاک بستر

حدروانی (نکته ۱) L.L.	دامنه خمیری P.I.	هم ارز ماسه %	ω_{opt} درصد رطوبت بهینه %	γ_{dmax} حداکثر دانسیته خشک (kg/cm ³)	ϕ° زاویه اصطکاک داخلی	C چسبندگی (kg/cm ²)
ASTM D4318		ASTM D2419	AASHTO T180(D)		ASTM D3080	
۱۸	NP.(غیر خمیری)	۲۵/۲۵	۶/۲	۲۲۸۰	۳۸	۰/۰۷
نکته ۱: آزمایش حدود اتبرگ (تعیین حد روانی و خمیری) بر روی بخشی از مصالح که ریز تر از ۰/۴ میلیمتر (الک شماره ۴۰) هستند انجام شده است.						

مطابق الزاماتی که در دستورالعمل سازمان هوانوردی فدرال بند ۱۵۴ ذکر شده مهمترین مشخصه مصالح زیر اساس CBR است که باید حداقل ۲۰٪ باشد. در جدول ۲ میتوان خلاصه نتایج آزمایش CBR مصالح زیر اساس و خاک بستر مطابق استاندارد AASHTO-T193 را مشاهده نمود.

جدول ۲- نتایج آزمایش CBR روی مصالح زیر اساس و خاک بستر در درصد تراکم های مختلف

CBR٪ در حالت اشباع			CBR٪ در حالت خشک		
٪ تراکم			٪ تراکم		
۹۰	۹۵	۱۰۰	۹۰	۹۵	۱۰۰
۳۴	۷۹	۹۷	۴۴	۱۲۱	۱۴۰

در جدول ۳ مشخصات مصالح اساس سنگدانه ای ذکر شده است. در مدلسازی این مصالح باید مدول الاستیک و پارامترهای برشی آن در نرم افزار ثبت گردد. بنابراین مصالح سنگ شکسته تولید شده در کارخانه، انتخاب و پس از تفکیک و ساخت نمونه های آزمایشگاهی بر مبنای الزامات دستورالعمل سازمان هوانوردی فدرال، بند ۲۰۹ مورد آزمایش قرار گرفتند [16].

جدول ۳- خلاصه نتایج آزمایشهای مکانیک خاک روی مصالح اساس سنگدانه ای

سایش لس انجلس %	دوام در برابر Na_2SO_4 (افت وزنی) %		شکستگی در یک وجه %	پولکی و سوزنی %	هم ارز ماسه %	ϕ° زاویه اصطکاک داخلی	C چسبندگی (kg/cm ²)
	درشت دانه	ریزدانه					
۲۵	۱/۴۱	۲/۶۲	۱۰۰	۵	۸۰	۴۴	۰/۰۵

همانگونه که گفته شد یکی از مهمترین آزمایشها CBR است که میتوان بر مبنای آن اقدام به محاسبه مدول الاستیک مصالح نمود. این آزمایش بر روی نمونه مصالح اساس سنگدانه ای مطابق استاندارد AASHTO T- ۱۹۳ انجام شد که نتایج آن در جدول ۴ آمده است.

جدول ۱. نتایج آزمایش CBR روی مصالح اساس سنگدانه ای

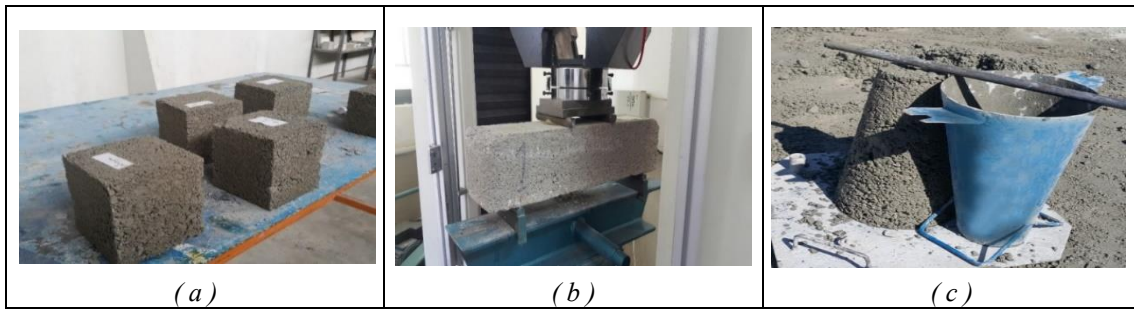
CBR % در حالت اشباع			CBR % در حالت خشک		
% تراکم			% تراکم		
۹۰	۹۵	۱۰۰	۹۰	۹۵	۱۰۰
۲۵	۹۳	۱۰۹	۶۵	۹۹	۱۴۲

همانطور که قبلاً در خصوص فرودگاههایی با بار هواپیماهای با وزن بیش از ۴۵ تن گفته شد می بایست بعد از اجرای لایه اساس سنگدانه ای، یک لایه مصالح تثبیت شده اجرا کرد. در این تحقیق مشخصاتی که در بند ۳۰۴ دستورالعمل سازمان هوانوردی فدرال، برای فرودگاهها ارزیاب شده، ملاک انتخاب این لایه قرار گرفت [۱۷]. نتیجه بررسی مصالح سنگدانه ای لایه اساس سیمانی در جدول ۵ آمده است.

جدول ۵- خلاصه نتایج آزمایش روی مصالح سنگدانه منتخب در اساس سیمانی (CTB)

سایش لس آنجلس %	دوام در برابر Na ₂ SO ₄ (%افت وزنی)		وزن مخصوص ظاهری Sp. g (Kg/m ³)		جذب آب %		درصد وزنی دانه های سوزنی و پولکی %	دامنه خمیری %
	درشت دانه	ریزدانه	مانده روی الک 3/16 in	عبوری از الک 3/16 in	مانده روی الک 3/16 in	عبوری از الک 3/16 in		
۲۵	۱/۴۱	۲/۶۲	۲۷۰۰	۲۷۳۱	۰/۹	۱/۴	۵	NP.

مطابق بند ۳۰۴ دستورالعمل سازمان هوانوردی فدرال، مقاومت فشاری هفت روزه نمونه استوانه ای اساس سیمانی مطابق استاندارد ۱۶۳۳-ASTM D که برای آزمایش مقاومت فشاری خاک-سیمان ۲۲ بکار میرود، باید بین ۲۱ تا ۴۲ کیلوگرم بر سانتی متر مربع باشد. لازم به ذکر است در این تحقیق از سیمان تیپ ۲ استفاده شده و هیچگونه ماده افزودنی نیز در ساخت نمونه ها بکار نرفت. در شکل ۳-a نمونه های ساخته شده اساس سیمانی برای آزمایش فشاری و در شکل ۳-b نمونه های خمشی برای تست مدول گسیختگی، طبق استاندارد ۷۸-ASTM C روی نمونه های مکعب مستطیلی به طول ۶۰ سانتیمتر و مقطع مربعی به ضلع ۱۵ سانتیمتر نشان داده شده است. یکی از ویژگیهای اساس سیمانی آن است که در پروژه های بزرگ به وسیله ماشین آلات ویژه ای مانند غلتک باید متراکم شود و بنابراین اسلامپ آن باید نزدیک به صفر باشد. در شکل ۳-c نمونه ساخته شده اساس سیمانی که تحت آزمایش اسلامپ قرار گرفت، مشاهده میشود.



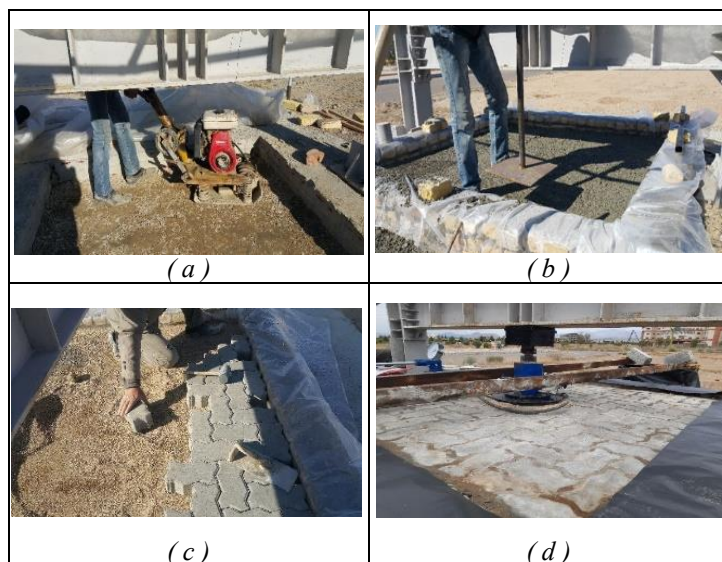
شکل ۳. نمونه ۱۵ در ۱۵ سانتیمتر اساس سیمانی (a)، آزمایش مدول گسیختگی (b)، آزمایش اسلامپ روی اساس سیمانی (c)

در جدول ۶، طرح اختلاط اساس سیمانی مطابق ضوابط سازمان هوانوردی فدرال و میانگین مقاومت فشاری ۷ و ۲۸ روزه و همچنین میانگین مدول گسیختگی نمونه های خمشی قابل مشاهده است. همانگونه که گفته شد برای تعیین مدول گسیختگی، می بایست مطابق استاندارد $ASTM C-78$ عمل شود. در این استاندارد پارامتر نرخ افزایش تنش (S) در تار تحتانی بر مبنای دو پارامتر به نام های نرخ بارگذاری (بر حسب نیرو در واحد زمان) و ابعاد نمونه محاسبه میشود. مطابق این استاندارد نرخ بارگذاری بگونه ای باید باشد که مقدار S بین ۹ تا ۱۲ کیلوگرم بر سانتی متر مربع به ازای هر دقیقه ($kg/cm^2 /min$) باشد [۱۸].

جدول ۲. مشخصات اساس سیمانی (CTB) ساخته شده

مدول گسیختگی (kg/cm^2)	نرخ افزایش تنش در تار تحتانی (kg/cm^2) /min	مقاومت فشاری ۲۸ روزه (kg/cm^2)	مقاومت فشاری ۷ روزه (kg/cm^2)	وزن حجمی (kg/m^3)	عیار سیمان (kg/m^3)
۱۴/۹	۱۰	۷۰	۴۰	۲۱۹۵	۱۴۵

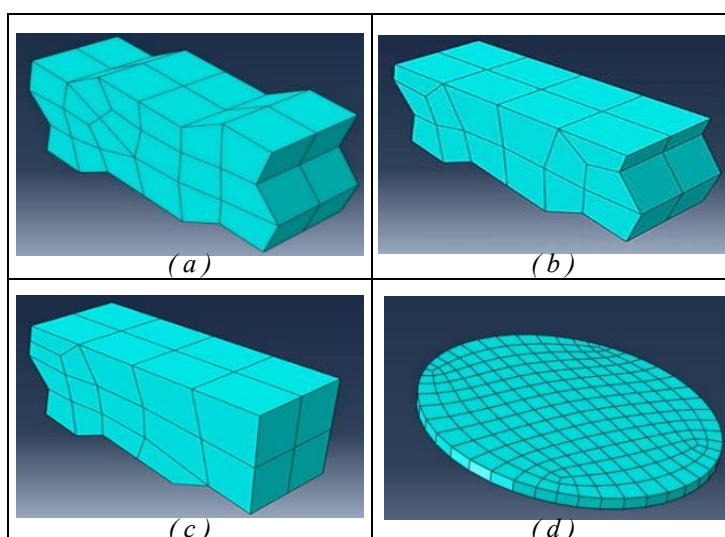
در این تحقیق پس از ساخت سامانه ای شامل شالوده صلب بتنی و قاب فولادی بعنوان تکیه گاه جک هیدرولیک و ایجاد فضای خالی در وسط آن به مساحت ۴ متر مربع، مصالح سنگدانه ای خاک بستر، زیر اساس، اساس و اساس سیمانی بصورت جداگانه دانه بندی، توزین و در لایه های ۱۵ سانتیمتری به ابعاد ۲×۲ متر پخش و پس از اختلاط و آبپاشی به میزان رطوبت بهینه، با کوبنده مکانیکی، متراکم گردید. شکل 4-a مرحله کوبیدن لایه های سنگدانه ای و شکل 4-b اجرای لایه اساس سیمانی را نشان می دهند. این لایه پس از پخش شدن روی اساس سنگدانه ای به خوبی توانست وزن عوامل اجرایی را قبل از تکمیل شدن تراکم تحمل بنماید.



شکل ۴. مراحل اجرای لایه های خاکی (a)، لایه اساس سیمانی (b)، بلوک چینی روی بالشتک ماسه ای (c) و بارگذاری صفحه (d)

پس از اجرای اساس سیمانی و طی دوره عمل آوری آن به مدت یک ماه، اقدام به پخش و تراکم بالشتک ماسه ای و سپس استقرار بلوک های بتنی گردید (شکل c-۴). برای مصالح بالشتک ماسه ای نیز باید از مصالحی استفاده کرد که قطر آنها از ۹/۵ میلیمتر یا الک 3/8 اینچ کوچکتر باشد [۱۹]. پس از اتمام بلوک چینی و حدود یک هفته فاصله زمانی، مطابق شکل d-۴ اقدام به بارگذاری صفحه شد و به ازای بارگذاری از نوع استاتیکی تا حداکثر ۱۲ تن که به صورت پلکانی از ۲ تن شروع شد، میزان نشست در وسط روسازی ثبت شد. قرائت ها جهت ثبت میزان نشست نیز در فواصل زمانی ۲، ۴، ۶ و ۸ دقیقه ای پس از اعمال بار قائم انجام گردید. پس از این مرحله در فرایند مدلسازی به روش سعی و خطا مدول الاستیک رویه بلوک و ماسه درزبند آن برابر ۲۰۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع (به جدول ۷ رجوع شود) بدست آمد که مبنای مقایسات بعدی نشست به ازای مقادیر مختلف CBR قرار گرفت. در این پژوهش برای ساخت مدل سه بعدی از نرم افزار آباکوس استفاده شد.

در شکل a-۵ تا d-۵ مدل های مختلف بلوک بتنی و صفحه فولادی به همراه مش بندی مفروض نشان داده شده است.



شکل ۵. بلوکهای بتنی شبیه سازی شده (a,b,c) و صفحه فولادی به قطر ۴۵ و ضخامت ۲/۵ سانتیمتر در تست بارگذاری صفحه (d)

در این تحقیق برای ارزیابی رفتار روسازی در برابر بار عمودی یک چرخ هواپیما و رسم نمودار نیروی قائم - نشست، یک نقطه مرجع در بالای روسازی که با تیرهای فرضی به محیط صفحه فولادی متصل بود، تعریف شد. برای مصالح تشکیل دهنده لایه های مختلف این مدل نرم افزاری در بخش خصوصیت مواد^{۲۳} با توجه به نتایج آزمایشهایی که بر روی مصالح انجام شده بود، مطابق جدول ۷ اقدام به تعیین مشخصات فنی و رفتاری اجزای مدل گردید [۲۰].

جدول ۷. مشخصات مصالح تعریف شده در مدلسازی سه بعدی بر اساس نتایج آزمایشگاهی

خصوصیات مصالح	ضخامت (cm)	ϕ	C (kg/cm ²)	ضریب پواسون (ν)	E (kg/cm ²)	دانسیته (D) (kg/m ³)			
صفحه بارگذاری	۲/۵۴	--	--	۰/۳	۲۱۰۰۰۰۰	۷۸۵۰			
لایه بلوک و ماسه درزبند	۸	--	--	۰/۳	[۲۰]۲۰۰۰۰	۲۲۵۰			
بالشتک ماسه ای	۳	۳۲	۰/۰۳۹	۰/۳۵	۷۰۰	۱۷۰۰			
اساس سیمانی	۱۵	--	--	۰/۲	۱۲۷۰۰۰	۲۱۹۵			
اساس سنگدانه ای	۱۵	۴۴	۰/۰۴۹	۰/۳	۹۷۲۰	۲۲۹۰			
زیر اساس	۱۵	۳۸	۰/۰۶۸	۰/۳	۶۲۲۰	۲۱۶۶			
خاک بستر	۱۵	۳۸	۰/۰۶۸	۰/۳	%CBR				
					۲۰	۱۵	۱۰	۵	۲
					D=۲۱۳۸ E=۲۰۶۰	D=۲۱۳۰ E=۱۵۵۰	D=۲۱۲۰ E=۱۰۳۰	D=۲۱۱۳ E=۵۱۶	D=۲۱۰۰ E=۲۰۶

در خصوص ردیف مربوط به خاک بستر مشاهده می شود که با توجه به هدف تحقیق که بررسی تاثیر مشخصات مقاومتی خاک بستر در عملکرد روسازی بلوکی بود، ۵ مقدار مختلف برای CBR فرض شد و به ازای هر یک، مقادیر وزن مخصوص و مدول الاستیک محاسبه گردید و بعنوان ورودی نرم افزار در هر یک از دفعات تحلیل استفاده شد. برای تعیین مدول الاستیک بر حسب پوند بر اینچ مربع (psi)، از رابطه ۱ مندرج در دستورالعمل سازمان هوانوردی استفاده شده است [۲۱].

$$E=1500 \times CBR$$

رابطه ۱:

برای مدول الاستیک اساس سیمانی، بر مبنای مقاومت 28 روزه استوانه بتنی ($f'c$) بر حسب psi رابطه ۲ بر قرار است [۲۲]، [۲۳]

$$E=57000 \sqrt{f'c}$$

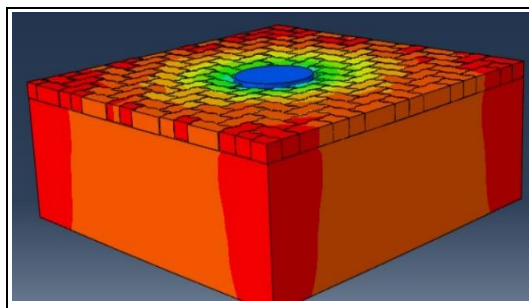
رابطه ۲:

با توجه به اینکه مقاومت نمونه اساس سیمانی مطابق آنچه در جدول ۶ برابر با ۷۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع (۶/۹ مگاپاسکال) یا ۱۰۰۶ پوند بر اینچ مربع بود، مدول الاستیک آن از رابطه ۲ تقریباً برابر است با ۱۲۷۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع.

۳. یافته ها

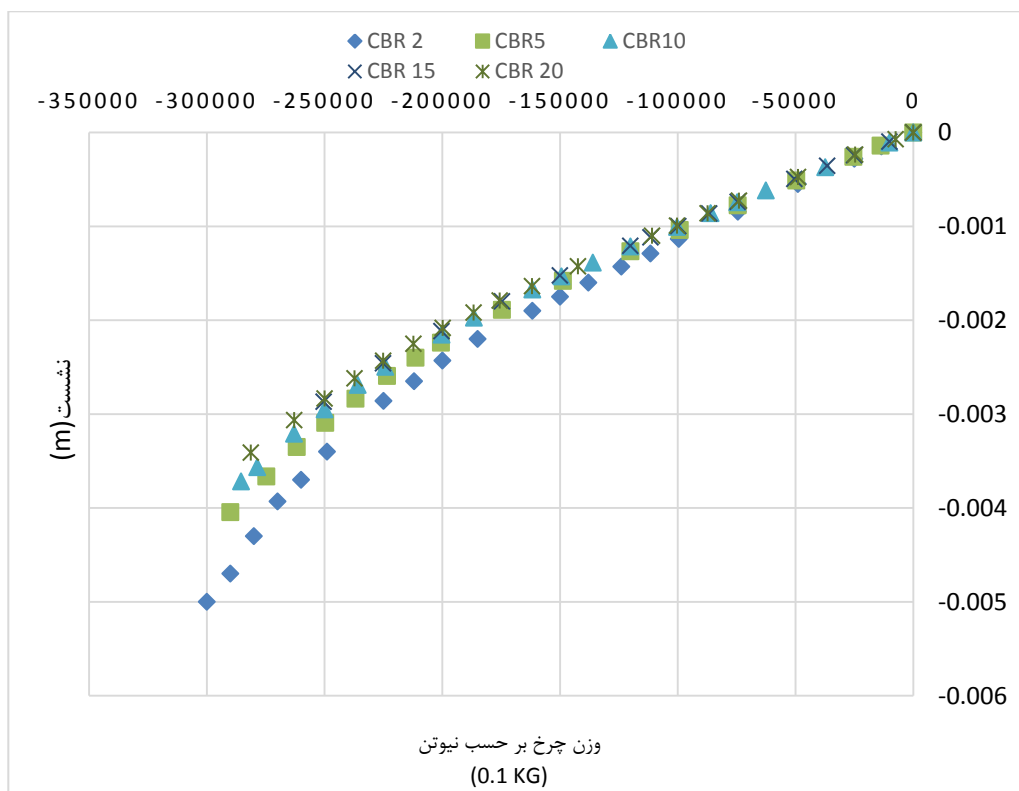
در شکل ۶ نمونه وضعیت تغییر شکل یافته مدل روسازی بتنی بلوکی، به ازای یکی از مقادیر CBR خاک بستر، نشان داده شده است.

²³ Material Property



شکل ۶: نمایی از مدل سه بعدی روسازی بتنی بلوکی به همراه صفحه فولادی در مرکز آن برای شبیه سازی بارگذاری صفحه

در خصوص اندازه و مقدار بار قائم تحمیل شده به روسازی از جانب چرخ هواپیما باید متذکر شد که معمولا ۹۵٪ وزن ناخالص هواپیما توسط محورهای اصلی نشست و فقط ۵٪ آن توسط محور دماغه تحمل میشود. باید در نظر داشت نوع خاصی از هواپیما مانند بوئینگ ۷۴۷ دارای وزن ناخالصی در حدود ۴۵۰ تن میباشد و فشار یک چرخ در محور اصلی نشست این هواپیما در حدود ۱۵ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع معادل ۲۲۰ پوند بر اینچ مربع میباشد. بنابراین تحلیل مدل نرم افزاری، بگونه ای انجام شد که در نمودار فشار - نشست، مقادیر نیرو یا فشار معادل آن نزدیک به مقادیر واقعی باشند. در شکل ۷ تغییرات نشست سطح روسازی ناشی از نیروی قائم یک چرخ به ازای *CBR* های مختلف خاک بستر نشان داده شده است.



شکل ۷. تغییرات نشست سطح روسازی در برابر وزن چرخ هواپیما به ازای *CBR* های مختلف خاک بستر

در شکل ۷ مشاهده میشود که تغییر شکل کلی روسازی به ازای CBR های ۱۰، ۱۵ و ۲۰٪ خیلی به هم نزدیک است و تقریباً به ازای طیف وسیعی از مقادیر نیرو تقریباً بر هم منطبق می باشند. فقط در مقاومت های پایین یعنی CBR ۲ و ۵٪ است که نتایج را میتوان به آسانی از هم تفکیک نمود. به عبارتی دیگر رفتار روسازی بلوکی مدل شده در این تحقیق در صورت استفاده از خاک بستری که دارای CBR ۱۰٪ است، مشابه حالتی است که در آن CBR خاک بستر ۱۵ یا ۲۰٪ باشد. به یقین میتوان علت را وجود لایه اساس سیمانی دانست که نقش مهمی را در توزیع بهتر بار ترافیکی در یک سطح وسیع ایفا مینماید. بنابر آنچه گفته شد انتخاب مقطع روسازی بلوکی از مصالح مورد استفاده در این تحقیق و با ضخامت های در نظر گرفته شده، نیازی به خاک بستری با CBR بیش از ۱۰٪ ندارد. با رسم نمودار نیرو - نشست مشخص شد که در مقاومت های پایین خاک بستر، با وجود لایه های مترکم شده سنگریزه ای و همچنین اساس سیمانی، تغییر مکان زیادی به روسازی تحمیل میشود اما با افزایش مقاومت خاک بستر، این حساسیت تا حد زیادی کاهش می یابد. با انجام یک آنالیز حساسیت میتوان به مقادیری دست یافت که به طراحان روسازی کمک خواهند کرد تا بر اساس نوع ترکیب بندی لایه ها از خاک بستر مناسب و البته مقرون بصره استفاده نمایند. در جدول ۸ نتیجه تحلیل حساسیت نشست روسازی به ازای مقادیر مختلف CBR خاک بستر و اعمال تغییرات پلکانی آن ارایه شده است.

جدول ۸. تحلیل حساسیت نشست نسبت به افزایش CBR خاک بستر به ازای مقادیر مختلف وزن چرخ هواپیما

	وزن چرخ: ۲۰۰۰۰ کیلوگرم فشار معادل وارده بر صفحه فولادی به قطر ۴۵ سانتیمتر حدود ۱۲ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع (۱۸۰ پوند بر اینچ مربع)				وزن چرخ: ۲۵۰۰۰ کیلوگرم فشار معادل وارده بر صفحه فولادی به قطر ۴۵ سانتیمتر حدود ۱۵ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع (۲۲۳ پوند بر اینچ مربع)											
	تاثیر افزایش CBR ۲٪ به CBR ۵٪		تاثیر افزایش CBR ۵٪ به CBR ۱۰٪		تاثیر افزایش CBR ۱۰٪ به CBR ۱۵٪		تاثیر افزایش CBR ۱۵٪ به CBR ۲۰٪		تاثیر افزایش CBR ۲٪ به CBR ۵٪		تاثیر افزایش CBR ۵٪ به CBR ۱۰٪		تاثیر افزایش CBR ۱۰٪ به CBR ۱۵٪		تاثیر افزایش CBR ۱۵٪ به CBR ۲۰٪	
	%۲CBR	%۵CBR	%۵CBR	%۱۰CBR	%۱۰CBR	%۱۵CBR	%۱۵CBR	%۲۰CBR	%۲CBR	%۵CBR	%۵CBR	%۱۰CBR	%۱۰CBR	%۱۵CBR	%۱۵CBR	%۲۰CBR
نشست (mm)	۲/۴۳	۲/۳۳	۲/۳۳	۲/۱۵	۲/۱۵	۲/۱۱	۲/۸	۲/۴۳	۲/۱	۲/۱	۲/۹۵	۲/۹۵	۲/۸۵	۲/۸۵	۲/۸۵	
درصد تغییرات نشست (کاهش)	۸/۲	۲/۲۳	۱/۸	۱/۴	۹/۶	۴/۸	۳/۳	۰/۷								
	تاثیر افزایش CBR ۲ به ۵٪ به ۱۰٪				تاثیر افزایش CBR ۱۰ به ۱۵٪ به ۲۰٪				تاثیر افزایش CBR ۲ به ۵٪ به ۱۰٪				تاثیر افزایش CBR ۱۰ به ۱۵٪ به ۲۰٪			
درصد تغییرات نشست (کاهش)	۱۱/۵				۳/۲				۱۳/۹				۴/۱			

با بررسی مقادیر جدول ۸ و روند کاهش درصد تغییرات نشست سطحی روسازی، در می یابیم که به دلیل رفتار غیر خطی روسازی (شکل ۷)، هرچه وزن چرخ هواپیمای طرح سنگین تر باشد (۲۵ تن در برابر ۲۰ تن)، روند کاهش درصد تغییرات نشست روسازی به ازای افزایش مقاومت خاک بستر شدید تر است. نکته اینجاست که این مقدار شدت در روند کاهش، صرف نظر از وزن چرخ، فقط تا $CBR 10\%$ ، چشمگیر است و در مقادیر بیشتر از آن میتوان از تاثیر افزایش CBR صرف نظر کرد زیرا هرچه CBR خاک بستر افزایش یابد، نقش اساس سیمانی در توزیع تنش ها تعدیل میشود و به همین دلیل است که از روند کاهش نشست روسازی بتنی بلوکی هم کاسته میشود.

به نظر می رسد وجود لایه اساس سیمانی که مدول الاستیک آن در این مدل با توجه به کیفیت مصالح انتخاب شده حدود ۱۵ برابر مدول الاستیک لایه اساس سنگدانه ای بوده است، نقش زیادی در باز توزیع فشار ناشی از چرخ دارد که این امر بطور قابل ملاحظه ای از نقش لایه خاک بستر در تحمل فشار قائم کاسته است.

۴. جمع بندی و نتیجه گیری

با هدف ارزیابی تاثیر مقاومت خاک بستر بر رفتار روسازی بتنی بلوکی فرودگاهی که معمولاً بین دو نوع سیستم روسازی صلب بتنی و انعطاف پذیر آسفالتی قرار گرفته و به آن روسازی نیمه صلب نیز اطلاق میشود، یک سامانه تحقیقاتی شامل شالوده صلب بتنی و یک قاب فولادی بعنوان تکیه گاه جک بارگذاری صفحه اجرا و یک نمونه روسازی بتنی بلوکی به ابعاد ۲ در ۲ متر و ضخامت تقریبی ۷۰ سانتیمتر با رعایت الزامات دستورالعمل سازمان هوانوردی فدرال شامل لایه های سنگریزه ای و اساس سیمانی ساخته شد و رویه بلوکی با چیدمان جناغ ماهی متشکل از بلوکهای کفپوش بتنی و بالشتک ماسه ای روی آن اجرا گردید. هدف ویژه این تحقیق ارزیابی تاثیر مقاومت خاک بستر (پارامتر CBR) بر روی میزان نشست سطحی روسازی بتنی بلوکی تحت اثر بار قائم از نوع ایستایی بود. علت استفاده از ماهیت ایستایی بار قائم آن بود که روسازی بتنی بلوکی در نواحی که سرعت حرکت کم باشد توجیه اجرایی و اقتصادی دارد. پس از اجرای نمونه روسازی و انجام بارگذاری با صفحه فولادی دایره ای به ضخامت ۲/۵ و قطر ۴۵ سانتیمتر و ثبت نشست در مرکز نمونه به ازای مقادیر مختلف بار قائم، از نرم افزار آباکوس برای شبیه سازی بارگذاری صفحه استفاده گردید. بر اساس نتایج آزمایشهای CBR و تراکم خاک در آزمایشگاه و در محل و اندازه گیری درصد تراکم صحرائی هر یک از لایه ها، متغیرهای ورودی نرم افزار آباکوس برای مدلسازی، تعیین و در نهایت با اعمال تغییرات پله ای برای CBR خاک بستر که خود متغیری برای تخمین مدول الاستیک لایه هاست، میزان نشست سطح روسازی بلوکی به ازای مقادیر مختلف وزن استاتیکی یک چرخ هواپیما بدست آمد. در انتها یک تحلیل حساسیت به ازای دو وزن مختلف که نزدیک به وزن استاتیکی یک چرخ در محور اصلی نشست هواپیمایی مانند بوئینگ ۷۴۷ پهن پیکر با وزن تقریبی ۴۵۰ تن (۴۵۰۰۰۰ کیلوگرم) بودند انجام شد تا مشخص شود تغییرات CBR خاک بستر چقدر بر میزان نشست رویه بلوکی بتنی اثر گذار است. در ضمن با این تحقیق مشخص شد که استفاده از چه خاکی با چه مقدار CBR بعنوان خاک بستر در زیر لایه های روسازی بتنی بلوکی صرفه اقتصادی دارد. بدین ترتیب میتوان به این سوال که آیا استفاده از مصالح خاک بستر با CBR زیاد منجر به بهبود عملکرد روسازی میشود یا خیر؟ پاسخ داده شود. طرح این بحث در روسازی های بتنی بلوکی که الزاما باید در سطوح پروازی با هواپیمای طرحی مشابه بوئینگ ۷۴۷ شامل حداقل یک لایه تثبیت شده باشند، اهمیت زیادی دارد. بطور کلی موارد ذیل بعنوان نتیجه گیری نهایی از این تحقیق میدانی - نرم افزاری قابل ارایه است:

* تحلیل حساسیت نشان داد که با افزایش *CBR* خاک بستر از ۲٪ به ۱۰٪، نشست روسازی بطور میانگین به ازای دو وزن مختلف ۲۰ و ۲۵ تن، ۱۲/۵٪ که دلیل اصلی آن بهبود توانایی قشر خاک بستر و مشارکت بهتر آن با اساس تثبیت شده با سیمان در توزیع بارهای وارده است، کاهش می یابد.

* در صورت افزایش *CBR* از ۱۰٪ به ۲۰٪ کاهش میزان نشست به ازای وزن های مختلف، کمتر از ۴٪ است که از جمله دلایل آن علاوه بر رفتار غیر خطی مصالح، میتوان به تعدیل نقش اساس سیمانی در مقایسه با حالتی که *CBR* خاک بستر کمتر از ۱۰٪ باشد، اشاره نمود. لذا می توان ادعا نمود که در صورت اجرای لایه های در نظر گرفته شده در این تحقیق، استفاده از خاک بستری با *CBR* حداکثر برابر ۱۰٪، اقتصادی تر است.

* میتوان دلیل کلی این مقدار کاهش درتاثیر *CBR* خاک بستر را به رفتار غیر خطی و استفاده از اساس سیمانی مرتبط دانست. به طور حتم در این فرایند، استفاده از لایه اساس سیمانی که نسبت به لایه اساس سنگدانه ای از مدول الاستیک بالاتری برخوردار است، تاثیر مهمی دارد.

۵- تشکر و قدردانی

بدینوسیله از مدیریت مرکز تحقیقات ژئوتکنیک لرزه ای و بتن توانمند دانشگاه آزاد اسلامی واحد سمنان و مدیریت آزمایشگاه فنی و مکانیک خاک استان سمنان تقدیر و تشکر بعمل می آید.

۶-مراجع:

1. Ziari, H., P. Hayati, and J. Sobhani, *Airfield self-consolidating concrete pavements (ASCCP): Mechanical and durability properties. Construction and Building Materials*, 2014. 72: p. 174-181.
2. Ziari, H., P. Hayati, and J. Sobhani, *Air-Entrained Air Field Self-Consolidating Concrete Pavements: Strength and Durability. International Journal of Civil Engineering*, 2016. 15.
3. Jamshidi, A., et al., *State-of-the-art of interlocking concrete block pavement technology in Japan as a post-modern pavement. Construction and Building Materials*, 2019. 200: p. 713-755.
4. Knapton, J. and S.D. Barber, *UK Research into block pavement design. The first Int. conf. on concrete block paving*, 1980: p. 33-37.
5. Shackel, B., *The design of interlocking concrete block pavements for road traffic. concrete block paving*, 1980: p. 23-32.
6. Emery, J.A., *Concrete block paving for aircraft hardstandings and turning areas. Second Int. conf. on concrete block paving*, 1984.
7. Vroombout, F., R. Monteith, and K.G. Sharp, *The use of interlocking concrete blocks on an aircraft pavement in Australia. pave92*, 1992: p. 217-230.
8. Knapton, J., *The structural design of heavy duty pavements for ports and other industries. 4 ed. 2008, UK: interpave, the precast concrete paving and kerb association. 38.*
9. Moghadas Nejad, F. and M.R. Shadravan, *A study on behavior of block pavement using 3D finite element method, in 8th International Conference on Concrete Block Paving. 2006: San Francisco, California, USA. p. 349-358.*
10. Hassani, A. and A. Jamshidi. *Modeling and structural design of a concrete block pavement system. in 8th international conference on concrete block paving. 2006.*
11. Shafabakhsh, G., A. Family, and B.P.H.J.E.J. Abad, *Numerical analysis of concrete block pavements and comparison of its settlement with asphalt concrete pavements using finite element method. 2014. 18(4): p. 39-51.*

12. Mampearachichi, W.K. and W.P.H. Gunarathna, *Finite-Element Model approach to determine support conditions and effective layout for concrete block paving. Materials in civil engineering*, 2010: p. 1139-1147.
13. Nishizawa, T., et al., *A model for predicting permanent deformation of interlocking concrete block pavements on heavy duty roads, in 12th International Conference on Concrete Block Pavement*. 2018: Seoul, Korea.
14. FAA, *Standard Specifications for Construction of Airports, in Item P-152 Excavation, Subgrade, and Embankment*. 2018, U.S. Department of Transportation Federal Aviation Administration: USA. p. 103.
15. FAA, *Standard Specifications for Construction of Airports, AC 150/5370-10H, in Item P-154 Subbase Course*. 2018, U.S. Department of Transportation Federal Aviation Administration: USA. p. 121.
16. FAA, *Standard Specifications for Construction of Airports, AC 150/5370-10H, in Item P-209 Crushed Aggregate Base Course*. 2018, U.S. Department of Transportation Federal Aviation Administration: USA. p. 173.
17. FAA, *Standard Specifications for Construction of Airports, AC 150/5370-10H, in Item P-304 Cement-Treated Aggregate Base(CTB)*. 2018, U.S. Department of Transportation Federal Aviation Administration: USA. p. 231,232.
18. ASTM C78, *in Standard test method for flexural strength of concrete (using simple beam with third-point loading) ASTM C78*. 2018.
19. McQueen, R.D., et al., *Airfield pavement design with concrete pavers, a comprehensive guide*. 4 ed. 2010, USA: Interlocking Concrete Pavement Institute. 62.
20. Taheri, V., M. Fakhri, and P. Hayati, *Evaluation of airfield concrete block pavements based on 3-D modelling and plate loading test. Construction and Building Materials*, 2021. 280: p. 122441.
21. FAA, *Airport Pavement Design and Evaluation AC 150/5320-6F, in Pavement Design*. 2016, U.S. Department of Transportation Federal Aviation Administration: USA. p. 3-42.
22. Huang, Y.H., *Pavement Analysis and Design*. 2 ed. 2004, USA: Pearson.
23. Organization, I.N.S., *Concrete paving blocks-Requirements and test methods*. 2015, INSO: IRAN. p. 70.

Studying the Behavior and the Freezing Endurance of Heavy Concrete with Nano-Silica Gel and Ilmenite Powder in Different Volume Ratios

Amirhossein Bazae^{1*}, Mohammad Javad Homayoun², Roozbeh Aghamajidi³, Babak Mansouri⁴

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

2-PhD Student In Civil Engineering, Faculty Of Engineering, Islamic Azad University, Marvdasht Branch, Fars, Iran

3- Assistant Professor, Faculty Of Engineering, Islamic Azad University, Sepidan Unit, Fars, Iran

4-Assistant Professor, Faculty Of Civil Engineering, Islamic Azad University, Firoozabad Branch, Meymand Center, Fars, Iran

Amirhosseinbazae@gmail.com

Research paper

Abstract

Basically, heavy concrete has the specific weight of about 1.5 to 2.5 times of the normal concrete. Materials with high specific weight are employed as a part of used aggregate to make heavy concrete. Heavy concrete is utilized as a protective shield against radiation. Heavy concrete is applied in the structure of nuclear infrastructures or hospitals. Ilmenite is a type of mineral that is also considered as mineral waste. Ilmenite is extracted directly from titanium mine and is found plentifully in Iran. In this study, Ilmenite is used in different volume ratios of 10%, 20%, 30%, and 40% instead of sand to make heavy concrete. Moreover, nano-silica gel, is used at the rate of 1% by weight of cement, to increase the quality and durability of concrete against the cycle of melting and freezing. The tests performed in this research include compressive strength test, tensile strength test, defining the primary and secondary water absorption rate and determination of concrete melting and freezing durability, according to ASTM-C666 standard. Results depicted that, the specific weight of heavy concrete would meet the regulations, by adding at least 20% of ilmenite instead of sand in concrete mixture. Also, adding 30% by volume of ilmenite, instead of sand, will increase the final compressive strength (90 days) by 33%. Finally, applying nano-silica gel in the heavy concrete mixture, makes the concrete stable against the melting and freezing cycles.

Keywords: Heavy Concrete, Durability Freezing, Ilmenite, Titanium Oxide, Nano Silica Gel.

****Corresponding Author:*** Amirhossein Bazae

Homayoun, M. J., Aghamajidi, R., Bazae, A., mansouri, B. Studying the Behavior and the Freezing Endurance of Heavy Concrete with Nano-Silica Gel and Ilmenite Powder in Different Volume Ratios. *Journal of Concrete Structures and Materials*, 2023; (): 89-110.

<http://doi.org/10.30478/jcsm.2023.330682.1259>

2538-5828/ © 2021 The Authors. Published by Iranian Concrete Society

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

بررسی رفتار و دوام یخ زدگی بتن سنگین دارای ژل نانو سیلیس و پودر ایلمنیت در نسبت‌های مختلف حجمی

امیرحسین بازایی

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

Amirhosseinbazaee@gmail.com

(نویسنده مسئول)

محمدجواد همایون

دانشجوی دکتری عمران گرایش سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد مرودشت، فارس، ایران

روزبه آقامجیدی

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

بابک منصوری

استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد فیروزآباد مرکز میمند، فارس، ایران

نوع مقاله: مقاله پژوهشی

چکیده

اساساً بتن با وزن مخصوص حدود ۱/۵ تا ۲/۵ برابر بتن معمولی بتن سنگین تلقی می‌شود. برای ساخت بتن سنگین از مصالحی با وزن مخصوص بالا به جای بخشی از سنگدانه در بتن استفاده می‌شود. بتن سنگین به عنوان سپر محافظ در مقابل تشعشعات به کار می‌رود و اصولاً در سازه تاسیسات اتمی و یا بیمارستان‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد. ایلمنیت یک نوع ماده معدنی است که بعنوان زباله معدنی هم از آن یاد می‌شود. ایلمنیت بطور مستقیم از معدن تیتانیوم استخراج می‌گردد و به وفور در ایران یافت می‌شود. در این تحقیق برای ساخت بتن سنگین از ایلمنیت در نسبت‌های مختلف حجمی ۱۰٪، ۲۰٪، ۳۰٪، ۴۰٪ به جای ماسه استفاده شده است. همچنین جهت افزایش کیفیت و دوام بتن در برابر چرخه ذوب و انجماد از ژل نانو سیلیس به میزان ۱٪ وزنی سیمان استفاده شده است. آزمایشات انجام شده در این تحقیق شامل مقاومت فشاری، مقاومت کششی، جذب آب اولیه و ثانویه، تعیین دوام ذوب و انجماد مطابق با استاندارد *ASTM-C666* می‌باشد. نتایج این تحقیق نشان داد که حداقل افزودن ۲۰٪ ایلمنیت به جای ماسه در بتن، باعث قرار گیری وزن مخصوص بتن سنگین در زمره ضوابط آیین‌نامه‌ای خواهد شد. همچنین افزودن ۳۰٪ حجمی ایلمنیت به جای ماسه، تا ۳۳٪ میزان مقاومت فشاری نهایی (۹۰ روزه) را افزایش خواهد داد. در نهایت افزودن ژل نانو سیلیس در ترکیب بتن سنگین باعث گردید تا رفتار بتن در برابر چرخه ذوب و انجماد از پایداری مطلوبی برخوردار گردد. کلمات کلیدی: بتن سنگین، دوام یخ زدگی، ایلمنیت، اکسید تیتانیوم، ژل نانو سیلیس.

پیشرفت دانش در به کارگیری مصالح بتنی و الزام به ویژگی‌های خاص باعث شده که انواع مختلف بتن در ساخت سازه‌های ویژه و محیط‌های مختلف به بکار برده شود. بتن سنگین یکی از انواع بتن است که برای ساخت سازه‌های دارای کاربری خاص مورد استفاده قرار می‌گیرد. بتن سنگین از انواع ریز دانه یا درشت دانه معدنی یا فلزی با وزن مخصوص و چگالی بالا ساخته می‌شود که بعنوان جایگزین تمام یا بخشی از سنگدانه معمولی در بتن قرار می‌گیرند. به همین دلیل وزن مخصوص بتن سنگین نسبت به بتن‌های معمولی بیشتر است. همچنین وزن بتن‌های سنگین نیز بر اساس مقدار و نوع سنگدانه‌ی به کار رفته در تولید آن‌ها متفاوت خواهد بود. مطابق با تعریف استاندارد بتن آمریکا^۱ *ACI* بتن با وزن مخصوص حدود ۱/۵ تا ۲/۵ برابر بتن معمولی نیز بتن سنگین تلقی می‌شود [۱]. همچنین به استناد از تعریف مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، بتنی که دارای وزن مخصوص بالای ۳۲۰۰ کیلوگرم در هر متر مکعب باشد بتن سنگین نام دارد [۲]. در طرح مخلوط بتن‌های سنگین، مهم‌ترین هدف دستیابی به وزن بالا است و میزان مقاومت آن در اولویتهای بعدی قرار دارد. به همین منظور در اکثر آیین‌نامه‌ها، حداقل وزن مخصوص مجاز را مبنا قرار می‌دهند. [۲]. رایج‌ترین سنگدانه‌هایی که برای ساخت بتن سنگین به کار می‌رود شامل باریت، لیمونیت، هماتیت، فروسفر، ایلمنیت، مگنتیت و ساچمه‌های فولادی می‌باشند [۳، ۱]. این سنگدانه‌ها دارای استانداردهای متفاوتی هستند و ویژگی‌های متفاوتی را برای بتن سنگین به وجود می‌آورند.

مقاومت فشاری بتن‌های سنگین بدلیل استفاده از افزودنی‌ها معدنی معمولاً بالا می‌باشد. همچنین در برابر شرایط محیطی ناپایدار، از مقاومت قابل قبولی برخوردار خواهند بود [۴]. یکی از معایبی که بتن سنگین دارد، بالا بودن هزینه تولید و ساخت آن است. زیرا استفاده از ذرات فلزی در ساخت این نوع بتن هزینه را تا حد زیادی افزایش می‌دهد [۵]. همچنین سنگدانه‌هایی که در ساخت این نوع بتن به کار می‌روند دارای ویژگی‌ها و استانداردهای خاصی می‌باشند و تنها از معادن خاصی استخراج می‌شوند که دسترسی به آن‌ها ممکن است دشوار باشد.

بتن سنگین به طور ویژه به عنوان سپر محافظ در مقابل تشعشعات به کار می‌رود و اصولاً در سازه تاسیسات اتمی و یا بیمارستان‌ها و هر جا که امکان تشعشعات رادیواکتیو یا پرتوهای X ، گاما و آلفا وجود دارد مورد استفاده قرار می‌گیرد. قابل ذکر است که در ایران در ساخت نیروگاه‌های اتمی بوشهر و نیروگاه آب سنگین اراک، از بتن سنگین استفاده شده است [۱]. همچنین در ساخت بتن‌های وزنی مانند وزنه تعادل تاورکریں‌ها^۲ یا ساخت نیوجرسی^۳ در آزادراه‌ها کاربرد فراوان دارد. استفاده از بتن سنگین در سازه‌های نظامی جهت ساخت سنگرهای نظامی و یا ساخت پناهگاه‌های زیر زمینی یا ساخت انبارهای مقاوم در برابر انفجار مانند دیواره‌های گاو صندوق از دیگر مصارف خاص آن است. همچنین استفاده از بتن سنگین برای ساخت سدهای وزنی یا سازه‌های دریایی و هیدرولیکی نظیر انواع پایه‌های پل، دیوار موج شکن، فانوس دریایی به دلیل صلبیت و کنترل جابجایی در اثر امواج دریا مرسوم است [۳، ۱]. شکل شماره ۱ برخی از کاربردهای بتن سنگین وزن را در مصارف گوناگون نشان می‌دهد.

¹ American Concrete Institute

² Tower Crane

³ Jersey Barrier



ج) کاربرد بتن سنگین در ساخت مراکز



ب) کاربرد بتن سنگین در ساخت



الف) کاربرد بتن سنگین در وزنه تعادل

شکل ۱ کاربردهای بتن سنگین در سازه‌های مختلف [۳، ۱]

تغییرات دمایی و چرخه ذوب و انجماد در شرایط محیطی ناپایدار یکی از عوامل خرابی بتن است. هنگامی که آب موجود در منافذ بتن یخ می‌زند، می‌تواند حجم آن را تا ۹٪ افزایش دهد. بنابراین این افزایش حجم، منجر به ترک خوردن و انفصال بتن می‌گردد. همچنین بعد از ذوب شدن یخ بتن، فضای تخلخل برای ورود مقدار آب بیشتری فراهم می‌شود که در نوبت بعدی انجماد، بتن بیش از پیش تحت آسیب قرار می‌گیرد. این چرخه مدام تکرار می‌شود و هر بار، آسیب بیشتری به بتن وارد می‌گردد [۴-۶]. بنابراین ضمن اینکه از بتن سنگین جهت کاربردهای خاص استفاده می‌شود، بررسی دوام بتن سنگین دارای پودر ایلمنیت در برابر چرخه ذوب و انجماد اهمیت بالایی دارد.

ایلمنیت، اولین بار در کشور روسیه در منطقه کوهستانی ایلمنیت^۱ کشف شد که نام آن برگرفته از همین منطقه می‌باشد. ایلمنیت یا اکسید تیتانیوم^۲ یک نوع ماده معدنی چسبیده به فلز تیتانیوم است که از معدن تیتانیوم استخراج می‌شود. در واقع ایلمنیت همان تیتانیوم ناخالص یا نامرغوب (اکسید شده) می‌باشد که از آن بعنوان زباله تیتانیوم یاد می‌شود [۱]. عمده ساختار شیمیایی تشکیل دهنده ایلمنیت، اکسید سوم تیتانیوم و آهن می‌باشد و سایر عناصر دیگر سهم کمتری را به خود اختصاص دادند. میزان خلوص و مرغوبیت ایلمنیت به میزان اکسید تیتانیوم و آهن آن بستگی دارد که این میزان با توجه به نوع منطقه و معدن متفاوت است. نماد شیمیایی ایلمنیت، $FeTiO_3$ است که با فرآوری و تبدیل سنگ آن به پودر در اندازه‌های متفاوت با مشخصات و خلوص گوناگون، در صنایع مختلف به کار برده می‌شود. ایلمنیت دارای سختی و چگالی بالا است و اغلب در صنایع برای افزایش دوام سایشی یا افزایش وزن مخصوص مورد استفاده قرار می‌گیرد [۴]. سختی موهس^۳ ایلمنیت معمولاً بین ۵ تا ۵/۵ و وزن مخصوص آن بسته به نوع خلوص آن بین ۳۵۰۰ تا ۴۵۰۰ کیلوگرم در هر متر مکعب می‌باشد. برخی از متداول ترین موارد مصرف آن استفاده در لنت ترمز اتومبیل، صفحه سنگ فرز، سیمان چاه نفت و غیره می‌باشد. ایلمنیت بدلیل داشتن مقاومت، سختی، چگالی و وزن مخصوص بالا بسیار مناسب برای ساخت بتن سنگین با خواص مکانیکی و دوام مناسب است [۱، ۷، ۹، ۲۳].

ایلمنیت به رنگ‌های سیاه یا قهوه‌ای مات و کدر در محدوده کشورهای روسیه، مصر، اوکراین و ایران موجود است. مهم‌ترین معادن ایلمنیت و تیتانیوم در ایران در منطقه قره آغاچ در استان آذربایجان غربی، شهرستان کهنوج در استان کرمان و منطقه فنوج در استان سیستان و بلوچستان قرار دارد. گفتنی است که معدن تیتانیوم و ایلمنیت

^۱ Ilmenite

^۲ Titanium dioxide

^۳ میزان مقاومت یک ماده در برابر تغییر شکل پلاستیک در سطح آن سختی گویند و سختی موهس یک روش برای اندازه گیری سختی مواد معدنی می‌باشد.

پ.ن: میزان سختی موهس پودر آهن ۴ و سختی تیتانیوم ۹ می‌باشد [۲۳].

شهرستان کهنوج کرمان بزرگترین معدن خاورمیانه و یکی از مرغوب ترین و بزرگترین معادن دنیا می باشد [۱/۲۳]. شکل شماره ۲ سنگدانه خالص و فرآوری نشده ایلمنیت را نشان می دهد.



شکل ۲ سنگدانه خالص و طبیعی ایلمنیت (فرآوری نشده) [۲۳]

تاکنون تحقیقات زیادی برای ارزیابی مصرف سنگدانه های سنگین به عنوان جایگزین بخشی از مصالح موجود در بتن انجام گرفته. اما به منظور بررسی استفاده از ضایعات اکسید تیتانیوم یا ایلمنیت در بتن نتایج زیادی منتشر نشده. طبق تحقیقات محدودی که در زمینه بتن سنگین ساخته شده با سنگین دانه ایلمنیت صورت گرفته، اثبات شده که استفاده از ایلمنیت باعث افزایش مقاومت فشاری و خمشی بتن گردیده و نیز میزان جذب آب بتن را افزایش می دهد [۱-۸].

لهراسبی و همکاران در سال ۱۴۰۰ به بررسی تاثیر نفوذیون کلراید به روش *RCMT* در بتن سنگین دارای پودر ایلمنیت پرداختند. در این تحقیق نمونه های ساخته شده بر اساس استاندارد *ACI-211* به روش حجمی ساخته شده است. در این تحقیق برای افزایش وزن مخصوص بتن، پودر ایلمنیت در نسبت های مختلف حجمی جایگزین بخشی از ماسه در بتن شده است. نتایج این تحقیق نشان داد که استفاده از پودر ایلمنیت در بتن سنگین باعث افزایش تراکم بتن و کاهش نرخ نفوذیون مهاجم در بتن می گردد بطوریکه با افزودن به ترتیب ۲۰٪ و ۳۰٪ پودر ایلمنیت در ساختار بتن نیز ضریب نفوذیون کلراید ۲۷٪ و ۲۲٪ کاهش پیدا می کند [۱].

برنجیان و همکاران در سال ۱۳۹۸ به بررسی آزمایشگاهی خواص مکانیکی و تضعیف کنندگی بتن سنگین مورد استفاده در حفاظ تابش های هسته ای پرداختند. در این تحقیق به منظور بررسی خصوصیات مکانیکی و محافظتی بتن سنگین در برابر اشعه گاما از بتن حاوی سنگدانه مگنتیت با متغییر نسبت آب به سیمان جهت ساخت طرح های اختلاط استفاده شد و نتایج آن ها مورد تحلیل و بررسی قرار گرفت. نتایج آزمایش ها بر روی نمونه های بتنی نشان داد که با افزایش نسبت آب به سیمان نیز میزان وزن مخصوص بتن، خصوصیات مکانیکی (مقاومت فشاری، مقاومت کششی، مدول الاستیسیته) و همچنین ضریب تضعیف خطی پرتو گاما کاهش می یابد. همچنین در نتایج این تحقیق ادعان شده که در ساخت حفاظ بتنی در برابر پرتو گاما اگر با محدودیت فضایی مواجه باشیم باید نسبت آب به سیمان را به حداقل رساند [۲].

مدانلود و همکاران در سال ۱۳۹۷ به بررسی دوام بتن سنگین ساخته شده با مگنتیت با درصدهای مختلف میکروسیلیس در برابر چرخه ذوب و انجماد پرداختند. بدین منظور نمونه های متفاوتی با دو نسبت آب به سیمان ۰/۴۵ و ۰/۵ با درصدهای مختلف پوزولان (میکروسیلیس) ۰٪، ۵٪، ۱۰٪ و ۱۵٪ تهیه و مورد آزمایش قرار گرفته

¹ Rapid Chloride Migration Test

است. نتایج حاصل نشان داد که با افزایش چرخه ذوب و انجماد، مدول الاستیسیته دینامیکی کاهش می‌یابد. همچنین دو نسبت آب به سیمان ۰/۴۵ و ۰/۵۵ و افزودن ۰/۵ میکروسیلیس بهترین عملکرد را در برابر چرخه ذوب و انجماد از خود نشان می‌دهد [۳].

ساگر^۱ و همکاران در سال ۲۰۱۹ میلادی به بررسی اثر پودر سیلیس و خاکستر پوسته برنج بر خصوصیات رفتاری بتن سنگین پرداختند. در این تحقیق تاثیر استفاده از پودر سیلیس و خاکستر پوسته برنج به عنوان جایگزینی جزئی برای سیمان در بتن سنگین مورد بررسی قرار گرفته است. همچنین سنگین‌دانه‌های ایلمنیت و باریت به عنوان سنگدانه‌های با چگالی بالا جایگزین بخشی از شن و ماسه مصرفی در بتن مورد استفاده قرار گرفت. در این تحقیق رفتار فیزیکی و مکانیکی و دوام مانند رفتار فشاری، کششی، خمشی، مدول الاستیسیته و مقاومت چسبندگی نمونه‌های ساخته شده مورد بررسی قرار گرفت. همچنین به بررسی ریز ساختار بتن با کمک تصاویر الکترونیکی روبشی و تجزیه و تحلیل اثر امواج مادون قرمز و پرتو گاما و امواج حرارت زا در نمونه‌های ساخته شده پرداختند. نتایج این تحقیق نشان داد که بتن دارای سنگین‌دانه ایلمنیت به میزان ۱۵٪ جایگزینی ماسه در بتن به همراه ۱۵٪ پودر سیلیس جایگزین سیمان در بتن دارای بهترین عملکرد رفتاری و دوام خواهد بود. همچنین نمونه بتن با خاکستر پوسته برنج و سنگدانه ایلمنیت میزان جذب امواج مضر بیشتری داشته در حالیکه نمونه بتن با سیلیس، مقاومت فشاری و کششی بیشتری نسبت به نمونه‌های مورد بررسی را از خود نشان داده است [۴].

کنتراس^۲ و همکاران در سال ۲۰۱۸ میلادی به بررسی بازیافت سنگدانه ایلمنیت (پودر ایلمنیت بازیافتی حاصل از لنت ترمز اتومبیل و گل جوش) به عنوان یک افزودنی در سیمان‌های پرتلند *OPC* پرداختند. این افزودنی در نسبت‌های وزنی ۲/۵، ۵ و ۱۰ درصد وزنی سیمان در بتن اضافه شده است. در این تحقیق آزمایشات مربوط به عبور تشعشعات گاما، ایکس و آلفا مورد بررسی قرار گرفت. نتایج بدست آمده نشان داد که وجود اکسید تیتانیوم در ساختار پودر ایلمنیت موجب جذب تشعشعات رادیو اکتیو در بتن می‌گردد. از دیگر نتایج بدست آمده از این تحقیق نیز افزودن گل ایلمنیت به همراه سیمان *OPC* است که نقش مفیدی در جهت کاهش گرمای هیدراتاسیون، تنظیم زمان گیرش، انبساط و انقباض خطی در مقایسه با سیمان معمولی می‌گردد. علاوه بر موضوعات ذکر شده مشخص گردید که افزودن ۵٪ پودر ایلمنیت در بتن باعث کاهش عبور تشعشعات رادیو اکتیو و سایر تشعشعات زیان بار از بتن می‌گردد [۵].

استفاده از ایلمنیت در بتن بعنوان جایگزین بخشی از سنگدانه برای افزایش وزن مخصوص بتن، از نظر زیست محیطی دارای فوایدی می‌باشد زیرا ایلمنیت نوعی پسماند معدنی تلقی می‌شود و این امر موجب صرفه جویی و بازیافت پسماند معدنی و نیز کاهش آلودگی محیط زیست در صنایع مختلف می‌گردد [۶، ۱]. در عین حال بتن ساخته شده با ایلمنیت دارای تخلخل کمتر، مقاومت بیشتر، قیمت ارزان‌تر خواهد بود [۱]. سنگ دانه‌های معمولی حدوداً بین ۶۰ تا ۷۵ درصد حجم بتن را تشکیل می‌دهند از این رو با جایگزینی سنگین دانه‌های فلزی یا معدنی به جای بخشی از سنگدانه‌های معمولی باعث تغییر خواص فیزیکی، دوام و در بعضی اوقات، شیمیایی بتن خواهیم شد [۲]. از طرفی دلیل عدم توجه به این ماده تاکنون به لحاظ تجاری به مرحله استفاده انبوه در بتن نرسیده و ضرورت دارد تا به بررسی شاخص مقاومت و دوام بکارگیری آن در بتن پرداخته شود. نوآوری این تحقیق شامل استفاده از ماده ارزان قیمت پودر معدنی ایلمنیت به عنوان عنصر سنگین وزنی که باعث افزایش وزن مخصوص بتن می‌گردد و بررسی مقاومت و دوام آن در برابر چرخه ذوب و انجماد می‌باشد.

¹ K.Sakra

² M.Contreras

۲- الزامات ساخت بتن سنگین

برخی از ضوابط ساخت بتن سنگین به استناد از استاندارد بتن آمریکا *ACI* و مبحث نهم مقررات ملی به شرح زیر می‌باشد: [۲۱,۲۰,۱]

- نسبت آب به مواد سیمانی حداقل $0/37$ و حداکثر $0/6$ باشد.
- میزان روانی یا اسلامپ بتن باید بین 50 تا 95 میلیمتر باشد.
- در ساخت بتن سنگین باید نسبت ماسه به شن را افزایش داد و یا از ماسه با مدول نرمی بالا استفاده گردد.
- در صورت استفاده از فوق روان کننده، حداکثر میزان مجاز آن 3% وزنی سیمان می‌باشد.
- استفاده از مواد هوازا در صورتی که بتن در برابر چرخه‌های ذوب و انجماد شدید قرار ندارد توصیه نمی‌شود. زیرا هوازا باعث کاهش وزن مخصوص بتن خواهد شد.
- استفاده از خاکستر بادی با توجه به استاندارد *ASTM-C618* مجاز است.
- استفاده از پوزولان طبیعی، ژل میکروسیلیس و نانو سیلیس مطابق با استاندارد *ASTM-C1240* مجاز است.
- برای ساخت بتن سنگین حداقل عیار سیمان 350 کیلوگرم در متر مکعب می‌باشد.

۳- مواد و مصالح

۳-۱- ماسه

ماسه مصرفی جهت ساخت بتن در این تحقیق از معادن موجود در منطقه خرامه فارس تهیه شده است. ماسه مصرفی دارای حداکثر اندازه اسمی $0-4/75$ میلیمتر و بوده که وزن مخصوص ظاهری در حالت SSD، 2350 کیلوگرم در متر مکعب، میزان جذب آب $2/45\%$ و مدول نرمی $2/8$ می‌باشد.

جدول ۳ مشخصات ماسه مصرفی مورد استفاده

نوع سنگدانه	حداکثر قطر سنگدانه	مدول نرمی	وزن مخصوص SSD	جذب آب
	mm		kg/m ³	%
ماسه	4/75	2/8	2350	2/45

۳-۲- شن

شن مورد استفاده جهت ساخت بتن مورد آزمایش در این تحقیق، مخلوط نخودی و بادامی با حداکثر اندازه 19 میلیمتر می‌باشد که از معادن خرامه استان فارس تهیه شده است. وزن مخصوص ظاهری در حالت SSD، 2580 کیلوگرم در هر متر مکعب و میزان جذب آب درشت دانه نیز برابر با $2/2\%$ می‌باشد.

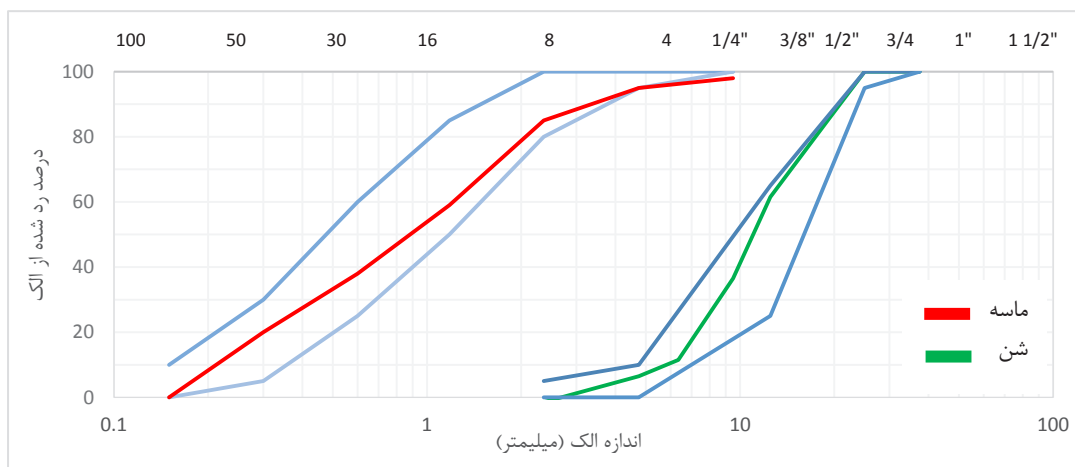
جدول ۴ مشخصات شن مصرفی مورد استفاده

نوع سنگدانه	حداکثر قطر سنگدانه	میزان جذب آب	وزن مخصوص SSD
مخلوط بادامی و نخودی	mm	%	kg/m ³
	19	2/2	2580

۴- دانه بندی

در آزمایش دانه بندی سنگدانه‌ها، مصالح سنگی با ایجاد لریزه توسط الک‌های مختلف شماره بندی شده عبور داده می‌شوند و اندازه دانه‌های روی هر الک و مقدار آن مشخص می‌گردد. البته قابل ذکر است که برای دانه بندی مصالح

درشت دانه یا شن از دستگاه یکنواخت کننده دانه استفاده می‌شود. مطابق با استاندارد *ASTM-C136* دانه بندی از الک‌های سیمی استاندارد با سوراخ‌های مربعی استفاده گردید که در نمودار شماره ۱ نشان داده شده است. با محاسبه مقادیر درصد تجمعی میزان عبور کرده از هر الک که بر اساس شماره بندی استاندارد روی یکدیگر قرار گرفته اند، می‌توان این مقادیر را با منحنی استاندارد *ASTM-C33* مقایسه نمود [۱۱]. در منحنی دانه بندی سنگدانه‌ها، محور عمودی نمایش دهنده درصد تجمعی عبور داده شده از هر الک و محور افقی بیانگر اندازه یا شماره الک می‌باشد.



نمودار ۱ نمودار دانه بندی شن و ماسه مورد استفاده جهت ساخت بتن و انطباق آن با محدوده استاندارد

۵-سیمان

سیمان مصرفی در مخلوط‌های آزمایشی از نوع سیمان تیپ ۱ فیروز آباد می‌باشد. آنالیز شیمیایی این سیمان که منطبق بر شناسه فنی شرکت سازنده آن می‌باشد، به شرح جدول شماره ۵ است. سیمان فیروزآباد تیپ ۱ مطابق با مشخصات مطرح شده در استاندارد ملی ایران به شماره *ISIRI-389* تولید شده و دارای حداکثر C_3A به میزان ۶ درصد می‌باشد [۲۲].

جدول ۵ ساختار شیمیایی سیمان تیپ یک فیروزآباد [۲۲]

C3A	I.R	L.O.I	OS3	MgO	FE2O3	AL2O3	SiO4
٪ ۵/۸۰	٪ ۰/۳۵	٪ ۱	٪ ۲/۳۵	٪ ۲/۲۰	٪ ۳/۹۵	٪ ۴/۷۰	٪ ۲۰/۹۰

جدول ۶ خصوصیات سیمان تیپ یک فیروزآباد [۲۲]

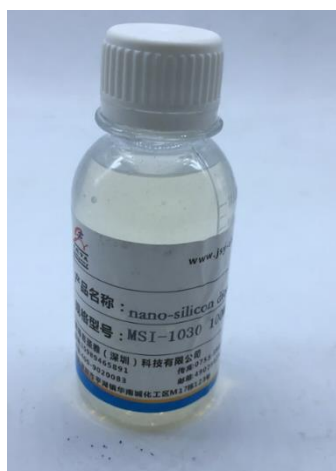
وزن مخصوص	مقاومت فشاری			زمان گیرش دقیقه		انقباض اولیه (اتوکلاو) %	سطح مخصوص (بلین) gr/cm ²
	کیلوگرم بر سانتیمتر مربع			نهایی	اولیه		
gr/cm ³	۲۸ روزه	۷ روزه	۳ روزه	۶۰	۴۵	۰/۸	۲۹۰۰
۳/۱۰	۳۱۵	۱۷۵	۱۰۰				

۶-ژل نانو سیلیس

افزودن ژل نانو سیلیس در بتن باعث کاهش نسبت آب به سیمان، افزایش روانی و کاهش نفوذ پذیری در بتن خواهد شد. لذا با توجه به هدف تحقیق که افزایش دوام بتن سنگین در برابر چرخه ذوب و انجماد می باشد و از طرفی مجاز به استفاده از ضد یخ یا مواد حباب ساز (بدلیل کاهش جرم بتن) نخواهیم بود نیز تا از ژل نانو سیلیس استفاده گردید. ژل نانو سیلیس در وضعیت سکون ژله ای و پس از تکان دادن بصورت مایع بی رنگ در می آید. ژل نانو سیلیس بکار رفته در این آزمایش از نوع *JYSA-MSI-1030* می باشد که برای ساخت بتن های با مقاومت و دوام بالا و بتن های ویژه کاربرد دارد. ژل نانو سیلیس را می توان در هنگام ساخت و یا پس از ساخت به بتن اضافه نمود. زمان مورد نیاز برای اختلاط این افزودنی در میکسر بین ۲ تا ۳ دقیقه می باشد. مصرف این نوع افزودنی با استاندارد *ASTM-C1240* مطابقت دارد و بسته به خواص مورد نیاز بین ۱ تا ۳ درصد وزنی سیمان مصرفی توصیه گردیده است [۲۶، ۲۵].

جدول ۷ مشخصات فیزیکی و شیمیایی ژل نانو سیلیس *MSI-1030* [۲۵]

نام محصول	فرمول شیمیایی	نام تجاری	حالت	PH	وزن مخصوص
					g/cm ³
MSI-1030	mSiO ₂ -nH ₂ O +PC	ژل نانو سیلیس	ژله ای - مایع	۹-۸/۵	۱/۲۳



شکل ۵ ژل نانو سیلیس *MSI-1030*

۷- ایلمنیت

ایلمنیت مورد استفاده در این تحقیق از نوع معدنی و حداکثر اندازه آن ۰/۵ میلیمتر می باشد. این سنگین دانه مستخرج از معادن ایلمنیت منطقه کهنوج استان کرمان و فرآوری شده در کارخانه صنعتی دلچان می باشد. سایر مشخصات شیمیایی و فیزیکی ایلمنیت مورد استفاده به شرح جدول شماره ۸ و ۹ می باشد [۲۳].

جدول ۸ مشخصات فیزیکی پودر ایلمنیت مورد استفاده [۲۳]

مدول نرمی	جذب آب	درصد تخلخل	وزن مخصوص	حداکثر اندازه اسمی
	%	%	Kg/m ³	mm
۱/۸۵	۲/۲	۳	۴۲۴۰	۰/۵

جدول ۹ ساختار شیمیایی پودر ایلمنیت مورد استفاده [۲۳]

مقدار %	ساختار شیمیایی	نام عنصر
۴۸/۱	TiO_2	اکسید تیتانیوم
۳۱/۲	Fe_2O_3	اکسید سوم آهن
۰/۱۲	CaO	آهک
۱۱/۹	FeO	اکسید آهن
۲/۴	SiO_2	سیلیس
۱/۵۲	Al_2O_3	اکسید آلومینیوم
۲/۲۳	$BaSO_4$	اکسید باریوم
۱/۷۲	BaO	سولفات باریوم



شکل ۶ ایلمنیت مورد استفاده جهت ساخت بتن سنگین

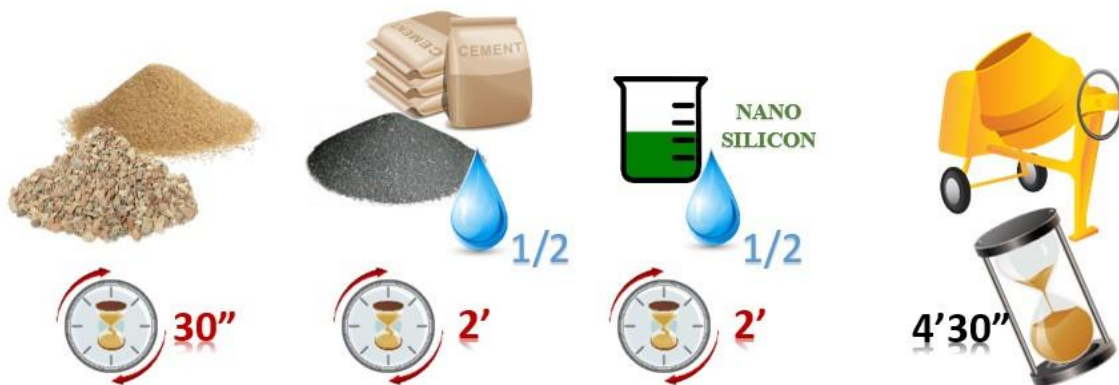
۸- طرح اختلاط

مطابق با بند ۱-۱-۶-۶-۹ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان نیز تعیین نسبت‌های بتن سنگین مشابه بتن معمولی است، اما به دلیل خشن بودن مخلوط بتن سنگین باید از ماسه با مدول بیشتر کمتر استفاده شود و یا نسبت ماسه به شن افزایش یابد [۲۰]. طرح مخلوط نمونه شاهد مورد استفاده در این تحقیق نیز بر مبنای استاندارد *ACI-211* به روش حجمی می‌باشد که با توجه به نوع مصالح بهینه سازی شده است. حداکثر اندازه اسمی درشت دانه ۱۹ میلیمتر و نسبت آب به سیمان ۰/۳۸ (بدون در نظر گرفتن رطوبت سنگدانه) در نظر گرفته شده است. همچنین عیار سیمان مصرفی ۵۰۰ کیلوگرم در هر متر مکعب مفروض می‌باشد. برای افزایش وزن مخصوص بتن نیز از پودر ایلمنیت در نسبت‌های حجمی ۱۰٪، ۲۰٪، ۳۰٪ و ۴۰٪ جایگزین بخشی از ماسه در بتن گردیده است. در این تحقیق جهت بهبود خصوصیات مکانیکی و دوام بتن نیز از ژل نانو سیلیس به میزان ۱٪ وزنی سیمان استفاده شده است. در جدول شماره ۲ مقادیر مصالح مصرفی برای تهیه یک متر مکعب بتن به ازای طرح مخلوط‌های مختلف ارائه شده است.

جدول ۲ طرح اختلاط مورد استفاده جهت آزمایش

درصد ایلمنیت	آب	ژل نانو سیلیس	ایلمنیت	ماسه	شن	سیمان	نام انحصاری	شماره	نوع
-	۱۹۰	۵	-	۱۲۸۰	۷۲۰	۵۰۰	CON	۱	شاهد
۱۰٪	۱۹۰	۵	۴۳۵	۱۱۵۰	۷۲۰	۵۰۰	CIL10%	۲	توزین سنگدانه
۲۰٪	۱۹۰	۵	۸۸۰	۱۰۲۴	۷۲۰	۵۰۰	CIL20%	۳	
۳۰٪	۱۹۰	۵	۱۳۲۵	۸۹۶	۷۲۰	۵۰۰	CIL30%	۴	
۴۰٪	۱۹۰	۵	۱۷۵۰	۷۶۸	۷۲۰	۵۰۰	CIL40%	۵	

در این تحقیق ابتدا کلیه سنگدانه‌ها پس از آبکش کردن و رسیدن به حالت اشباع با سطح خشک (حالت SSD) به همراه ماسه طبیعی به داخل میکسر ریخته و به مدت ۳۰ ثانیه مخلوط شدند. در ادامه سیمان، نیمی از آب و پودر ایلمنیت اضافه و پس از ۲ دقیقه اختلاط، نصف دیگر آب و ژل نانو سیلیس اضافه و به مدت ۲ دقیقه دیگر مخلوط شدند. مدت زمان کل اختلاط ۴ دقیقه و ۳۰ ثانیه با سرعت دوران ۱۵ دور در دقیقه انجام گردید. شکل شماره ۴ مدت زمان و ترتیب اختلاط مصالح را با یکدیگر نشان می‌دهد.



شکل ۴ مدت زمان و ترتیب اختلاط اجزای بتن

۹- برنامه آزمایشگاهی

در این تحقیق برنامه آزمایشگاهی جهت ساخت بتن سنگین با ایلمنیت، مجموعاً متشکل از ۵۰ نمونه بتن می‌باشد. آزمایشات انجام شده شامل آزمایش روانی (اسلامپ)، وزن مخصوص بتن تازه، مقاومت فشاری، مقاومت کششی، جذب آب بتن سخت شده و تعیین دوام بتن در برابر چرخه ذوب و انجماد می‌باشد. برای آزمایش مقاومت فشاری از دو نمونه مکعبی در سنین ۷، ۲۸ و ۹۰ روزه استفاده گردید و میانگین آن، بعنوان مقاومت نهایی در نظر گرفته شد. همچنین جهت تعیین دوام یخ زدگی بتن نیز از میانگین دو نمونه بتن مکعبی ۲۸ روزه استفاده شد که پس از گذشت ۳۰۰ چرخه ذوب و انجماد، میزان افت وزنی و مقاومت آن مورد بررسی قرار گرفت. سایر آزمایشات مذکور بر روی یک نمونه بتنی با سن ۲۸ روز انجام شد. استاندارد آزمایش، اندازه و نوع نمونه به تفکیک به شرح جدول شماره ۱ می‌باشد. شکل شماره ۳ تصاویری از آزمایشات به ترتیب از راست به چپ (توزین بتن، مقاومت فشاری، توزین سنگدانه) را نشان می‌دهد.

جدول ۱ شرح و استاندارد آزمایش، نوع و تعداد نمونه به تفکیک هر آزمایش

ردیف	شرح آزمایش	نوع نمونه	ابعاد نمونه (میلیمتر)	تعداد نمونه	شماره استاندارد
۱	مقاومت فشاری	مکعبی	۱۵۰*۱۵۰*۱۵۰	۳۰	ASTM C109
۲	مقاومت کششی	استوانه‌ای	۳۰۰*۱۵۰	۵	ASTM C496
۳	اسلامپ	-	-	-	ASTM C143
۴	وزن مخصوص	-	-	-	ASTM C138
۵	جذب آب بتن سخت شده	مکعبی	۱۰۰*۱۰۰*۱۰۰	۵	ASTM C642
۶	ذوب و انجماد	مکعبی	۱۵۰*۱۵۰*۱۵۰	۱۰	ASTM C666-B



شکل ۳ تصاویری از آزمایش بر روی نمونه‌های بتن سنگین در محیط آزمایشگاه

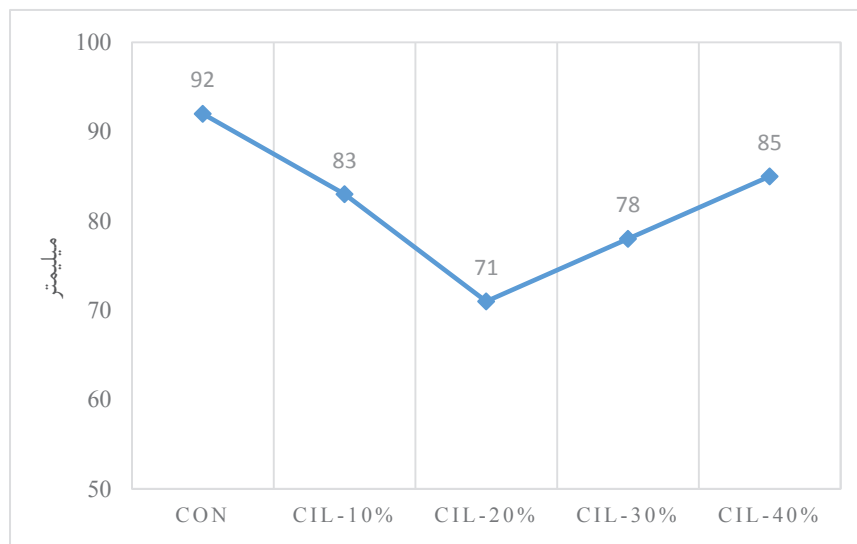
۱-۱۰ یافته‌ها

۱-۱۰-۱ اسلامپ

اسلامپ بتن، معیاری برای بررسی جریان پذیری بتن تازه پیش از استفاده در محل مورد نیاز می‌باشد. به استناد از ضوابط تهیه و ساخت بتن سنگین نیز میزان کارایی لازم باید بین ۵۰ تا ۹۵ میلیمتر، باشد. با توجه به اینکه در طرح مخلوط بتن سنگین، از ایلمنیت خشک (بدون رطوبت) استفاده شده بدیهی است که مقداری آب بتن را جذب نموده و میزان اسلامپ بتن را کاهش دهد. از طرفی سطح مخصوص ذرات ایلمنیت دارای ابعاد گرد گوشه هستند که این عنصر جایگزین ماسه شکسته در بتن می‌شود. چگالی بالا و سطح مخصوص گرد گوشه باعث لغزش ذرات ایلمنیت روی یکدیگر شده و باعث آفت اسلامپ خواهند شد. بنابراین دو عامل: ۱- میزان جذب آب ایلمنیت در بتن باعث کاهش اسلامپ می‌شود. ۲- چگالی بالا و گرد گوشه بودن ذرات ایلمنیت باعث لغزیدن و افزایش اسلامپ بتن می‌شود. این دو عامل در تناقض با یکدیگر خواهند بود که با توجه به میزان استفاده از ایلمنیت در بتن، یکی غالب بر دیگری خواهد بود.

بنابراین نتایج بدست آمده، میزان اسلامپ $CIL-10\%$ در مقایسه با نمونه شاهد، ۱۰٪ کاهش خواهد یافت. همچنین اسلامپ $CIL-20\%$ نیز در مقایسه با نمونه شاهد، آفت ۳۰٪ را نشان می‌دهد که این افزایش اسلامپ ناشی از لغزش و چگال بودن ایلمنیت بوجود آمده است. در طرح $CIL-30\%$ با افزایش قابل حجم توجه حجم ایلمنیت در بتن، شاهد کاهش ۱۸٪ اسلامپ خواهیم بود. همچنین میزان اسلامپ طرح $CIL-40\%$ نسبت به شاهد آفت ۸٪ را نشان می‌دهد. علیرغم افزایش حجم قابل توجه ایلمنیت در بتن که انتظار می‌رفت میزان اسلامپ افزایش یابد اما بدلیل میزان جذب آب بتن تازه توسط ایلمنیت نیز میزان اسلامپ در مقایسه با طرح‌های قبلی کاهش یافته است. قابل ذکر است که میزان اسلامپ بدست آمده در تمامی طرح‌های مورد آزمایش در محدوده مجاز آیین نامه می‌باشد. این

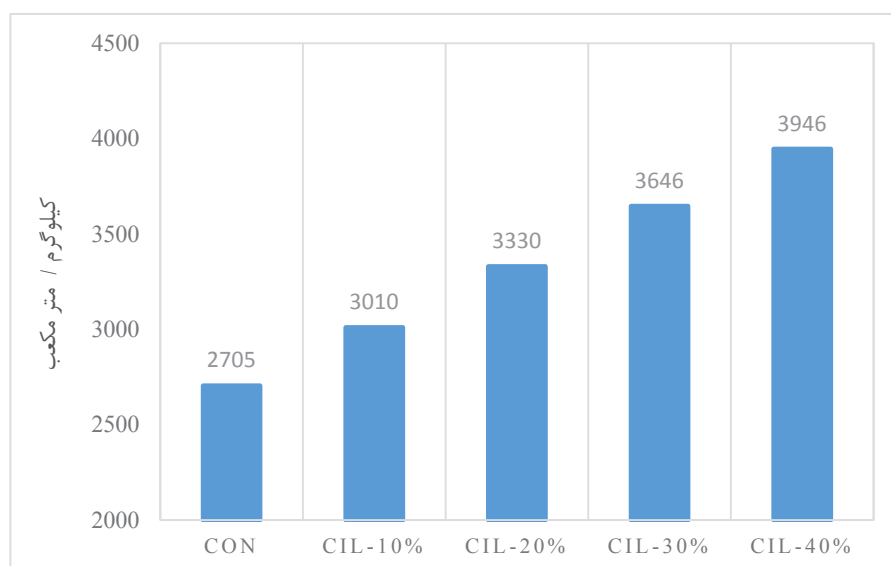
مهم بدلیل اضافه کردن ژل نانو سیلیس در بتن حاصل شده، زیرا این افزودنی نسبت آب به سیمان را کاهش داده و باعث افزایش اسلامپ بتن خواهد شد.



نمودار ۲ مقایسه میزان روانی تمامی نمونه‌های مورد آزمایش

۱۰-۲- وزن مخصوص

یکی از اساسی‌ترین معیارهای مورد نظر در این تحقیق، افزایش وزن مخصوص بتن برای ساخت بتن سنگین می‌باشد. میزان وزن مخصوص هر طرح اختلاط به شرح نمودار شماره ۳ است. با توجه به ضوابط و استاندارد بتن سنگین، طرح بتن شاهد و طرح CIL-10٪ با وزن مخصوص به ترتیب ۲۷۰۵ و ۳۰۱۰ کیلوگرم در هر متر مکعب در زمره بتن‌های سنگین قرار نمی‌گیرند. اما با این حال با افزودن حداقل ۱۰٪ حجمی ایلمنیت به جای ماسه در بتن باعث افزایش ۱۱٪ وزن مخصوص بتن خواهد شد. در طرح اختلاط 20%، 30%، 40% CIL نیز میزان وزن مخصوص بتن در مقایسه با طرح شاهد به ترتیب ۱۸٪، ۲۵٪ و ۴۰٪ افزایش یافته است. بنابراین با افزایش حجم ایلمنیت، به جای ماسه در بتن نیز وزن مخصوص آن افزایش پیدا خواهد کرد که این مهم بدلیل چگالی بالای ایلمنیت می‌باشد.



نمودار ۳ مقایسه وزن مخصوص تمامی طرح‌های مورد آزمایش

۱۰-۳ مقاومت فشاری

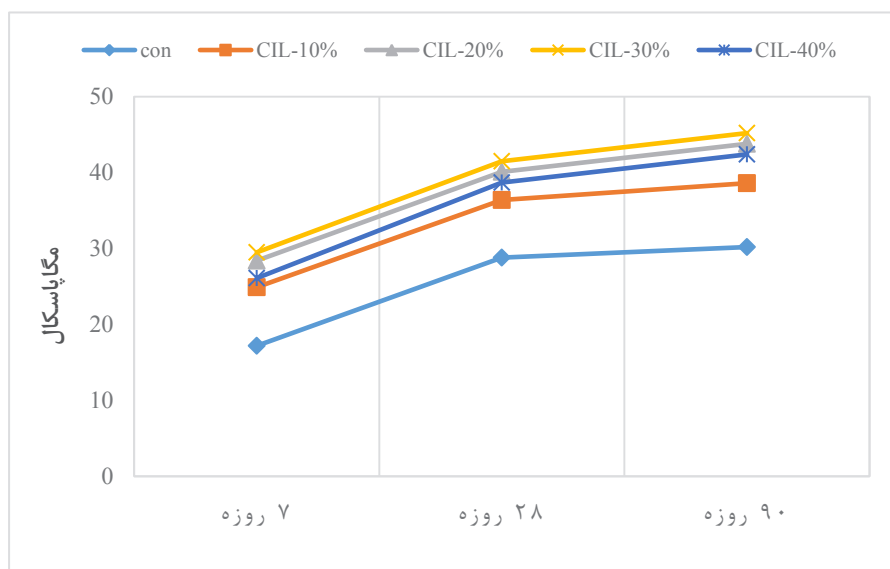
در این تحقیق آزمایش مقاومت فشاری مطابق با استاندارد *BS-EN-12390* بر روی نمونه‌هایی مکعبی در سنین ۷، ۲۸ و ۹۰ روزه انجام شد. جهت انجام این آزمایش از جک هیدرولیکی دیجیتالی با سرعت بارگذاری ۰/۸ بر ثانیه استفاده گردید و تا لحظه شکست نمونه بصورت ساعت شنی، اعمال نیرو ادامه یافت. نتایج حاصل از انجام این آزمایش به شرح جدول شماره ۱۲ می‌باشد. نتایج این آزمایش ثابت کرد که افزودن ایلمنیت در بتن باعث افزایش مقاومت فشاری آن در تمام سنین خواهد شد و این مهم بدلیل افزایش تراکم ناشی از اندازه ریز، مقاومت و سختی بالای ایلمنیت می‌باشد. با تامل بر روی نتایج بدست آمده و با مقایسه میزان مقاومت فشاری تمامی نمونه‌ها مشخص گردید که بیشترین میزان مقاومت فشاری نهایی (۹۰ روزه) بدست آمده مربوط به طرح مخلوط *CIL-30%* می‌باشد. اما با توجه به حجم مصرفی ایلمنیت و علیرغم انتظار نیز میزان مقاومت فشاری طرح مخلوط *CIL-30%* تفاوت زیادی با طرح *CIL-20%* ندارد. بطوریکه میزان اختلاف مقاومت فشاری در این دو طرح در تمام سنین و بطور میانگین کمتر از ۳٪ می‌باشد. بنابراین می‌توان اذعان کرد که بهینه‌ترین طرح اختلاط جهت ساخت بتن سنگین نیز طرح *CIL-20%* می‌باشد. در این حالت ناحیه ضعف بتن در قسمت خمیره سیمان خواهد بود. بنابراین افزودن بیش از حد ایلمنیت در بتن بدلیل برهم خوردن تناسب دانه بندی که ناشی از حذف ماسه در بتن می‌باشد، آفت مقاومت فشاری بتن را در پی خواهد داشت.

نظر به آنچه از روند کسب مقاومت فشاری بتن و آهنگ گیرش سیمان در سنین مختلف بدست آمد مشخص شد که رشد مقاومت فشاری و عمل هیدراتاسیون سیمان روند طبیعی دارند و افزودن ایلمنیت نمی‌تواند خلال یا وقفه‌ای در آن ایجاد نماید. در حالیکه این روند بر خلاف شواهد موجود از یافته‌های مشابه در سایر مراجع و پیشینه تحقیقات بوده. بطوریکه در سایر منابع اشاره به آن شده که افزودن ایلمنیت در ساختار بتن باعث افزایش روند کسب مقاومت فشاری بتن تا سن ۹۰ روز می‌گردد یا اصطلاحاً بتن دیرگیر می‌شود [۱، ۲]. بنظر می‌رسد که افزودن ژل نانو سیلیس در ساختار طرح مخلوط‌های مورد مطالعه در این تحقیق باعث مرتفع نمودن این عارضه گردیده است.

نمودار شماره ۴ میزان مقاومت فشاری نمونه‌های مورد آزمایش و روند رشد مقاومت در سنین مختلف را نشان می‌دهد.

جدول ۱۲ مقایسه مقاومت فشاری کسب شده تمامی نمونه‌های بتن مورد آزمایش در سنین مختلف

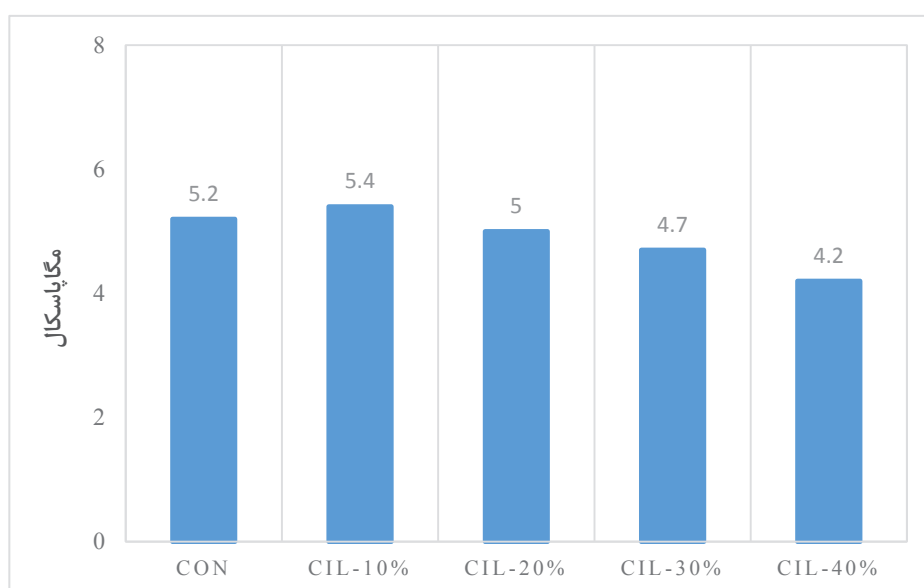
CIL-40%		CIL-30%		CIL-20%		CIL-10%		CON	سن نمونه
تغییر نسبت به نمونه شاهد	مقاومت فشاری	تغییر نسبت به نمونه شاهد	مقاومت فشاری	تغییر نسبت به نمونه شاهد	مقاومت فشاری	تغییر نسبت به نمونه شاهد	مقاومت فشاری	مقاومت فشاری	
٪۳۴/۱	۲۶/۱	٪۴۱/۷	۲۹/۵	٪۳۹/۴	۲۸/۴	٪۳۰/۹	۲۴/۹	۱۷/۲	۷ روزه
٪۲۵/۶	۳۸/۷	٪۳۰/۶	۴۱/۵	٪۲۸/۲	۴۰/۱	٪۲۰/۹	۳۶/۴	۲۸/۸	۲۸ روزه
٪۲۸/۸	۴۲/۴	٪۳۳/۲	۴۵/۲	٪۳۱/۱	۴۳/۸	٪۲۱/۸	۳۸/۶	۳۰/۲	۹۰ روزه



نمودار ۴ مقایسه مقاومت فشاری کسب شده تمامی نمونه‌های بتن مورد آزمایش در سنین مختلف

۴-۱۰- مقاومت کششی

آزمایش تعیین مقاومت کششی مطابق با دستورالعمل استاندارد *ASTM-C496* بر روی نمونه‌های استوانه‌ای 150×300 میلیمتر در سن ۲۸ روز انجام گرفت. نتایج مقاومت کششی هر طرح اختلاط به شرح جدول شماره ۱۳ می‌باشد. میزان مقاومت کششی طرح *CIL-10%* در مقایسه با نمونه شاهد، رشد ۳٪ را نشان می‌دهد. اما طرح‌های *CIL-20%*, *30%*, *40%* به ترتیب افت ۴٪، ۱۰٪ و ۲۰٪ مقاومت کششی را در مقایسه با طرح شاهد نشان دادند. شایان ذکر است که از عوامل تاثیرگذار در کسب این نتایج، وجود عدم چسبندگی مناسب سنگدانه ناشی از افزودن ایلمنیت کروی شکل با دانه بندی یکنواخت به جای ماسه شکسته و دانه بندی غیریکنواخت می‌باشد که باعث دونیم شدن زود هنگام آزمون بتن در برابر نیروی کششی خواهد شد.



نمودار ۵ مقایسه مقاومت کششی تمامی طرح مخلوط‌های مورد آزمایش

۱۰-۵- جذب آب در بتن سخت شده

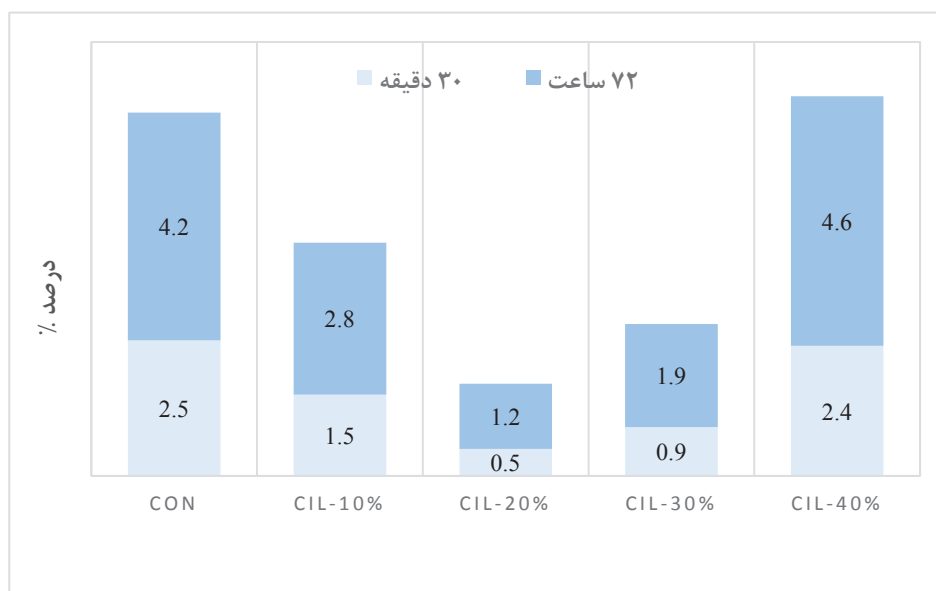
این آزمایش علاوه بر اندازه‌گیری میزان جذب آب نیز معیاری برای سنجش تخلخل در بتن می‌باشد. در این تحقیق آزمایش میزان جذب آب در بتن سخت شده مطابق استاندارد *ASTM-C642* بر روی نمونه مکعبی ۲۸ روزه انجام گرفته است. بدین ترتیب ابتدا نمونه‌های بتنی به مدت ۲۴ ساعت در آون^۱ و در دمای ۱۱۰ درجه سانتی‌گراد قرار گرفته | رطوبت بتن کاملاً گرفته و خشک شود. سپس نمونه بتنی به مدت ۳۰ دقیقه (جذب آب اولیه) و ۷۲ ساعت (جذب آب ثانویه) در حوضچه آن قرار گرفته و وزن آن اندازه‌گیری می‌شود.

نتایج بدست آمده از این آزمایش به شرح جدول شماره ۱۴ می‌باشد. به استناد از نتایج بدست آمده مشخص گردید که میزان جذب آب بتن در طرح شاهد و طرح *CIL-40%* تقریباً یک اندازه می‌باشد و این اثبات وجود تخلخل ناشی از برهم خوردن دانه بندی و جذب آب توسط ایلمنیت در طرح *CIL-40%* می‌باشد. اما در طرح *CIL-20%* میزان جذب آب بتن در مقایسه بدلیل بسیار اندک است. زیرا میزان تراکم بوجود آمده و انسجام دانه‌های ایلمنیت و سنگدانه باعث شده میزان تراکم به حداکثر میزان رسد. همچنین افزودن ژل نانو سیلیس در بتن باعث کاهش تخلخل و پیوستگی بیشتر عناصر بتن خواهد شد. بطوریکه در تمام طرح مخلوط‌ها میزان جذب آب نهایی (۷۲ ساعت) کمتر از ۵ درصد می‌باشد در حالیکه پیشینه تحقیق نشان می‌دهد که میزان جذب آب در بتن سنگین ساخته شده با ایلمنیت بیش از مقدار بدست آمده در این تحقیق می‌باشد [۱-۲].

جدول ۱۴ مقایسه میزان درصد آب جذب شده بتن سخت شده در تمامی طرح‌های مورد آزمایش

وضعیت	نمونه خشک شده			نام طرح
	۷۲ ساعت	۳۰ دقیقه	گرم	
وزن خشک	۳۰۹۲	۳۰۵۸	۲۹۸۰	CON
درصد جذب رطوبت	۴/۲	۲/۵	-	
وزن خشک	۳۳۷۲	۳۳۳۵	۳۲۹۰	CIL-10%
درصد جذب رطوبت	۲/۸	۱/۵	-	
وزن خشک	۳۵۷۹	۳۵۵۷	۳۵۴۰	CIL-20%
درصد جذب رطوبت	۱/۲	۰/۵	-	
وزن خشک	۳۸۸۷	۳۸۵۰	۳۸۲۰	CIL-30%
درصد جذب رطوبت	۱/۹	۰/۹	-	
وزن خشک	۴۳۲۲	۴۲۳۲	۴۱۴۰	CIL-40%
درصد جذب رطوبت	۴/۶	۲/۴	-	

¹ Owen



نمودار ۶ مقایسه میزان درصد آب جذب شده بتن سخت شده در تمامی طرح‌های مورد آزمایش

۱۰-۶ دوام یخ زدگی

برای تعیین دوام بتن در برابر چرخه یخبندان روش‌های آزمایش متعددی وجود دارد که مهم‌ترین آن دستور العمل *ASTM-C666* به دو روش *A* و *B* است. در روش *A* نمونه‌های بتن به تعداد معینی در در مجاورت آب در دمای ۱۸- تا ۴+ درجه سانتیگراد قرار می‌گیرد. در روش *B* روش آزمایش دقیقاً مشابه روش *A* است، با این تفاوت که یخبندان نمونه‌ها در مجاورت آب و ذوب آن در مجاورت هوا انجام می‌شود. بعد از اتمام چرخه‌های یخبندان و ذوب میزان تخریب نمونه‌ها با معیارهای مختلفی سنجیده می‌شود که شامل موارد عمده زیر است [۹]:

- ۱- تغییر در مقاومت فشاری: اُفت بیش از ۱۰٪ نشان دهنده تخریب است.
- ۲- تغییر در وزن نمونه: اُفت بیش از ۵٪ نشان دهنده تخریب است.
- ۳- تغییر در پاسخ امواج: با عبور امواج ماورای صوت از نمونه در قبل و بعد از آزمایش اگر به میزان ۴۰٪ اُفت در سرعت امواج عبوری مشاهده شود، نمونه تخریب شده است.
- ۴- تغییر در طول ابعادی نمونه: کرنش‌های نمونه با ابزارهای دقیق سنجیده می‌شود و در صورتی که مقدار آن از میزان توصیه شده تجاوز کند، نمونه به حالت تخریب رسیده است.

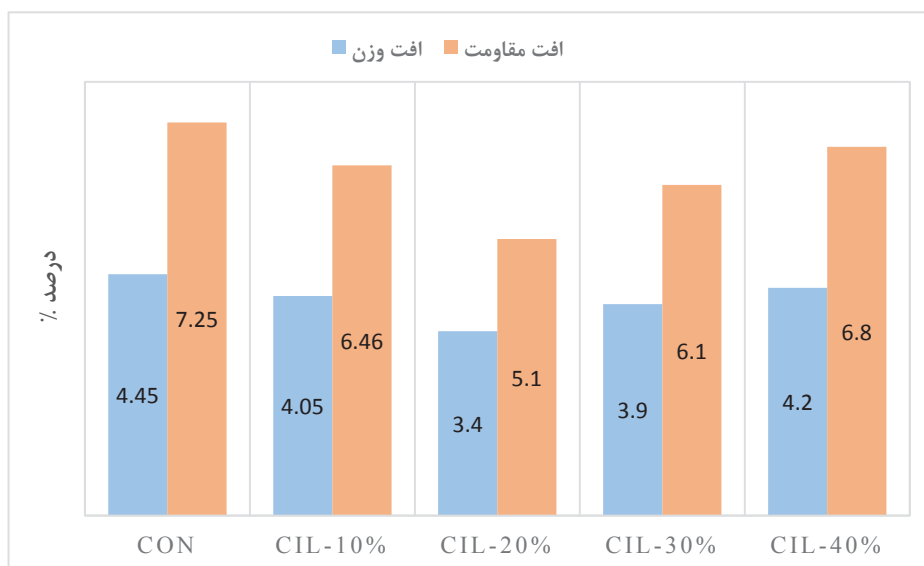
در این تحقیق برای انجام آزمایش سنجش دوام بتن در معرض سیکل انجماد و ذوب، از استاندارد *ASTM-C666* (حالت ذوب و انجماد سریع با فریزر) تبعیت شده است. در این روش، نمونه‌ها تحت شرایط دمایی حداقل ۱۸- و حداکثر ۴+ و طی ۳۰۰ چرخه تکرار قرار گرفتند. همچنین هر چرخه ذوب و انجماد به مدت ۵ ساعت مفروض است که نمونه‌های بتنی به مدت ۲/۵ ساعت به حالت انجماد (۱۸- درجه) و ۲/۵ ساعت به حالت ذوب (۴+ درجه) قرار می‌گیرند. بعد از اتمام چرخه‌های یخبندان و ذوب نیز نمونه‌ها به مدت ۵ ساعت در معرض آفتاب قرار گرفته تا رطوبت سطحی آن‌ها خشک شود. در نهایت میزان تخریب نمونه‌ها با معیار اُفت وزن و اُفت مقاومت سنجیده می‌شود.

نتایج بدست آمده از انجام این آزمایش به شرح جدول شماره ۱۵ و نمودار شماره ۷ می‌باشد. به استناد از نتایج بدست آمده طرح‌های *CIL-10%*، *20%*، *30%*، *40%* در مقایسه با طرح شاهد، به ترتیب دچار اُفت وزنی به میزان ۴/۰٪، ۳/۴٪، ۳/۹٪ و ۴/۲٪ و نیز با اُفت مقاومت فشاری به ترتیب به میزان ۶/۴٪، ۵/۱٪، ۶/۱٪ و ۶/۱۸٪ همراه بودند. در تمامی نمونه‌ها میزان اُفت وزن و اُفت مقاومت به میزان تخلخل و نفوذ آب در منافذ بتن ارتباط

مستقیم وجود دارد که در اثر تغییرات دمایی آب موجود در بتن دچار انبساط و انقباض بتن می‌گردد و سبب افزایش و کاهش حجم مکرر بتن می‌شود که در نتیجه زوال و پوسته پوسته شدن سطح آن را بدنبال دارد. بنابراین هر چه میزان تخلخل در بتن بیشتر باشد یا به تعبیر دیگری هر چه تراکم بتن کمتر باشد، دوام آن در برابر چرخه یخ انجماد کاهش خواهد می‌یابد. البته افزودن ژل نانو سیلیس در ترکیب تمامی طرح مخلوط‌ها بی‌تاثیر نیست در نتیجه می‌توان اذعان داشت که افزودن ژل نانو سیلیس در بتن باعث افزایش دوام بتن در برابر چرخه ذوب و انجماد گردیده که این مهم متاثر از افزایش تراکم و خاصیت پرکنندگی تخلخل و ساختار بتن و نیز کاهش نسبت آب به سیمان می‌باشد.

جدول ۱۵ مقایسه میزان افت وزن و افت مقاومت بتن تحت آزمایش چرخه ذوب و انجماد

نام طرح	مقاومت نهایی مگاپاسکال	افت مقاومت %	وزن نهایی گرم	افت وزن %
CON	۲۶/۷	۷/۲۵	۸۹۸۵	۴/۴۵
CIL-10%	۳۴	۶/۴۶	۹۹۹۰	۴/۰۵
CIL-20%	۳۸	۵/۱	۱۰۹۸۰	۳/۴
CIL-30%	۳۹/۱	۶/۱	۱۱۸۹۰	۳/۹
CIL-40%	۳۶	۶/۸	۱۲۸۱۰	۴/۲



نمودار ۷ مقایسه میزان افت وزن و افت مقاومت تمامی طرح‌های مورد آزمایش

۱۱- نتیجه گیری

در این تحقیق تلاش گردید تا در جهت حمایت از صنایع و معادن داخلی کشور، برای ساخت بتن سنگین از ایلمنیت معادن کهنوج استان کرمان که بعنوان بزرگترین معدن تیتانیوم خاورمیانه تلقی می‌شود، استفاده گردد. همچنین با توجه به ممنوعیت استفاده از مواد حباب‌زا در بتن سنگین برای افزایش کیفیت و دوام آن در برابر

- چرخه انجماد، از ژل نانو سیلیس استفاده گردید تا با کاهش نسبت آب به سیمان، مقاومت و دوام آن بهبود یابد. برخی از مهم‌ترین نتایج بدست آمده از این تحقیق به شرح ذیل می‌باشد:
- ۱- افزودن ایلمنیت در بتن، اخلاقی در روند کسب مقاومت فشاری و آهنگ گیرش سیمان در سنین مختلف ایجاد نخواهد کرد. علرغم اینکه مطالعات پیشین نشان می‌دهد که افزودن ایلمنیت در بتن سبب کند گیر شدن آن در سنین اولیه بتن می‌شود.
 - ۲- افزودن ۳۰٪ حجمی ایلمنیت به جای ماسه می‌تواند تا ۳۳٪ مقاومت نهایی (۹۰ روزه) بتن را افزایش دهد که این میزان بالاترین مقاومت کسب شده در بین سایر طرح مخلوط‌ها می‌باشد.
 - ۳- افزودن حداکثر ۱۰٪ حجمی ایلمنیت به جای ماسه می‌تواند باعث افزایش ۳٪ مقاومت کششی شود که این بالاترین میزان مقاومت بدست آمده می‌باشد.
 - ۴- استفاده از حداکثر ۲۰٪ حجمی ایلمنیت به جای ماسه در بتن، میزان اسلامپ را تا ۳۰٪ افزایش می‌دهد که این مهم بدلیل لغزش ذرات ایلمنیت ناشی از چگالی بالا و سطح مخصوص گرد گوشه می‌باشد.
 - ۵- استفاده از مقادیر بالای ۳۰٪ حجمی ایلمنیت به جای ماسه در بتن، میزان اسلامپ را کاهش می‌دهد که این مهم بدلیل میزان جذب آب بالای ایلمنیت در بتن تازه می‌باشد.
 - ۶- استفاده از حداقل ۲۰٪ حجمی ایلمنیت در بتن به جای ماسه، باعث افزایش وزن مخصوص بتن تازه به بالای ۳۲۰۰ کیلوگرم در هر متر مکعب و تامین ضابطه آیین نامه‌ای خواهد شد.
 - ۷- استفاده از ۲۰٪ حجمی ایلمنیت به جای ماسه، پس از ۳۰۰ چرخه انجماد باعث افت وزنی و مقاومتی به ترتیب تا ۳/۴٪ و ۵/۱٪ خواهد شد که در مقایسه با سایر طرح مخلوط‌ها نیز دارای بیشترین دوام خواهد بود.
 - ۸- استفاده از ژل نانو سیلیس به میزان حداکثر ۱٪ وزنی سیمان برای ساخت بتن سنگین در کسب نتایج بدست آمده، اثرگذار بوده است.

۱۲- سپاسگزاری

قدردانی فراوان از موسسه آموزشی "ماهرشو...!" شهر شیراز و آزمایشگاه "سیوان بتن" جهت همکاری و کوشش‌های موثر که جهت ثمربخش بودن این تحقیق مبذول داشتند.

۱۳- منابع

- [1] Farzad Lohrasbi, Amir Hossein Bazaee, Mohammad Mehdi Jabbari "Investigation Of The Effect Of Chloride Ion Penetration By Rcmt Method In Heavy Concrete Containing Ilmenite Powder" Civil And Project Monthly, Volume 3, Number 9, 1400.
- [2] Javad Baranjian, Omid Lotfi, Hamidreza Asadi "Laboratory Study Of Mechanical Properties And Attenuation Of Heavy Concrete Used To Protect Against Nuclear Radiation" 22nd National Festival And Annual Conference Of The International Concrete Scientific Association (Aci) Iran Branch And Annual National Conference Earthquake, 1398.
- [3] Basira Madanloo, Morteza Hossein Ali Beigi, Bahram Navainia "Durability Of Heavy Concrete Made With Magnetite With Different Percentages Of Microsilica Against Glacial And Melting Cycles" Third International Conference On Civil Engineering, Architecture And Urban Design, 1397.
- [4] K. Sakra, E. El-Hakim, Atomic Energy Authority, Hot Laboratory Center, Radiation Protection Department, P.O. Box 135759, Kalubiuh, Cairo-A.R.E., Egypt B Metallurgy Department-Nuclear Research Center, Atomic Energy Authority, Cairo, Egypt, "Effect Of High Temperature Or Fire On Heavy Weight Concrete Properties" 2006.

- [5] Manuel Contreras Llanes¹ & Manuel Jesús Gázquez González² & Silvia María Pérez Moreno¹ & Juan Pedro Bolívar Raya , "Recovery Of Ilmenite Mud As An Additive In Commercial Portland Cements" 2018
- [6] Mohammed A. Khalaf, Cheah Chee Ban, Mahyuddin Ramli , School Of Housing, Building And Planning, Universiti Sains Malaysia, 11800 Usm, Malaysia, "The Constituents, Properties And Application Of Heavyweight Concrete: A Review" 2019
- [7] Misagh Goldoost Rezaei, Hadi Tarvirdizadeh Sangari, "Study Of The Advantages And Disadvantages Of Light And Heavy Structural Concretes" Fourteenth International Congress Of Civil Engineering - Tehran, Iran , 2016 (Persian)
- [8] Ali Yadollahi, Ali Mohammad Ajrlou, Ahmad Reza Zolfaghari , "Protection Against Gamma Rays Using Heavy Concrete Containing Lead Slag" Journal Of Engineering Geology, Volume 9, Number 4 Winter 2015 (Persian)
- [9] Farnaz Rathi, Mansour Razavi, Iman Mobasherpour, "The Effect Of Temperature On The Behavior Of Iron-Titanium Carbide Composite Prepared From Ilmenite Mineral By Spark Plasma Center" Quarterly Journal Of Advanced Materials And Technologies, Volume 8, Number 3 , Fall 2018, Pp. 37-3 (Persian)
- [10] Shahriar Ghamami, Amir Kazemi, Nastrin Bagheri, "Extraction And Purification Of Titanium Dioxide Nanoparticles With Titanium Tetrachloride From Ilmenite Concentrate Of Kahnooj Mine In Kerman" Journal Of Applied Chemistry, Year 15, Issue Summer 2016 (Persian)
- [11] Alireza Habibi, Yaser Rahmani, Sarkoot Saeedpour, "Optimization Of Heavy Concrete Mixing Design Based On Laboratory Results" Journal Of Civil Engineering Modares, Volume 18, Number 6, 2016 (Persian)
- [12] Saeed Lisani, Ali Sadr Mumtazi "Effect Of Acid Corrosive Environments On The Performance Of Lightweight Concrete Containers Containing Silica Soot" M.Sc. Thesis In Civil Engineering, Islamic Azad University, Shahroud Branch, Faculty Of Engineering, 2016 (Persian)
- [13] Abbas Partovi Deilami, Mirahmad Leshteh Nashaei, Mir Abdolhamid Mehrdad "Study Of The Effect Of Using Sea Salt Water Instead Of Drinking Water On The Mechanical Behavior Of Concrete" Master Thesis In Civil Engineering, University Of Guilan, University Campus, 2015 (Persian)
- [14] Mehdi Gholipour Feizi, Alireza Mojtahedi, Mohammad Ali Lotf Elahi (2016) "Testing And Evaluation Of Mechanical Properties Of Heavy Concrete Prepared From Barite Aggregates" Quarterly Journal Of Structural Analysis - Earthquake Volume 12, Number 1, Spring 2015. (Persian)
- [15] Ahmad Reza Pilvar, Ali Akbar Ramezaniyanpour, Hossein Rajaei (2016) "Laboratory Study Of Accelerated Electrical Methods For Measuring The Chloride Permeability Of Concrete" Concrete Research Year 9, Issue 2, Fall And Winter 2016. (Persian)
- [16] Ali Delnavaz, Ali Akbar Ramezaniyanpour (1398) "Determination Of Chloride Ion Penetration Coefficient In Carbonated Concretes Containing Microsilica" Amirkabir Civil Engineering Journal, Volume 51, Number 2, 1398, Pages 3 To 367. (Persian)
- [17] Alireza Bagheri, Hamed Zanganeh (2013) "Study Of Resistance And Durability Properties Against Chloride Penetration Of Three-Component High-Strength Solids Containing Smelting Furnace Slag And Silica Fume" Journal Of Civil Engineering, Volume 2, Number 4, Pp. 127-136, Technical Note. (Persian)
- [18] Allah Dad Shababi, Mahmoud Payeh Ghadr (2012) "Rutile Concentration From Kahnooj Ilmenite Concentrate" Article 9 Of The National Building Regulations Of Iran (2013 Edition)
- [19] Iranian Concrete Standard "Aba" (Persian)

- [20] Gaurav Tyagi, Anupam Singhal, Srikanta Routroy, (2020) "A Review On Sustainable Utilization Of Industrial Wastes In Radiation Shielding Concrete" Available Online 8 April 2020, Version Of Record 4 November 2020.
- [21] K.Sargunana.Venkata Raob. Alex Rajeshc, "Experimental Investigations Of The Mechanical Strength Of Heavy Concrete Using Hematite And Ilmenite", International Conference On Emerging Trends In Material Science And Technology-(2022) 143-160
- [22] Mahmoud Naderi, Alireza Kaboudan, "The Effect Of Resistance, Time And Amount Of Water Pressure For Concreting Heavy Concrete On The Permeability Of Concrete", Amirkabir Civil Engineering Journal (2020) 1-19 (In Persian)
- [23] Kiachehr Behfarnia, Niloofar Salemi, "The Effects Of Lead Powder And Magnetite On The Resistance Of Heavy Concrete Against Frost", Construction And Building Materials 48 (2013) 580–584
- [24] Scott Muzenski, Ismael Flores-Vivian, Konstantin Sobolev, "Examining The Durability Of Heavy Concrete Containing Ilmenite, Dolomite And Hematite On The Durability Of Concrete Against Different Temperatures", Construction And Building Materials 220 (2019) 177–186
- [25] Mohsen Kalvandi, Mahla Rezaei, Mohammad Kalvandi, "The Effect Of Iron Nanoparticles, Iron Oxide, Titanium And Silica Particles On The Properties And Durability Of Heavy Concrete", 2nd National Congress Of Civil Engineering And Construction Projects (2015) 20-31
- [26] R.Polder, W.Peelen, W.Courage, "Investigation And Comparison Of Compressive Strength, Tensile Strength And Specific Weight Of Heavy Concrete Containing Dolomite, Hematite, Ilmenite, Magnetite, Steel Particles", Materials And Corrosion, (2012) 1147-1153.
- [27] R.Pillai, R.Gettu, M.Santhanam, S.Rengaraju, Y.Dhandapani, S.Rathnarajan, A.S. Basavaraj, "Evaluation Of Service Life And Life Cycle Of Heavy Concrete Systems Reinforced With Hematite And Ilmenite", Cement And Concrete Research, (2019) 111-119.
- [28] Standard Practice For Selecting Proportions For Normal, Heavyweight, And Mass Concrete (Aci 211.1-91)
- [29] [Www.Farsnov.Ir](http://www.farsnov.ir) To Inquire About Cement Specifications.
- [30] [Www.Madanpowder.Com](http://www.madanpowder.com) Delijan Industrial Powder Production And Distribution Company, Markazi-Delijan-5 Km Isfahan Road Delijan Industrial Town South Talashgaran St.-Sarvestan St. 2-Sarv Alley 2.
- [31] Astm C109/C109m-20, Standard Test Method For Compressive Strength Of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-In. Or [100-Mm] Cube Specimens) [Www.Astm.Org](http://www.astm.org)
- [32] Astm C779/C779m-12, Standard Test Method For Abrasion Resistance Of Horizontal Concrete Surfaces, [Www.Astm.Org](http://www.astm.org)
- [33] Astm C666-B, Standard Test Method For Resistance Of Concrete To Rapid Freezing And Thawing, [Www.Astm.Org](http://www.astm.org)

Prediction of Standard Cement Mortar Compressive Strength Using Artificial Neural Network and Considering the Effect of Cement Fineness

Sahar Mahdinia

PhD Student, Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad

Mohammadreza Tavakkolizadeh*

Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad
drt@um.ac.ir

Mahdi Ahmadi Jalayer

MSc in Construction Management, Zaveh Torbat Cement Factory

Research paper

Abstract

The role of cement fineness in the process of hydration and development of compressive strength in the early ages of cement-based materials is irrefutable and it requires that its effect be investigated by predicting models. Therefore, an extensive study including 640 cement composition (1920 cement mortar specimens) from a cement factory with different percentages of raw materials feeding to the cement kiln including SiO_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3 , CaO , MgO , SO_3 , K_2O , and Na_2O were used to predict the 7-day compressive strength of cement mortar by artificial neural network (ANN). To investigate the effect of cement fineness, two models have been developed in two states of with and without fineness effect. Results confirmed the significant role of cement fineness as an input parameter in the performance of predicting model. The findings of this research can be used in cement production facilities in order to reduce the laboratory costs.

Keywords: Compressive Strength, Cement Mortar, Artificial Neural Network, Cement Fineness, Raw Materials.

***Corresponding Author:** Mohammadreza Tavakkolizadeh

Mahdinia, S., Tavakkolizadeh, M., Ahmadi Jalayer, M. Prediction of Standard Sand cement Mortar Compressive Strength Using Artificial Neural Network and Considering the Effect of Cement Fineness. Journal of Concrete Structures and Materials, 2022; 7(2): 111-127. <http://doi.org/10.30478/jcsm.2023.375675.1305>

2538-5828/ © 2021 The Authors. Published by Iranian Concrete Society

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

پیش‌بینی مقاومت فشاری ملات استاندارد ماسه سیمان با استفاده از شبکه عصبی مصنوعی و در نظر گرفتن اثر نرمی سیمان

سحر مهدی‌نیا

دانشجوی دکتری سازه، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد

محمد رضا توکلی زاده

استادیار گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد

drt@um.ac.ir (نویسنده مسئول)

مهدی احمدی جلایر

کارشناسی ارشد مدیریت ساخت، کارخانه سیمان زاوه تربت

نوع مقاله: مقاله پژوهشی

چکیده

نقش نرمی سیمان در روند هیدراتاسیون و رشد مقاومت فشاری در سنین پایین مواد پایه سیمانی غیرقابل انکار است؛ بر این اساس می‌تواند که اثر آن در مدل‌های پیش‌بینی مورد بررسی قرار گیرد. از این رو، در این پژوهش یک بررسی گسترده شامل ۶۴۰ ترکیب سیمان (۱۹۲۰ نمونه ملات سیمان) از محصولات کارخانه سیمان با درصد‌های مختلف مواد خام ورودی به کوره سیمان انجام شد. مواد خام اولیه شامل اکسیدهای سیلیس، آلومینیوم، آهن، کلسیم، منیزیم، گوگرد، پتاسیم و سدیم برای پیش‌بینی مقاومت فشاری ۷ روزه ملات استاندارد سیمان با استفاده از روش شبکه عصبی مصنوعی (ANN) در نظر گرفته شد. نرمی پودر سیمان مورد استفاده در این نمونه‌ها به عنوان یک عامل اثرگذار نیز مورد بررسی قرار گرفت. به این منظور، دو مدل در دو حالت با و بدون در نظر گرفتن نرمی سیمان در پارامترهای ورودی به کار گرفته شد. پس از بررسی نتایج به دست آمده می‌توان مشاهده کرد که مدل ANN با در نظر گرفتن نرمی سیمان عملکرد مناسب‌تری نسبت به مدل دیگر دارد. یافته‌های این پژوهش برای پیش‌بینی مقاومت فشاری سیمان تولیدی در کارخانه‌ها می‌تواند هزینه‌های آزمایشگاهی مربوطه را به شدت کاهش دهد.

کلمات کلیدی: مقاومت فشاری، ملات استاندارد سیمان، شبکه عصبی مصنوعی، نرمی سیمان، مواد خام.

سیمان به عنوان ماده اساسی در مواد پایه سیمانی مانند ملات سیمانی و بتن به شمار می‌آید [۱، ۲]. سیمان با ایفای چسبندگی در ترکیبات، نقشی مهم و اساسی در خواص مقاومتی مواد پایه سیمانی ایفا می‌کند. تاکنون پژوهش‌های آزمایشگاهی بسیاری به بررسی نقش سیمان بر ویژگی‌های فیزیکی، شیمیایی و ریز ساختار مواد پایه سیمانی تازه و سخت شده پرداخته‌اند [۳-۶]. از آن جایی که برنامه‌های آزمایشگاهی شامل فرآیند تهیه مصالح، ساخت نمونه و انجام آزمایش مواد پایه سیمانی هزینه‌های بالایی را به همراه خطاهای احتمالی انسانی در پی دارند، به کارگیری روش‌های هوش مصنوعی به عنوان جایگزینی موثر و کارآمد مورد توجه پژوهشگران در سراسر دنیا قرار گرفته است [۷، ۸]. در سال‌های اخیر روش‌های مختلف هوش مصنوعی همچون شبکه عصبی مصنوعی [۹]، ژنتیک بیان مسئله [۱۰]، فازی [۱۱] و ماشین بردار پشتیبان [۱۲] برای پیش‌بینی خواص و ویژگی‌های مواد پایه سیمانی مورد استفاده قرار گرفته‌اند.

از میان روش‌های عنوان شده، روش شبکه عصبی مصنوعی به خاطر توانایی بالای آن در دسته‌بندی داده‌ها و روابط بین ورودی و خروجی برای حل مسائل پیچیده به عنوان یکی از پرطرفدارترین و کاربردی‌ترین روش‌ها به کار گرفته شده است [۱۳]. در سال‌های اخیر پژوهش‌های زیادی در خصوص پیش‌بینی ویژگی‌های فیزیکی و مکانیکی مواد پایه سیمانی توسط روش شبکه عصبی مصنوعی در حوزه بتن [۱۴-۱۷]، خمیر سیمان [۱۸-۲۰] و ملات سیمان [۲۱-۲۳] انجام شده است. برای نمونه، اسکندری و کاظمی [۲۴] در پژوهش خود با استفاده از شبکه عصبی مصنوعی اثر رده مقاومتی سیمان را بر مقاومت فشاری در ۵۴ طرح اختلاط ملات‌های پایه سیمانی با نسبت‌های مختلف آب به سیمان و ماسه به سیمان مورد بررسی قرار دادند. نتایج حاصل از پیش‌بینی آنان نشان داد، مدلی که در آن اثر پارامتر رده مقاومتی سیمان در نظر گرفته شود در مقایسه با مدل مشابه بدون در نظر گرفتن این پارامتر نتایج نزدیک به نتایج آزمایشگاهی خواهد داشت. در مطالعه دیگری، پیش‌بینی مقاومت فشاری ملات پایه سیمانی توسط آکارت و همکاران [۲۵] انجام شد. در این پژوهش تجزیه و تحلیل تحلیل حساسیت ویژگی‌های فیزیکی و شیمیایی مختلف سیمان به عنوان پارامترهای ورودی مدل در نظر گرفته شد. نتایج نشان داد که تغییر در مقدار برخی از مواد مانند SO_3 ، C_2S و C_3A تاثیر به‌سزایی در مقاومت فشاری نهایی دارد که بر تاثیر قابل توجه مواد خام نخستین سیمان در دستیابی خواص مطلوب تاکید می‌کند. علاوه بر این، دان و همکاران [۲۶] در پژوهش خود در خصوص پیش‌بینی مقاومت فشاری بتن با خطاهای بزرگ در مدل‌های پیش‌بینی مواجه شدند که دلیل آن را عدم در نظر گرفتن نوع سیمان به عنوان پارامتر ورودی در مدل‌های به کار گرفته شده عنوان کردند.

بر اساس پیشینه پژوهشی بیان شده، تاکنون مطالعه‌ای در رابطه با اثر هم زمان مواد خام نخستین و نرمی سیمان با استفاده از روش شبکه عصبی مصنوعی انجام نشده است. از این رو، هدف پژوهش پیش رو گسترش یک مدل شبکه عصبی با در نظر گرفتن مقدار مواد خام نخستین سیمان و تمرکز بر نقش نرمی سیمان بر مقاومت فشاری ملات سیمانی استاندارد است. به این منظور، مدل ارائه شده براساس یک پژوهش گسترده بر روی ۱۹۲۰ نمونه (۶۴۰ نمونه سیمان تیپ ۲) در طول یک سال فعالیت یک کارخانه سیمان در شرق کشور صورت گرفته است. یافته‌های این پژوهش به عنوان اطلاعات پایه برای آغاز کار دیگر پژوهشگران و درک بهتر نقش نرمی سیمان در مدل‌های هوش مصنوعی به منظور پیش‌بینی مقاومت فشاری ملات‌های سیمانی استاندارد کمک خواهد کرد.

۲- برنامه آزمایشگاهی

۲-۱- مواد و مراحل آماده سازی نمونه‌ها

مواد مورد استفاده برای ساخت نمونه‌های ملات سیمانی استاندارد شامل: سیمان با رده مقاومتی ۵۲/۵ مگاپاسکال از کارخانه سیمان زاوه تربت، ریزدانه استاندارد (ماسه اتاوا) با وزن مخصوص ۲/۶ و مدول نرمی ۲/۴۸، آب مورد نیاز طرح اختلاط از آب لوله‌کشی شهری است.

در مجموع ۶۴۰ ترکیب سیمان تیپ ۲ (۳ نمونه برای هر طرح اختلاط) در طول یک سال فعالیت پیوسته‌ی یک کارخانه سیمان تهیه و مورد بررسی قرار گرفت. برای ساخت این نمونه‌ها در ابتدا ملات مورد استفاده با نسبت وزنی ماسه به سیمان ۲/۷۵ طبق استاندارد *ASTM C305* [۲۷] تهیه شد. فرآیند ساخت ملات به این صورت است که نخست آب با دمای ۲۰ درجه سانتی‌گراد در جام ریخته شده و در حالی که جام با سرعت کم در حال چرخش است سیمان به آن اضافه می‌گردد تا خمیر سیمان به دست آید. سپس، سنگدانه‌های ریز درون خمیر سیمان ریخته شده و همزن در ابتدا به مدت ۳۰ ثانیه با سرعت کم و پس از آن ۶۰ ثانیه با سرعت متوسط مواد را با هم مخلوط می‌کند تا ملات منسجمی تهیه و در قالب‌های مکعب مستطیلی به ابعاد ۴۰×۴۰×۱۶۰ میلی‌متری ریخته شود (شکل ۱). نمونه‌ها پس از ۲۴ ساعت از قالب‌ها بیرون آورده شده و طبق استاندارد *ASTM C109* [۲۸] درون آب عمل‌آوری می‌شوند. پس از ۷ روز از زمان تهیه نمونه‌ها برای اعمال بارگذاری، آن‌ها را خشک نموده و ذرات سست چسبیده به سطوح بارگذاری حذف می‌شود.



شکل ۱: نمونه خمشی تهیه شده در قالب خمشی ۴۰×۴۰×۱۶۰ میلی‌متری.

۲-۲- آزمایش‌های انجام شده

۲-۲-۱- آزمایش بلین (تعیین درجه نرمی سیمان)

در کارخانه‌های تولید سیمان، تعیین نرمی سیمان پرتلند، به کمک دستگاه نفوذ پذیری هوا (دستگاه بلین) است که طبق آیین‌نامه *ASTM C204-18* [۲۹] برای بر اساس مکش و عبور مقدار معینی هوا از طریق یک نمونه فشرده شده و متخلخل سیمانی انجام می‌شود. میزان نرمی سیمان بر حسب مساحت جانبی کل ذرات سیمان بر حسب سانتی‌متر مربع در یک گرم نمونه بیان می‌گردد. سلول نفوذپذیری دستگاه از یک استوانه صلب به قطر داخلی 12.7 ± 0.1 میلی‌متر از جنس فولاد ضد زنگ ساخته شده و سطح فوقانی آن باید بر محور اصلی سلول عمود باشد و بخش پایینی با انتهای فوقانی فشارسنج به خوبی جفت شود. فشارسنج باید تا وسط از یک مایع غیر فرار و غیر جاذب رطوبت و با وزن مخصوص و لزجت کم مانند دی‌بوتیل فتالیات یا یک روغن معدنی سبک با دمای $20 \pm 2^\circ\text{C}$ پر شود. شکل ۲ دستگاه آزمایش نرمی سیمان را نشان می‌دهد.



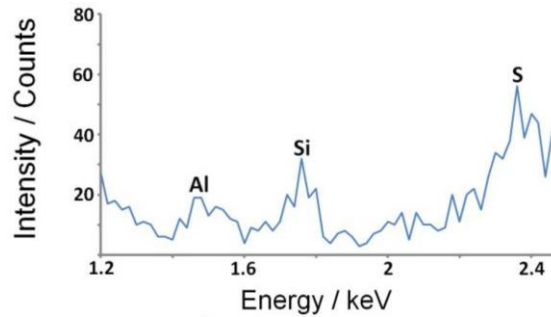
شکل ۲: دستگاه آزمایش نرمی سیمان.

۲-۲-۲- تحلیل XRF

پراش اشعه x یک روش غیر مخرب است که اطلاعات جامع و منحصر به فردی درباره عنصرهای شیمیایی تشکیل دهنده مواد براساس طرح پراش آن‌ها ارائه می‌دهد و در آزمایشگاه‌های کنترل کیفیت کارخانه‌های تولید سیمان به کار رفته و همچنین مورد تایید سازمان‌های استاندارد بین‌المللی نیز هست [۳۰]. این دستگاه قابلیت بالایی در تحلیل ترکیبی نمونه‌های سیمان و ملات دارد. برای تحلیل هر نمونه ابتدا حدود ۰/۵ تا ۳ گرم از نمونه به صورت پودر بسیار ریز در آمده (زیر الک شماره ۲۰۰) و سپس به صورت قرص تهیه می‌گردد و در معرض بمباران پرتوهای اشعه ایکس با طول موج ۰/۱ تا ۱۰۰ آنگستروم قرار داده می‌شود و الگوی پراش آن به دست می‌آید. هر نمونه الگوی پراش منحصر به فردی دارد که مقایسه آن با الگوهای استاندارد منجر به شناسایی عنصرهای شیمیایی تشکیل دهنده ماده می‌شود. شکل ۳ تجهیزات ساخت قرص، قرص تهیه شده و دستگاه تحلیل را نشان می‌دهد. نمونه نمودار پراش ذرات توسط اشعه x در شکل ۴ نشان داده شده است [۳۱].



شکل ۳: تجهیزات آزمایش XRF الف) دستگاه تهیه قرص، ب) قرص تهیه شده و پ) دستگاه تحلیل.



شکل ۴: تحلیل نمونه ملات پایه سیمانی استاندارد با استفاده از XRF [۳۱]

۳-۲-۲- آزمایش مقاومت فشاری

برای انجام آزمایش مقاومت فشاری از نمونه‌های ساخته شده مقاومت خمشی استفاده شده است. به همین منظور آزمون‌های شکسته شده در آزمایش مقاومت خمشی طبق آیین نامه *ASTM C349-02* [۳۲] برای انجام آزمایش مقاومت فشاری مورد استفاده قرار گرفته است. شکل ۵ دستگاه آزمایش مقاومت فشاری را نشان می‌دهد. مقدار مقاومت فشاری نمونه از رابطه ۲ به دست می‌آید:

$$F_c = 0.0625 P_c \quad (2)$$

F_c = مقاومت فشاری بر حسب کیلو پاسکال

P_c = حداکثر بار فشاری اعمال شده بر حسب نیوتن



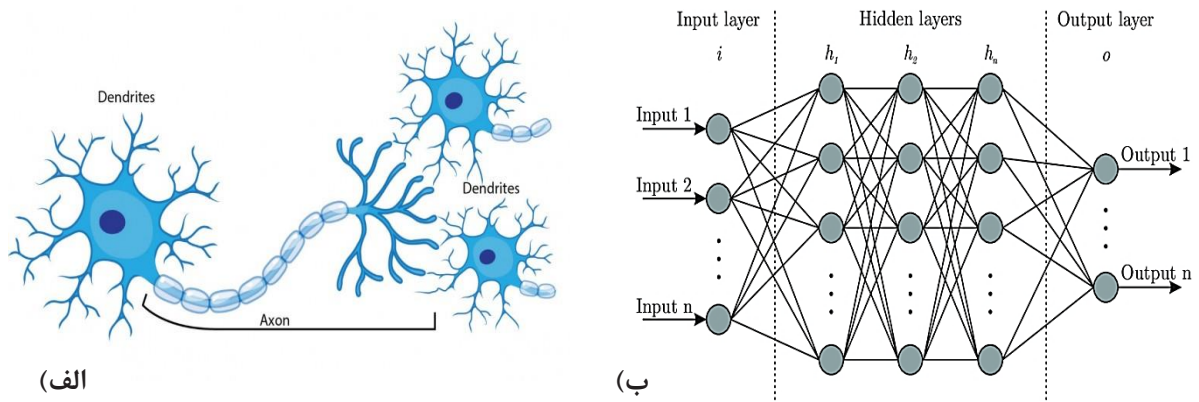
شکل ۵: نمایش جک فشاری مورد استفاده

۳- شبکه عصبی مصنوعی (ANN)

ANN یک روش غیرخطی برای به دست آوردن روابط پیچیده موجود بین پارامترهای مختلف است که تلاش می‌کند براساس ساختار عصبی بیولوژیکی مغز انسان که متشکل از تعداد زیادی نورون‌های به هم پیوسته است به معادلاتی برای حل مسائل مختلف برسد [۳۳]. در شبکه‌های عصبی بازگشتی، نورون‌ها به صورت لایه‌ای مرتب شده‌اند به صورتی که همه نورون‌ها در لایه‌های متفاوت به یکدیگر متصل می‌شوند در حالی که هیچ ارتباطی بین نورون‌های همان لایه وجود ندارد [۳۴].

اولین لایه‌ای در روش شبکه عصبی مصنوعی لایه ورودی است که شامل پارامترهای ورودی ANN می‌باشد که تعداد نورون‌های آن به تعداد پارامترهای ورودی به مدل می‌باشد. آخرین لایه تحت عنوان لایه خروجی است تعداد نورون‌های آن همان تعداد خروجی مدل است. لایه‌های دیگر که در بین این دو لایه وجود دارند با نام لایه‌های پنهان شناخته می‌شوند که تعداد لایه‌های پنهان و تعداد نورون‌های بستگی به مسئله مورد بررسی دارد و تعیین

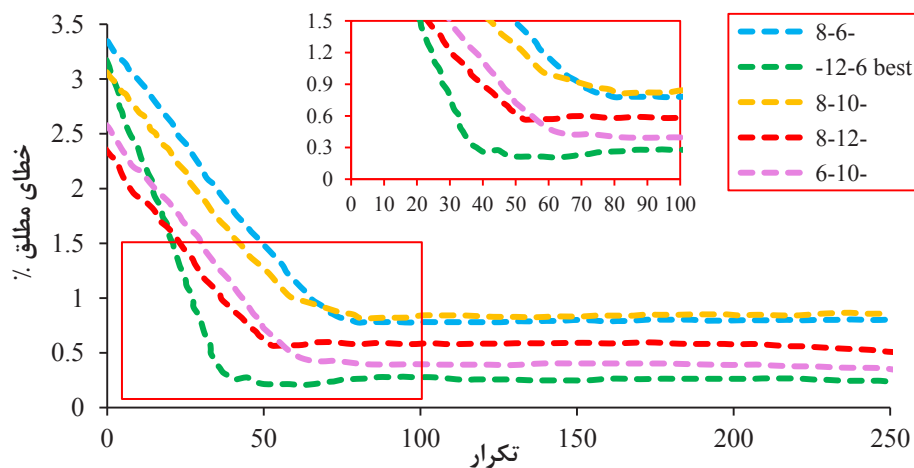
تعداد آن‌ها نیاز به ارزیابی معماری‌های مختلف به منظور دستیابی به بهترین معماری مدل است [۳۵]. شکل ۶ نشان دهنده مدل نورون‌های عصبی مغز انسان و مدل *ANN* الهام گرفته شده از آن است [۳۶].



شکل ۶: شکل نورون‌های عصبی، الف) مدل نورون‌های عصبی مغز انسان و ب) مدل *ANN* الهام گرفته شده از نورون‌های عصبی [۳۵]

۱-۳- آماده‌سازی مدل

به منظور دستیابی به ساختار *ANN* نیاز به تحلیل تعداد لایه و نورون‌ها در لایه/لایه‌های پنهان است. از این رو شکل ۷ تحلیل صورت گرفته بر روی ۵ مدل برتر با معماری‌های مختلف را نشان می‌دهد. از این میان مدل (۶-۱۲) شامل دو لایه پنهان به ترتیب با ۱۲ و ۶ نورون در هر لایه پنهان براساس کمترین خطای مطلق با کمترین تعداد تکرار به عنوان بهترین مدل انتخاب شده است.



شکل ۷: ارزیابی معماری‌های شبکه‌های عصبی با ۲ لایه پنهان و تعداد نورون‌های گوناگون ۶ تا ۱۲

همان گونه که در جدول ۱ مشاهده می‌شود، به منظور بررسی اثر نرمی سیمان در پیش‌بینی مقاومت فشاری، دو مدل *ANN-I* و *ANN-II* تعریف شده‌اند که در مدل *ANN-I* تعداد پارامترهای ورودی ۸ بوده و شامل تحلیل ترکیب‌های شیمیایی (اکسیدهای معدنی) مواد ورودی به کوره می‌باشد. در صورتی که در مدل *ANN-II* علاوه بر ۸ پارامتر ورودی مدل *ANN-I* پارامتر نرمی سیمان نیز به عنوان ورودی در نظر گرفته شده است. سایر پارامترها و مشخصات به کار گرفته شده در مدل‌سازی در جدول ۱ ارائه شده است. جدول ۲ بازه‌ی کمینه و بیشینه را برای پارامترهای ورودی و خروجی در نظر گرفته شده نشان می‌دهد.

جدول ۱: پارامترهای استفاده شده در مدل سازی شبکه عصبی

پارامترها	تنظیمات	ساختار ANN
SiO ₂ - Al ₂ O ₃ - Fe ₂ O ₃ - CaO- MgO- SO ₃ - K ₂ O- Na ₂ O	۸	مدل ANN-I
-SiO ₂ - Al ₂ O ₃ - Fe ₂ O ₃ - CaO- MgO- SO ₃ - K ₂ O- Na ₂ O	۹	مدل ANN-II
Fineness	۲	تعداد لایه های پنهان
-	۱۲	تعداد نورون های اولین لایه پنهان
-	۶	تعداد نورون های دومین لایه پنهان
مقاومت فشاری ۷ روزه	۱	تعداد خروجی
لونبرگ-مارکوارت	-	الگوریتم آموزشی
سیگموئید	-	تابع انتقال

جدول ۲: بازه کمینه و بیشینه پارامترهای ورودی و خروجی

پارامترها	ورودی								خروجی	
	نرمی - بلین	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O	مقاومت
	(m ² /g)	(%)							(MPa)	
کمترین مقدار	۰/۲۸۱۴	۲۰/۲۲	۱/۸۴	۳/۵۷	۶۲/۹۸	۲/۰۰	۰/۸۴	۰/۵۰	۰/۳۴	۲۷/۴
بیشترین مقدار	۰/۳۸۲۵	۲۱/۷۴	۵/۲۱	۴/۱۸	۶۴/۷۰	۳/۱۸	۲/۷۲	۰/۷۵	۰/۴۹	۴۷/۳

از مجموع ۱۹۲۰ نمونه (سه نمونه برای هر ۶۴۰ ترکیب سیمان)، مقدار میانگین سه نمونه برای هر ترکیب تعیین شده و برای تحلیل مورد استفاده قرار گرفته است. از این میان ۴۴۸ نمونه (۷۰ درصد) برای آموزش (train) و تعداد ۹۶ نمونه (۱۵ درصد) برای آزمایش (test) و ۹۶ نمونه (۱۵ درصد) برای درست آزمایی (validate) مدل در نظر گرفته شده است. توابع مورد استفاده در هر سه مرحله آموزش، آزمایش و درست آزمایی عبارتند از: جذر میانگین مربعات خطا (RMSE)، میانگین درصد قدر مطلق خطا (MAPE) و ضریب همبستگی (R²)، که در معادله های ۳ تا ۵ معرفی شده اند:

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (A_i - P_i)^2} \quad (3)$$

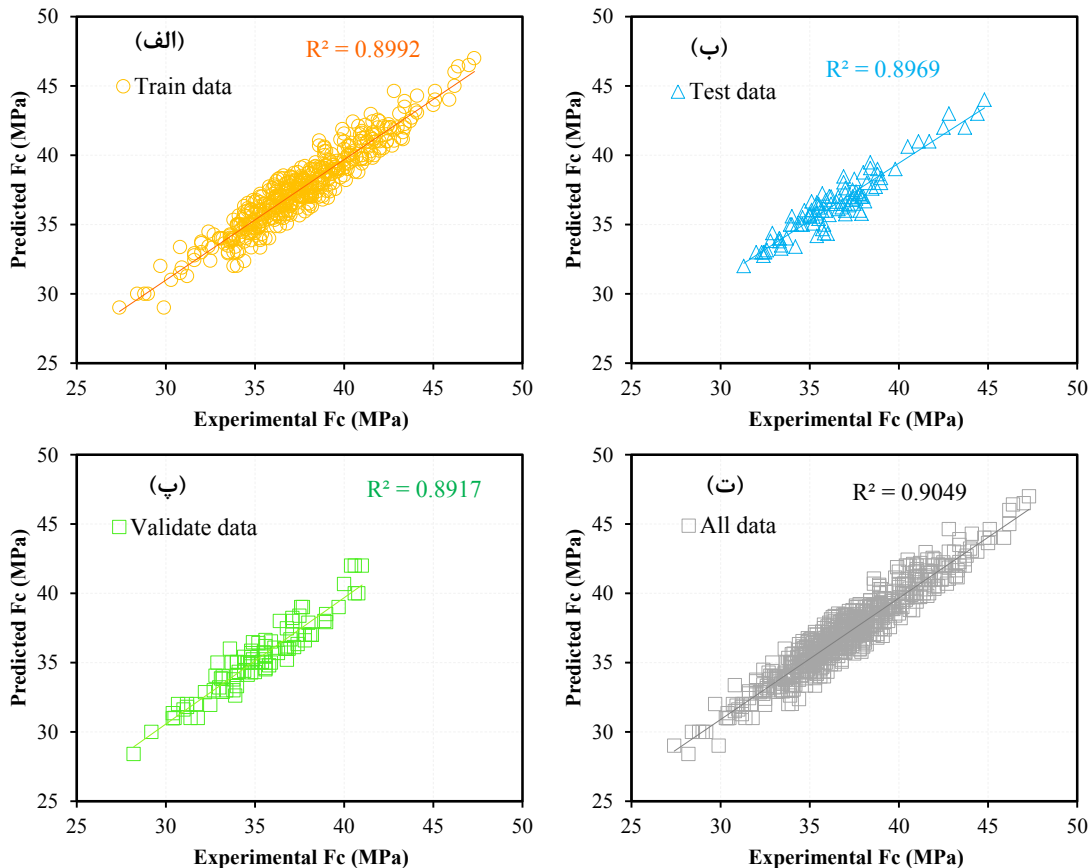
$$MAPE = \frac{1}{n} \sum_i \left| \frac{A_i - P_i}{A_i} \right| * 100 \quad (4)$$

$$R^2 = 1 - \left(\frac{\sum_i (A_i - P_i)^2}{\sum_i (P_i)^2} \right) \quad (5)$$

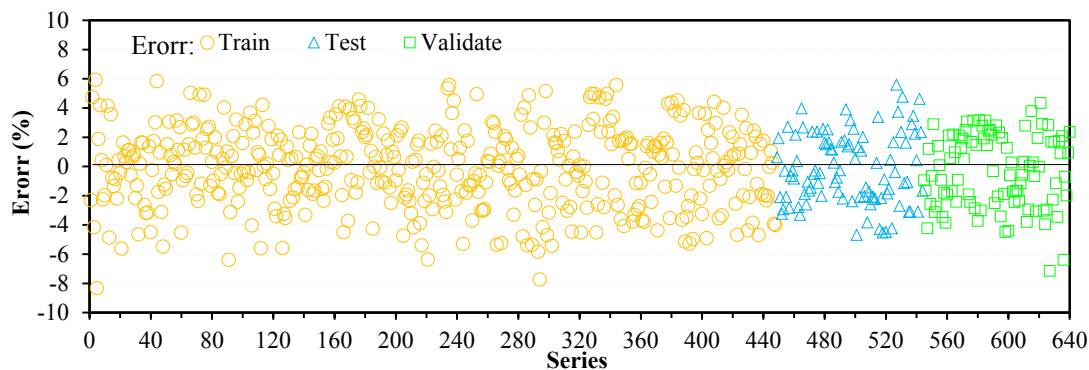
در معادله های ۳ تا ۵، n تعداد کل داده ها، A_i و P_i به ترتیب مقادیر واقعی و پیش بینی شده برای هر یک از داده ها می باشند.

۴- تحلیل نتایج مدل

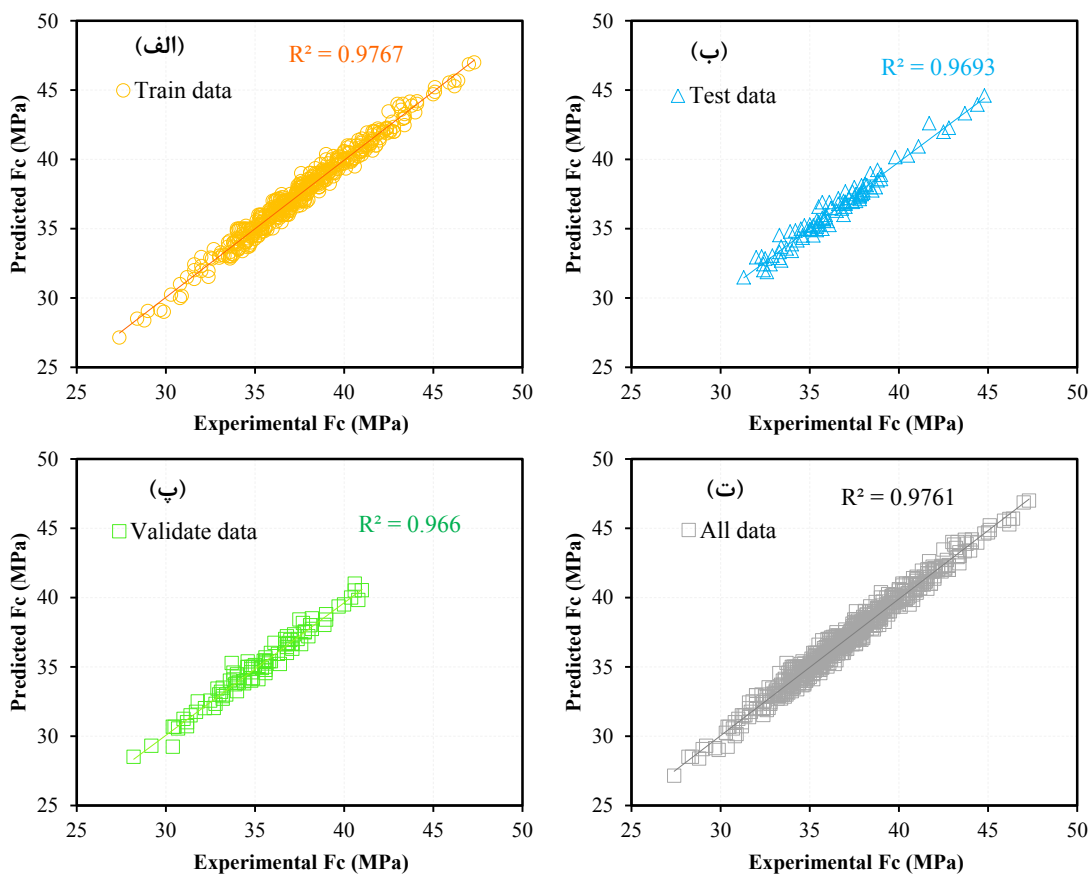
شکل‌های ۸ تا ۱۱ مقایسه نتایج آزمایشگاهی و پیش‌بینی براساس دو مدل *ANN-I* و *ANN-II* را نشان می‌دهد. شکل ۸ مربوط به مدل‌سازی با *ANN-I* است که درون‌یابی خطی داده‌های آموزش، آزمایش و درست‌آزمایی و کلی را به ترتیب در بخش‌های (الف) تا (ت) نشان داده است. مقادیر R^2 برای داده‌های آموزش، آزمایش و درست‌آزمایی و کلی به ترتیب برابر $0/8992$ ، $0/8969$ ، $0/8917$ و $0/9049$ است. شکل ۹ درصد خطای بین مقادیر پیش‌بینی مدل *ANN-I* و مقادیر واقعی را نشان می‌دهد و بیانگر آن است که خطا در بازه‌ی ۸- تا ۶+ درصد قرار دارد. نتایج درون‌یابی خطی برای مدل‌سازی *ANN-II* در شکل ۱۰ نشان داده شده است. مقادیر R^2 برای داده‌های آموزش، آزمایش و درست‌آزمایی و کلی در این مدل به ترتیب برابر $0/977$ ، $0/969$ ، $0/966$ و $0/976$ است. نتایج مربوط به درصد خطای مقادیر پیش‌بینی مدل *ANN-II* و مقادیر واقعی در شکل ۱۱ حاکی از کاهش بازه‌ی خطا به ۵- تا ۴+ درصد است. با مقایسه نتایج شکل‌های ۸ و ۱۰ به همراه شکل‌های ۹ و ۱۱ می‌توان مشاهده کرد که در نظر گرفتن پارامتر تاثیرگذار نرمی سیمان در مدل‌سازی افزون بر این که در مقدار R^2 موثر است (نمودارهای شکل ۱۰ مقادیر بیشتری از R^2 را به نسبت نمودارهای شکل ۸ نشان می‌دهد)، سبب شده تا درصد خطای پیش‌بینی (شکل ۹) کاهش آشکار حدود ۵۰٪ داشته باشد. این نتایج عملکرد بهتر مدل *ANN-II* در پیش‌بینی مقادیر مقاومت فشاری ۷ روزه ملات پایه سیمانی استاندارد را نشان می‌دهد.



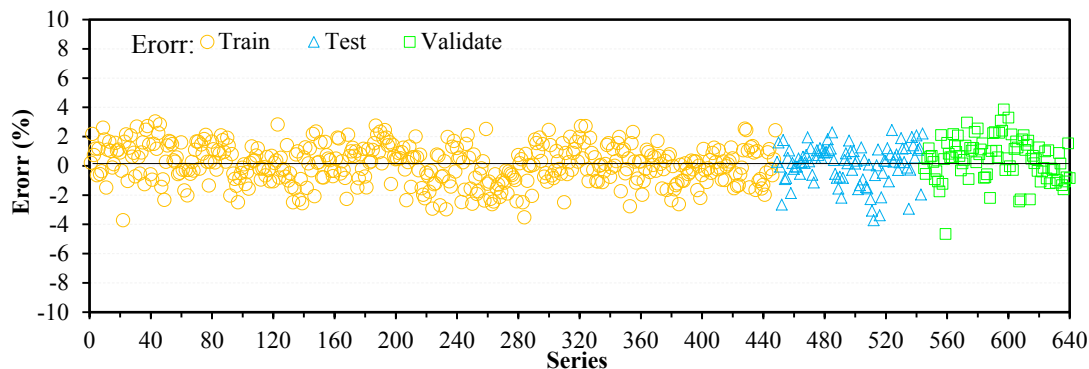
شکل ۸: مدل درون‌یابی خطی *ANN-I* برای داده‌های (الف) آموزش، (ب) آزمایش، (پ) درست‌آزمایی و (ت) کلی.



شکل ۹: مقایسه درصد خطای مقادیر پیش‌بینی در مدل ANN-I و مقادیر آزمایشگاهی.



شکل ۱۰: مدل درون‌یابی خطی ANN-II برای داده‌های (الف) آموزش، (ب) آزمایش، (پ) درست‌آزمایی و (ت) کلی.



شکل ۱۱: مقایسه درصد خطای مقادیر پیش‌بینی در مدل ANN-II و مقادیر آزمایشگاهی.

مقادیر آماری بخش‌های آموزش، آزمایش، درست‌آزمایی و کل نمونه‌ها با دو مدل‌سازی *ANN-I* و *ANN-II* برای مقاومت فشاری ملات سیمان در سن ۷ روز در جدول ۳ ارائه شده است. نزدیک‌ترین مقادیر R^2 به ۱ و کمترین مقادیر خطا ($RMSE$ و $MAPE$) نشان دهنده بهترین مدل می‌باشد، بنابراین مدل *ANN-II* با دارا بودن مقادیر کل $RMSE=0.489$ و $MAPE=1.090$ ، $R^2=0.976$ در مقایسه با مدل *ANN-I* با $RMSE=2.194$ ، $R^2=0.905$ و $MAPE=0.973$ بهترین عملکرد را به عنوان مدل پیشنهادی داشته است.

جدول ۳: مقایسه مقادیر آماری برای دو مدل *ANN-I* و *ANN-II*

مدل <i>ANN</i>	مجموعه داده	R^2	$MAPE$	$RMSE$
<i>ANN-I</i>	آموزش	0.899	2.219	1.007
	آزمایش	0.897	2.086	0.880
	درست‌آزمایی	0.892	2.183	0.893
	کل	0.905	2.194	0.973
<i>ANN-II</i>	آموزش	0.977	1.076	0.485
	آزمایش	0.969	1.047	0.472
	درست‌آزمایی	0.966	1.199	0.523
	کل	0.976	1.090	0.489

۵- نتیجه گیری

هدف از این مطالعه بررسی نقش مواد خام نخستین به کار رفته در تولید و نرمی سیمان در مقاومت فشاری ۷ روزه ملات استاندارد ماسه سیمان با استفاده از روش *ANN* است. برای این منظور، اطلاعات گسترده از ۶۴۰ ترکیب گوناگون سیمان تیپ ۲ شامل ۱۹۲۰ آزمون‌های ملات سیمان استاندارد از کارخانه سیمان زاوه تربت با نرمی‌های متفاوت و درصد‌های گوناگونی از مواد خام ورودی به کوره پخت سیمان شامل CaO ، Fe_2O_3 ، Al_2O_3 ، SiO_2 ، MgO ، SO_3 و K_2O و Na_2O مورد استفاده قرار گرفته است. تاثیر پارامتر نرمی سیمان به عنوان ورودی در مدل‌سازی و اثر آن در پیش‌بینی با دو مدل *ANN-I* (بدون در نظر گرفتن پارامتر نرمی سیمان) و *ANN-II* (با در نظر گرفتن پارامتر نرمی سیمان) مورد ارزیابی قرار گرفت. نتیجه‌گیری‌های زیر را می‌توان دست آورده‌های مهم این پژوهش دانست:

ساختار معماری شبکه عصبی آموزش داده شده توسط الگوریتم لونیگ-مارکوارت با دوازده و شش نورون به ترتیب در نخستین و دومین لایه‌ی پنهان، می‌تواند مقاومت فشاری ۷ روزه ملات سیمانی استاندارد را به بهترین گزینه و با کمترین تکرار مورد نیاز در مقایسه با سایر معماری‌های شبکه عصبی پیش‌بینی کند. مقایسه نتیجه‌های دو مدل با یکدیگر نشان می‌دهد که *ANN-II* از ضریب‌های همبستگی بالاتر نسبت به *ANN-I* در هر چهار مجموعه‌ی مورد بررسی (آموزش، آزمایش، درست‌آزمایی و کلی) برخوردار است، به گونه‌ای که این مقدار برای کل داده‌ها در *ANN-II* برابر ۰/۹۷۶ و *ANN-I* برابر ۰/۹۰۵ بوده است. درصد خطا بین مقادیر پیش‌بینی شده و مقادیر واقعی حاکی از بازه‌های خطای (۸- تا ۶+ درصد) برای *ANN-I* و (۵- تا ۴+ درصد) برای *ANN-II* است. این نشان دهنده کاهش تقریبی ۵۰٪ بازه‌ی خطای پیش‌بینی در مدل

ANN-II نسبت به *ANN-I* است (از ۱۴ به ۹ درصد). همچنین مقایسه نتایج سایر توابع خطا همچون *MAPE* و *RMSE* حاکی بر عملکرد بهتر مدل *ANN-II* بوده است.

مدل *ANN-II* نقش پارامتر نرمی سیمان را در مدل‌سازی و اثر آن در پیش‌بینی مقادیر نزدیک به واقعیت را به دلیل در نظر گرفتن آن به عنوان پارامتر ورودی تاثیرگذار گواهی می‌کند.

یافته‌های این پژوهش به در نظر گرفتن نقش نرمی سیمان در مدل‌سازی روش‌های پیش‌بینی ویژگی‌ها و رفتار مواد سیمانی در سایر پژوهش‌های آینده تاکید می‌کند.

سپاسگزاری

انجام این پژوهش بدون حمایت‌های معاونت پژوهشی دانشگاه فردوسی مشهد و همکاری مادی و معنوی کم نظیر مدیریت شرکت و کارکنان کوشای کارخانه سیمان زاوه تربت امکان پذیر نبود. به این وسیله از تمامی کارشناسان آزمایشگاه شیمی کارخانه سیمان زاوه تربت نیز سپاسگزاری می‌شود.

منابع

1. Ahmadi B, Khalooee S. (2022). The Use of high Volume of Glass Powder as a Substitute for Cement in Self-Compacting Concrete. *Journal of Concrete Structure and Materials*. 7(1): p. 137-156. (in persian).
2. Mahdinia S, Eskandari-Naddaf H and Shadnia R. (2017). Effect of Main factors on fracture mode of mortar, a graphical study. *Civil Engineering Journal*. 3(10): p. 897-903. 10.28991.
3. Lesko S, Lesniewska E, Nonat A, Mutin J-C, and Goudonnet J-P. (2001). Investigation by atomic force microscopy of forces at the origin of cement cohesion. *Ultramicroscopy*. 86(1-2): p. 11-21.
4. Korouzhdeh T and Eskandari-Naddaf H. (2022). Mechanical properties and microstructure evaluation of cement mortar with different cement strength classes by image analysis. *Arabian Journal for Science and Engineering*. 47(4): p. 4763-4783.
5. Yuan Q, Xie Z, Yao H, Huang T, and Fan M. (2022). Hydration, mechanical properties, and microstructural characteristics of cement pastes with different ionic polyacrylamides: A comparative study. *Journal of Building Engineering*: p. 104763.
6. Mansourghanaei M, Biklaryan M and Mardookhpour A. (2022). Experimental Investigation of the Effect of Nanosilica on the Mechanical Properties and Durability of Slag Geopolymer Concrete. *Journal of Concrete Structure and Materials*. 7(1): p. 93-113. (in persian).
7. Ghanei A, Eskandari-Naddaf H, Ozbakkaloglu T and Davoodi A. (2020). Electrochemical and statistical analyses of the combined effect of air-entraining admixture and micro-silica on corrosion of reinforced concrete. *Construction and Building Materials*. 262: p. 120768.
8. Arabshahi A, Gharaei-Moghaddam N and Tavakkolizadeh M. Development of applicable design models for concrete columns confined with aramid fiber reinforced polymer using Multi-Expression Programming. in *Structures*. 2020. Elsevier.
9. Kooshkaki A and Eskandari-Naddaf H. (2019). Effect of porosity on predicting compressive and flexural strength of cement mortar containing micro and nano-silica by multi-objective ANN modeling. *Construction and Building Materials*. 212: p. 176-191.
10. Mahdinia S, Eskandari-Naddaf H and Shadnia R. (2019). Effect of cement strength class on the prediction of compressive strength of cement mortar using GEP method. *Construction and Building Materials*. 198: p. 27-41.
11. Saridemir M. (2009). Predicting the compressive strength of mortars containing metakaolin by artificial neural networks and fuzzy logic. *Advances in Engineering Software*. 40(9): p. 920-927.
12. Azimi-Pour M, Eskandari-Naddaf H and Pakzad A. (2020). Linear and non-linear SVM prediction for fresh properties and compressive strength of high volume fly ash self-compacting concrete. *Construction and Building Materials*. 230: p. 117021.

13. Adeli H and Seon Park H. (1995). Counterpropagation neural networks in structural engineering. *Journal of Structural Engineering*. 121(8): p. 1205-1212.
14. Xi X, Yin Z, Yang S and Li C-Q. (2021). Using artificial neural network to predict the fracture properties of the interfacial transition zone of concrete at the meso-scale. *Engineering Fracture Mechanics*. 242: p. 107488.
15. Felix E F, Carrazedo R and Possan E. (2021). Carbonation model for fly ash concrete based on artificial neural network: Development and parametric analysis. *Construction and Building Materials*. 266: p. 121050.
16. Abuodeh O R, Abdalla J A and Hawileh R A. (2020). Assessment of compressive strength of Ultra-high Performance Concrete using deep machine learning techniques. *Applied Soft Computing*. 95: p. 106552.
17. Ghorbani A. (2021). Experimental and Analytical Investigation on The Effect of Steel Fibers on The Mechanical Properties and Performance of Fibrous Self-Compacting Concretes. *Journal of Concrete Structure and Materials*. 6(2): p. 115-131. (in persian).
18. Soltangharaei V, Anay R, Assi L, Bayat M, Rose J, and Ziehl P. (2021). Analyzing acoustic emission data to identify cracking modes in cement paste using an artificial neural network. *Construction and Building Materials*. 267: p. 121047.
19. Mohammed A, Rafiq S, Mahmood W, Al-Darkazalir H, Noaman R, Qadir W, and Ghafor K. (2021). Artificial Neural Network and NLR techniques to predict the rheological properties and compression strength of cement past modified with nanoclay. *Ain Shams Engineering Journal*. 12(2): p. 1313-1328.
20. Terzić A, Radulović D, Pezo M, Stojanović J, Pezo L, Radojević Z, and Andrić L. (2020). Prediction model based on artificial neural network for pyrophyllite mechano-chemical activation as an integral step in production of cement binders. *Construction and Building Materials*. 258: p. 119721.
21. Onal O and Ozturk A U. (2010). Artificial neural network application on microstructure–compressive strength relationship of cement mortar. *Advances in Engineering Software*. 41(2): p. 165-169.
22. Onyari E and Ikotun B. (2018). Prediction of compressive and flexural strengths of a modified zeolite additive mortar using artificial neural network. *Construction and Building Materials*. 187: p. 1232-1241.
23. Nasr D, Behforouz B, Borujeni P R, Borujeni S A, and Zehtab B. (2019). Effect of nano-silica on mechanical properties and durability of self-compacting mortar containing natural zeolite: Experimental investigations and artificial neural network modeling. *Construction and Building Materials*. 229: p. 116888.
24. Eskandari-Naddaf H and Kazemi R. (2017). ANN prediction of cement mortar compressive strength, influence of cement strength class. *Construction and Building Materials*. 138: p. 1-11.
25. Akkurt S, Ozdemir S, Tayfur G and Akyol B. (2003). The use of GA-ANNs in the modelling of compressive strength of cement mortar. *Cement and concrete research*. 33(7): p. 973-979.
26. Duan Z-H, Kou S-C and Poon C-S. (2013). Prediction of compressive strength of recycled aggregate concrete using artificial neural networks. *Construction and Building Materials*. 40: p. 1200-1206.
27. ASTM C. (1999). 305, *Standard Practice for Mechanical Mixing of Hydraulic Cement Pastes and Mortars of Plastic Consistency*. ASTM International.
28. Astm C. (2021). 109: *Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars*. Annual Book of ASTM Standards.
29. Astm C. (2016). 204: *Standard Test Methods for Fineness of Hydraulic Cement by Air-Permeability*. Annual Book of ASTM Standards. 4.
30. ASTM C. (2018). 114, *Standard Test Methods for Chemical Analysis of Hydraulic Cement*. Annual Book of ASTM Standards.
31. Garcia-Florentino C, Maguregui M, Morillas H, Marcaida I, and Madariaga J M. (2017). A fast in situ non-invasive approach to classify mortars from a construction of high historical value. *Microchemical Journal*. 133: p. 104-113.

32. *Astm C. (2002). 349-02: Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic-Cement Mortars (Using Portions of Prisms Broken in Flexure). ASTM International.*
33. *Jin L, Dong T, Fan T, Duan J, Yu H, Jiao P, and Zhang W. (2022). Prediction of the chloride diffusivity of recycled aggregate concrete using artificial neural network. Materials Today Communications: p. 104137.*
34. *Zhao Y, Hu H, Song C and Wang Z. (2022). Predicting compressive strength of manufactured-sand concrete using conventional and metaheuristic-tuned artificial neural network. Measurement. 194: p. 110993.*
35. *Hatami F and Amiri M. (2022). Experimental study of mechanical properties and durability of green concrete containing slag, waste rubber powder and recycled aggregate with artificial neural network. Cleaner Materials. 5: p. 100112.*
36. *Azimi-Pour M and Eskandari-Naddaf H. (2018). ANN and GEP prediction for simultaneous effect of nano and micro silica on the compressive and flexural strength of cement mortar. Construction and Building Materials. 189: p. 978-992.*

A Case Study of the Effect of Clinker Microstructural Changes with the Help of Microscopic Studies on the Technical Characteristics of Cement and its Performance in Concrete

Ali Akbar Kafash Bazari*

*Chief of research and development of Tehran cement Co, Tehran, Iran
kafash@tehrancement.co.ir*

Mahdi Chini

Assistant Professor of Road, Housing and Urban Development Research Centre, Tehran, Iran

Zivar Nikfal

Chief of physical Laboratory of Tehran cement Co, Tehran, Iran

Research paper

Abstract

The portion of phases and the quality of clinker crystal formation have a great impact on the performance of cement and concrete obtained from it; however, cement and concrete manufacturers often base their evaluation on chemical analysis or XRF and the values of phases with the help of Bogue formula. Therefore, in this extensive applied study, the relationship between the results of microscopic studies and the technical characteristics of cement and its performance in concrete has been traced. In the first stage, one hundred samples of Portland clinker type II were prepared from Tehran cement and microscopic studies and chemical analysis were performed on them. All clinker samples were grinded in industrial mill and physical and mechanical tests were performed on cement samples. Then laboratory concrete mixtures were made to evaluate the technical characteristics of cement and their performance in concrete. Based on the results of this extensive laboratory operation, innovatively, the microscopic results were summarized quantitatively (numerically). The relationship between the microscopic indicators and the properties of concrete mixtures was observed and its relationships were presented.

Keywords: *Clinker, Cement, Microscope, Concrete.*

****Corresponding Author: Ali Akbar Kafash Bazari***

Kafash Bazari, A. A., Chini, M., Nikfal, Z. A Case Study of the Effect of Clinker Microstructural Changes with the Help of Microscopic Studies on the Technical Characteristics of Cement and its Performance in Concrete. Journal of Concrete Structures and Materials, 2022; 7(2): 128-141.

<http://doi.org/10.30478/jcsm.2023.368888.1299>

2538-5828/ © 2021 The Authors. Published by Iranian Concrete Society

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

بررسی موردی تاثیر تغییرات ریزساختاری کلینکر به کمک مطالعات میکروسکوپی بر مشخصات فنی سیمان و عملکرد آن در بتن

علی اکبر کفاش بازاری

رئیس مرکز تحقیق و توسعه مجتمع صنعتی سیمان تهران، تهران، ایران

kafash@tehrancement.co.ir

(نویسنده مسئول)

مهدی چینی

استادیار مرکز تحقیقات وزارت راه، مسکن و شهرسازی تهران، ایران

زیور نیکفال

رئیس آزمایشگاه فیزیک مجتمع صنعتی سیمان تهران، تهران، ایران

نوع مقاله: مقاله پژوهشی

چکیده

سهم فازها و کیفیت شکل‌گیری بلورهای کلینکر تاثیر بسزائی بر عملکرد سیمان و بتن حاصل از آن دارد؛ حال آنکه تولیدکنندگان سیمان و بتن غالباً ارزیابی خود برای آنالیز شیمی یا XRF و مقادیر فازها به کمک روابط بوگ پایه‌گذاری می‌نمایند. از این‌رو در این مطالعه گسترده کاربردی، به ردیابی ارتباط نتایج مطالعات میکروسکوپی با مشخصات فنی سیمان و عملکرد آن در بتن پرداخته شده است. در مرحله اول تعداد یکصد نمونه کلینکر پرتلند نوع ۲ از سیمان تهران تهیه شدند و بر روی آنها مطالعات میکروسکوپی و آنالیز شیمیائی انجام گردید. کلیه نمونه‌های کلینکر در آسیای صنعتی سایش گردید و بر روی نمونه‌های سیمان آزمایش‌های فیزیکی و مکانیکی انجام گرفت. سپس مخلوط‌های بتن آزمایشگاهی ساخته شدند تا مشخصات فنی سیمان و عملکرد آنها در بتن ارزیابی گردد. بر اساس نتایج این عملیات آزمایشگاهی گسترده، بطور نوآورانه نتایج میکروسکوپی به صورت کمی (عددی) جمع‌بندی شد و ارتباط بین شاخص‌های میکروسکوپی و خصیصه‌های مخلوط‌های بتن مشاهده و روابط آن ارائه گردید.

واژه‌های کلیدی: کلینکر، سیمان، میکروسکوپ، بتن.

از مهمترین عوامل موثر بر کیفیت سیمان می‌توان به ریزساختار کلینکر بالاخص میزان فازها و واکنش‌پذیری آنها اشاره نمود. ریزساختار کلینکر یک عامل اصلی در تعیین خواص سیمان بوده و ممکن است با تغییرات در شیمی کلینکر، پروفایل پخت کلینکر و فرآیندهای تولید اصلاح شود [۱]. پر واضح است که فازهای کلینکر در آنالیز شیمی بر طبق روابط بوگ محاسبه می‌شوند، اما در مطالعات میکروسکوپی بطور مستقیم مشاهده می‌گردند. از کلینکر با عنوان "جعبه سیاه" فرآیند پخت در کوره یاد می‌شود و واضح است که مطالعات میکروسکوپی بیشترین اطلاعات از فرآیند پخت در کوره سیمان را ارائه می‌دهد. مشکلات کیفی خاص با استفاده از روش‌های میکروسکوپی تشخیص داده می‌شوند و اقدامات اصلاحی متناسب پیشنهاد شده است [۲-۳]. روش‌های میکروسکوپی برای تعیین کمی درصد فازهای کلینکر سیمان پرتلند و سایر مواد ترکیبی، اگرچه زمان‌بر است، اما از معتبرترین تکنیک‌های موجود می‌باشد [۴]. یکی از مهم‌ترین ارزیابی‌های مبتنی بر عملکرد هر نوع سیمان، ویژگی توسعه مقاومت آن است. مقاومت سیمان بر اساس نوع سیمان تولیدی، درجه مقاومت، الزامات استانداردهای ملی/بین‌المللی محصول، کاربرد/تقاضای مشتری و رقابت در بازار حفظ، کنترل و بهینه‌سازی می‌شود. این شاخص در کارخانه سیمان بیشترین اولویت را دارد، همچنین در تبلیغات و بازاریابی دارای بیشترین اهمیت برای کاربر نهایی (مشتری/مصرف‌کننده) است. توسعه مقاومت سیمان در درجه اول به عوامل زیر بستگی دارد: ۱. ترکیب شیمیایی کلینکر/سیمان، ۲. شرایط مواد خام، ۳. شرایط آسیاب سیمان، ۴. مصرف (احتمالی) مواد فعال‌کننده کلینکر، ۵. پیش‌هیدراته شدن (احتمالی) کلینکر [۵].

بطور خلاصه و بر اساس منابع علمی مختلف [۶-۲۱] نکات بسیار خلاصه زیر برای تولید کلینکر و سیمان مهم می‌باشد که غالباً از اطلاعات حاصل از مطالعات میکروسکوپی قابل‌پایش است:

۱. افزایش سریع دمای کوره تا حدود ۱۴۰۰-۱۲۰۰ درجه سانتی‌گراد توسط ابعاد و اندازه فاز آلایت (C_3S) مشخص می‌گردد؛ بلورهای ریز آلایت بیانگر شرایط مطلوب است که واکنش‌پذیری سیمان را افزایش می‌دهد و منجر به بهبود مقاومت فشاری [۲۲] و دوام بتن می‌گردد (منحنی شکل ۱). همچنین پخت سخت‌تر منجر به تولید کلینکر با ریزدانه بیشتر می‌شود که آسیاب کردن آن دشوارتر است [۲۳]؛

۲. بی‌فرزانس یا دو شکستگی فاز آلایت، به حداکثر درجه حرارت پخت بستگی دارد که بر واکنش‌پذیری موثر است؛

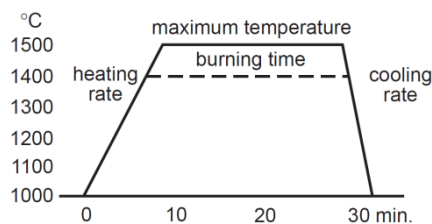
۳. ابعاد فاز بلیت (C_2S) بیانگر مدت زمان ماندگاری مواد در منطقه پخت در دمای بالاتر از ۱۴۰۰ درجه است. بلورهای درشت مبین این شرایط مطلوب است و موجب بهبود واکنش‌پذیری سیمان در بتن می‌شود؛

۴. خنک کردن سریع کلینکر ضروری است و رنگ روشن بلیت بیانگر این موضوع می‌باشد (جدول ۱)؛

۵. پخت آرام از طریق شعله بلند کوره سیمان، تولید بلورهای آلایت با ابعاد بزرگ می‌نماید که نامطلوب است. از طرفی دیگر پخت سریع از طریق شعله کوتاه، تولید بلورهای آلایت با ابعاد کوچک‌تر و واکنش‌پذیرتر می‌نماید؛

۶. آهک آزاد ۱/۵-۱٪ به عنوان مقدار بهینه پخت کلینکر پیشنهاد شده است، اما در هر خط تولید باید بطور بومی تعریف شود [۲۴]. آهک آزاد پائین باعث کاهش مقاومت فشاری ۵ تا ۱۰ MPa در مقاومت فشاری ۲۸ روزه می‌گردد؛

شکل ۱- منحنی شماتیک رابطه حرارت-زمان پخت کلینکر (اونو، ۱۹۸۰)



جدول ۱- شرایط پخت و شاخصه‌های میکروسکوپی فازهای آلایت و بلیت کلینکر و تاثیر آن بر فعالیت هیدرولیکی کلینکر و سیمان-اونو، ۱۹۸۱

Burning condition	Hydraulic activity			
	4 Excellent (+)	3 Good (vv)	2 Average (v)	1 Poor (-)
Heating Rate Size of alite (μm)	Quick 15-20	— 20-30	— (25) 30-40	Slow 40-60 (120)
Maximum Temperature Birefringence of alite	High 0.010-0.008	— 0.007-0.006	— 0.006-0.005	Low 0.005-0.002
Burning Time Size of belite (μm)	Long (20) 25-40 (60)	— (15) 20-25	— (10) 15-20	Short 5-10
Cooling Rate Color of belite	Quick Clear (C)	— Faint yellow (FY)	— Yellow (Y)	Slow Amber (A)
Birefringence of belite	0.012	0.015	0.017	0.018
Content of alpha	Abundant (40%)	Medium (20%)	Few (10%)	Nil (0%)

۷. وجود سیلیس آزاد و کربنات درشت باعث ایجاد آشیانه بلیتی و تجمع آنها موجب خوشه بلیتی می‌شود؛ اساساً کانی‌شناسی و درجه نرمی مواد خام در پخت‌پذیری کلینکر و مقاومت سیمان حاصله تاثیر زیادی دارد [۲۵]؛
۸. وجود خوشه‌های بلیتی بیانگر کمبود یکنواختی، سایش نامناسب و سیلیس آزاد در مواد خام است و واکنش‌پذیری سیمان را کاهش می‌دهد [۲۶]؛

۹. با افزایش بیش از حد دمای کوره (پخت داغ) و یا افزایش مدت زمان اقامت مواد خام در کوره، اصطلاحاً پخت بیش از حد^۱ اتفاق می‌افتد که احتمالاً علاوه بر تشکیل نامناسب فازها (از دید آلایت با ابعاد بیش از ۵۰ میکرون و بیرفرژانس کم، کمبود فاز بلیت، ازدیاد فریت و رنگ زرد در کلینکر [۲۸-۲۷]) به افزایش خاصیت جذب آب سیمان در بتن می‌انجامد. در نهایت برای رسیدن به کارایی و اسلامپ آب به بتن افزوده و از مقاومت بتن کاسته می‌شود. از طرفی کاهش بیش از حد دمای کوره (پخت سرد^۲) و یا کاهش مدت ماند مواد در کوره، موجب افزایش آهک آزاد، چگالی پائین، دانه‌بندی ریز و متخلخل که به سیمان با کیفیت پائین منتهی می‌گردد [۳۰-۲۹].
امانوئل و همکاران (۲۰۰۳) با استفاده از مطالعات میکروسکوپی و آنالیز شیمی (XRF)، مقایسه‌ای برای کلینکرهای دو واحد تولیدی مختلف انجام و روند هیدراته شدن کلینکرهای مختلف [۳۱] را نشان دادند [۳۲].

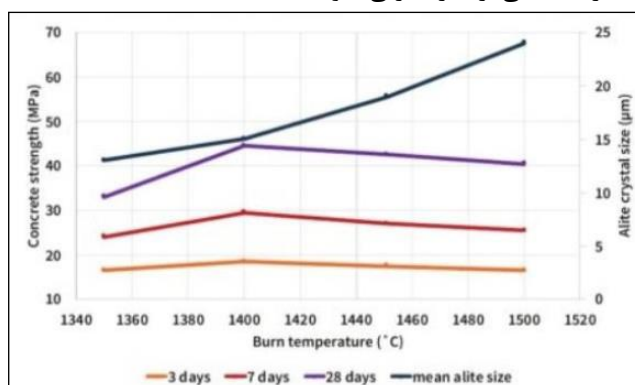
بر اساس گزارش انستیتو ملی استاندارد و فناوری آمریکا (NIST) شناسایی فازهای کلینکر به سه روش XRF و XRD و مطالعات میکروسکوپی انجام شده است. داده‌های این گزارش، به طور کلی توافق منطقی را در برآورد فراوانی فازها نشان داده‌اند. لیکن نتایج برآورد فازهای آلومینات و فریت همواره یکسان نیستند. علت آن ممکن است نتیجه اندازه ریزبلورهای ماده میان بافتی و مشکلات ناشی از آن در مطالعات میکروسکوپی باشد. داده‌های XRD به طور کلی دقت بیشتری نسبت به روش میکروسکوپی نشان داده‌اند و علت آن ممکن است اختلاف در همگن‌سازی نمونه آسیاب شده در آنالیز XRD و حجم نمونه بزرگتر (حدود دو برابر) در مقایسه با روش انعکاسی میکروسکوپ باشد. در مقادیر فازها به روش میکروسکوپی، بافت درشت کلینکر امکان شناسایی فازها را آسان‌تر می‌نماید. برای ایجاد بهترین مقادیر، تجمیع و عدم قطعیت معنی‌دار، از ترکیب داده‌های سه روش استفاده شده است. مقادیر متوسط فراوانی فازها از روشی به روش دیگر متفاوت نیست، اما بسته به نوع روش، مقادیر عدم اطمینان ۹۵٪ است [۳۳].

متیو و همکاران (۲۰۱۶) تلاش کردند تا شاخص‌های ریزساختاری را با توسعه مقاومت و سایش‌پذیری کلینکر مرتبط نمایند که برای کنترل بهتر فرآیند تولید سیمان و نظارت بر کیفیت مناسب باشد. این محققان ۷ شاخص را معرفی نمودند: ۱- همگنی (حجم خوشه و آشیانه نسبت به حجم کل بلیت‌ها)؛ ۲- فاز (درصد آلایت نسبت به

¹ Over Burning

² Under Burning

مجموع فازهای بلیت، آلومینات و فریت؛ $(C3S/C2S+C3A+C4AF)$ ؛ ۳- مورفولوژی (نسبت سطح به تعداد بلورها)؛ ۴- اندازه آلیت $(C3S mic)$ ؛ ۵- اندازه بلیت $(C2S mic)$ ؛ ۶- آکورد آلیت (درصد آلیت به اندازه آلیت نسبت به درصد بلیت به اندازه بلیت $[(C3S\%/C3S mic)/(C2S\%/C2S mic)]$)؛ ۷- آلیت (درصد آلیت به اندازه میانگین آلیت $C3S\%/C3S mic$). بر اساس روابط معرفی شده و نتایج مطالعه مذکور، این محققان به خوبی مقاومت بتن ۱، ۳ و ۲۸ روزه و نیز انرژی لازم جهت سایش کلینکر را پیش‌بینی نمودند [۳۴]. هریسون (۲۰۲۲) ارتباط بین اندازه بلورهای آلیت در کلینکرهای صنعتی و مقاومت فشاری بتن را نشان داد (نمودار شکل ۲) و حد بهینه حدود ۱۵ میکرون (در دمای ۱۴۰۰ درجه سانتی‌گراد) را معرفی نمود [۳۵].



شکل ۲- تغییرات مقاومت فشاری بتن نسبت به دمای پخت کلینکر و اندازه بلورهای آلیت [۳۵]

سوابق مطالعاتی نشان می‌دهد که تاثیر تغییرات ریزساختاری کلینکر به کمک مطالعات میکروسکوپی بر مشخصات فنی سیمان و عملکرد آن در بتن بطور بومی بررسی نشده است. بنابراین هدف این مقاله، دستیابی به میزان دقیق تاثیر پارامترهای میکروسکوپی کلینکر بر مشخصات فنی بتن سخت شده می‌باشد. لذا در این پروژه مطالعاتی- کاربردی، تعداد بسیار زیادی نمونه کلینکر پرتلند نوع ۲ با دامنه تغییرات نسبتاً متنوع و در محدوده استاندارد سیمان (INSO 389) [۳۶] تهیه شد و مطالعات میکروسکوپی گردید. سپس با ساخت سیمان و مخلوط‌های بتنی و آزمایش بتن سخت شده، شاخص‌ها بررسی گردید.

با توجه به اینکه در روش میکروسکوپی بسیار کاربردی بتن سخت شده با نور پلاریزه، تجزیه و تحلیل تصاویر میکروسکوپی بتن به دلیل ترکیب بسیار ناهمگن آن دشوار بوده [۴۲-۴۷] و هم‌راستا با هدف این مطالعه نبود، استفاده نشد.

۲- برنامه آزمایشگاهی

در این مطالعه ۱۰۰ نمونه کلینکر سیمان پرتلند نوع ۲ از کارخانه سیمان تهران تهیه شدند. آماده‌سازی مقاطع صیقلی به روش کمپل [۴۳] و مطالعات میکروسکوپی با نور انعکاسی برای همه نمونه‌ها انجام شد [۴۴] (شکل ۳). سپس آنالیز شیمیائی به روش تر [۴۵] بر روی آنها صورت گرفت. جدول ۲ خلاصه نتایج این آزمایش‌ها و مطالعات را نشان می‌دهد.



شکل ۳- انجام مطالعات میکروسکوپی بر روی نمونه‌های کلینکر

جدول ۲- خلاصه نتایج آزمایش‌های شیمی و مطالعات میکروسکوپی نمونه‌های کلینکر

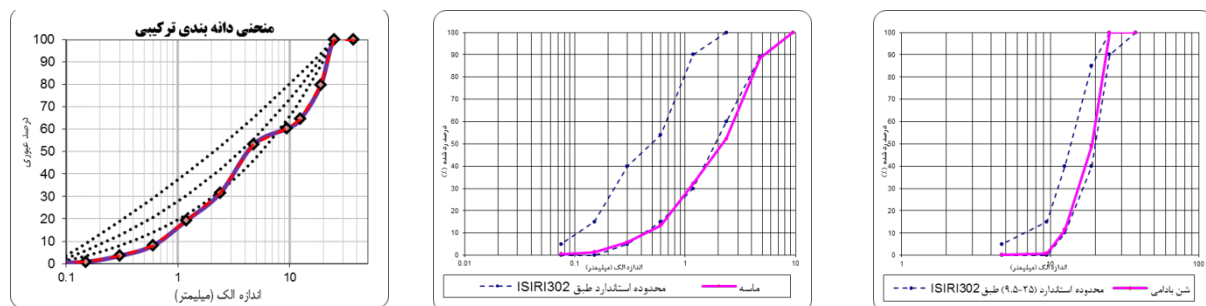
شاخص	مطالعات میکروسکوپی						آنالیز شیمی					
	مقادیر فازهای کلینکر (%)			میانگین ابعاد (میکرون)			مقادیر فازهای کلینکر (%)			مقادیر فازهای کلینکر (%)		
	آلیت	بلیت	آلومینات فریت	آلیت آزاد	بلیت	خوشه بلیتی	آلیت	بلیت	آلومینات فریت	آلیت آزاد	بلیت	آلومینات فریت
حدافل	۱۸	۰	۰	۰	۱۰	۰	۳۰	۱۲	۲	۱۱	۰	
میانگین	۶۱	۲۶	۳	۱	۲۲	۱۵۶	۵۲	۲۵	۶	۱۲	۱	
حداکثر	۹۱	۷۴	۷	۳	۴۰	۴۵۷	۶۵	۴۴	۸	۱۶	۴	

پس از سایش نمونه‌های کلینکر به همراه گچ در آسیای صنعتی، ۱۰۰ نمونه سیمان تهیه گردید. بر روی نمونه‌ها آزمایش‌های فیزیکی سیمان شامل تعیین ریزی یا نرمی به روش بلین، مانده روی الک‌های ۹۰ و ۴۵ میکرون، زمان گیرش اولیه و نهائی، تعیین مقاومت ملات استاندارد ۲، ۷ و ۲۸ روزه انجام شد که خلاصه نتایج آن در جدول ۳ دیده می‌شود.

جدول ۳- خلاصه نتایج آزمایش‌های فیزیکی و شیمیایی نمونه‌های سیمان

شاخص	گیرش (دقیقه)		بلین	مانده روی الک (%)		مقاومت فشاری ملات استاندارد (مگاپاسکال)	
	نهایی	اولیه		۴۵ میکرون	۹۰ میکرون	۲۸ روزه	۷ روزه
حدافل	۱۹۰	۱۳۰	۲۸۱	۴/۵	۰/۲	۴۵/۴	۳۲/۳
میانگین	۲۶۰	۱۸۲	۳۰۸	۱۰/۹	۱/۸	۵۳/۴	۳۸/۱
حداکثر	۳۴۰	۲۴۵	۳۳۷	۲۳/۵	۴/۴	۶۲/۱	۴۳/۷

در گام بعدی، با نمونه سیمان‌های مذکور، مخلوط‌های بتنی آزمایشگاهی تهیه شدند. شکل ۴ و جدول ۴ مشخصات سنگدانه‌های مصرفی در این مطالعه را نشان می‌دهد.



شکل ۴- نمودارهای دانه‌بندی شن (سمت راست)، ماسه (وسط) و ترکیب مصالح (سمت چپ) مصرفی در مخلوط‌های بتن

جدول ۴- مشخصات فنی مصالح مورد استفاده در طرح‌های مخلوط بتنی

نوع مصالح	مدول نرمی (FM)	جذب آب (%)	وزن مخصوص (SSD)	درصد شکستگی	درصد عبوری از الک ۲۰۰
شن متوسط نیمه شکسته (بادامی)	۷/۱	۲/۲۰	۲/۵۶	۴۵	۰/۲
ماسه نیمه شکسته	۳/۸	۳/۶	۲/۵۱	*	۴/۳

معیار انتخاب طرح مخلوط بتن بر اساس پرمصرف‌ترین بتن‌های تجاری بوده است [۴۶]. در کلیه طرح‌های مخلوط بتنی، کیفیت مصالح سنگدانه‌ای و آب، مقادیر وزنی مصالح و افزودنی‌ها، شرایط فیزیکی همچون دما، ابزار مورد استفاده، آزمون‌ها، شرایط عمل‌آوری و غیره تا حد امکان ثابت بوده‌اند تا با ایجاد شرایطی یکسان تنها متغیر سیمان مصرفی باشد (شکل ۲). عیار سیمان مورد استفاده در کلیه طرح‌ها نیز همان نوع پرکاربرد 350 kg/m^3 بود.

طراحی اولیه مخلوط‌ها به روش ملی انجام شد [۴۷] و حدود نسبت آب به سیمان ۰/۵۵ تعیین گردید (شکل ۵)؛ لیکن در این پروژه مبنای تهیه مخلوط‌های بتن آزمایشگاهی، رسیدن به کارایی مناسب (اسلامپ ۰/۵±۸ سانتی‌متر) می‌باشد؛ بنابراین $w/c: 0.52-0.58$ حاصل شد. مقاومت آزمون‌های بتنی در سنین ۷ و ۲۸ روزه اندازه‌گیری شدند.



شکل ۵-انجام آزمایش بر روی مخلوطهای بتنی

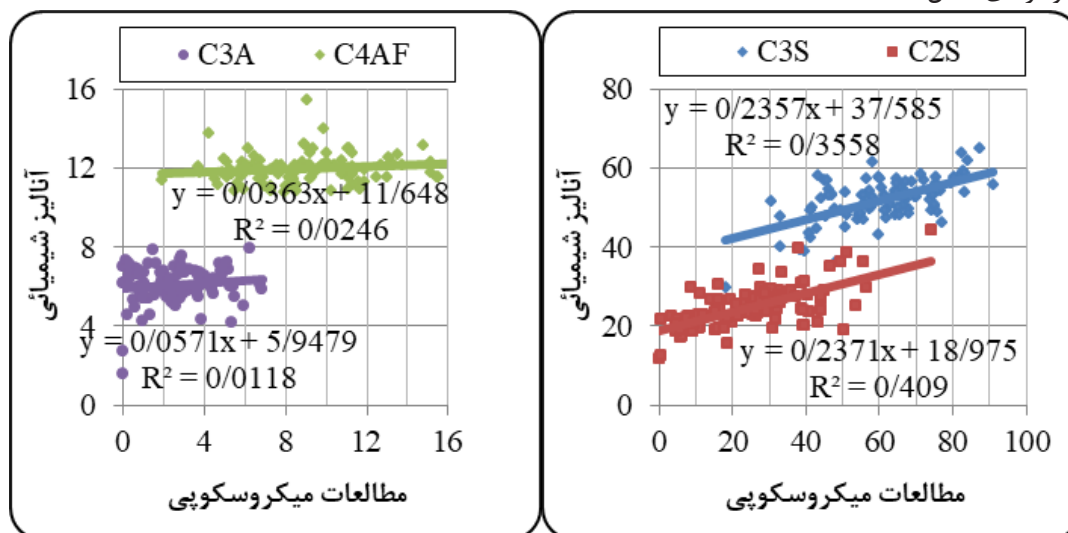
خلاصه نتایج مخلوطهای بتنی در جدول ۵ دیده می‌شود.

جدول ۵-خلاصه نتایج آزمایش مخلوطهای بتنی

شاخص	W/C	اسلامپ (سانتی‌متر)	مقاومت فشاری (مگاپاسکال)	
			۷ روزه	۲۸ روزه
حداقل	۰/۵۲	۸/۰	۲۰/۵	۲۷/۲
میانگین	۰/۵۴	۸/۱	۲۵/۲	۳۰/۸
حداکثر	۰/۵۸	۸/۵	۲۹/۹	۳۴/۷

۳-نتایج، بحث و تحلیل:

در گام اول نتایج مقادیر فازهای اصلی کلینکر به دو روش مطالعات میکروسکوپی و آنالیز شیمیائی بررسی و مقایسه گردید (نمودارهای شکل ۶)

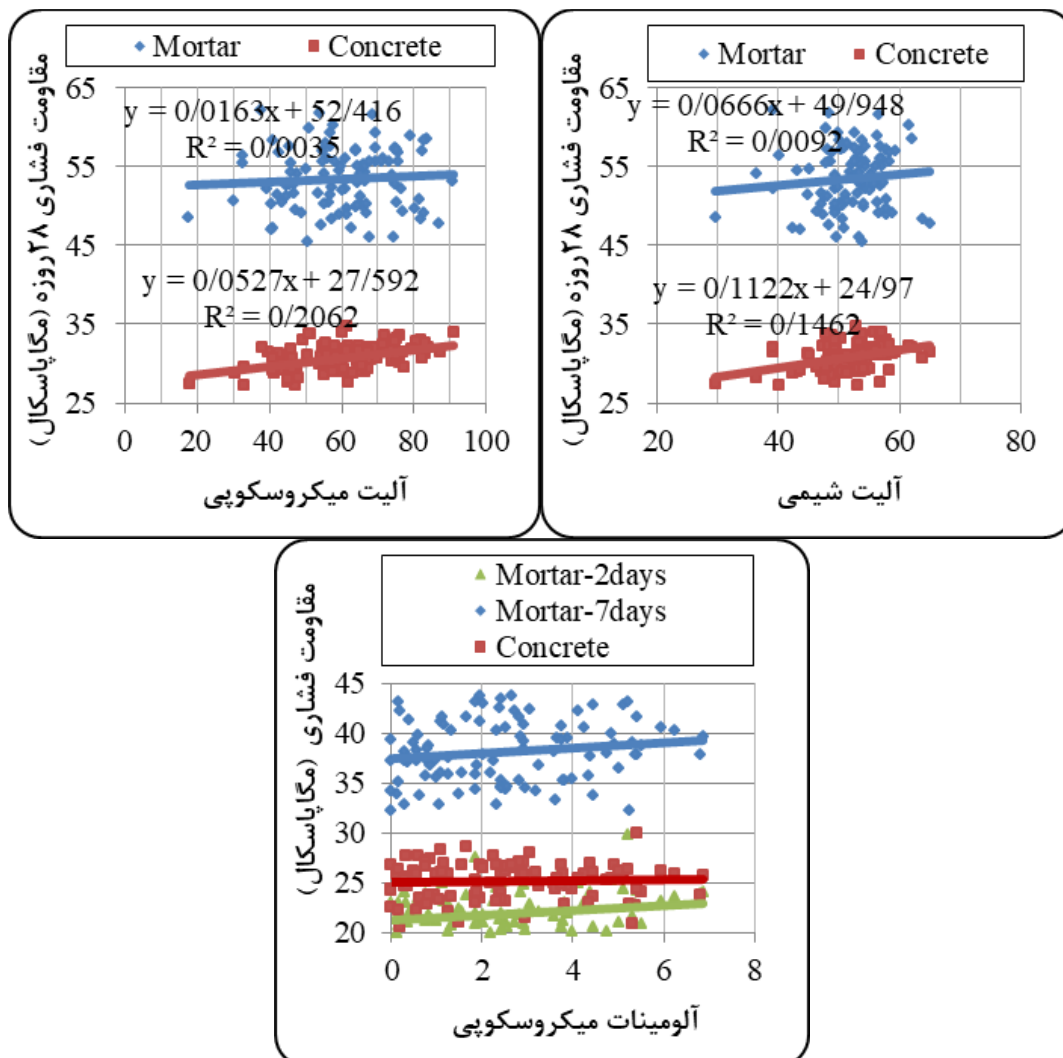


شکل ۶-مقایسه نتایج مطالعات میکروسکوپی و آنالیز شیمی برای فازهای یکصد نمونه کلینکر

این بررسی نشان می‌دهد که نتایج مقادیر فازهای آلایت و بلیت در هر دو روش همبستگی ضعیفی دارد، اما مقادیر فازهای زمینه (آلومینات و فریت) رابطه دقیقی ندارند. علت این اختلاف بدین شرح است. الف- تعیین مقادیر فازهای کلینکر، بر مبنای آنالیز شیمیائی و محاسبات به کمک روابط بوگ^۳ می‌باشد، اما در واقع نتایج مطالعات میکروسکوپی (به دو روش مقطع نازک- نور عبوری و مقطع صیقلی-نور انعکاسی) برای تعیین مقادیر فازها، مشاهدات واقعی می‌باشد؛ زیرا که ماهیت کلینکر به گونه‌ای بوده که با تغییرات شرایط پخت کوره، مقادیر فازها تغییر خواهد کرد و باید تشکیل فازها را مشاهده نمود تا از میزان آنها اطمینان حاصل نمود. علت آنست که برای انجام کامل واکنش‌ها و شکل‌گیری فازها (به ویژه C_3S) مناسب بودن حرارت-زمان وابسته به پروفایل حرارتی داخل کوره و به میزان کافی در دسترس بودن اکسیدها می‌باشد، وگرنه نقصان کیفی قطعی خواهد بود. به عبارتی دیگر اپراتور کوره با اعمال تغییراتی در بارخور کوره، مقدار سوخت، سرعت گردش کوره، میزان هوا (اکسیژن) در داخل کوره به کمک فن‌ها و غیره سعی بر پایداری شرایط کوره، ممانعت از ایجاد آسیب به سامانه پخت، افزایش کیفیت پخت کلینکر با پایش مستمر پارامترها (به ویژه دانه‌بندی، چگالی و آهک آزاد) دارد. به صورت تجربی اثبات شده است که در شرایط مختلف تولید کلینکر با مواد خام یکسان، اگر راهبری کوره توسط دو اپراتور مختلف با عملکردهای (عکس‌العمل‌ها و عادات کاری) متفاوت صورت پذیرد، اثراتی در پارامترهای کیفی مشاهده می‌شود [۱۳]؛ ب- اساس کار در روش روش شیمیائی وزنی است، اما در روش‌های میکروسکوپی، حجم و تعداد بلورها مبنای می‌باشد. البته خطاهای ناشی از شمارش چشمی بلورها در روش میکروسکوپی بر مقادیر عدم قطعیت این روش اثرگذار می‌باشد؛ ج- در روش شیمیائی از حفرات و فضای خالی صرف‌نظر می‌گردد، حال آنکه در مطالعات میکروسکوپی شناسائی می‌گردند. باید دقت داشت که نتایج مطالعات میکروسکوپی به دو روش مقطع نازک و صیقلی کمی با هم تفاوت دارند، حال آنکه در مرجع اصلی، روش مقطع صیقلی-نور انعکاسی برای مطالعه کلینکر در نظر گرفته شده است. در این مطالعه از روش مطالعه مقطع صیقلی به کمک نور انعکاسی استفاده شد. با توجه به اینکه انتخاب یک ذره (نودول یا دانه) کلینکر برای مطالعه میکروسکوپی نمی‌تواند بیانگر خصوصیات کل ذرات با ابعاد مختلف باشد، در این مطالعه یک روش مطمئن استفاده شد؛ بدین صورت که حداقل یک کیلوگرم نمونه کلینکر همگن شده حاوی ذرات با ابعاد مختلف تهیه و کاملاً خرد شد تا ریز از ۲/۴ میلی‌متر شوند. سپس از ذرات خرد شده، یک مقطع صیقلی میکروسکوپی تهیه گردید تا اطمینان نسبی جهت تعمیم آزمون به نمونه کلینکر و محصولات کوره حاصل شود.

در مجموع ارتباط مستقیم مقدار فازها در آنالیز شیمیائی و میکروسکوپی، مشابه گزارش *NIST* مشاهده گردید. در گام بعدی ارتباط مقاومت فشاری ۷ و ۲۸ روزه بتن (و ملات استاندارد) با مقدار فازهای آلومینات و آلایت (به دو روش شیمیائی و میکروسکوپی) بررسی شد (نمودارهای شکل ۷).

³ Bogue



شکل ۷- مقایسه نتایج مقادیر آلومینات و آلیت (روش شیمیایی و میکروسکوپی) و نتایج مقاومت فشاری (ملات و بتن)

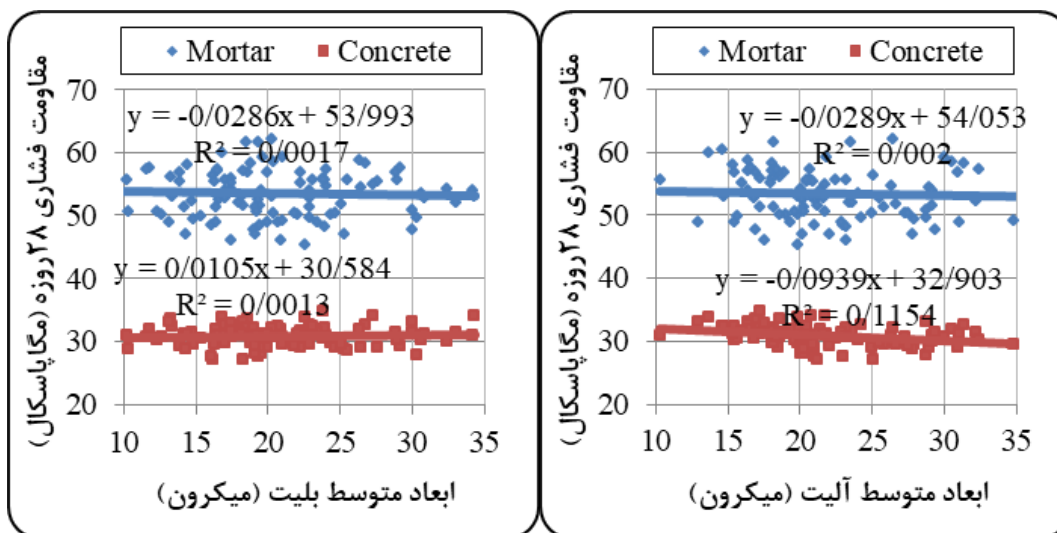
همانطور که اشاره شد ریزساختار کلینکر تأثیر قابل توجهی بر اکثر ویژگی‌های عملکرد سیمان در بتن، از جمله تقاضای آب^۴، کارایی^۵، گیرش^۶ بتن تازه و توسعه مقاومت فشاری بتن سخت شده دارد. بر اساس نتایج کسب شده: الف-مقدار آلیت (روش شیمیایی یا میکروسکوپی) رابطه مستقیمی با میزان مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن دارد و همبستگی ضعیفی را نشان می‌دهد که به روش ساخت (اسلامپ محور) آن نیز مرتبط است. با توجه به اینکه در روش سنتی تولید بتن، جهت دستیابی به کارایی مناسب (نتیجه آزمایش اسلامپ ۱۰-۸ سانتی‌متر) از اضافه کردن آب به بتن استفاده می‌شود و از طرفی با افزایش آلیت، آبخواهی سیمان افزایش می‌یابد، بنابراین همواره افزایش آلیت مطلوب نیست و به افزایش مقاومت بتن منتهی نمی‌شود؛ ب-این ارتباط در ملات چندان دیده نمی‌شود که به w/c ثابت ارتباط دارد. البته به تأثیر سایر پارامترها مانند نرمی سیمان باید توجه داشت؛ ج-بر اساس نمودارهای

⁴ Water demand

⁵ workability

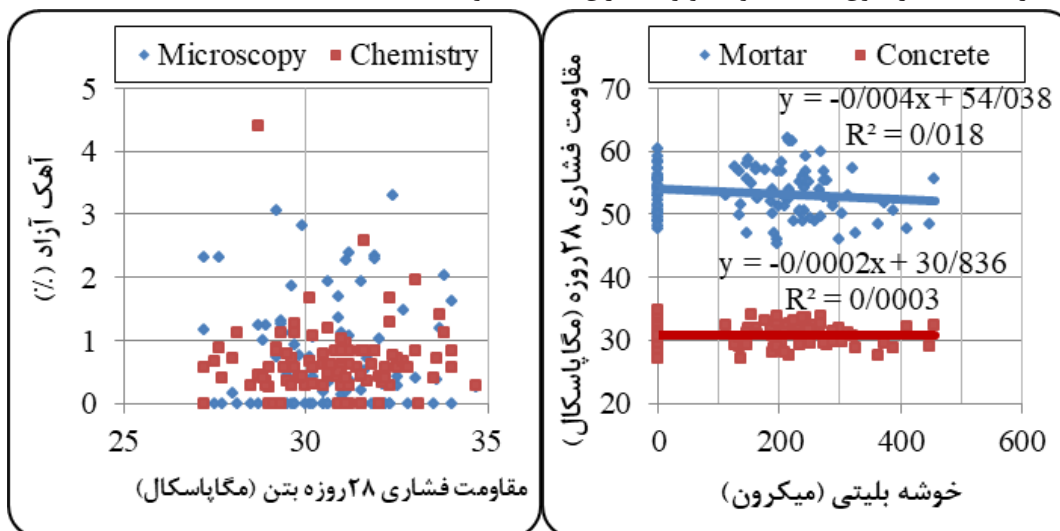
⁶ Setting time

حاصله، همبستگی نتایج میکروسکوپی با مقاومت بتن نسبت به نتایج روش شیمیایی با مقاومت بتن، اندکی بیشتر است؛ د- نتایج مقاومت ۲۸ روزه ملات استاندارد با مقدار الومینات میکروسکوپی رابطه مستقیم داشت. ارتباط مقاومت فشاری بتن ۲۸ روزه بتن (و ملات) با مقدار فاز آلیت و میانگین اندازه بلورهای آن بررسی شد (شکل ۸).



شکل ۸- مقایسه تغییرات اندازه متوسط بلورهای آلیت و بلیت بر مقاومت ۲۸ روزه (ملات استاندارد و بتن)

بر اساس نتایج حاصله: الف- با کاهش اندازه بلورهای آلیت، مقاومت فشاری بتن ۲۸ روزه اندکی بهبود می‌یابد و مبین آنست که بلورهای ریز آلیت مطلوب بوده و واکنش‌پذیری سیمان را افزایش می‌دهد؛ ب- با افزایش اندازه بلورهای بلیت، مقاومت فشاری بتن ۲۸ روزه اندکی بهبود می‌یابد و نشان دهنده مطلوبیت بلورهای ریز بلیت و بهبود واکنش‌پذیری سیمان می‌باشد؛ ج- این روابط در ملات استاندارد چندان مشاهده نگردید (شکل ۹). این مقایسه صحه‌گذاری بر مطالعات هریسون (۲۰۲۲) و متیو و همکاران (۲۰۱۶) بود.



شکل ۹- اثر تغییرات آهک آزاد بر مقاومت ۲۸ روزه بتن (راست) و اندازه خوشه بلیتی بر مقاومت ۲۸ روزه (ملات استاندارد و بتن) (چپ)

در آخرین مرحله اثر مقدار آهک آزاد (به دو روش شیمیایی و میکروسکوپی) بر مقاومت فشاری بتن ۲۸ روزه بررسی گردید. در نمونه‌های مورد مطالعه مقدار آهک آزاد غالباً کمتر از ۰.۲٪ بوده است. بنابراین رصد دقیقی میسر نبوده است. مقایسه اندازه خوشه‌های بلیتی با مقادیر مقاومت فشاری ملات و بتن ۲۸ روزه نیز ارتباط واضحی را نشان نداد.

۴- نتیجه گیری

بر اساس نتایج این مطالعه که با مطالعات قبلی مقایسه گردید:

۱. مقادیر فازهای آلیت، بلیت، آلومینات، فریت و آهک آزاد در یکصد نمونه کلینکر برای روش شیمی به ترتیب ۰/۵۲، ۰/۲۵، ۰/۶، ۰/۱۲ و ۰/۱ بود؛ این مقادیر در روش میکروسکوپی به ترتیب ۰/۶۱، ۰/۲۶، ۰/۳، ۰/۹ و ۰/۱ حاصل شده است؛
۲. با توجه به تنوع در مشخصات سیمان‌ها، مقاومت فشاری ۲۸ روزه ملات استاندارد برای ۱۰۰ نمونه سیمان پرتلند استفاده شده حدود ۴۵/۴-۶۲/۱ مگاپاسکال بوده است. مقاومت فشاری مخلوطهای بتن آزمایشگاهی ۲۸ روزه ۲۷/۲-۳۴/۷ حاصل شده است؛
۳. نتایج مقادیر فازهای آلیت و بلیت در هر دو روش شیمیایی و میکروسکوپی همبستگی نسبتاً ضعیفی دارد، اما مقادیر فازهای زمینه (آلومینات و فریت) رابطه دقیقی ندارند؛
۴. مقدار آلیت (روش شیمیایی یا میکروسکوپی) رابطه مستقیمی با میزان مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن دارد و همبستگی نسبتاً ضعیفی را نشان می‌دهد؛
۵. ارتباط نتایج مقاومت ۲ روزه ملات استاندارد با مقدار آلومینات میکروسکوپی مستقیم و واضح بود؛
۶. با کاهش اندازه بلورهای آلیت، مقاومت فشاری بتن ۲۸ روزه اندکی بهبود می‌یابد و مبین آنست که بلورهای ریز آلیت مطلوب بوده و واکنش پذیری سیمان را افزایش می‌دهد؛
۷. با افزایش اندازه بلورهای بلیت، مقاومت فشاری بتن ۲۸ روزه اندکی بهبود می‌یابد و نشان دهنده مطلوبیت بلورهای ریز بلیت و بهبود واکنش پذیری سیمان می‌باشد.

۵- قدردانی

از مدیران، کارشناسان و تکنسین‌های محترم شرکت سیمان تهران بسیار سپاسگذاریم.

منابع

- [1]. – G. R. Long, S. Sprung, R. W. Davidge and D. Pearson. (1983). "Microstructure and Chemistry of Unhydrated Cements". *Developments in the Science and Technology of Hydraulic Cements* (Sep. 24, 1983), pp. 43-51
- [2]. F. Mac Gregor Miller (1979). "Clinker Microscopic Methods as a Tool for Cement Quality Control". *IEEE Transactions on Industry Applications* (Volume: IA-15, Issue: 4, July 1979)
- [3]. R. G. Sibbick. (2015). "Cement Clinker Microscopy as an Aid to Determine Performance Differences in the Presence of Chemical Additives". From: www.researchgate.com
- [4]. Campbell and J. Galehouse, (1991) "Quantitative Clinker Microscopy with the Light Microscope," *Cement, Concrete and Aggregates* 13, no. 2 (0): 94-96
- [5]. Nohman Mahmud (2021). "Optimizing cement strength". ARIF HABIB GROUP PAKISTAN, ZKG, cement, lime, gypsum
- [6]. Duda, w. (1976). "Cement data book". Volume 2.
- [7]. Neville AM, Brooks JJ (2002). "Concrete Properties". Prentice Hall
- [8]. Harrison A (2022). "Influencers of strength" from: www.cemnet.com.
- [9]. Kafash, A. "Investigating the effect of physical properties of clinker on cement". *Cement Scientific, Technical, Economic Monthly*, 24th year, April 1997, number 235, pages 25-31.
- [10]. Tadayon, A. Golbahari, A. Ahmadi, Z. (2014). "Handbook of new and special cements". Naghous Publication.
- [11]. Chehargani, H. (2016 Feb). "Technology and operation handbook of the cement factory" *Publications of the specialized scientific monthly of cement technology*.
- [12]. Neville AM, Brooks JJ (2002). "Concrete technology". Prentice Hall.
- [13]. Bokaiian, M. (2007). "Pocket handbook of cement engineering". *Publications of Manpower Training Center of Abyek cement Industrial Complex*. P. 85.

- [14]. Pavel Martauz (2005). "Optimization and stabilities of clinker production". *WORLD CEMENT*, December 2005, p99-106.
- [15]. Linda m Hills & F Macgregor. "Burning the mix". *International cement review*, September 2002, p 79-84.
- [16]. Hebert Insley and Howard F. Mc Murdie. (1938). "Minor constituents in Portland cement clinker". Part of journal of research of the national bureau of standard, Vol. 12, February 1938.
- [17]. -Y Ono. (1973). "Microscopic analysis of clinker". Onoda Cement Co., Central Research Laboratory.
- [18]. Mehta, K. & Menterio, (2006). "Concrete Microstructure, Properties, and Materials.". P207-214.
- [19]. Sanusi Nuhu. (2020) "Effect of Free Lime and Lime Saturation Factor on Grind ability of Cement Clinker". *International Journal of Engineering Research and Reviews*, Vol. 7, Issue1, pp.: (61-66)
- [20]. M. Vargas Mufioz, F. Gonzdlez Garda, M. Gonz~lez Rodriguez and M. C. Gonzdlez Vflchez. (1994). "INFLUENCE OF THE MINERALOGICAL COMPOSITION, SPECIFIC SURFACE AREA AND STRAINS - CRYSTALLITE SIZE OF ALITE ON THE COMPRESSIVE MECHANICAL STRENGTH OF PORTLAND MORTARS. I. CLINKERS OF LOW TRICALCIUM ALUMINATE CONTENTS". *Cement and Concrete Research*, Vol. 24, No. 4, pp. 776-790, 1994.
- [21]. M. Kristmann. (1977). "PORTLAND CEMENT CLINKER: MINERALOGICAL AND CHEMICAL INVESTIGATIONS PART I. MICROSCOPY. X-RAY FLUORESCENCE AND X-RAY DIFFRACTION". *CEMENT and CONCRETE RESEARCH*. Vol. 7, pp. 64g-658, 1977.
- [22]. H S Patel, Y Z Pathak Ravindra K. Dhir, Moray D. Newlands, and Laszlo J. Csetenyi. (2015). "MICROSTRUCTURE OF CEMENT CLINKER: ITS RELATION WITH PROCESS PARAMETERS AND EFFECT ON HYDRAULIC BEHAVIOUR". *Role of Cement Science in Sustainable Development*,
- [23]. GCP Applied Technologies (September 15, 2020) "The benefits of clinker microscopy". From: www.gcpat.com
- [24]. Matthias Böhm, Klaus Lipus (2015). "Evaluation of Portland cement clinker with optical microscopy - case studies III". 15th Euro seminar on Microscopy Applied to Building Materials • 17-19 June 2015 • Delft, The Netherlands.
- [25]. Raine Isaksson and Neil Taylor (2013) "living up to strength potential". *world cement* 2013 September, p107-110
- [26]. Soumaya Ibrahimy & Nejib Ben Jamaa & Khaoula Mliki & Mohamed Bagane (2011). "Comparative Study for Grinding of Two Cement Clinkers". *International Journal of Concrete Structures and Materials*, Vol.5, No.2, pp.113~117, December 2011.
- [27]. Kafash (2022) "Brown clinker core under the microscope" *ICR*, September 2022, p 100-102
- [28]. Kafash A. & Tadayon M. (2021). "Changing colour" *ICR*, November 2021
- [29]. Sabouri Amlashi, A. (1997) "The role of grading on clinker quality". Expert thesis, University of Elm o Sanat.
- [30]. Kurt E. Peray, Joseph J. Waddell (1986). "The Rotary Cement Kiln". Chemical Publishing Company.
- [31]. Wm. Lerch and R. H. Bogue. (1934). "Heat of hydration of Portland cement pastes". Part of bureau of standard journal of research, Vol. 12, May 1934.
- [32]. Anna Emanuelson & Staffan Hansen & Erik Vigg. "A comparative study of ordinary and mineralized Portland cement clinker from two different production units: Part I: Composition and hydration of the clinkers". *Cement and Concrete Research*, Volume 33, Issue 10, October 2003, Pages 1613-1621.
- [33]. Paul Stutzman, Stefan Leigh (2002). "Phase Composition Analysis of the NIST Reference Clinkers by Optical Microscopy and X-ray Powder Diffraction" *NIST Technical Note* 1441.
- [34]. Biju Mathew & Sumesh Erikandath & Gabriel Lele & Shreesh Khadilkar (2016). "PROCESS CONTROL & CLINKER QUALITY MONITORING THROUGH MINERALOGICAL AND MICRO-

STRUCTURAL INDICES". December 2016, Conference: NCB INTERNATIONAL SEMINAR ON CEMENT AND BUILDING MATERIALS At: New Delhi.

[35]. Arthur Harrisson (2022). "Alite size and quality vs kiln conditions and raw mix" *International Cement Review (ICR)*, August 2022, p63

[36]. INSO 389 (2019). "Portland Cement-Properties". National Standard Organization of Iran

[37]. B. Hilloulin & I. Bekrine & E. Schmitt & A. Loukili (2022). "Open-source deep learning-based air-void detection algorithm for concrete microscopic images". *Journal of microscopy*, May 2022. Volume 286, Issue 2, Special Issue: 18th Euro seminar on Microscopy Applied to Building Materials, Pages: 55-197

[38]. Mengesha Beyene & Richard Meininger (2021) "A case studies of distress mechanism(s) in a concrete structure foundation in the saturated zone and above the saturated zone". *Journal of Microscopy*, October 2021 286(2).

[39]. Buehler (2010). "Preparation of Concrete Samples for Microscopic Examination". From: <https://www.azom.com/article.aspx?ArticleID=5217>.

[40]. R.J. Sewell & S.D.G. Campbell (2001). "PETROGRAPHIC EXAMINATION OF CONCRETE SAMPLES". GEO REPORT No. 119

[41]. D.M. Roy & M.W. Grutzeck & B.E. Scheetz & G.M. Idom & Neils Thaulow & K.T. Andersen (1993). "Concrete Microscopy". Strategic Highway Research Program National Academy of Sciences.

[42]. Karen Louise (1988) "The microstructural of concrete". *Material science of concrete*, p127-161

[43]. Campbell, D. (1999). "Microscopical Examination and Interpretation of Portland Cement and Clinker". PCA SP030. ISBN-0-89312-084-7. P145.

[44]. ASTM C1356 "Standard Test Method for Quantitative Determination of Phases in Portland Cement Clinker by Microscopical Point-Count Procedure"

[45]. ISRI 1692 (1992). "Hydraulic cements - chemical test methods - measurement of main elements" Institute of Standards and Industrial Research.

[46]. Kafash Bazari A & Chini M & Nikfal Z. (2022). "A case study of the changes in the fineness of Portland cement type 2 on the performance of high-use commercial concretes in Tehran and Alborz states". The 6th National Conference of Cement Industry and oncoming Horizons, 12 & 13 Nov 2022, Tehran.

[47]. Guide to the National Concrete Mix Design Method" Center for Building and Housing Research, p. 33.

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

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

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

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

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

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

Research paper

Abstract

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

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

***Corresponding Author:** Amir Hossein Bazaee

Bazaee, A., Alidadi Tassoji, H., Golshan, M. R., Aghamajidi, R. Optimization Of The Reinforcement Method Of Short Concrete Column With Steel Sheet In Different Shape Patterns By Finite Element Method. *Journal of Concrete Structures and Materials*, 2022; 7(2): 159-187. <http://doi.org/10.30478/jcsm.2023.349519.1279> 2538-5828/ © 2021 The Authors. Published by Iranian Concrete Society

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

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

امیرحسین بازایی

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

Amirhosseinbazaee@gmail.com

(نویسنده مسئول)

حیدر علی دادی طسوجی

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

محمودرضا گلشن

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

روزبه آقامجیدی

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

نوع مقاله: مقاله پژوهشی

چکیده

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

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

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



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

۲- مقاوم سازی با کاور فولادی

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

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



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

۳- پیشینه تحقیق

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

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

^۱ Liu.ming

^۲ Mohamad.ghaanam

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

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

۴- هدف تحقیق

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

³ Zhang.zh

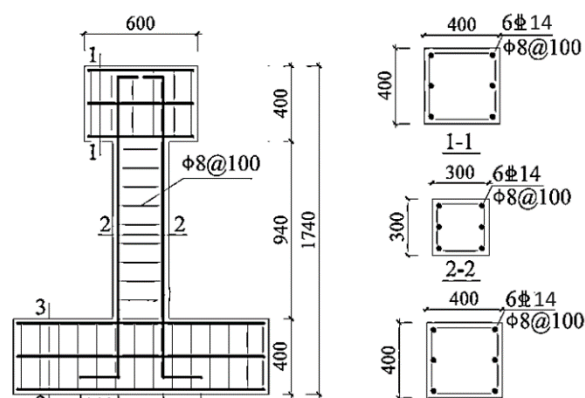
شاهد با نتایج آزمایشگاهی ارائه شده در مقاله مرجع مقایسه می‌گردد. نمونه‌ها به طور کامل و سه بعدی در برنامه اجزاء محدود آباکوس مدل سازی می‌شوند.

۵- مدلسازی

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



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



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

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

⁴ Zhaw-china

⁵ L.ming

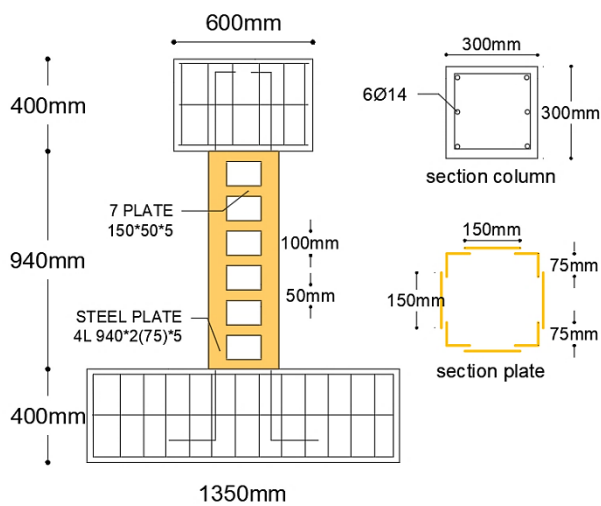
⁶ Liu Ming, Yin Shiping, and Chen Wenjie "Seismic Behaviour of TRC-Strengthened RC Columns under Different Constraint Conditions"

جدول ۱ نامگذاری نمونه‌های مورد مطالعه در این تحقیق

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

۳-۱- نمونه MODEL-1

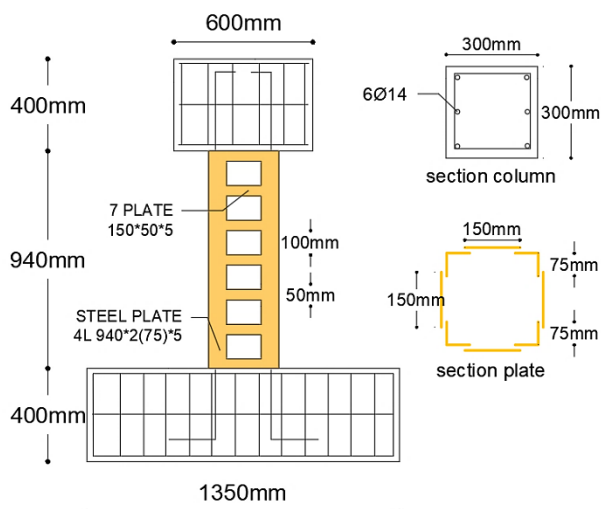
مدل شماره یک توسط کاور فولادی مشبک به روش تسمه بند، تقویت شده است. این کاور فولادی متشکل از ۴ عدد نبشی به طول ۹۴۰ میلی‌متر، عرض آن در هر سمت ۷۵ میلی‌متر و ضخامت آن ۵ میلی‌متر می‌باشد. همچنین پلیت‌های فولادی این کاور تقویتی نیز بطول ۱۵۰ میلی‌متر، ارتفاع ۱۰۰ میلی‌متر و ضخامت ۵ میلی‌متر می‌باشد. پلیت‌ها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



شکل ۵ جزئیات ابعاد و اندازه ستون MODEL-1

۲-۳- نمونه MODEL-2

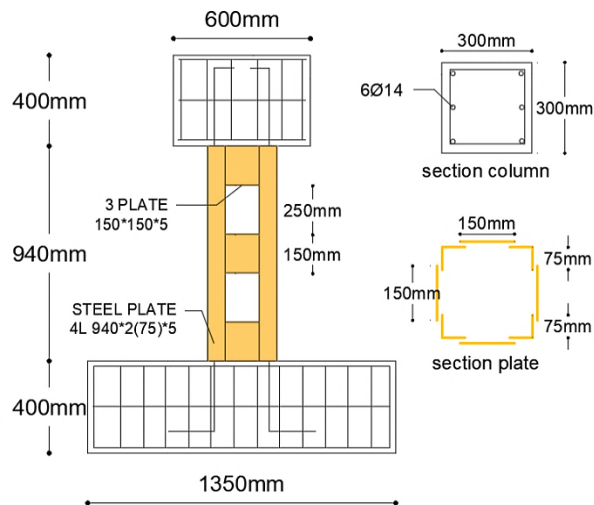
مدل شماره دو توسط کاور فولادی مشبک به روش تسمه بند تقویت شده است. این کاور فولادی متشکل از ۴ عدد نبشی به طول ۹۴۰ میلی‌متر و عرض آن در هر سمت ۷۵ میلی‌متر و ضخامت آن ۵ میلی‌متر می‌باشد. همچنین پلیت‌های فولادی این کاور تقویتی نیز بطول ۱۵۰ میلی‌متر، ارتفاع ۵۰ میلی‌متر و ضخامت ۵ میلی‌متر می‌باشد. پلیت‌های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



شکل ۶ جزئیات ابعاد و اندازه ستون MODEL-2

۱-۳- نمونه MODEL-3

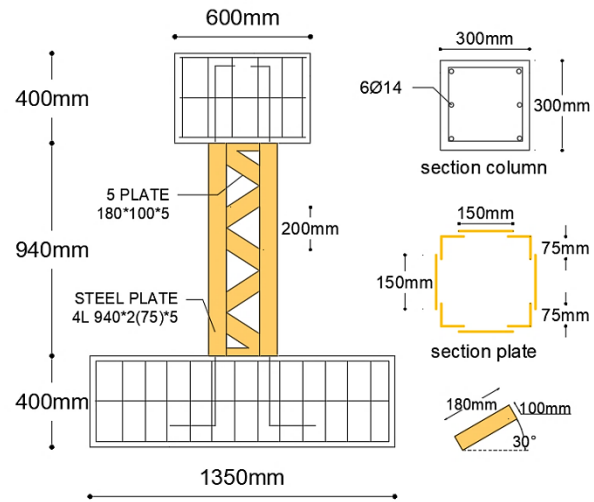
مدل شماره سه توسط کاور فولادی مشبک به روش تسمه بند تقویت شده است. این کاور فولادی متشکل از ۴ عدد نبشی به طول ۹۴۰ میلی‌متر و عرض آن در هر سمت ۷۵ میلی‌متر و ضخامت آن ۵ میلی‌متر می‌باشد. همچنین پلیت‌های فولادی این کاور تقویتی نیز بطول ۱۵۰ میلی‌متر، ارتفاع ۱۵۰ میلی‌متر و ضخامت ۵ میلی‌متر می‌باشد. پلیت‌های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



شکل ۷ جزئیات ابعاد و اندازه MODEL-3

۴-۳- نمونه MODEL-4

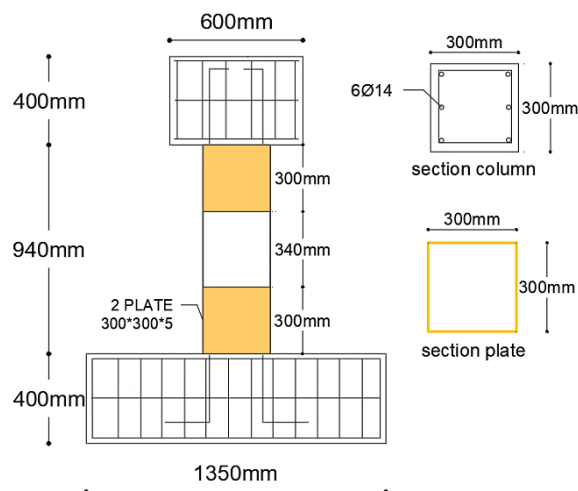
مدل شماره چهار توسط کاور فولادی مشبک به روش زیگزاگی تقویت شده است. این کاور فولادی متشکل از ۴ عدد نبشی به طول ۹۴۰ میلی‌متر و عرض آن در هر سمت ۷۵ میلی‌متر و ضخامت آن ۵ میلی‌متر می‌باشد. همچنین پلیت‌های فولادی این کاور تقویتی نیز بصورت مورب که نسبت به محور افق ۳۰ درجه است و بطول ۱۵۰ میلی‌متر، ارتفاع ۱۰۰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



شکل ۸ جزئیات ابعاد و اندازه MODEL-4

۵-۳- نمونه MODEL-5

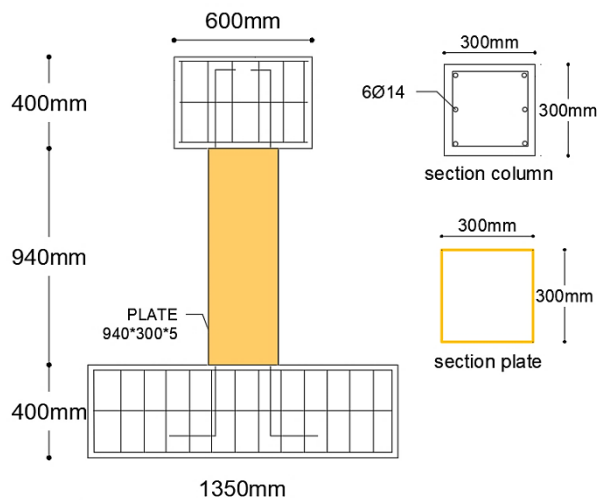
مدل شماره پنج توسط کاور فولادی نیم پارچه به اندازه‌ی تقریباً ۱/۳ طول ستون کوتاه تقویت شده است. این کاور فولادی متشکل از ۴ عدد پلیت به طول ۳۰۰ میلی‌متر و عرض ۳۰۰ میلی‌متر و ضخامت ۵ میلی‌متر می‌باشد که هر کدام بصورت یک مقطع مربع شکل در وجه پایینی و بالایی در فاصله ۳۴۰ میلی‌متری نسبت به یکدیگر نیز ستون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



شکل ۹ جزئیات ابعاد و اندازه ستون MODEL-5

۳-۶- نمونه MODEL-6

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



شکل ۱۰ جزئیات ابعاد و اندازه ستون MODEL-6

۶- رفتار مصالح

۶-۱ بتن

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

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

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

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

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

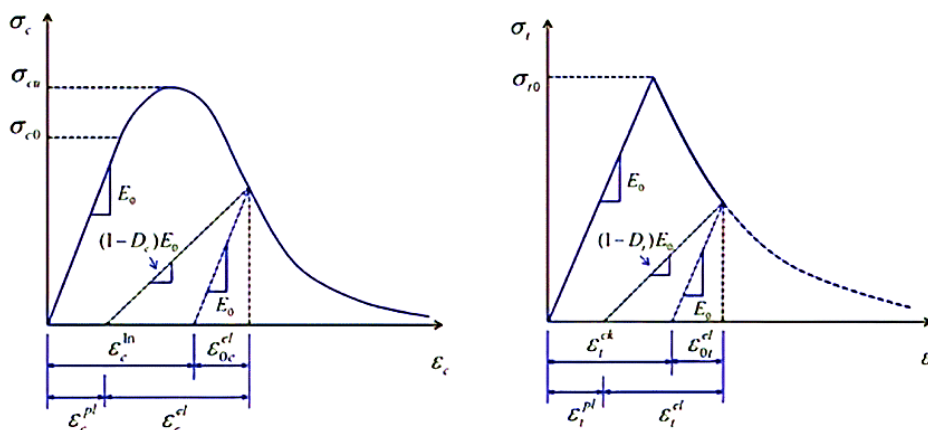
این معادله توسط تورنفلدت^۹ و همکارانش اصلاح گردید که به رابطه پوپویچ اصلاح شده شهرت پیدا کرد. در رابطه اولیه پوپویچ مشاهده گردید که بتن‌های با مقاومت بالا، شاخه‌ی نزولی معادله‌ی (۱) با سرعت کافی پس از تنش حداکثر تنزل پیدا نمی‌کند. بنابراین پیشنهاد گردید تا با اضافه کردن ضریب K در مخرج معادله (۱) تنزل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

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

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

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

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



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

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

⁷ Popovics

⁸ Belarbi and Hsu

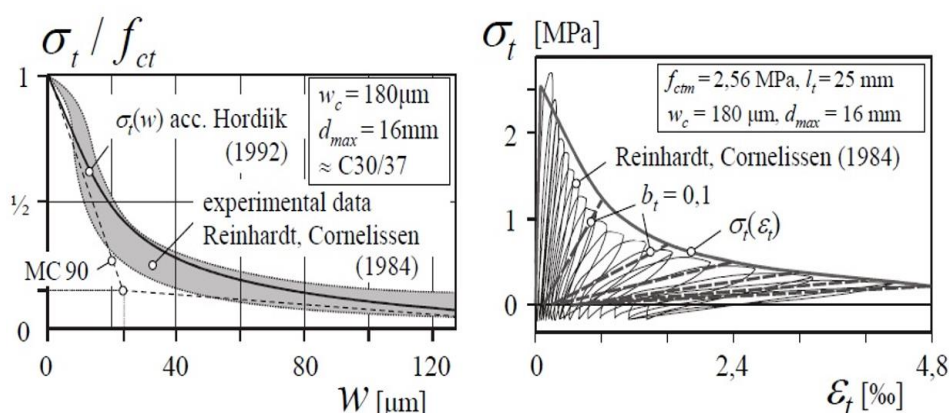
⁹ Thornfeldt

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

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

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

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



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

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

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

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

۶-۲- فولاد

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

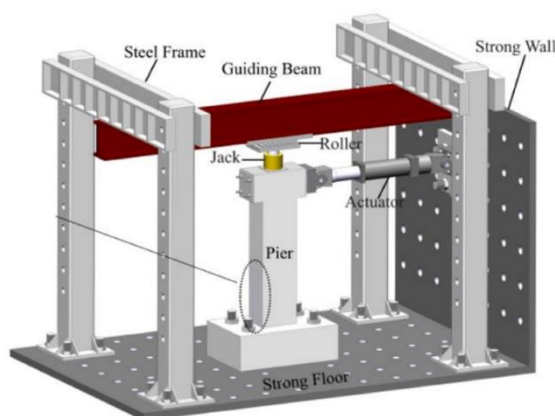
سیم^{۱۰} سه بعدی با تغییر شکل های غیر خطی استفاده شده است. در این نوع المان ها، تنها نیروی محوری انتقال می یابد و هیچ گونه لنگری ایجاد نمی شود. آرماتورها به صورت یک جا با المان های بتن تعریف شده و نیز در بتن جاسازی می شوند [۱۱]. جدول ۳ مقادیر عددی جهت تعریف رفتار فولاد در نرم افزار آباکوس نشان می دهد.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

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

مشخصات فولاد	وزن مخصوص	مدول الاستیسیته	نسبت پواسون	Fy/Mpa	Fu/Mpa
Φ 14	۱/۲۱ kg/m	$2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$	۰/۳	۴۶۳	۵۹۷
Φ 8	۰/۳۹۵ kg/m			۳۲۵	۴۹۶
Plate St37	7850 kg/m^2			۲۴۰	۳۷۰

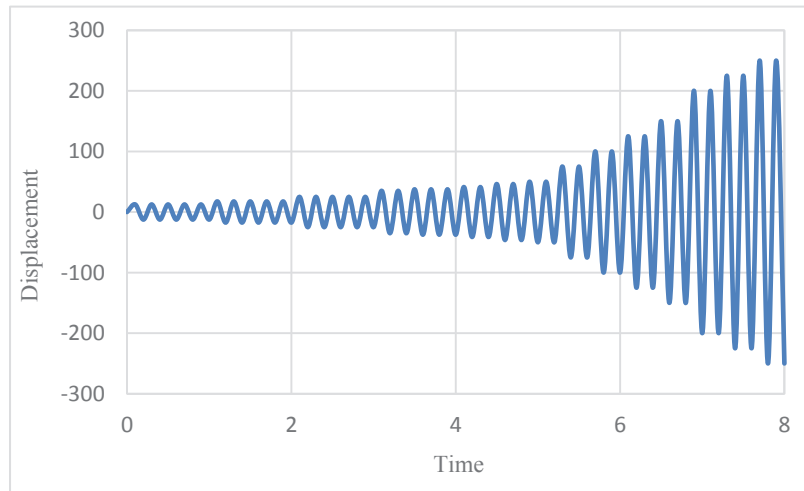
۷- بارگذاری

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



شکل ۱۳ نحوه ایجاد بارگذاری بر روی ستون کوتاه

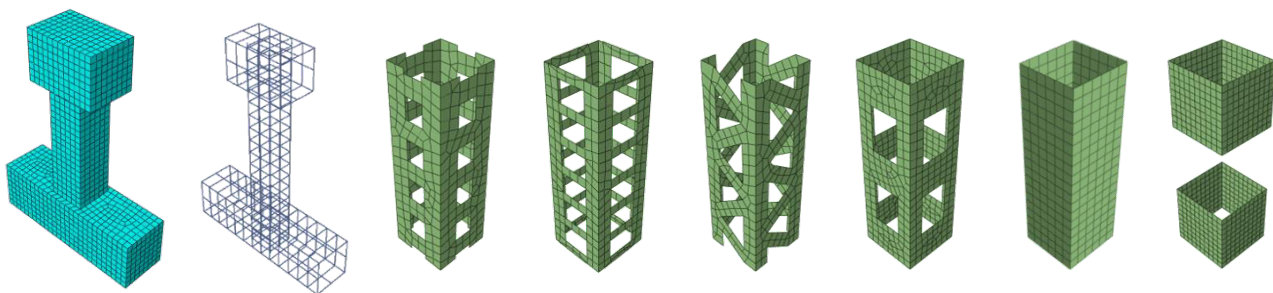
¹⁰ Wire



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

۸- مش بندی

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



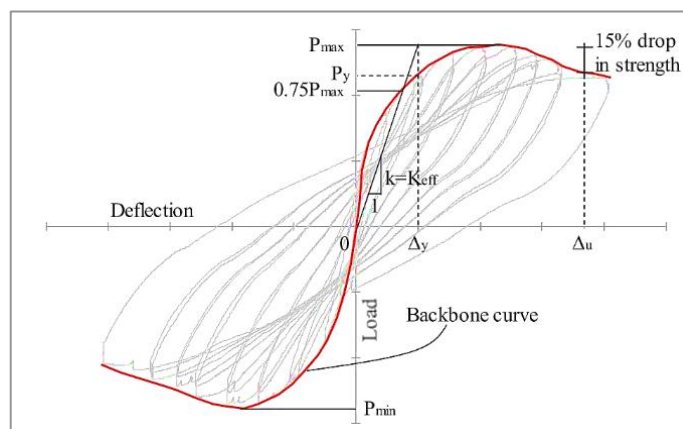
شکل ۱۵ مش بندی آرماتور و بتن ستون کوتاه و کاورهای فولادی تقویتی در نرم افزار آباکوس

¹¹ Mesh

¹² Newton Raphson

۹- روش تحلیل

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



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

۱۰- نسبت شکل پذیری و ضریب رفتار

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

¹³ General static

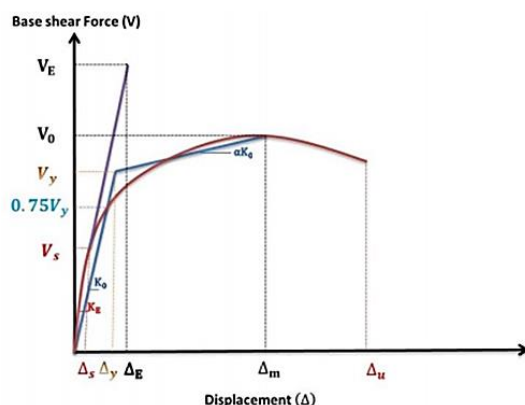
تحقیق منحنی پوش آور به روش پریستلی و پائولی^{۱۴} دو خطی گردیده و سپس با روش چوپرا^{۱۵} ضریب رفتار آن محاسبه شده است. در این روش جهت سهولت در انجام محاسبات ریاضی نیز فرمول نویسی تحت نرم افزار اکسل^{۱۶} انجام شده است تا با وارد نمودن مقادیر برش پایه اولین مفصل پلاستیک V_S و تغییر مکان متناظر با آن Δ_S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

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

$$R = R_S R_\mu \quad (۶)$$

$$R_S = \frac{V_0}{V_S} \quad (۷)$$

$$\Omega = V_y / V_d \quad (۸)$$



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

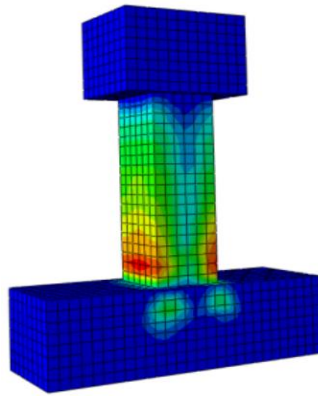
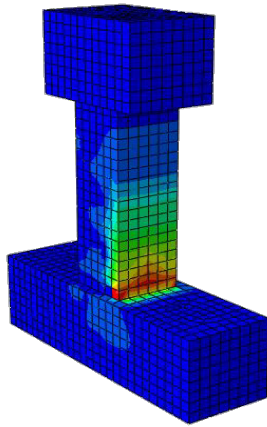
۱۱-صحت‌سنجی

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

¹⁴ Priestley & Paulay

¹⁵ Chopra

¹⁶ Excel



ج) نوع شکست مفصلی حاصل از تحلیل در این مطالعه

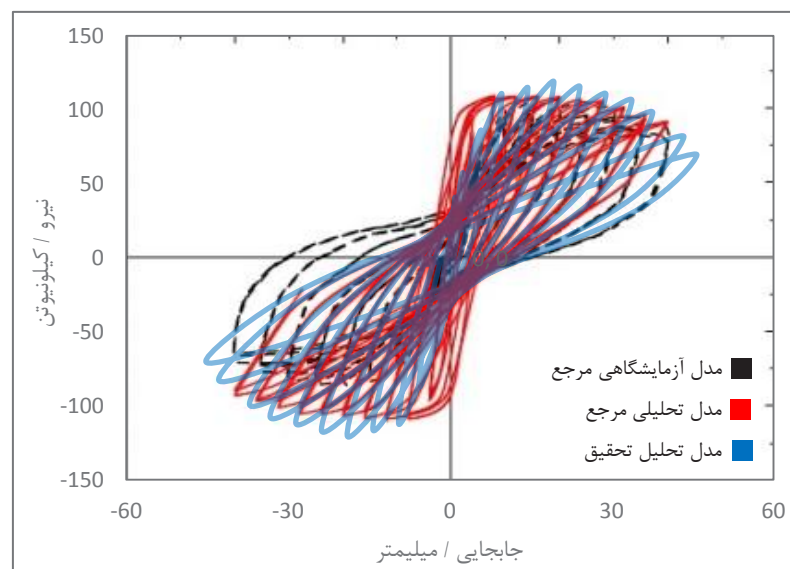
ب) نوع شکست مفصلی در مدل عددی [1] مرجع

الف) نوع شکست مفصلی در محیط آزمایشگاه [1]

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

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

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

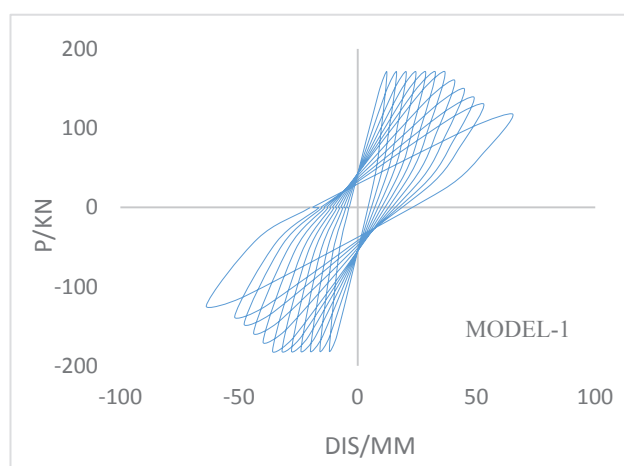


شکل ۱۹- مقایسه و همپوشانی منحنی هیستریزس مدلسازی عددی با داده‌های آزمایشگاهی و عددی مقاله فرنس [۷]

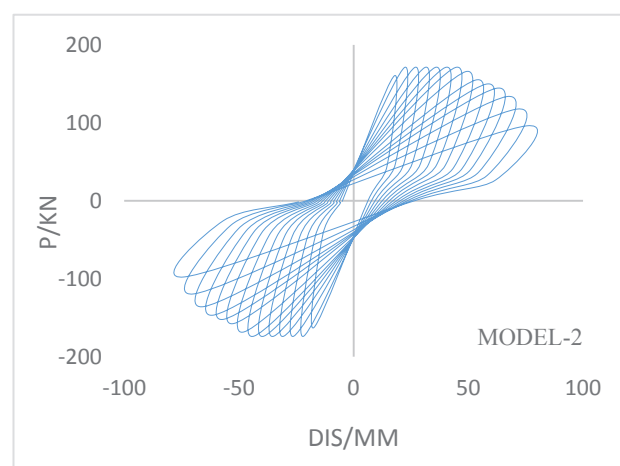
۱۲- یافته‌های تحقیق

۱۲-۳- ظرفیت جانبی

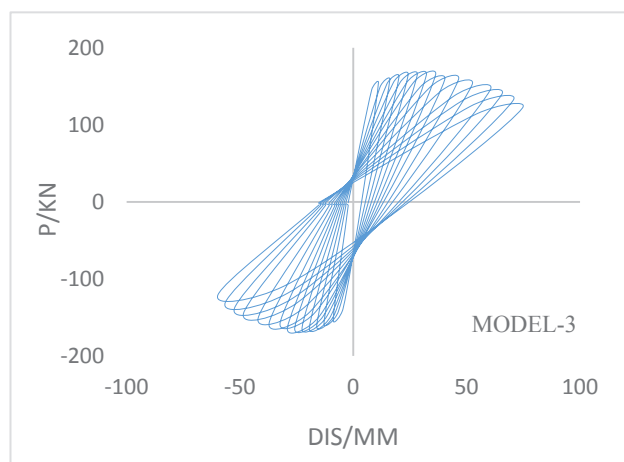
یکی از خصوصیات مصالح که پس از بدست آمدن شکل تنش- کرنش می‌توان محاسبه نمود، میزان شکل‌پذیری آن‌ها می‌باشد. شکل‌پذیری به صورت نسبت کرنش متناظر با حد نهایی، به کرنش متناظر با حد تسلیم گفته می‌شود [۳]. رفتار هیستریزیس سازه‌ها متأثر از میزان ظرفیت باربری و تغییر سیکل‌های پیوسته در مدهای رفت و برگشتی سیستم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



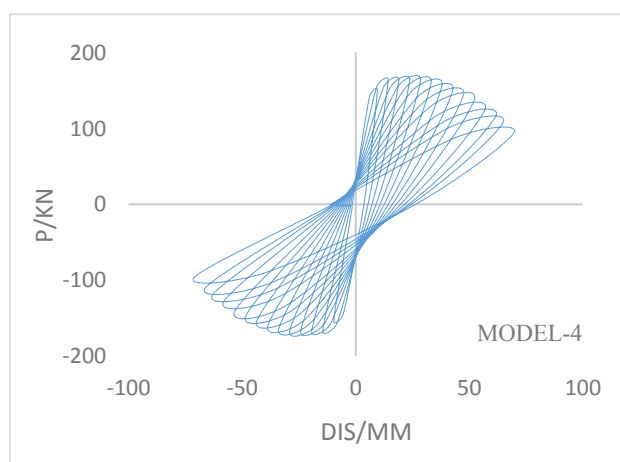
شکل ۲۰ منحنی هیستریزیس مدل یک



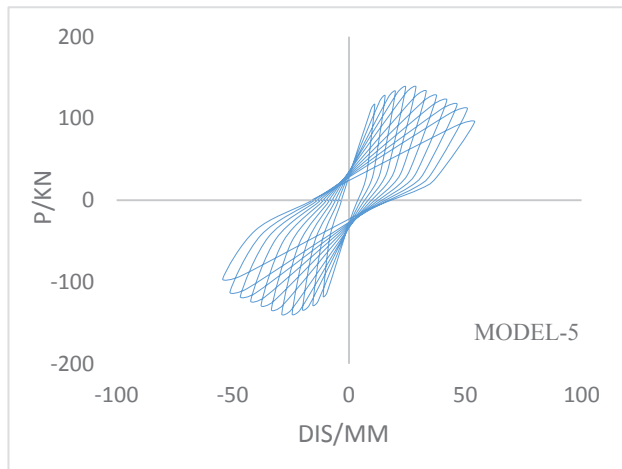
شکل ۲۱ منحنی هیستریزیس مدل دو



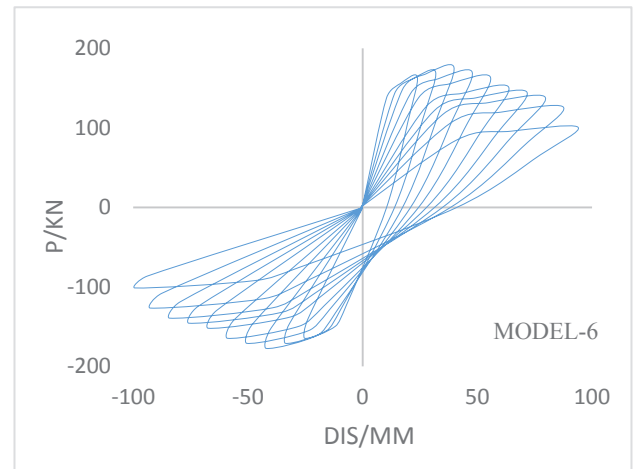
شکل ۲۲ منحنی هیستریزیس مدل سه



شکل ۲۳ منحنی هیستریزیس مدل چهار



شکل ۲۴ منحنی هیستریزس مدل پنج



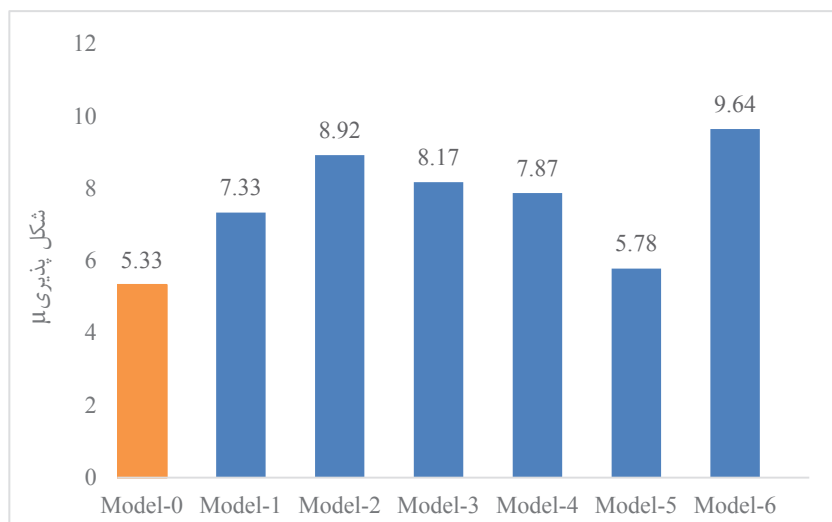
شکل ۲۵ منحنی هیستریزس مدل شش

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

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

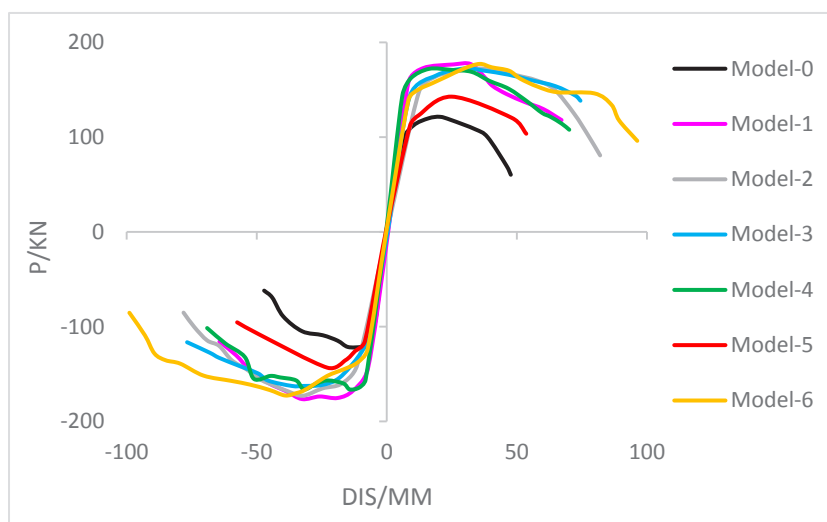
نتایج بدست آمده از منحنی هیستریزس، نشان می‌دهد که در مدل‌های 1-2-3-4-6 نسبت شکل‌پذیری (μ) جانبی در محدوده‌ی پلاستیسیته در سیکل‌های متوالی افزایش می‌یابد و این نشان دهنده آن است که ستون‌های تقویت شده دارای چرخه‌های پایدار هیستریزس و رفتار لرزه‌ای مناسبی می‌باشند. از سوی دیگر عدم تنزل مقاومت

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



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

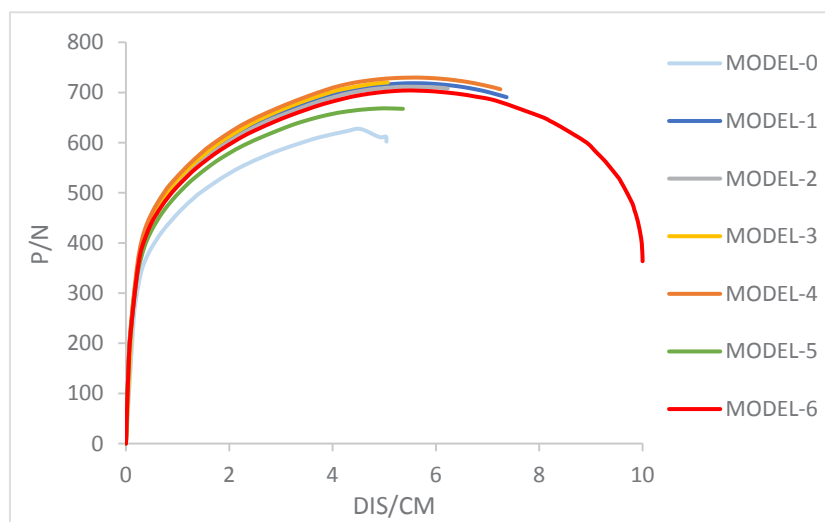
میزان ظرفیت جانبی ستون‌های تقویت شده مطابق با شکل شماره ۲۷ است. به استناد از این شکل مشاهده می‌شود که در روش مقاوم‌سازی با کاور فولادی میزان رفتار ستون‌ها متأثر از تغییر الگوهای شکلی متفاوت است اما این اختلاف به استثنای *Model-5* چندان اختلافی ندارد. قابل ذکر است که مدل *Model-6* نیز دارای بیشترین ظرفیت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



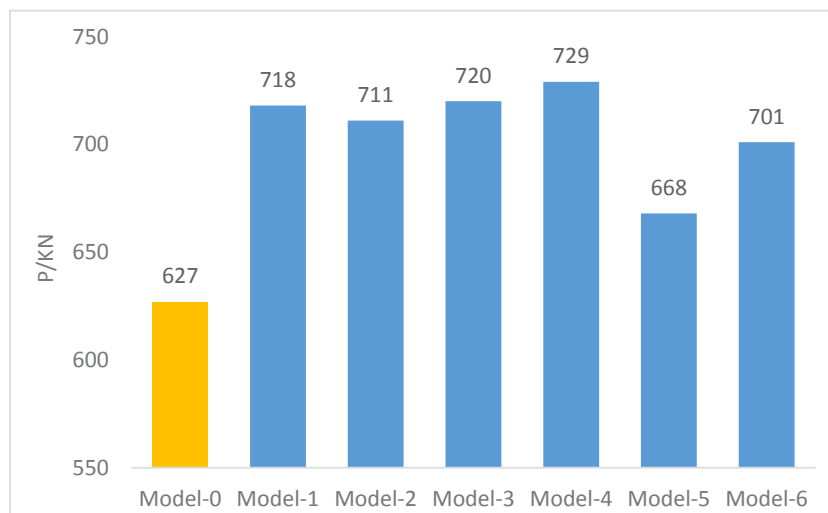
شکل ۲۷ مقایسه منحنی‌های هیستریزیس مدل‌های تحلیلی مورد تحقیق

۴-۱۲ ظرفیت باربری

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



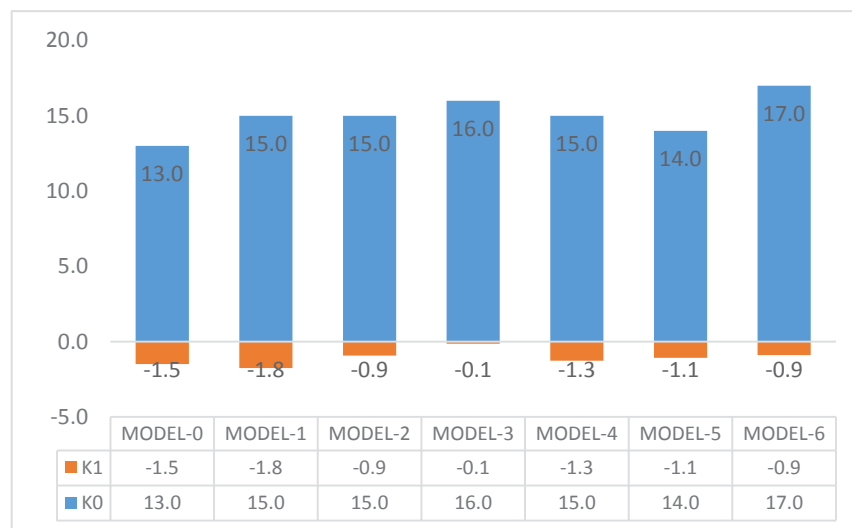
شکل ۲۸ مقایسه ظرفیت باربری فشاری مدل‌های مورد تحقیق



شکل ۲۹ مقایسه حداکثر میزان ظرفیت باربری محوری تحت بارگذاری فشاری

۱۲-۶- سختی ستون

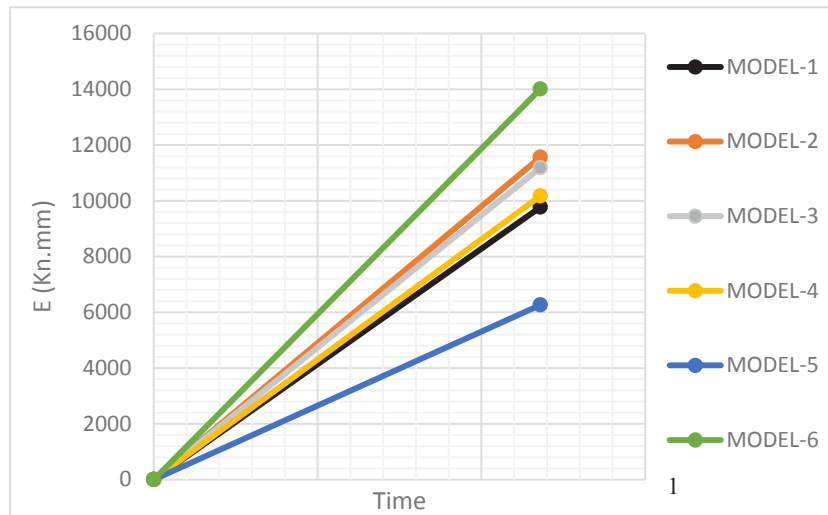
سختی یکی از عوامل تعیین کننده‌ای است که برای بررسی رفتار سازه‌ها و از جمله ستون‌ها مورد استناد و استفاده قرار می‌گیرد. بدین ترتیب در منحنی پوش آور سازه‌ها شیب شکل در محدوده‌ی ارتجاعی بیانگر سختی اولیه یا سختی الاستیک (K_0) و در ادامه آن شیب منحنی در محدوده گسیختگی بیانگر سختی ثانویه یا سختی پلاستیسیته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



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

۱۲-۵- استهلاک انرژی

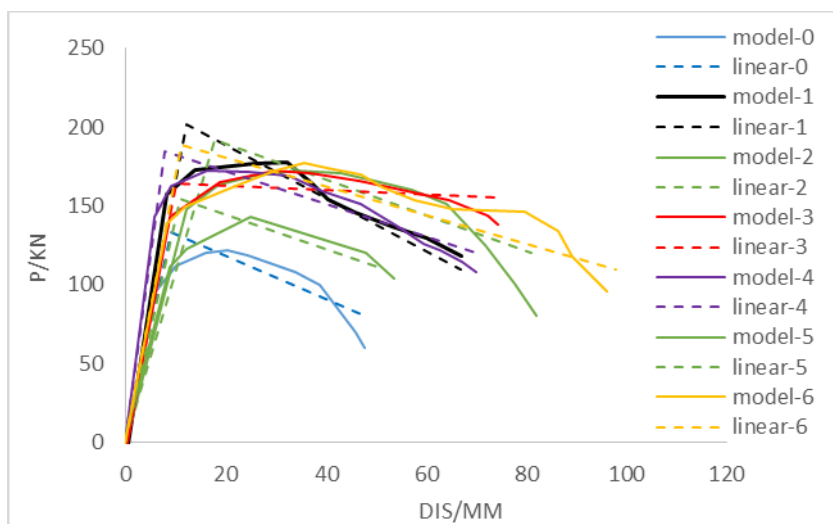
استهلاک انرژی یکی از مهم‌ترین پارامترها در رفتار سازه هنگام وقوع زلزله است. انرژی مستهلک شده در هر سیکل برابر مساحت زیر منحنی هیستریزس در آن سیکل می‌باشد. همچنین انرژی مستهلک شده تجمعی برابر مجموع انرژی مستهلک شده در تمامی سیکل‌ها می‌باشد [۳]. مقدار انرژی مستهلک شده تجمعی در واحد زمان معادل مقیاس یک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



شکل ۳۱ میزان انرژی مستهلک شده توسط تمامی مدل‌ها

۱۲-۷- ضریب رفتار

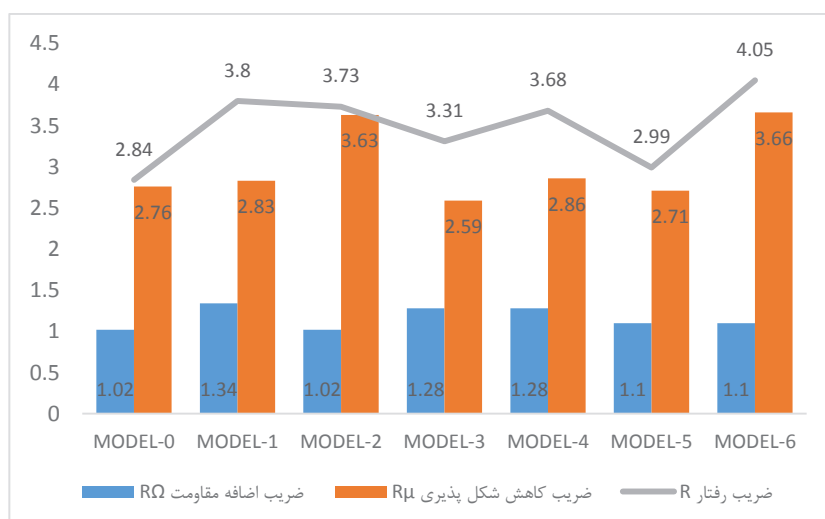
از دیگر عوامل مهم در تحلیل رفتار ستون‌های کوتاه، شکل پذیری است که رابطه نزدیک با مقاومت سازه در مقابل نیروهای زلزله دارد. هرچه ضریب شکل پذیری سازه بزرگتر و مقاومت آن کاهش کمتری داشته باشد، قدرت مستهلک نمودن انرژی زلزله در حالت غیرارتجاعی بیشتر بوده و رفتار مطلوب‌تری خواهد داشت. شکل پذیری هر سازه ارتجاعی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



شکل ۳۲ دو خطی کردن منحنی پوش آور مدل‌های مورد تحقیق

جدول ۵ مقایسه ضریب رفتار، ضریب شکل پذیری، ضریب مقاومت ستون‌های مورد مطالعه

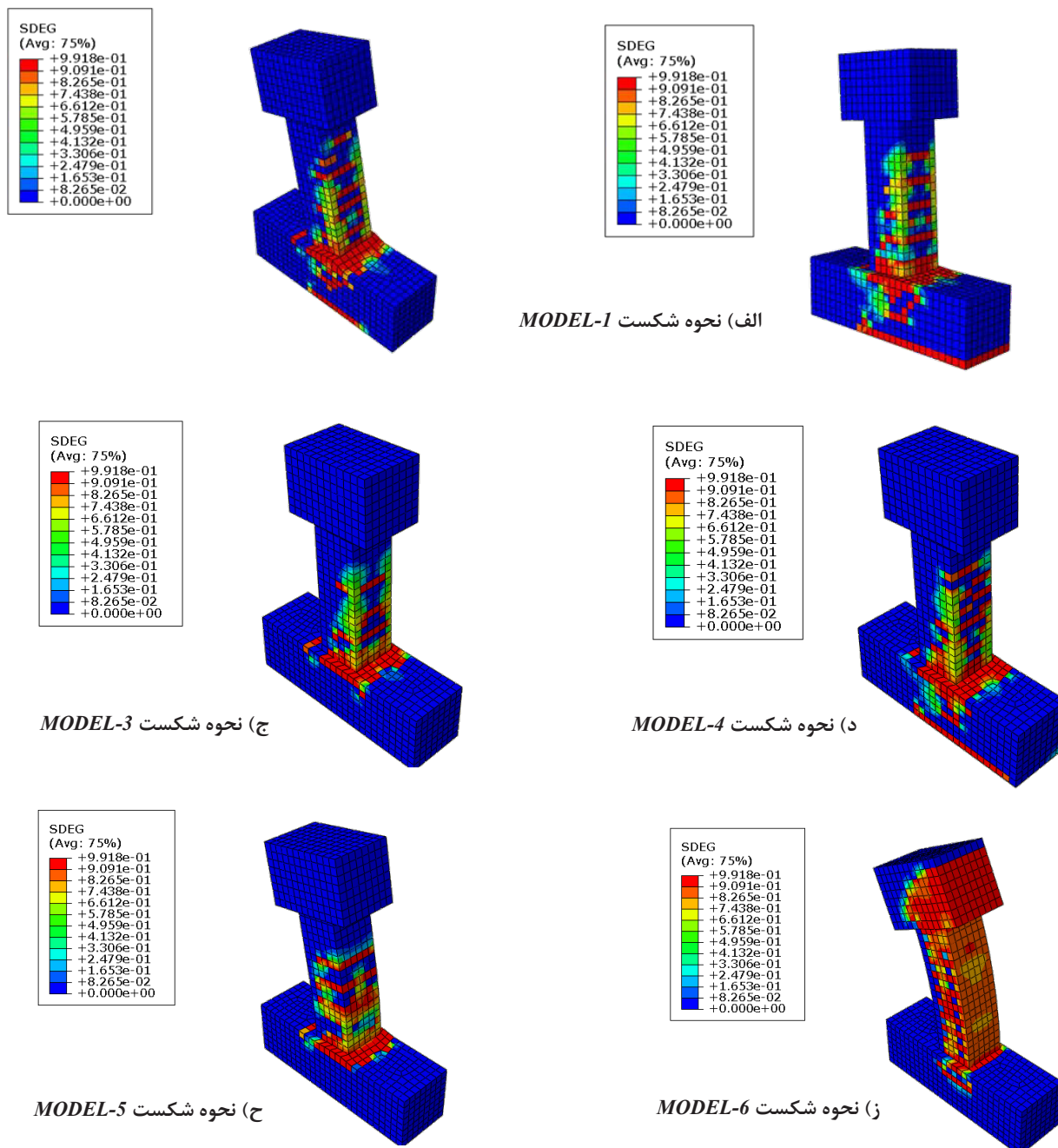
ضریب رفتار	ضریب شکل پذیری	ضریب اضافه مقاومت	نام مدل
R	R_{μ}	R_{Ω}	
۲/۸۴	۲/۷۶	۱/۰۲	MODEL-0
۳/۸۰	۲/۸۳	۱/۳۴	MODEL-1
۳/۷۳	۳/۶۳	۱/۰۲	MODEL-2
۳/۳۱	۲/۵۹	۱/۲۸	MODEL-3
۳/۶۸	۲/۸۶	۱/۲۸	MODEL-4
۲/۹۹	۲/۷۱	۱/۱۰	MODEL-5
۴/۰۵	۳/۶۶	۱/۱۰	MODEL-6



شکل ۳۳ مقایسه ضریب رفتار، ضریب کاهش شکل پذیری، ضریب مقاومت ستون‌های مورد مطالعه

۱۲-۸-مود شکست

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



شکل ۳۴ مقایسه نواحی آسیب و شکست ستون‌های مورد مطالعه

۱۳- نتیجه گیری

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

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

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

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

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

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

سپاسگزاری

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

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

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

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

Optimal locating of Energy Dissipations Effect in Self-Centering Base-Rocking Concrete Shear Walls to Reduce the Higher Modes Effects

Esmaeil Mohammadi Dehcheshmeh

Postdoctoral Researcher, Structural Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran

*Vahid Broujerdian**

Associate Professor, Structural Engineering, School of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran.

Research paper

Abstract

In this research, the placement of energy dissipaters at the base of self-centering base-rocking walls has been investigated. For this purpose, structures with 4-, 8-, 12-, 16- and 20-floors were investigated. The nonlinear dynamic behavior of these structures was investigated subjected to 22 Far-Field (FF), 14 Near-Field without Pulse (NF-non Pulselike), and 14 Near-Field with Pulse (NF-Pulselike) seismic ground-motions. The models have been analyzed in two dimensions via OpenSees software. The considered seismic ground-motions are scaled and applied to the structure at DBE and MCE levels. The results showed that changing the location of energy absorbers can be effective in the value of the moment and shear demands of walls as well as the response of residual drift and roof acceleration. By increasing the distance of the energy dissipaters from the middle of the section wall, the moment and shear demands could be reduced about 14% and 13% at the DBE level, and about 19% and 17% at the MCE level, respectively. Furthermore, the reduction values of the moment and shear demands of the structures under NF-Pulselike and DBE or MCE levels have been observed more than other seismic ground-motions. Finally, increasing the distance of the energy absorbers from the middle of the wall, the accelerations of the roof decrease.

Keyword: *Self-Centering System, Energy Dissipation, Base-Rocking Wall, Higher Mode Effects, Residual Drift.*

***Corresponding Author:** *Vahid Broujerdian*

Mohammadi Dehcheshmeh, E., Broujerdian, V. Optimal locating of Energy Dissipations Effect in Self-Centering Base-Rocking Concrete Shear walls to Reduce the Higher Modes Effects. Journal of Concrete Structures and Materials, 2022; 7(2): 188-205. <https://doi.org/10.30478/jcsm.2023.363934.1294>

2538-5828/ © 2021 The Authors. Published by Iranian Concrete Society

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

مکان‌یابی بهینه محل جاذب‌های انرژی دیوارهای بتنی پایه-گهواره‌ای مرکزگرا به منظور کاهش اثرات مودهای بالاتر

اسماعیل محمدی ده‌چشمه

محقق پسادکتری، مهندسی سازه، دانشگاه علم و صنعت ایران

وحید بروجردیان

دانشیار، مهندسی سازه، دانشگاه علم و صنعت ایران

broujerdian@just.ac.ir

(نویسنده مسئول)

نوع مقاله: مقاله پژوهشی

چکیده:

در این تحقیق به بررسی فاصله قرارگیری جاذب‌های انرژی از میانه دیوار در پایه دیوارهای پایه-گهواره‌ای مرکزگرا پرداخته شده است. برای این منظور سازه‌های با تعداد طبقات ۴، ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ طبقه مورد بررسی قرار گرفته شد. رفتار دینامیکی غیرخطی این سازه‌ها تحت ۲۲ رکورد لرزه‌ای دور ازگسل، ۱۴ رکورد لرزه‌ای نزدیک گسل بدون پالس و ۱۴ رکورد نزدیک گسل دارای پالس مورد بررسی قرار گرفت. مدل‌ها به صورت دوبعدی در نرم‌افزار *OpenSees* مورد بررسی قرار گرفته است. رکوردهای موردنظر در دو سطح *DBE* و *MCE* مقیاس شده و به سازه اعمال می‌شوند. نتایج نشان داد که تغییر محل جاذب‌های انرژی می‌تواند در تغییر مقادیر تلاش‌های خمشی و برشی دیوار و نیز پاسخ‌های دررفت پسماند و شتاب بام موثر باشد. با افزایش فاصله جاذب‌های انرژی از میانه دیوار می‌تواند تلاش‌های خمشی و برشی را در سطح *DBE* به مقدار ۱۴ و ۱۳ درصد و در سطح *MCE* به مقدار ۱۹ و ۱۷ درصد به ترتیب کاهش داد. همچنین مقادیر کاهش لنگر و برش در سازه‌ها تحت رکوردهای نزدیک گسل دارای پالس و در هر دو سطح خطر لرزه‌ای نسبت به سایر رکوردها، بیشتر است. در پایان، با افزایش فاصله جاذب‌های انرژی از میانه دیوار، شتاب‌های بام کاهش یافته می‌یابد.

کلمات کلیدی: سیستم مرکزگرا، جاذب انرژی، دیوار پایه-گهواره‌ای، اثر مودهای بالاتر، تغییر شکل پسماند.

سیستم‌های مرکزگرا تحت بارهای جانبی، با خصوصیات رفتاری مشخص برای تحمل بارهای جانبی در نظر گرفته می‌شوند که شامل؛ (۱) تأمین مکانیزم نیروی بازگرداندگی^۱ و (۲) تأمین مکانیزم جذب انرژی^۲، است. هدف این دو مکانیزم در سازه، ایجاد منحنی‌های پرچمی شکل نیرو-جابجایی تحت بارهای جانبی رفت و برگشتی است. هدف استفاده از مکانیزم نیروی بازگرداندگی در سیستم، بازگرداندن سازه تغییرشکل یافته تحت بارهای جانبی به موقعیت اولیه خود است. در سیستم‌های مرکزگرا برای تولید منحنی‌های نیروی جانبی-تغییرمکان دوخطی نیاز به مکانیزم مهم نیروی بازگرداندگی همراه با بازشوندگی است [۱]-[۴].

دیوارهای گهواره‌ای یکی از سیستم‌های متداول مرکزگرا هستند که در آن‌ها هر دو مکانیزم نیروی بازگرداندگی و جذب انرژی در سیستم تأمین می‌گردد. مکانیزم نیروی بازگرداندگی در سیستم با استفاده از پیش‌تنیده کردن کابل‌های متصل دیوار به فونداسیون و یا بلوک‌های گهواره‌ای به یکدیگر تأمین می‌گردد. کابل‌ها همواره با ایجاد نیروی بازگرداندگی و ایجاد بازشوندگی در سیستم با چرخش دیوار نسبت به فونداسیون و یا بلوک‌های دیوار نسبت به یکدیگر بر نیروی جانبی غلبه می‌کنند. فیوزهای جذب انرژی در سیستم‌های گهواره‌ای در موقعیت‌های مختلف هسته‌ای گهواره‌ای می‌توانند استفاده گردند. معمولاً این ابزار اتلاف‌گر انرژی در محل‌های بازشوندگی و یا در پیرامون دیوار در محل چرخش دیوار استفاده می‌گردد. این فیوزها می‌توانند از میلگرد معمولی، فیوز پروانه‌ای شکل، میراگر ویسکوز و ... استفاده شوند [۵]، [۶].

اولین مطالعات بر روی پاسخ دینامیکی حرکت گهواره‌ای بلوک‌های صلب، بر روی یک پایه تخت (بدون اتصال به پایه) تحت حرکت‌های افقی توسط هاوسنر^۳ [۷] در سال ۱۹۶۳ انجام پذیرفت. نتایج نشان داد، قابلیت واژگونی بلوک‌ها با ریشه مربع نسبت ارتفاع به عرض بلوک متناسب است. نتیجه‌ی دیگر این تحقیق، مشخصه‌های ارتعاش این نوع از سازه‌ها با یک سازه خطی الاستیک متفاوت است. اسلم و همکاران^۴ [۸] در سال ۱۹۸۰ به این نتیجه رسیدند که برای افزایش مقاومت در حالت بلندشدگی می‌توان سازه صلب را به زمین مهار نمود. این مهارها می‌تواند به وسیله کابل‌های پیش‌تنیده صورت گیرد که این موضوع باعث عملکرد سازه تحت تحریک‌های زلزله می‌شود. استفاده از دیوارهای با عملکرد گهواره‌ای در سازه‌ها اولین بار توسط پریستلی و همکاران^۵ [۹] در سال ۱۹۹۱ صورت گرفت.

رستریو و همکاران^۶ [۱۰] به طراحی سیستم دیوار برشی بتنی پیش‌ساخته با المان‌های پیش‌تنیده پرداختند. آنها نشان دادند، این سیستم، تحت زلزله‌های شدید نیز می‌تواند رفتار الاستیک خود را حفظ کند و همچنین در زلزله‌های بزرگ نیز تغییرمکان نسبی ماندگار این سیستم ناچیز است. پرز و همکاران^۷ [۱۱]، تلاش‌هایی برای تحلیل رفتار این سیستم با استفاده از روش فرم بسته^۸ انجام شده است و معیارهایی برای طراحی این سیستم‌ها ارائه شده است. در برخی از مطالعات عددی گذشته برای شبیه‌سازی رفتار این دیوارها از فنرهای پیچشی استفاده شده است [۱۲]. با این حال هنری و همکاران [۱۳] نشان دادند که برای بررسی صحیح رفتار دیوارهای مرکزگرا می‌بایست رفتار واقعی اجزا در این سیستم‌ها در تحلیل‌ها لحاظ شود. همچنین صادقی و همکاران [۱۴] و [۱۵] یک سیستم گهواره‌ای دیوار بتنی را ارائه دادند و به ارائه یک روش به منظور پیش‌بینی رفتار غیرخطی چرخه‌ای سیستم‌های گهواره‌ای پرداختند. در ادامه عباسی و همکاران [۱۶]، روشی کاربردی به‌منظور مدل‌سازی و تخمین خسارت دیوارهای گهواره‌ای تحت بارگذاری لرزه‌ای ارائه دادند.

¹ Restoring Force Mechanism

² Energy Dissipation Options

³ Housner

⁴ Aslam et al.

⁵ Priestley et al.

⁶ Restrepo et al.

⁷ Perez et al.

⁸ Closed-form

لو و همکاران^۹ [۱۷] نشان دادند در سیستم دیوارهای گهواره‌ای مرکز‌گرا به علت سختی بالای هسته‌ی گهواره‌ای، جابجایی ایجاد شده در طبقات یکنواخت است. در بیشتر تحقیقات، خرابی‌ها به علت بازشدگی قسمت پایه دیوار است و آسیب دیدگی جزئی در پنجه و پاشنه دیوار محدود می‌شود. هم‌چنین دوران دیوار، انتهای تیرها و دیافراگم متصل به آن را در طبقات ممکن است دچار خرابی کند. در این سیستم‌ها با افزایش جابجایی‌های جانبی، سختی غیرالاستیک سیستم کاهش می‌یابد. استفاده از دیوارها در سیستم‌های متداول سازه‌ای، می‌تواند از وقوع طبقه نرم جلوگیری کند [۱۸]. هم‌چنین برای عملکرد مطلوب‌تر سیستم‌های دیوار گهواره‌ای، استفاده از دو هسته بتنی با بکارگیری جاذب‌های انرژی در بین این دو هسته، پیشنهاد شده است [۱۹].

گیوو و همکاران^{۱۰} [۲۰] به تحلیل ابعادی سیستم‌های دیوار مرکز‌گرا تحت رکوردهای نزدیک گسل دارای پالس پرداختند. برای حل مسائل سیستم دیوار گهواره‌ای، حل فرم بسته پیشنهاد شده است. در این تحقیق نشان داده شد که ترکیب سیستم‌های متداول با سیستم‌های دیوار گهواره‌ای مرکز‌گرا و سیستم‌های دیوار گهواره‌ای با توزیع جاذب انرژی در ارتفاع، تحت رکوردهای نزدیک گسل دارای پالس موثر نیستند. شاه‌منصوری و همکاران [۲۱]، یک مدل شبکه عصبی چند هدفه برای پیش‌بینی رفتار جانبی دیوارهای گهواره‌ای بتنی را ارائه دادند. آن‌ها نشان دادند که مدل شبکه عصبی چندهدفه با دقت قابل قبولی رفتار جانبی این سیستم‌ها را پیش‌بینی می‌کند. این مدل قادر است سختی اولیه، سختی ثانویه، مقاومت بیشینه و ظرفیت دورانی را با دقت قابل قبولی تخمین بزند.

بروجردیان و محمدی ده‌چشمه^{۱۱} [۲۲] به بررسی رفتار احتمالاتی سازه‌های دیوار پایه-گهواره‌ای مرکز‌گرای کوتاه- و میان-مرتب‌ه پرداختند. سازه‌ها تحت سه نوع رکورد لرزه‌ای؛ دور از گسل، نزدیک گسل دارای پالس و بدون پالس، مورد بررسی قرار گرفت. هدف کلی این تحقیق، تعیین اثرات موده‌های بالاتر به صورت خمش و برش در هسته دیوار پایه-گهواره‌ای بوده است. آن‌ها به منظور کاهش اثرات موده‌های بالاتر در آن سیستم‌های مدنظر، دیوارهای گهواره‌ای دوگانه [۲۳]، گهواره‌ای چهارگانه [۲۴]، گهواره‌ای چندگانه [۵] و دوگهواره‌ای [۲۵] را پیشنهاد دادند. آن‌ها مطالعات پارامتریک گسترده‌ای انجام دادند و سازه‌های بهینه در هر یک از تحقیقات مشخص شد. در ادامه این تحقیقات آنها به بررسی اثرات مولفه‌ی دورانی زلزله بر روی آن سازه‌ها پرداختند [۲۶]. هم‌چنین آن‌ها، اثرات ستون پی-دلتا که اثر کلی بارگذاری قائم ناحیه میانی سازه‌های با قاب ساده را در نظر می‌گیرد را بررسی کردند [۲۷]. آن‌ها نشان دادند که در دیوار پایه-گهواره‌ای مرکز‌گرا، اثرات بارگذاری بار ثقلی ناحیه قاب ساده ناچیز و قابل صرف نظر است.

در تحقیقات مختلف دیوارهای گهواره‌ای مرکز‌گر با قرارگیری جاذب‌های انرژی با یک فاصله ثابت از بر دیوار در نظر گرفته می‌شوند [۲۲]-[۲۷]. در این تحقیق به بررسی پارامتریک فاصله جاذب‌های انرژی از بر دیوارهای مرکز‌گرای گهواره‌ای (گام بردار) پرداخته شده است. سازه‌های مورد نظر دارای تعداد طبقات ۴، ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ و با استفاده از نرم‌افزار *OpenSees* مدل‌سازی شده‌اند. تحلیل‌ها در این نرم‌افزار با در نظر گرفتن خواص غیرخطی مصالح و هندسه انجام شده است. جاذب‌های انرژی در (۱) لبه‌های دیوار، (۲) یک‌چهارم طول دیوار از لبه و (۳) میانه دیوار در نظر گرفته شده‌اند. تحلیل‌ها از نوع دینامیکی تاریخچه-زمانی بوده است. دیوارها تحت سه مجموعه شتاب‌نگاشت شامل ۲۲ شتاب‌نگاشت دور (*FF*)، ۱۴ شتاب‌نگاشت نزدیک دارای پالس (*NF-Pulselike*) و ۱۴ شتاب‌نگاشت نزدیک بدون پالس (*NF-non Pulselike*) پرداخته می‌شود. مدل‌سازی‌ها، در نرم‌افزار به‌صورت دوبعدی و به صورت ریزمدل‌سازی انجام می‌شود. در پایان، پاسخ‌های و تلاش‌های سازه‌ها در مقابل رکوردهای لرزه‌ای مختلف مورد بررسی قرار گرفته است.

⁹ Lu et al.

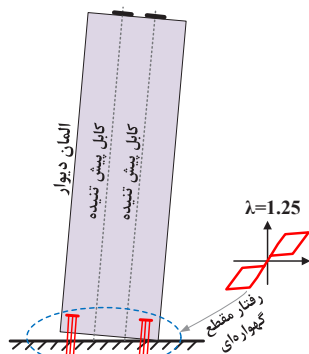
¹⁰ Guo et al.

¹¹ Broujerdian and Mohammadi Dehcheshmeh

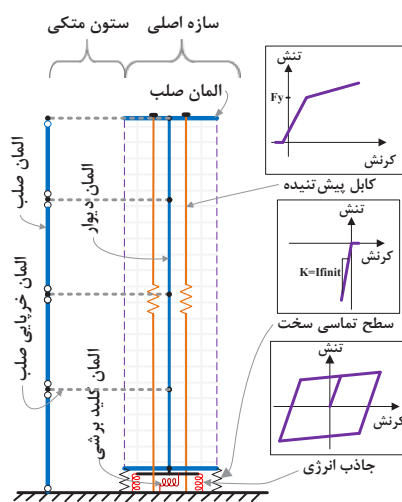
۲- روش تحقیق

۲-۱- نحوه‌ی مدل‌سازی سیستم‌های گهواره‌ای

برای مدل‌سازی نرم‌افزاری، می‌بایست یک سری فرضیات اولیه انجام شود و نیز مدل‌سازی به‌صورت ساده‌سازی تعریف گردد. در شکل ۱-الف) دیوار پایه-گهواره‌ای نشان داده شده است. در این دیوار محل قرارگیری و اتصال جاذب‌های انرژی (ED) و کابل‌های پیش‌تنیده (PT) و همچنین اجزای دیوار نشان داده شده است. برای مدل‌سازی این سیستم در نرم‌افزار OpenSees از مصالح و المان‌های مختلف استفاده می‌شود. در شکل ۱-ب)، مدل‌سازی هسته‌ی دیوار به‌صورت الاستیک در نظر گرفته شده است [۲۵]. با توجه به مقالات گذشته [۲۸] و [۲۹]، چون در طراحی اجزای غیرخطی شدن بتنی داده نشده است و می‌توان این فرض را صحیح دانست و سپس تنش در بتن، مورد بررسی قرار گرفته شده و این موضوع اثبات شود. در انتهای دیوار، به‌منظور اتصال به پایه با PTها و EDها و همچنین فنرهای تماسی سخت از المان‌های اتصال‌دهنده صلب استفاده شده است. برای مدل‌سازی سطوح تماس بلوک‌ها که به‌صورت فشاری به یکدیگر و پایه اتصال دارند، از فنرهای فشاری با سختی بی‌نهایت استفاده شده است. کابل‌های پیش‌تنیده استفاده شده دارای رفتار مصالح بدون تحمل فشار و از نوع ElasticPPGap با گپ صفر و پیش‌تنیدگی اولیه استفاده می‌شود. المان‌های EDها به‌صورت فنر Zero Length به‌منظور جذب انرژی بین بلوک گهواره‌ای و پایه مورد استفاده قرار گرفته است. دقت شود که اتصال هسته گهواره‌ای با دیافراگم در طبقات به صورت جداسازی شده در نظر گرفته شده است و انتقال برش به‌وسیله اتصالات خاص مشابه تحقیق [۲۴] در نظر گرفته شده است.



الف) مدل دیوار گهواره‌ای

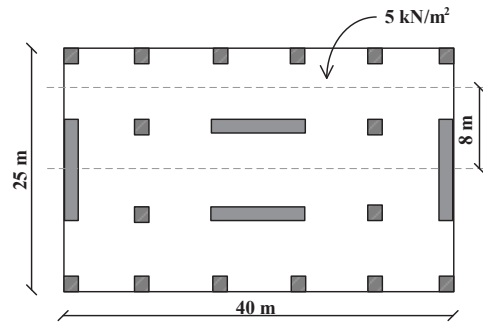


ب) مدل‌سازی عددی در نرم‌افزار OpenSees

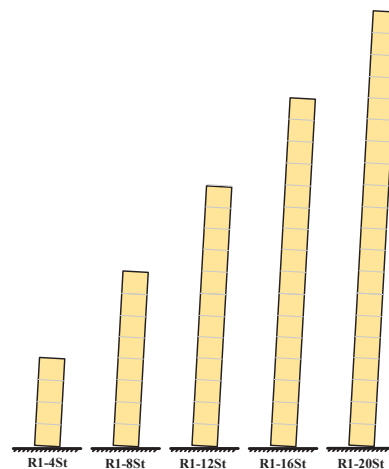
شکل ۱: مدل نرم‌افزاری دیوار بتنی پایه-گهواره‌ای مرکزگرا

۲-۲ مشخصات مدل‌های عددی

مدل‌های عددی مورد بررسی در این مقاله، دارای ساختمان مشابه پلان شکل ۲-۲ (الف) و دارای تعداد طبقات ۴، ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ است [۳۰]. مدل‌های مورد بررسی دارای ارتفاع‌های مختلف مطابق شکل ۲-۲ (ب) در نظر گرفته شده است. وزن مؤثر لرزه‌ای در مدل‌های دیوار برابر با ۲۵۰ تن نیرو در هر طبقه برای هر دیوار در نظر گرفته شده است. مشخصات مکانیکی بتن شامل $f'_c = 40MPa$ و $E_c = 30GPa$ است. مشخصات جاذب‌های انرژی $f_y = 300MPa$ و $E_s = 210GPa$ و هم‌چنین کابل‌های پیش‌تنیده دارای $f_y = 1560MPa$ و $E_s = 195GPa$ است. ارتفاع طبقات برابر با ۳۵۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است.



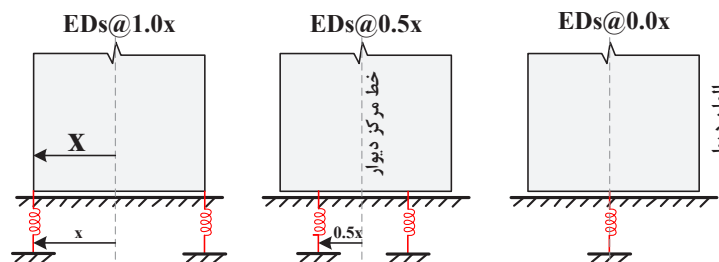
الف) پلان سازه با دیوارهای رفتار پایه-گهواره‌ای؛



ب) دیوارهای پایه-گهواره‌ای مورد بررسی.

شکل ۲: پلان سازه و نمای دیوارهای گهواره‌ای مرکزگرا

در این تحقیق، اثر محل قرارگیری جاذب‌های انرژی در پایه دیوار مورد بررسی قرار گرفته است. جاذب‌های انرژی در سه قسمت شامل لبه دیوار ($EDs@1.0x$)، در فاصله یک‌چهارم طول دیوار از لبه ($EDs@0.5x$) و در مرکز دیوار ($EDs@0.0x$) قرار گرفته‌اند. پارامتر x فاصله جاذب انرژی از خط مرکزی دیوار مطابق شکل ۳ است. محل قرارگیری جاذب‌های انرژی در این تحقیق در شکل ۳ نشان داده شده است.



شکل ۳: محل قرارگیری جاذب‌های انرژی در دیوارهای گهواره‌ای مرکزگرای مورد بررسی

۲-۳- صحت‌سنجی روند مدل‌سازی عددی

صحت‌سنجی سیستم گهواره‌ای در تحقیق [۲۲]، توسط نویسندگان تحقیق حاضر که برگرفته از تحقیق [۳۱] بوده، انجام شده است. مشخصات نمونه‌ی آزمایشگاهی شامل: ضخامت دیوار ۱۲۵ میلی‌متر و مقاومت فشاری بتن $f'_c = 45\text{MPa}$ مشخصات آرماتورهای طولی و عرضی $f_y = 460\text{MPa}$ و $E_s = 200\text{GPa}$ هم‌چنین کابل‌های پیش‌تنیده دارای $f_y = 1435\text{MPa}$ و $E_s = 180\text{GPa}$ است. در تحقیق [۲۲] نتایج حاکی از دقت مناسب مدل‌سازی است.

۲-۴- رکوردهای لرزه‌ای موردبررسی

در این تحقیق از سه دسته رکورد دور (FF) و نزدیک گسل با پالس ($NF-Pulselike$) و بدون پالس ($NF-non Pulselike$) مطابق دستورالعمل $FEMAP695$ [۳۲] استفاده شده است. این رکوردها به تفکیک با مشخصات مربوطه در تحقیق [۲۲] نشان داده شده است. با توجه به این‌که رکوردهای افقی دارای دو مؤلفه هستند و تحلیل‌های موردنظر این تحقیق دوبعدی است، از یک رکورد در تحلیل‌ها استفاده شده است. برای استفاده از رکوردهای دور از گسل در تحلیل‌ها، از رکورد با مؤلفه‌ی PGA بیشتر و رکوردهای نزدیک گسل، مؤلفه‌ی جهت عمود بر گسل انتخاب شده است [۳۳]. برای مقیاس کردن رکوردهای لرزه‌ای مطابق دستورالعمل $FEMAP695$ ابتدا به نرمالایز کردن رکوردها^{۱۲} پرداخته شده است. نرمالایز کردن مطابق شکل زیر انجام می‌شود:

$$NM_i = \text{Mean}(PGV_{PEER,i}) / PGV_{PEER,i} \quad (3)$$

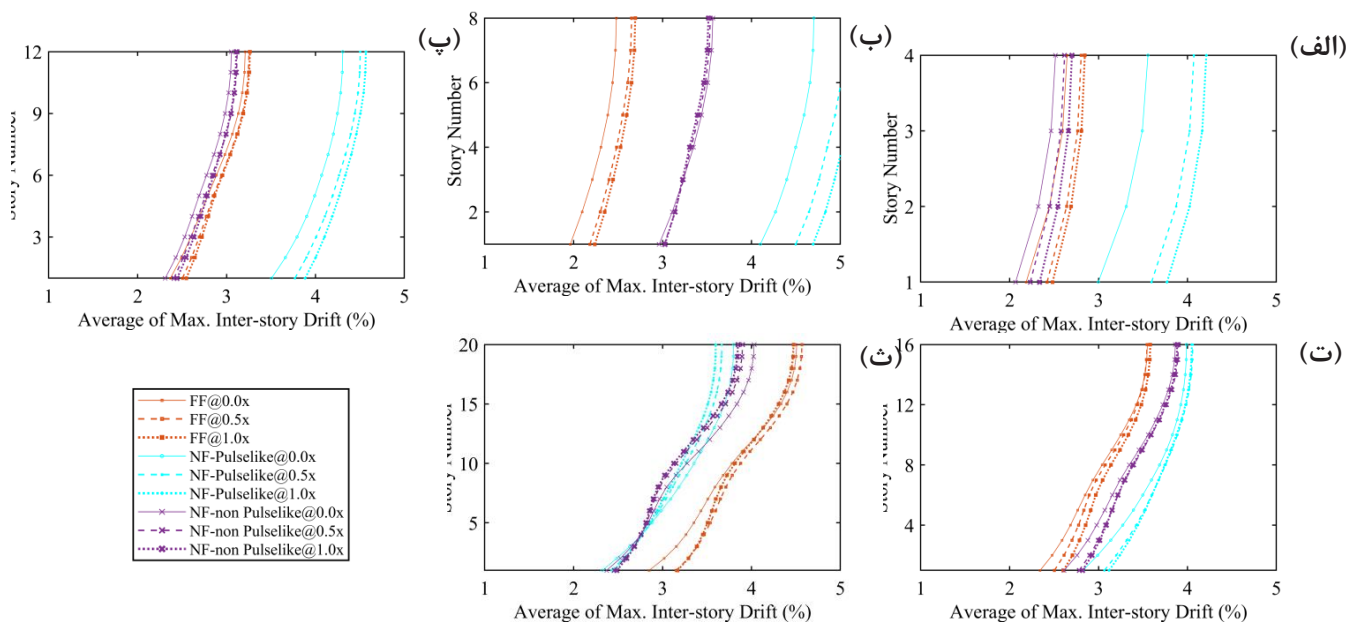
در رابطه‌ی فوق؛ NM_i مربوط به ضریب نرمالایز رکورد NM_i ، $PGV_{PEER,i}$ ماکزیمم شتاب افقی رکورد NM_i و $\text{Mean}(PGV_{PEER,i})$ میانگین مجموعه رکوردهای افقی موردنظر است.

در شبیه‌سازی‌های دوبعدی، برای مقیاس رکوردها، معمولاً مطابق آیین‌نامه $ASCE7$ [۳۴] در محدوده‌ی $0.2T1$ الی $1.5T1$ میانگین طیف رکوردها به طیف طراحی مقیاس می‌شوند.

۳- نتایج تحقیق

۳-۱- حداکثر جابجایی نسبی میان طبقه‌ای

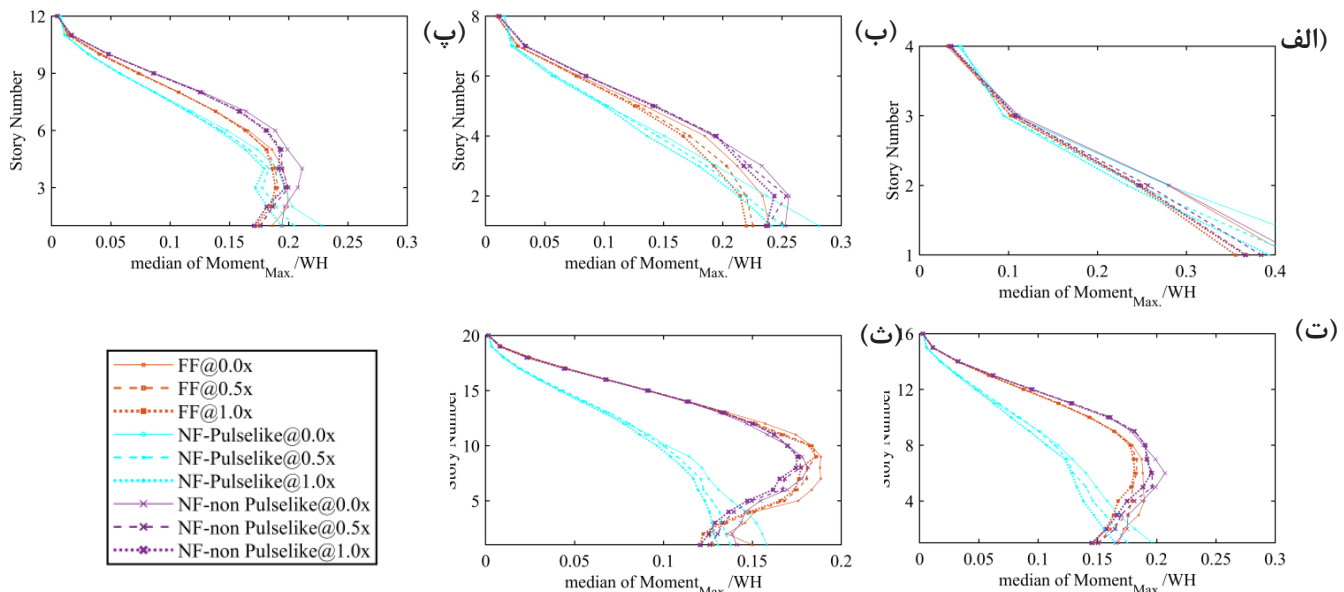
میانگین حداکثر جابجایی نسبی میان طبقه‌ای سازه‌ها در سطح زلزله MCE با تعداد طبقات مختلف در شکل ۴ نشان داده شده است. در بیشتر سازه‌ها (به‌جز سازه ۲۰ طبقه)، رکوردهای $NF-Pulselike$ مقادیر جابجایی نسبی بیشتری در سازه ایجاد می‌کنند. دقت شود که نوع رکورد لرزه‌ای می‌تواند تا بیش از دو برابر (بیشتر در سازه‌های با ارتفاع کوتاه‌تر) در ایجاد جابجایی‌های نسبی حداکثر در سازه‌های مورد بررسی، موثر باشد. هم‌چنین دقت شود که نوع رکورد لرزه‌ای و فاصله جاذب‌های انرژی از میانگین دیوار می‌توانند در نتایج جابجایی نسبی میان طبقه‌ای تاثیرگذار باشند. در تمامی رکوردهای لرزه‌ای (به‌جز سازه ۸ و ۲۰ طبقه تحت رکوردهای $NF-non Pulselike$)، با فاصله گرفتن جاذب‌های انرژی از میانگین دیوار، مقادیر حداکثر دررفت سازه افزایش می‌یابد. هم‌چنین محل جاذب‌های انرژی می‌تواند تا حدود ۲۵ درصد در ایجاد حداکثر جابجایی‌های نسبی میان طبقه‌ای (بیشتر در سازه‌های کوتاه‌تر) اختلاف ایجاد نماید. با افزایش ارتفاع سازه، جابجایی نسبی میان طبقه‌ای ناشی از رکوردهای لرزه‌ای موردنظر غیریکنواخت‌تر می‌شود. به معنی دیگر، می‌توان گفت که با افزایش ارتفاع سازه، ممکن است تمرکز جابجایی نسبی میان طبقه‌ای در سازه به وجود آید که بایستی سختی در طراحی سازه‌های گهواره‌ای بلندتر طوری در نظر گرفته شود که این مورد را برطرف کند. تمرکز جابجایی نسبی میان طبقه‌ای در سازه‌های گهواره‌ای مورد بررسی ۴ الی ۱۶ طبقه خیلی ناچیز است ولی در سازه ۲۰ طبقه با توجه به افزایش ارتفاع، پروفیل مقادیر جابجایی نسبی از حالت خطی قائم خارج شده است و در میانگین ارتفاع کمی انحنای مشاهده می‌شود. این انحنا در سازه ۲۰ طبقه بیشتر تحت رکوردهای FF و $NF-non Pulselike$ به علت موثر بودن بیشتر اثرات موده‌های بالاتر مشاهده می‌شود. البته همانطور که در قسمت فوق گفته شده است این تمرکز دررفت را می‌توان با تغییر محل جاذب‌های انرژی در مقطع گهواره‌ای کاهش داد.



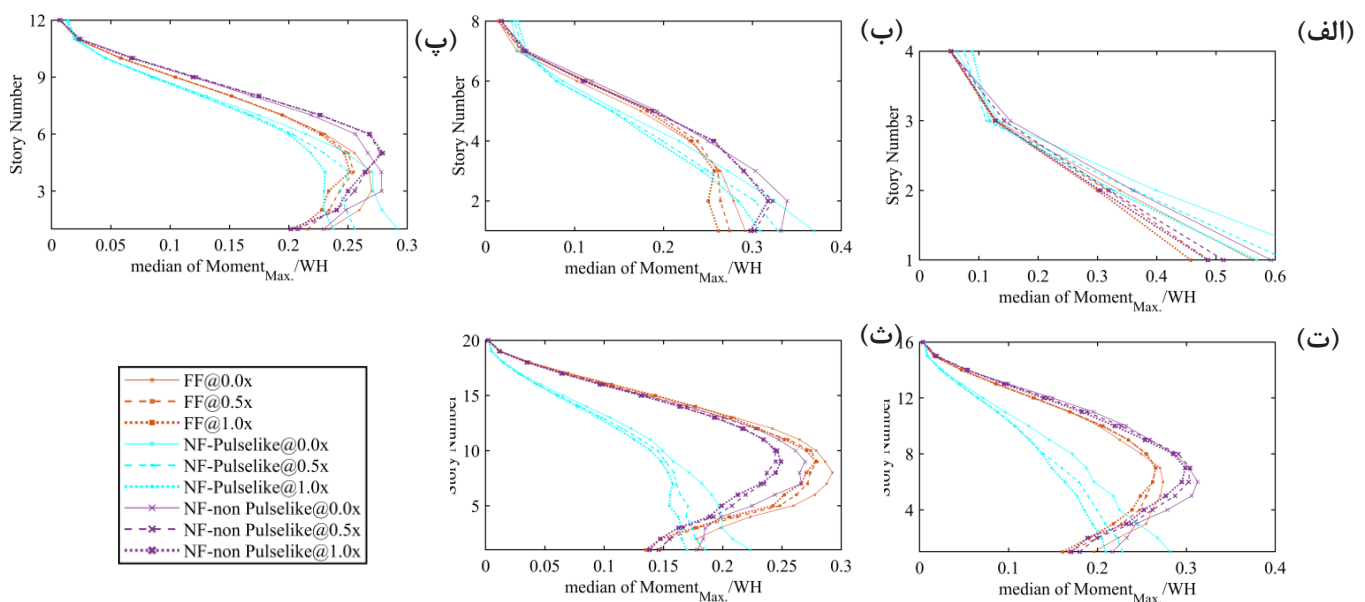
شکل ۴: میانه حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ی تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای در سطح *MCE* مربوط به سازه‌های: (الف) ۴ طبقه، (ب) ۸ طبقه، (پ) ۱۲ طبقه، (ت) ۱۶ طبقه و (ث) ۲۰ طبقه

۳-۲- حداکثر خمش طبقات

میانه حداکثر خمش طبقات دیوار تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای در سطح *DBE* و *MCE* در شکل ۵ و ۶ نشان داده شده است. با افزایش ارتفاع و هم‌چنین افزایش شدت زلزله، اثرات مودهای بالاتر به صورت خمش در ارتفاع افزایش می‌یابد (بیشتر در نوع زلزله‌های *FF* و *NF-non Pulselike* مشاهده می‌شود). همانطور که در قسمت‌های اولیه پژوهش اشاره شد، یکی از اثرات مودهای بالاتر افزایش تلاش لنگر خمشی در نزدیک میانه ارتفاع دیوار است. دلیل افزایش اثرات مودهای بالاتر سازه‌ها تحت زلزله‌های نوع *FF* و *NF-non Pulselike*، بخاطر افزایش مقادیر شتاب مودهای بالاتر ناشی از این رکوردها است. با توجه به اینکه سازه تمایل ندارد متناسب با شکل مودی حرکت کند، مقادیر تقاضاها در قسمت‌های از سازه افزایش می‌یابد. مطابق این اشکال با افزایش فاصله جاذب‌های انرژی از میانه دیوار می‌توان مقدار لنگرها را کاهش داد. در تقریباً سازه‌های تحت رکوردهای *NF-non Pulselike* و سازه‌های کوتاه‌تر (۴ و ۸ طبقه) در قسمت‌های پایین ارتفاع سازه، تغییرات بیشتری در مقادیر خمشی ناشی از تغییر محل جاذب‌های انرژی مشاهده می‌شود. مقدار این تغییرات با افزایش ارتفاع سازه، افزایش پیدا می‌کند. در سازه‌های بلندتر (مشابه ۲۰ طبقه)، تغییرات خمشی دیوار ناشی از تغییر محل جاذب‌های انرژی، در میانه ارتفاع تحت رکوردهای *FF* و *NF-non Pulselike* در محل حداکثر خمشی علاوه بر پایه دیوار نیز مشاهده می‌شود. دقت شود که تغییرات حداکثر خمشی در سازه‌های بلندتر با توجه به نوع رکورد لرزه‌ای در سطح خطر زلزله *DBE* و *MCE* به ترتیب تا حدود ۲۵ و ۵۰ درصد مشاهده شده است. به‌طور کلی، با جابجایی محل جاذب‌های انرژی در مقطع گهواره‌ای، تغییرات حداکثر خمشی در دیوارهای مورد بررسی حدود ۱۶ و ۲۲ درصد به ترتیب تحت انواع رکوردهای لرزه‌ای در دو سطح خطر *DBE* و *MCE* مشاهده شده است.



شکل ۵: میانه حداکثر لنگر خمشی طبقات تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای در سطح DBE مربوط به سازه‌های: (الف) ۴ طبقه، (ب) ۸ طبقه، (پ) ۱۲ طبقه، (ت) ۱۶ طبقه و (ث) ۲۰ طبقه

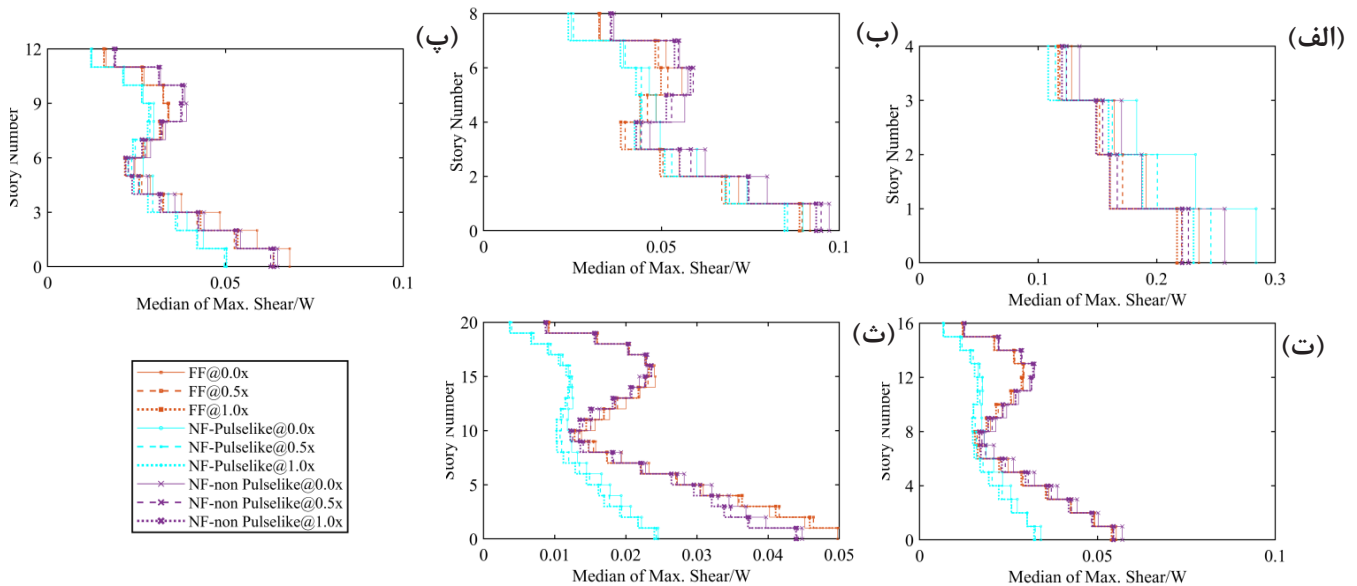


شکل ۶: میانه حداکثر لنگر خمشی طبقات تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای در سطح MCE مربوط به سازه‌های: (الف) ۴ طبقه، (ب) ۸ طبقه، (پ) ۱۲ طبقه، (ت) ۱۶ طبقه و (ث) ۲۰ طبقه

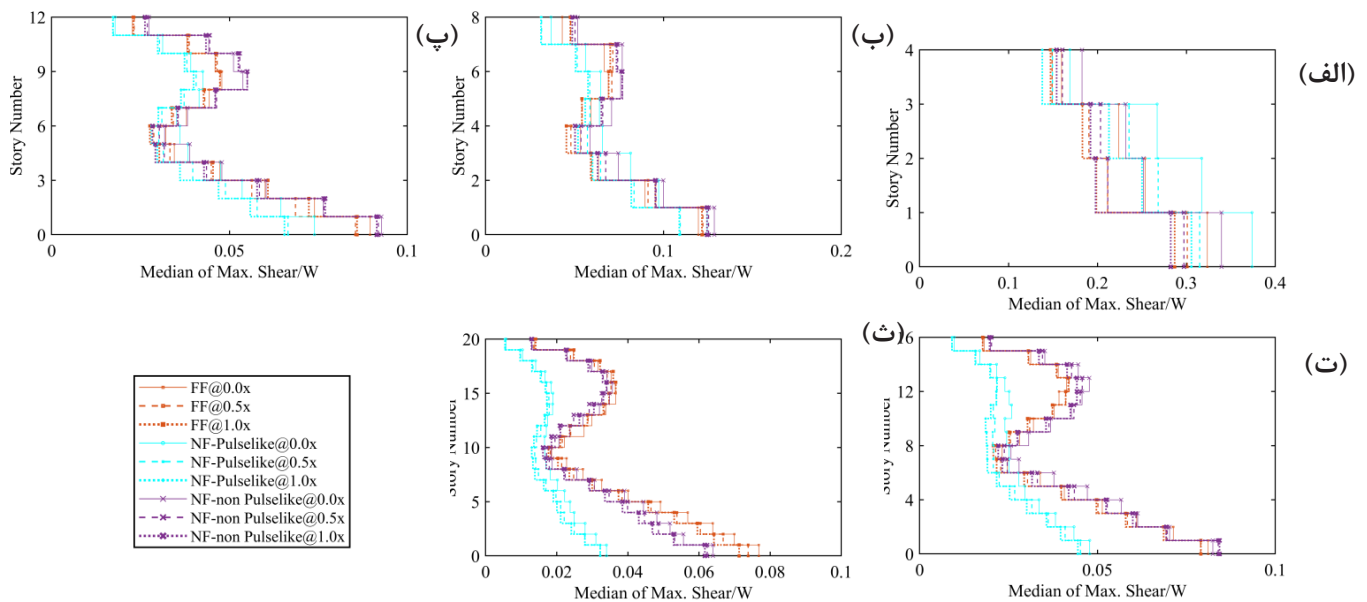
۳-۳- حداکثر برش طبقات

میانه حداکثر برش طبقات دیوار تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای در سطح‌های DBE و MCE در شکل ۷ و ۸ نشان داده شده است. اثرات مودهای بالاتر، به صورت افزایش برش در پایه و قسمت فوقانی دیوار مشاهده می‌شود. با افزایش ارتفاع و همچنین افزایش شدت زلزله، اثرات مودهای بالاتر به صورت برش در پایه و ارتفاع افزایش می‌یابد (بیشتر در نوع زلزله‌های FF و NF-non Pulselike مشاهده می‌شود). مقادیر برش در سازه‌ها تحت رکوردهای FF و NF-non Pulselike در میانه ارتفاع تقریباً برابر با مقادیر برش تحت رکوردهای NF-Pulselike است. اعمال نوع رکورد لرزه‌ای می‌تواند مقادیر برش را تا حدود ۲ برابر در پایه و حدود ۳ برابر در نیمه بالایی دیوار، تغییر دهد (در سازه ۲۰ طبقه قابل مشاهده است). حداکثر برش در سازه‌های ناشی از NF-Pulselike و در سازه‌های بلندتر ناشی از FF و NF-non Pulselike ایجاد می‌شود. مطابق این شکل با افزایش فاصله جاذب‌های انرژی از میانه دیوار، می‌توان مقدار برش‌ها را

کاهش داد. تغییرات محل جاذب‌های انرژی، بیشتر در مقادیر برش در پایه سازه تاثیرگذار است. مقادیر تغییرات برش در سازه‌های کوتاه‌تر (همانند ۴ و ۸ طبقه)، با جابجایی محل جاذب‌های انرژی در مقطع دیوار حساس‌تر است. این حساسیت با افزایش ارتفاع دیوار، کاهش پیدا می‌کند.



شکل ۷: میانگین حداکثر برش طبقات تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای در سطح DBE مربوط به سازه‌های: (الف) ۴ طبقه، (ب) ۸ طبقه، (پ) ۱۲ طبقه، (ت) ۱۶ طبقه و (ث) ۲۰ طبقه

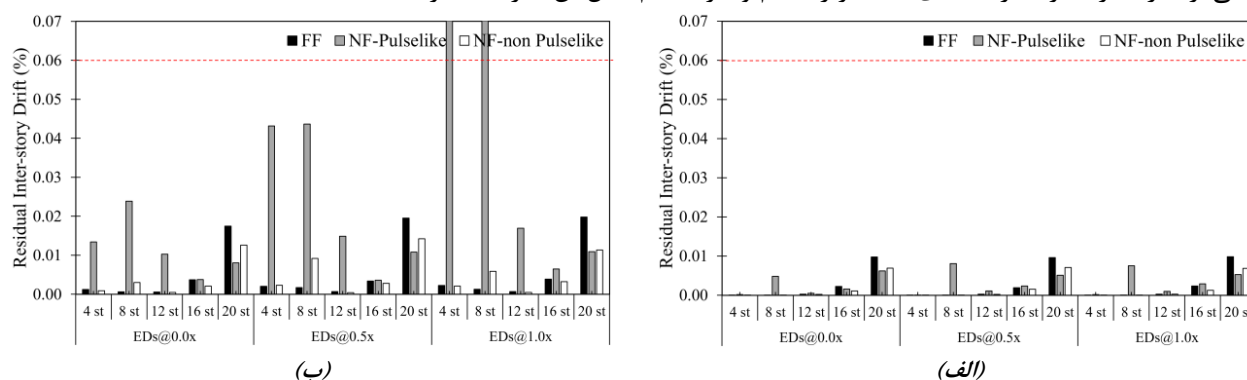


شکل ۸: میانگین حداکثر برش طبقات تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای در سطح MCE مربوط به سازه‌های: (الف) ۴ طبقه، (ب) ۸ طبقه، (پ) ۱۲ طبقه، (ت) ۱۶ طبقه و (ث) ۲۰ طبقه

۳-۴- جابجایی نسبی پسماند بام

حداکثر مقدار قابل قبول جابجایی نسبی میان طبقه‌ای پسماند (دریفت پسماند) برای سیستم‌های مرکزگرا، مطابق تحقیق [۳۵] برابر با ۰/۰۶ درصد در نظر گرفته شده است. در شکل‌های ۹- (الف) و (ب) مقادیر میانگین جابجایی نسبی میان طبقه‌ای پسماند برای دیوارهای مختلف و تحت زلزله‌های مختلف و در دو سطح عملکرد DBE و MCE نشان می‌دهد. مطابق شکل ۹- (الف)، مقادیر جابجایی نسبی میان طبقه‌ای پسماند از مقدار حداکثر قابل قبول (۰/۰۶ درصد) کمتر است ولی در در سازه‌های کوتاه مرتبه سطح MCE مقادیر جابجایی پسماند در سازه‌های تحت NF-Pulslike تجاوز نموده است. هم‌چنین محدود نمودن دریفت پسماند به حد ۰/۰۶ درصد، خیلی محافظه کارانه است. در بعضی از

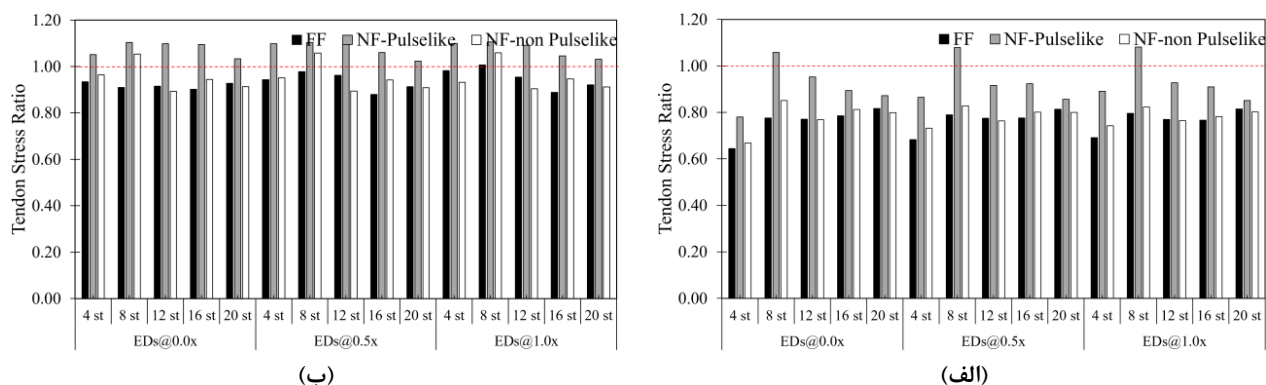
تحقیقات برای سیستم‌های گهواره‌ای مرکزگرا برای سطح DBE حدود 0.2% درصد انتخاب شده است [۴]. لازم به ذکر است که مقادیر دررفت پسماند تحت رکورد $NF-Pulslike$ و در سطح MCE در تمامی سازه‌ها تقریباً بیشتر است. هم‌چنین به صورت کلی با افزایش ارتفاع مقادیر دررفت پسماند افزایش یافته است. با قرارگیری جاذب‌های انرژی در لبه‌ها نسبت به دو حالت دیگر، مقادیر دررفت پسماند سازه افزایش می‌یابد. مقادیر دررفت پسماند در حالتی که جاذب‌های انرژی در میانه دیوار باشند، مقادیر کمتری نسبت به دو حالت دیگر دارند. به طور کلی با ایجاد فاصله جاذب‌های انرژی از میانه دیوار، مقادیر دررفت پسماند بام افزایش می‌یابد. می‌توان دلیل افزایش دررفت پسماند در بعضی از سازه‌ها را تجربه دررفت‌های حداکثر زیاد بام و نیز تسلیم کابل آن سازه‌ها شمرد.



شکل ۹: میانه جابجایی پسماند تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای در سطح زلزله؛ (الف) DBE و (ب) MCE

۳-۵- نسبت تنش تاندن‌ها

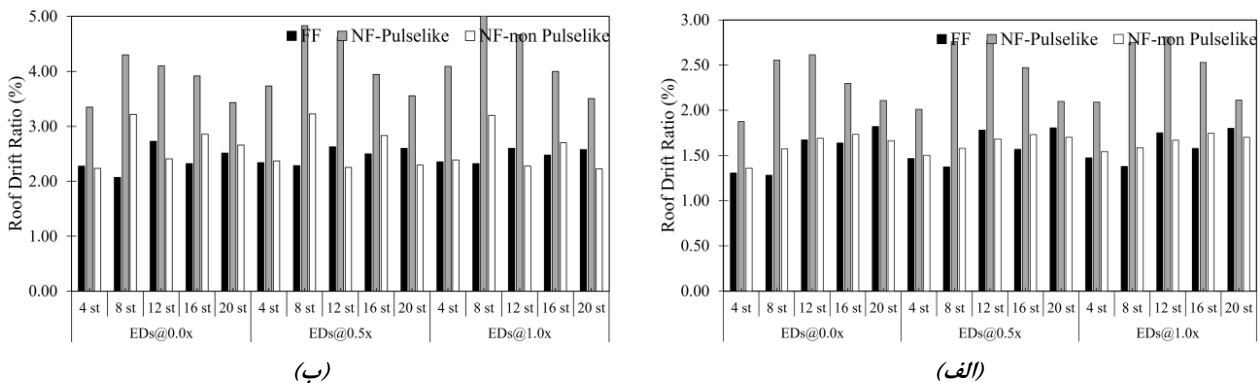
حداکثر نسبت تنش در تاندن‌ها، در شکل‌های ۱۰- (الف) و (ب) در سازه‌ها مختلف و تحت رکوردهای مختلف در دو سطح زلزله DBE و MCE نشان داده شده است. در زلزله DBE مقادیر نسبت تنش معمولاً کمتر از عدد یک است (به‌جز یک مورد تحت زلزله $NF-Pulslike$). در سطح MCE مقادیر نسبت تنش کابل‌ها در بیشتر سازه‌ها بزرگتر از عدد یک است (در تمامی سازه‌ها تحت $NF-Pulslike$ مشاهده می‌شود). در این سطح زلزله، تحت رکوردهای FF ، تسلیم در کابل‌ها مشاهده نمی‌شود ولی تحت رکوردهای $NF-Pulslike$ در تمامی سازه‌ها تسلیم در کابل‌ها مشاهده می‌شود. هم‌چنین تحت رکوردهای $NF-non Pulslike$ در یک سازه، تسلیم در کابل‌ها مشاهده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، با ایجاد فاصله جاذب‌های انرژی از میانه دیوار، مقادیر تنش در کابل‌ها زیاد تغییری نمی‌کند. به‌منظور کاهش تنش در کابل‌ها در سطوح خطر بالا (همانند MCE) پیشنهاد می‌شود که تنش تسلیم کابل یا تعداد آن‌ها افزایش داده شود. تنش در تاندون‌ها رابطه مستقیم با جابجایی کل بام دارد، با بررسی قسمت بعدی، می‌توان مشاهده نمود که تنش کابل‌هایی که دررفت بام زیادی دارند، به طور چشم‌گیری افزایش یافته است.



شکل ۱۰: میانه حداکثر نسبت تنش تاندن‌ها تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای در سطح زلزله؛ (الف) DBE و (ب) MCE

۳-۶- حداکثر جابجایی نسبی بام

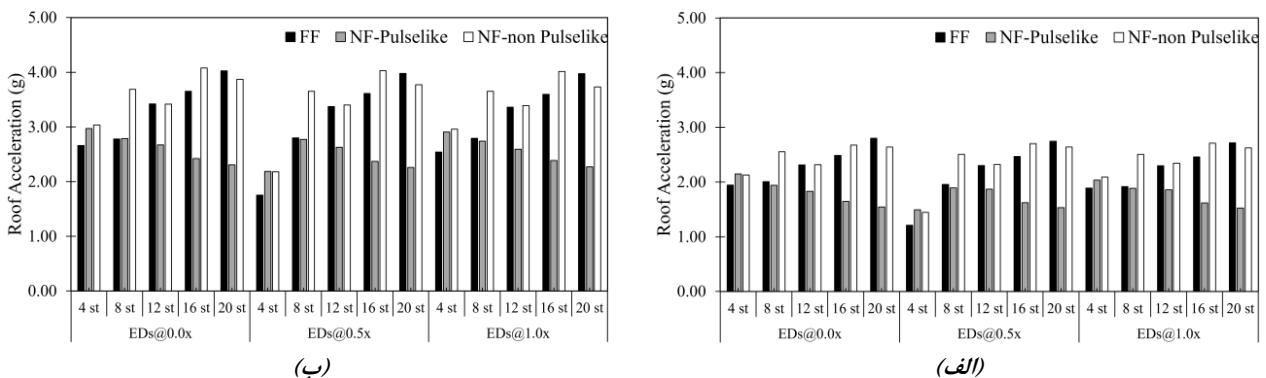
حداکثر جابجایی نسبی بام (دریفت)، در شکل‌های ۱۱-الف) و ب) در سازه‌های مختلف و تحت رکوردهای مختلف در دو سطح زلزله *DBE* و *MCE* نشان داده شده است. در دو سطح زلزله دریفت بام تحت رکوردهای *NF-Pulselike* بیشتر از سایر رکوردها است. به طور کلی، در سازه‌های کوتاه‌تر، رکوردهای *NF-non Pulselike* نسبت به رکوردهای *FF* دریفت بیشتری ایجاد می‌کنند ولی در سازه‌های بلندتر، نتیجه عکس است. مقادیر دریفت‌های ایجاد شده ناشی از *NF-Pulselike* نسبت به *FF* و *NF-non Pulselike* حدود ۴۰ درصد افزایش یافته است. دقت شود که دریفت‌های بام در سازه‌های میان‌مرتبه (۸ و ۱۲ طبقه) نسبت به سازه‌های کوتاه‌مرتبه (۴ طبقه) و سازه‌های بلند مرتبه (۱۶ و ۲۰ طبقه)، افزایش یافته است. هم چنین با افزایش فاصله جاذبه‌های انرژی از میانه دیوار، حداکثر دریفت بام افزایش می‌یابد.



شکل ۱۱: میان‌ه حداکثر جابجایی نسبی بام تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای در سطح زلزله؛ الف) *DBE* و ب) *MCE*

۳-۷- حداکثر شتاب مطلق بام

حداکثر شتاب مطلق بام، در شکل‌های ۱۲-الف) و ب) در سازه‌ها مختلف و تحت رکوردهای مختلف در دو سطح زلزله *DBE* و *MCE* نشان داده شده است. با افزایش فاصله جاذبه‌های انرژی از میانه دیوار، شتاب‌های بام کاهش پیدا می‌کند. به طور کلی شتاب‌های بام سازه‌های کوتاه‌تر کمتر از سازه‌های بلندتر است. معمولاً شتاب بام سازه‌های متوسط و بلند (۸ الی ۲۰ طبقه) تحت رکوردهای *FF* و *NF-non Pulselike* بیشتر از رکوردهای *NF-Pulselike* است. به طوری که رکوردهای *FF* و *NF-non Pulselike* نسبت به رکوردهای *NF-Pulselike* در هر دو سطح زلزله و سازه ۲۰ طبقه حدود ۶۰ درصد شتاب بام بیشتری ایجاد می‌کنند. نوع رکورد لرزه‌ای در ایجاد مقادیر شتاب بام در سازه‌ی کوتاه (۴ طبقه) و در سطوح زلزله *DBE* و *MCE* تفاوت ایجاد نمی‌کند. افزایش شتاب بام سازه‌ها تحت رکوردهای *MCE* نسبت به *DBE* حدوداً ۵۰ درصد است.



شکل ۱۲: میان‌ه حداکثر شتاب مطلق بام تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای در سطح زلزله؛ الف) *DBE* و ب) *MCE*

۴- بحث در نتایج

در جدول (۱) و (۲) به ترتیب درصد تغییرات پاسخ‌ها و تلاش‌های سازه در حالت قرارگیری جاذب‌های انرژی در فاصله یک-چهارم طول دیوار از لبه و لبه دیوار نسبت به میانه دیوار را نشان می‌دهد. به طور کلی با جابجایی جاذب‌های انرژی از میانه دیوار، افزایش حداکثر دررفت (دررفت بام)، تنش کابل‌ها و دررفت پسماند را به همراه داشته است. به صورت میانگین تحت رکوردهای لرزه‌ای مختلف، مقادیر تغییرات دررفت حداکثر، دررفت بام و تنش کابل‌ها با جابجایی محل جاذب‌های انرژی کمتر از ۵ درصد است که می‌توان گفت این تغییرات قابل صرف نظر است. در حالت میانگین و تحت رکوردهای لرزه‌ای مختلف، مقادیر تغییرات دررفت پسماند بام با تغییر محل جاذب‌های انرژی بیشتر از ۵۰ درصد است. البته مطابق بخش ۴-۳ مشاهده شد که در بیشتر سازه‌ها تحت رکوردهای لرزه‌ای مختلف مقادیر دررفت پسماند قابل صرف نظر است. با افزایش فاصله جاذب‌های انرژی از میانه مشاهده می‌شود که در دو سطح خطر لرزه‌ای مورد بررسی، تغییرات در دررفت حداکثر، دررفت بام و تنش کابل‌ها ناچیز است ولی تغییرات دررفت پسماند، افزایش یافته است. هم‌چنین می‌توان گفت که در سازه‌ها تحت رکوردهای *NF-Pulselike*، تغییرات دررفت حداکثر و دررفت بام بیشتری نسبت به سایر رکوردها با تغییر محل جاذب‌های انرژی ایجاد می‌شود. نوع رکوردهای لرزه‌ای روی مقادیر تنش کابل‌ها با تغییر محل جاذب‌های انرژی تاثیر چندانی ندارد. مقادیر دررفت پسماند سازه‌ها تحت رکوردهای *NF-Pulselike* و سطح *DBE* کمتر از سایر رکوردها است ولی در سطح *MCE* مقادیر دررفت پسماند به طور قابل مشاهده‌ای نسبت به سایر رکوردها افزایش یافته است.

با جابجایی جاذب‌های انرژی از محل میانه دیوار، مقادیر لنگر خمشی، برش و شتاب بام کاهش پیدا کرده است. به صورت میانگین در دو سطح خطر لرزه‌ای مورد بررسی، در دو حالت مورد بررسی جاذب‌های انرژی نسبت به حالت میانه دیوار، مقادیر خمش و برش دیوار دارای تغییرات بیش از ۱۰ درصد و مقادیر تغییرات شتاب بین ۵ تا ۱۰ درصد است. با افزایش فاصله جاذب‌های انرژی از میانه دیوار، مقادیر کاهش لنگر خمشی و برش دیوار افزایش یافته است در صورتی که با افزایش فاصله جاذب‌های انرژی از میانه دیوار، شتاب‌ها به طور قابل توجهی کاهش نیافته است. هم‌چنین می‌توان گفت که سازه‌ها تحت *NF-Pulselike*، تغییرات لنگر خمشی و برش دیوارها در سازه نسبت به سایر رکوردها با تغییر محل جاذب‌های انرژی، بیشتر مشاهده شده است. مقادیر کاهش لنگر و برش در سازه‌ها تحت رکوردهای *NF-Pulselike* و دو سطح خطر لرزه‌ای نسبت به سایر رکوردهای بیشتر مشاهده شده است در صورتی که تحت این نوع رکورد و سطوح خطر لرزه‌ای نسبت به سایر رکوردها، مقادیر شتاب بام با افزایش فاصله جاذب‌ها از میانه دیوار کمتر کاهش یافته است. هم‌چنین لازم به ذکر است که با افزایش فاصله جاذب‌های انرژی از میانه دیوار مقادیر لنگر خمشی و برش دیوار بیشتر کاهش یافته در صورتی که مقادیر شتاب بام کمتر کاهش یافته است.

جدول ۱- درصد تغییر تلاش و پاسخ‌های سازه نسبت به حالت قرارگیری جاذب‌های انرژی قرار گرفته در یک-چهارم طول دیوار از لبه نسبت به میانه دیوار

درصد تغییرات (افزایش یا کاهش) پارامتر			سطح زلزله	پاسخ یا تلاش
NF-non Pulselike	NF-Puselike	FF		
2.5	5.7	4.2	DBE	حداکثر
-3.0	8.2	4.2	MCE	دریافت
-10.9	-12.7	-11.4	DBE	حداکثر خمش
-16.8	-16.2	-15.1	MCE	
-9.5	-12.9	-10.7	DBE	حداکثر برش
-13.8	-18.5	-12.3	MCE	
77.0	32.5	39.9	DBE	دریافت پسماند
79.4	76.0	53.5	MCE	
1.0	2.1	1.4	DBE	تنش تاندون
-0.3	0.1	1.9	MCE	
2.5	5.7	4.2	DBE	دریافت
-3.0	8.2	4.2	MCE	بام
-6.6	-6.6	-8.8	DBE	شتاب
-6.7	-6.6	-7.4	MCE	بام

جدول ۲- درصد تغییر تلاش و پاسخ‌های سازه نسبت به حالت قرارگیری جاذب‌های انرژی قرار گرفته در لبه دیوار نسبت به میانه دیوار

درصد تغییرات (افزایش یا کاهش) پارامتر			سطح زلزله	پاسخ یا تلاش
NF-non Pulselike	NF-Puselike	FF		
3.2	7.4	4.0	DBE	حداکثر
-4.2	11.3	4.0	MCE	دریافت
-15.0	-17.7	-15.0	DBE	حداکثر خمش
-22.8	-22.4	-20.6	MCE	
-13.9	-17.5	-12.9	DBE	حداکثر برش
-18.5	-23.9	-15.7	MCE	
135.1	47.4	60.5	DBE	دریافت پسماند
55.8	359.8	47.0	MCE	
0.7	2.6	1.4	DBE	تنش تاندون
-0.3	-0.1	3.5	MCE	
3.2	7.4	4.0	DBE	دریافت
-4.2	11.3	4.0	MCE	بام
-0.4	-1.9	-2.4	DBE	شتاب
-1.9	-2.0	-1.7	MCE	بام

۵- نتیجه گیری

در این تحقیق به بررسی رفتار دیوارهای بتنی پایه-گهواره‌ای ۴، ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ طبقه پرداخته شده است. سازه‌های پایه-گهواره‌ای با قرارگیری جاذب‌های انرژی در لبه دیوار، فاصله یک چهارم طول دیوار از لبه و میانه دیوار قرار گرفته‌اند. سازه‌های موردنظر تحت رکوردهای دور و نزدیک گسل دارای پالس و بدون پالس مورد تحلیل تاریخچه-زمانی قرار گرفته‌اند. تحلیل‌ها در نرم‌افزار *OpenSees* به صورت دو بعدی با در نظر گرفتن خواص غیرخطی مصالح و هندسه انجام شده است. سازه‌های مورد نظر در دو سطح زلزله *MCE* و *DBE* مورد تحلیل قرار گرفته‌اند. نتایج کلی این تحقیق به صورت زیر است:

- در بیشتر رکوردهای لرزه‌ای، با فاصله گرفتن جاذب‌های انرژی از میانه دیوار، مقادیر حداکثر دررفت سازه افزایش یافته‌است. البته مقادیر تغییرات حداکثر دررفت جزئی و قابل صرف‌نظر است. سازه‌ها تحت *NF-Pulselike* تغییرات دررفت حداکثر و دررفت بام بیشتری را نسبت به سایر رکوردها با تغییر محل جاذب‌های انرژی متحمل می‌شوند.
 - با افزایش فاصله جاذب‌های انرژی از میانه دیوار، لنگر و برش دیوار یافته‌است. به صورت میانگین در دو سطح خطر لرزه‌ای مورد بررسی، در دو حالت مورد بررسی جاذب‌های انرژی نسبت به حالت میانه دیوار، مقادیر خمش و برش دیوار دارای تغییراتی بیش از ۱۰ درصد را دارد.
 - با افزایش فاصله جاذب‌های انرژی از میانه دیوار، مقادیر دررفت پسماند بام افزایش می‌یابد. با افزایش شدت زلزله، مقادیر دررفت پسماند بام به طور چشم‌گیری افزایش می‌یابد. به طور کلی دررفت‌های پسماند به شدت حساس به محل قرارگیری جاذب‌های انرژی هستند ولی در بیشتر موارد مقدار آن از مقدار مجاز تجاوز نمی‌کند.
 - با ایجاد فاصله جاذب‌های انرژی از میانه دیوار، مقادیر تنش در کابل‌ها زیاد تغییر نمی‌کند.
 - در دو سطح زلزله مورد بررسی، دررفت بام تحت رکوردهای *NF-Pulselike* بیشتر از سایر رکوردها است.
 - با افزایش فاصله جاذب‌های انرژی از میانه دیوار، شتاب‌های بام کاهش یافته‌است. به صورت میانگین در دو سطح خطر لرزه‌ای مورد بررسی، در دو حالت مورد بررسی جاذب‌های انرژی نسبت به حالت میانه دیوار، مقادیر تغییرات شتاب بین ۵ تا ۱۰ درصد است.
 - مقادیر تغییرات دررفت پسماند سازه‌ها با تغییر محل جاذب‌های انرژی تحت رکوردهای *NF-Pulselike* و سطح *DBE* کمتر از سایر رکوردهای است در صورتی که در سطح *MCE* مقادیر تغییرات دررفت پسماند به طور قابل مشاهده‌ای نسبت به سایر رکوردها افزایش یافته است.
- سیستم‌های دوگهواره‌ای و گهواره‌ای چندگانه می‌توانند جزء سیستم‌های نوین لرزه‌ای و جایگزینی مناسب سیستم‌های سازه‌ای متداول آیین‌نامه‌ای و حتی دیوارهای پایه-گهواره‌ای انتخاب گردند. موقعیت قرارگیری جاذب‌های انرژی در این سیستم‌ها نیز می‌تواند در نتایج لرزه‌ای آن‌ها تاثیرگذار باشد. هم‌چنین توسعه الگوریتم‌های یادگیری ماشین [۳۶] به‌منظور پیش‌بینی رفتار سازه‌های پایه-گهواره‌ای، دوگهواره‌ای و گهواره‌ای چندگانه می‌تواند جالب توجه باشد. در تحقیقات آتی به این موضوعات پرداخته شود.

۶- مراجع

- [1] E. Mohammadi Dehcheshmeh and V. Broujerdian, "Probabilistic Evaluation of Self-Centering Biorocking Walls Subjected to Far-Field and Near-Field Ground Motions," *J. Struct. Eng.*, vol. 148, no. 9, p. 4022134, 2022.
- [2] M. J. E. Majumerd, E. M. Dehcheshmeh, V. Broujerdian, and S. Moradi, "Self-centering rocking dual-core braced frames with buckling-restrained fuses," *J. Constr. Steel Res.*, vol. 194, p. 107322, 2022.
- [3] M. J. Ebrahimi Majumerd and others, "Feasibility study of using endurance time method for seismic evaluation of self-centering buckling restrained braced frame (SC-BRC-BF),"

Modares Civ. Eng. J., vol. 22, no. 2, p. 0, 2022.

- [4] M. Rafiei Mohammadi, V. Broujerdian, and E. Mohammadi Dehcheshmeh, "Optimized design of bi-rocking steel braced frames; changing second rocking joint location," *Sharif J. Civ. Eng.*, 2023, doi: 10.24200/j30.2022.61242.3156.
- [5] E. Mohammadi Dehcheshmeh and V. Broujerdian, "Seismic Design Coefficients of Self-Centering Multiple Rocking Walls Subjected to Effect of Far and Near-Field Earthquakes," *Civ. Infrastruct. Res.*, vol. 7, no. Issue 1 (In progress), 2021, doi: 10.22091/cer.2021.7025.1257.
- [6] J. Wang and W. Zhou, "Experimental and numerical response of unbonded post-tensioned rocking wall under lateral cyclic loading," *J. Build. Eng.*, p. 105827, 2023.
- [7] G. W. Housner, "The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes," *Bull. Seismol. Soc. Am.*, vol. 53, no. 2, pp. 403–417, 1963.
- [8] M. Aslam, W. G. Godden, and D. T. Scalise, "Earthquake rocking response of rigid bodies," *J. Struct. Div.*, vol. 106, no. 2, pp. 377–392, 1980.
- [9] M. J. N. Priestley, "Overview of PRESSS research program," *PCI J.*, vol. 36, no. 4, pp. 50–57, 1991.
- [10] J. I. Restrepo, J. Mander, and T. J. Holden, "New generation of structural systems for earthquake resistance," in *NZSEE 2001 Conference*, 2001.
- [11] F. J. Perez, S. Pessiki, and R. Sause, "Seismic Design of Unbonded Concrete Walls with Vertical Joint Connectors," *PCI J.*, vol. 49, no. 1, pp. 58–79, 2004, doi: 10.15554/pcij.01012004.58.79.
- [12] R. S. Henry, S. Sritharan, and J. M. Ingham, "Finite element analysis of the PreWEC self-centering concrete wall system," *Eng. Struct.*, vol. 115, pp. 28–41, 2016, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.02.029.
- [13] R. S. Henry, S. Sritharan, and J. M. Ingham, "Residual drift analyses of realistic self-centering concrete wall systems," *Earthq. Struct.*, vol. 10, no. 2, pp. 409–428, 2016, doi: 10.12989/eas.2016.10.2.409.
- [14] M. Sadeghi, F. Jandaghi Alaei, H. A. Bengar, and A. Jafari, "Hysteresis Behavior of Hybrid Rocking Walls: An Analytical Method," *Pract. Period. Struct. Des. Constr.*, vol. 28, no. 1, p. 4022064, 2023.
- [15] M. Sadeghi, F. Jandaghi Alaei, H. Akbarzadeh Bengar, and A. Jafari, "Evaluating the efficiency of supplementary rebar system in improving hysteretic damping of self-centering rocking walls," *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 20, no. 11, pp. 6075–6107, 2022.
- [16] N. Abbasi, H. Akbarzadeh Bengar, A. Jafari, and M. Nazari, "Numerical modeling of seismic response and damage estimation of concrete rocking walls under seismic loading," *Sharif J. Civ. Eng.*, vol. 37, no. 2.2, pp. 35–45, 2021.
- [17] X. Lu, B. Yang, and B. Zhao, "Shake-table testing of a self-centering precast reinforced concrete frame with shear walls," *Earthq. Eng. Eng. Vib.*, vol. 17, no. 2, pp. 221–233, 2018, doi: 10.1007/s11803-018-0436-y.
- [18] T. Sun, Y. C. Kurama, P. Zhang, and J. Ou, "Linear-elastic lateral load analysis and seismic design of pin-supported wall-frame structures with yielding dampers," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 47, no. 4, pp. 988–1013, 2018, doi: 10.1002/eqe.3002.
- [19] G. Wu, D.-C. Feng, and C.-L. Wang, "Prefabricated Rocking Wall Structural System," in *Novel Precast Concrete Structure Systems*, Springer, 2023, pp. 199–228.
- [20] G. Guo, L. Qin, D. Yang, and Y. Liu, "Dimensional response analysis of rocking wall-frame building structures with control devices subjected to near-fault pulse-like ground motions," *Eng. Struct.*, vol. 220, p. 110842, 2020.
- [21] A. A. Shahmansouri, H. Akbarzadeh Bengar, and A. Jafari, "Modeling the lateral behavior of concrete rocking walls using multi-objective neural network," *J. Concr.*

Struct. Mater., vol. 5, no. 2, pp. 110–128, 2020.

- [22] V. Broujerdian and E. Mohammadi Dehcheshmeh, "Development of fragility curves for self-centering base-rocking walls subjected to far and near field ground motions," *Sharif J. Civ. Eng.*, 2021, doi: 10.24200/j30.2021.57279.2897.
- [23] V. Broujerdian and E. Mohammadi Dehcheshmeh, "Investigation of the Behavior of Self-Centering Base- and Double- Rocking Walls Subjected to Far-Field and Near-Field Earthquakes," *Ferdowsi Civ. Eng.*, 2021, doi: 10.22067/jfcei.2021.68094.1008.
- [24] E. Mohammadi Dehcheshmeh and V. Broujerdian, "Determination of optimal behavior of self-centering multiple-rocking walls subjected to far-field and near-field ground motions," *J. Build. Eng.*, p. 103509, 2022, doi: <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.103509>.
- [25] V. Broujerdian and E. Mohammadi Dehcheshmeh, "Locating the rocking section in self-centering bi-rocking walls to achieve the best seismic performance," *Bull. Earthq. Eng.*, 2022, doi: 10.1007/s10518-022-01325-y.
- [26] E. Mohammadi Dehcheshmeh and V. Broujerdian, "The effects of rotational components of near-fault earthquakes on self-centering base-rocking walls," *Bull. Earthq. Sci. Eng.*, 2021.
- [27] E. Mohammadi Dehcheshmeh and V. Broujerdian, "Investigation of the leaning column effect on estimating of the responses of self-centering base-rocking walls under far-and near-field ground motions," *Civ. Infrastruct. Res.*, 2022.
- [28] L. Wiebe and C. Christopoulos, "Mitigation of higher mode effects in base-rocking systems by using multiple rocking sections," *J. Earthq. Eng.*, vol. 13, no. 1 SUPPL. 1, pp. 83–108, 2009, doi: 10.1080/13632460902813315.
- [29] M. Khanmohammadi and S. Heydari, "Seismic behavior improvement of reinforced concrete shear wall buildings using multiple rocking systems," *Eng. Struct.*, vol. 100, pp. 577–589, 2015, doi: 10.1016/j.engstruct.2015.06.043.
- [30] D. Pennucci, G. M. Calvi, and T. J. Sullivan, "Displacement-based design of precast walls with additional dampers," *J. Earthq. Eng.*, vol. 13, no. S1, pp. 40–65, 2009.
- [31] J. I. Restrepo and A. Rahman, "Seismic Performance of Self-Centering Structural Walls Incorporating Energy Dissipators," *J. Struct. Eng.*, vol. 133, no. 11, pp. 1560–1570, 2007, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:11(1560).
- [32] FEMA, *FEMA P695: Quantification of building seismic performance factors*. US Department of Homeland Security, FEMA, 2009.
- [33] M. Archila, "Directionality effects of pulse-like near field ground motions on seismic response of tall buildings." University of British Columbia, 2014.
- [34] ASCE/SEI 7, "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-10).," 2010.
- [35] F. C. Blebo and D. A. Roke, "Seismic-resistant self-centering rocking core system with buckling restrained columns," *Eng. Struct.*, vol. 173, pp. 372–382, 2018.
- [36] A. Farzinpour, E. Mohammadi Dehcheshmeh, V. Broujerdian, S. Nasr Esfahani, and A. H. Gandomi, "Efficient boosting-based algorithms for shear strength prediction of squat RC walls," *Case Stud. Constr. Mater.*, vol. 18, p. e01928, 2023, doi: <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2023.e01928>.

Experimental Investigation of the Effects of Curing Temperature and Amount of Silica Fume on Properties of Reactive Powder Concrete Made from Local Materials

B. Shervani Tabar

Assistant Professor, Faculty of Engineering, Azarbaijan Shahid Madani University, Tabriz, Iran

M. Asadi Melerdi

M.Sc., Faculty of Engineering, Azarbaijan Shahid Madani University, Tabriz, Iran.

Research paper

Abstract:

The curing ambient temperature and the amount of Silica Fume are the effective factors on the mechanical properties of reactive powder concrete (RPC). In this research, the effects of the curing ambient temperature and also the effects of the amount of silica fume on reactive powder concrete have been investigated. The autoclave device has not been used so that these concretes can be used in different environments as in-situ concreting. The prepared specimens were cured by immersion in water. To investigate effects of the curing ambient temperature, specimens were cured in water at three temperatures of 27, 60, and 80°C and were tested for compressive, tensile, and flexural strength at the age of 3, 7, and 28 days. The results show that the curing ambient temperature has a significant effect on the early strength of RPC, which increases strength at high temperatures. In the curing in water, it was found that 60°C is an optimum temperature; Because the specimens with the curing ambient temperature of 80°C show higher compressive, tensile, and bending strengths, but the increase in strengths compared to the curing ambient temperature of 60°C is very small. The compressive strength of the specimens cured in the water pool with temperature of 80°C has increased by 43.7%, 43.5%, and 25.9% at the ages of 3, 7, and 28 days, respectively, compared to the specimens cured at temperature of 27°C; Also, the increases in bending strength in the mentioned cases are equal to 51.5, 53.4 and 25.8% respectively. Similar results are also observed in tensile strength. In the next step, to study the effect of the changes in the amount of silica fume, five concrete mixtures with different amounts of silica fume were produced. These values were considered as a percentage of cementitious material (cement + silica fume) of 0, 10, 15, 25, and 35%. The specimens made in this step were only cured in a water pool with temperature of 27°C at the ages of 3, 7, and 28 days and were tested for compressive, tensile, and bending strength. It should be noted that at this stage, cementitious material (cement + silica fume) is fixed and is equal to 1008 kg / m³ of RPC. The results indicate that the replacement of silica fume has increased the strengths, but the optimal value is in the range of 15 to 25%. The compressive strength of the specimens with 25% replacement of silica fume at the ages of 3, 7, and 28 days has increased compared to the specimens with 10% replacement of silica fume by 66.3%, 40.9%, and 64.0%, respectively. these increases are equal to 100.8, 93.8 and 107.7 percent, respectively, compared to the specimens with zero percent replacement (without silica fume)

Keywords: Reactive Powder Concrete (RPC), Curing Ambient Temperature, The Amount of Silica Fume, Compressive Strength, Bending Strength, Tensile Strength

***Corresponding Author:** Shervani Tabar, B., Asadi Melerdi, M. Experimental Investigation of the Effects of Curing Temperature and Amount of Silica Fume on Properties of Reactive Powder Concrete Made from Local Materials. Journal of Concrete Structures and Materials, 2022; 7(2): 206-226 <http://doi.org/10.30478/jcsm.2023.382916.1310>

2538-5828/ © 2021 The Authors. Published by Iranian Concrete Society

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

بررسی آزمایشگاهی تاثیرات دمای محیطی و مقدار دوده سیلیسی، بر روی خواص بتن پودری واکنشی ساخته شده از مصالح بومی

بهمن شروانی تبار

استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه شهید مدنی آذربایجان، تبریز، ایران
b.shervani@azaruniv.ac.ir (نویسنده مسئول)

مهدی اسدی ملردی

کارشناسی ارشد، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه شهید مدنی آذربایجان، تبریز، ایران،

چکیده:

دمای محیطی عمل آوری و مقدار دوده سیلیسی از فاکتورهای تاثیرگذار بر روی مشخصات مکانیکی بتن پودری واکنشی (RPC) می باشند. در این تحقیق تاثیرات دمای محیطی عمل آوری و همچنین تاثیرات مقدار دوده سیلیسی بر روی بتن پودری واکنشی مورد بررسی قرار گرفته است. از دستگاه اتوکلاو استفاده نشده است برای اینکه بتوان از این بتن ها در محیط های مختلف به صورت بتن ریزی درجا استفاده نمود. نمونه های تهیه شده به صورت غوطه وری در آب عمل آوری شده اند. برای بررسی تاثیرات دمای محیطی عمل آوری، نمونه های ساخته شده از بتن پودری واکنشی در سه حوضچه آب با دماهای 27°C ، 60°C و 80°C عمل آوری شده و در سنین ۳، ۷ و ۲۸ روزه تحت آزمایش های مقاومت فشاری، کششی و خمشی قرار گرفتند. نتایج نشان می دهد که دمای محیطی عمل آوری تاثیرات قابل توجهی بر مقاومت اولیه بتن پودری واکنشی دارد، به طوری که در دماهای بالا افزایش مقاومت بیشتر است. در حالت عمل آوری به صورت غوطه وری در آب، می توان گفت که دمای 60°C یک دمای ایتیمم است؛ زیرا دمای 80°C هرچند که مقاومت های فشاری، کششی و خمشی بالاتری را نشان داده ولی افزایش مقاومت ها نسبت به دمای 60°C خیلی جزئی می باشد. مقاومت فشاری نمونه های عمل آوری شده در حوضچه آب با دمای 80°C نسبت به نمونه های عمل آوری شده در دمای 27°C ، در سنین ۳، ۷ و ۲۸ روزه به ترتیب $43/7$ ، $43/5$ و $25/9$ درصد افزایش داشته است؛ همچنین افزایش های مقاومت خمشی در حالت های مذکور متناظرا برابر $51/5$ ، $53/4$ و $25/8$ درصد می باشد. مشابه همین نتایج در مقاومت کششی نیز مشاهده می شود.

در مرحله بعدی برای بررسی تاثیر تغییرات مقدار دوده سیلیسی، پنج طرح اختلاط با مقادیر مختلف دوده سیلیسی ساخته شدند. این مقادیر بر حسب درصدی از مجموع مواد سیمانی (سیمان+دوده سیلیسی) برابر با ۰، ۱۰، ۱۵، ۲۵ و ۳۵ درصد در نظر گرفته شد. نمونه های ساخته شده در این مرحله فقط در یک حوضچه آب با دمای 27°C در سنین ۳، ۷ و ۲۸ روزه عمل آوری شده و تحت آزمایش های مقاومت فشاری، کششی و خمشی قرار گرفتند. قابل ذکر است که در این مرحله مجموع مواد سیمانی ثابت و برابر با ۱۰۰۸ کیلوگرم در مترمکعب RPC در نظر گرفته شده است. نتایج حاکی از آن است که جایگزینی دوده سیلیسی موجب افزایش مقاومت ها شده است اما مقدار بهینه در محدوده ۱۵ تا ۲۵ درصد است. مقاومت فشاری نمونه های با جایگزینی ۲۵ درصد دوده سیلیسی در سنین ۳، ۷ و ۲۸ روزه نسبت به نمونه های جایگزینی ۱۰ درصد دوده سیلیسی، به ترتیب $66/3$ ، $40/9$ و $64/0$ درصد افزایش یافته است؛ و این افزایش ها نسبت به نمونه های با جایگزینی صفر درصد (بدون دوده سیلیسی)، متناظرا برابر $100/8$ ، $93/8$ و $107/7$ درصد می باشد.

واژگان کلیدی: بتن پودری واکنشی (RPC)، دمای محیطی عمل آوری، مقدار دوده سیلیسی، مقاومت فشاری، مقاومت خمشی، مقاومت کششی.

بتن معمولی یکی از مصالح معمول در ساخت و ساز است که دارای مشکلاتی نظیر مقاومت پایین و همچنین دوام پایین در برابر خوردگی ناشی از نفوذ برخی یون‌ها می‌باشد. به همین دلیل برای محیط‌های با خوردگی بالا محققان اقدام به جایگزین کردن آن با بتنی مقاوم‌تر به نام بتن با عملکرد بالا (HPC) نمودند. سپس بتن‌های فوق‌توانمند (UHPC) طراحی شد و در نهایت تلاش دست‌اندرکاران دانش بتن منجر به ساخت بتن پودری واکنشی (RPC) گردید [۱].

RPC نوع جدیدی از بتن‌های توانمند است که به دلیل ریزی مواد پودری و پوزولانی مورد استفاده در آن و نیز مقدار زیاد موادی که به صورت هیدرولیکی فعال اند به آن بتن پودری واکنشی می‌گویند [۲]. مخلوط‌های بتن پودری واکنشی با مقدار بالای دوده سیلیسی و نسبت آب به سیمان پایین مشخص می‌شوند. همچنین در این مخلوط‌ها درشت‌دانه حذف شده است تا از ضعف ریزساختار سازه‌ای جلوگیری شود. از فوق‌روان‌کننده برای دست‌یافتن به نسبت آب به مواد سیمانی پایین استفاده می‌شود و از عمل‌آوری با دمای بالا یا عمل‌آوری با بخار برای رسیدن به مقاومت بالا استفاده می‌شود [۳].

۲- تاریخچه تحقیقات

بیونگ هووان^۱ و همکاران (۲۰۰۲ م) طی یک تحقیق آزمایشگاهی مشخص نموده‌اند که بتن حاوی دوده سیلیسی بهترین عملکرد را در مقابل تست نفوذپذیری کلراید از خود نشان می‌دهد. این نفوذپذیری کم به این دلیل است که ذرات دوده سیلیسی بسیار ریزتر از ذرات سیمان بوده و بتن را متراکم‌تر کرده و همچنین مقاومت فشاری بتن را افزایش می‌دهد. بتن حاوی خاکستر بادی از لحاظ نفوذپذیری مشابه بتن حاوی دوده سیلیسی عمل می‌کند ولی مقاومت فشاری را در سن ۲۸ روزه افزایش نمی‌دهد. در این کار آزمایشگاهی خاکستر بادی و دوده سیلیسی به طور جداگانه جایگزین بخشی از سیمان در بتن معمولی گردیده است [۴].

لی و چیشلوم^۲ (۲۰۰۵ م) با طرح اختلاطی که برای عمل‌آوری در دماهای 23°C ، 65°C و 90°C در نظر گرفته شده است، به آزمایش‌هایی پرداختند. نتایج حاکی از آن بود که در دماهای بالای آب عمل‌آوری، مقاومت فشاری قابل توجهی نسبت به دمای 23°C کسب شده است [۵].

ژیانگ ژو^۳ و همکاران (۲۰۰۷ م) در زمینه تاثیر تغییرات دوده سیلیسی و دمای عمل‌آوری آزمایش‌هایی انجام دادند. نمونه‌های ساخته شده برای بررسی تغییرات دوده سیلیسی ابتدا به مدت ۳ روز در دمای 20°C و سپس به مدت یک روز در دمای 90°C عمل‌آوری شده‌اند. نتایج نشان می‌دهد با تغییر مقدار دوده سیلیسی، مقادیر مقاومت فشاری متفاوتی حاصل می‌شود. در محدوده ۲۰ تا ۳۰ درصد جایگزینی دوده سیلیسی به جای سیمان، بیشترین مقدار مقاومت فشاری حاصل شده است. برای بررسی تاثیر دمای عمل‌آوری نمونه‌های ساخته شده در دو دمای 23°C و 90°C عمل‌آوری شده‌اند. نتایج حاصل از این بررسی نشان دادند که افزایش دما باعث افزایش مقاومت فشاری می‌شود [۲].

چن^۴ و همکاران (۲۰۰۹ م) بر روی عملکرد RPC تحت شرایط دمایی متفاوت آزمایش‌هایی را انجام دادند. در این آزمایش‌ها از دوده سیلیسی، خاکستر بادی و روباره کوره به عنوان مواد سیمانی جایگزین استفاده شده است. نمونه‌ها در دو دمای 25°C و 85°C عمل‌آوری شده‌اند. نتایج نشان می‌دهد که افزایش دمای آب عمل‌آوری باعث افزایش مقاومت فشاری و خمشی می‌شود؛ البته افزایش مقاومت خمشی نسبت به افزایش مقاومت فشاری قابل توجه نمی‌باشد [۶].

مستوفی نژاد^۵ و همکاران (۲۰۱۶ م) در مورد چندین نوع عمل‌آوری و تغییرات نسبت های مواد تشکیل دهنده RPC تحقیق نموده‌اند. در مورد نسبت دوده سیلیسی به سیمان، طی آزمایش‌هایی نشان داده شده است. نمونه‌های

- 1 - B. Hwan Oh
- 2 - Lee & Chishlom
- 3 - Xiang Gao
- 4 - B. Chen
- 5 - D. Mostofi nejad

با نسبت ۰,۲۴ مقاومت فشاری بیشتری در مقایسه با نمونه های با نسبت ۰,۲۰ از خود نشان داده اند. همچنین تاثیرات عمل آوری با دستگاه اتو کلاو و عمل آوری با بخار و حرارت در کسب مقاومت بالاتر نشان داده شده است [۷].

یانگ جو^۶ و همکاران (۲۰۱۷ م) تاثیر مقادیر مختلف دوده سیلیسی در *RPC* را مورد بررسی قرار دادند. در نمونه های این تحقیق نسبت دوده سیلیسی به مجموع مواد سیمانی (دوده سیلیسی + سیمان) برابر ۰, ۸, ۱۲, ۱۶ و ۲۲ درصد در نظر گرفته شد. با افزایش مقدار دوده سیلیسی، مقاومت فشاری *RPC* افزایش می یابد و با رسیدن مقدار دوده سیلیسی به ۱۶٪، مقاومت فشاری به حداکثر می رسد و بعد از این با افزایش دوده سیلیسی، مقاومت فشاری تغییری نمی کند [۸].

زهانگ^۷ و همکاران (۲۰۱۸ م) تاثیرات افزودن نانو سیلیس (*NS*) و دوده سیلیسی (*SF*) را بر روی ملات های اندود کاری مورد استفاده برای بهبود نفوذپذیری بتن اصلی، بررسی کرده اند. نتایج نشان می دهد که هر دو این مصالح می توانند ساختار میکروسکوپی را بهبود بخشیده و تخلخل موجود را کاهش دهند؛ در نتیجه مقاومت فشاری افزایش و نفوذپذیری کاهش می یابد. همچنین نتایج نشان می دهد که چسبندگی اتصال مابین ملات اندود با بتن اصلی را افزایش می دهد [۹].

ویگنشواری^۸ و همکاران (۲۰۱۸ م) در مورد جایگزینی دوده سیلیسی با خاکستر پوسته برنج (*RHA*)، که از ضایعات کشاورزی در هند است، تحقیق کرده اند. در نمونه شاهد، نسبت دوده سیلیسی به سیمان را ۰/۲۴ در نظر گرفته و نمونه هایی با درصد جایگزینی ۱۰، ۲۰، ۳۰، ۴۰ و ۵۰ درصدی *RHA* به جای *SF* تهیه نموده و مورد آزمایش قرار دادند. جایگزینی ۳۰٪ *SF* با *RHA* مقاومت فشاری، استحکام کششی و مقاومت خمشی بالاتری را نسبت به سایر نمونه ها نشان داد. اگرچه کاهش مقاومت در جایگزینی ۴۰٪ و ۵۰٪ در مقایسه با ۳۰٪ جایگزینی وجود دارد، اما همچنان مقاومت آن نسبت به بتن شاهد بالاتر است [۱۰].

بایراکتار^۹ و همکاران (۲۰۱۹ م)، طی تحقیقی نشان دادند که گرد آجر و دوده سیلیسی هم به صورت جداگانه و هم به صورت توأم می تواند در ملات های سیمانی مورد استفاده قرار گیرد. همچنین نتایج نشان داد که مقاومت فشاری نمونه های حاوی دوده سیلیسی در همه سنین از نمونه های حاوی گرد آجر بیشتر است و برعکس، مقاومت خمشی نمونه های حاوی گرد آجر نسبت به نمونه های حاوی دوده سیلیسی بیشتر می باشد [۱۱].

البشیر^{۱۰} و همکاران (۲۰۱۹ م)، طی مطالعه ای تاثیر جایگزینی دوده سیلیسی به جای بخشی از سیمان را بر روی مقاومت فشاری، جذب آب و کارایی بتن بررسی کردند. نتایج نشان داده است که از لحاظ مقاومت فشاری جایگزینی ۱۵ درصد دوده سیلیسی به جای سیمان مناسب می باشد؛ اما از لحاظ کاهش جذب آب جایگزینی ۱۵ الی ۲۰ درصد پیشنهاد شده است [۱۲].

می هوب^{۱۱} و همکاران (۲۰۲۰ م) در یک مقاله مروری درباره *RPC*، در مورد دوده سیلیسی در *RPC*، بیان کردند که جایگزینی دوده سیلیسی با سیمان با نسبت معین (۱۵٪ تا ۲۵٪ کل مواد سیمانی) افزایش بسیار خوبی در مقاومت فشاری *RPC* نشان می دهد؛ و افزودن دوده سیلیسی بیشتر به *RPC* هیچ بهبودی در استحکام فشاری حاصل نخواهد کرد [۱۳].

شن^{۱۲} و همکاران (۲۰۲۰ م)، طی تحقیقی تاثیر مواد افزودنی بر روی بتن غلطکی را مورد بررسی قرار دادند. نتایج مقایسه سه افزودنی *A* (پودر سنگ آهک + ۲۰ درصد خاکستر بادی)، *B* (۲۰٪ پودر سنگ آهک + ۵٪ دوده سیلیس + ۱۵٪ خاکستر بادی) و *C* (۵٪ دود سیلیس + ۳۵٪ خاکستر بادی)، نشان داد که خواص مکانیکی نمونه های

6 - Yang ju

7 - Zhang

8 - M. Vigneshwari

9 - O.Y, Bayraktar

10 - O.M. Elbasir

11 - Ola A. Mayhoub

12 - L. Shen

حاوی B و C به طور قابل توجهی بیشتر است. لذا مشاهده می شود که دوده سیلیسی تاثیر بیشتری بر روی خواص مکانیکی بتن دارد [۱۴].

سارا احمد^{۱۳} و همکاران (۲۰۲۱ م) طی مروری بر مقالات مرتبط با اثر دوده سیلیسی در RPC به این نتیجه رسیده اند که نسبت دوده سیلیس به مجموعه دوده سیلیسی و سیمان نباید از ۳۵٪ بیشتر باشد؛ محدوده ۲۰-۲۵٪ بیشترین تاثیر در افزایش مقاومت را دارد و افزودن درصد های بیشتر از دوده سیلیسی، افزایش مقاومت کمتری را به دنبال خواهد داشت [۱۵].

موسوی فرد و رئیسی (۲۰۲۱ م)، در تحقیقی دوده سیلیسی را به عنوان یک ماده پوزولانی مناسب برای افزایش مقاومت فشاری بتن RPC بررسی کردند. نتایج حاکی از آن است که در شرایط عمل آوری این تحقیق یعنی ۷ روز قرارگیری نمونه ها در آب با دمای $90^{\circ}C$ ، بیشترین مقاومت فشاری مربوط به طرح اختلاطی است که در آن دوده سیلیس جایگزین ۲۰ درصد مواد سیمانی شده است [۱۶].

۳ - مواد و روش ها

مواد تشکیل دهنده بتن پودری واکنشی شامل: سیمان پرتلند معمولی، آب، دوده سیلیسی، ماسه کوارتزی (سیلیسی)، پودر کوارتز، فوق روان کننده و در بعضی موارد الیاف می باشد. دوده سیلیسی یکی از اجزای اصلی تشکیل دهنده RPC می باشد؛ ماده ای که شامل ذرات بسیار ریزی می باشد و فقط فضای بین ذرات سیمان را پر نمی کند بلکه با سیمان نیز واکنش می دهد. از نظر فیزیکی ذرات دوده سیلیسی به صورت کروی می باشند و قطر آن در محدوده ۰/۱ تا ۲ میکرون می باشد. در نتیجه اندازه ذرات دوده سیلیسی به طور میانگین ۱۰۰ مرتبه کوچکتر از ذرات سیمان است. دوده سیلیسی دارای خواص پوزولانی می باشد و در مجاورت خمیر سیمان، خواص سیمانی خود را نشان خواهد داد و در نتیجه جزو مواد سیمانی محسوب می شود. میتوان به این نوع بتن، الیاف فولادی در حدود ۲٪ حجمی افزود؛ این الیاف سبب افزایش قابل ملاحظه ای در مقاومت کششی و خمشی بتن می شوند. در این پژوهش از الیاف فولادی استفاده نشده است. در این آزمایش ها سعی شده است که عمل آوری در شرایط محیطی عادی انجام شود (بدون اعمال فشار) و همچنین مخلوط نهایی از روانی کافی برخوردار باشد تا در کارهای عملی به راحتی قابل استفاده باشد؛ مثلا در اتصالاتی که تعداد آرماتورهای به هم رسیده خیلی زیاد باشد بتن معمولی کارایی لازم برای پر کردن فضاهای بسیار کوچک را نخواهد داشت؛ در چنین اتصالاتی می توان از این مخلوط ها استفاده نمود.

در این پژوهش تاثیر تغییرات دمای آب عمل آوری بتن بر روی ویژگی های مکانیکی بتن پودری واکنشی به صورت تجربی بررسی می شود. نمونه های ساخته شده از RPC در آب با دماهای $27^{\circ}C$ ، 60° و 80° عمل آوری می شوند و در سنین ۳، ۷ و ۲۸ روزه برای تعیین مشخصات مکانیکی مورد آزمایش قرار می گیرند. تاثیر دمای عمل آوری بر روی جرم حجمی RPC نیز بررسی شده است. همچنین برای بررسی تاثیر تغییرات مقدار دوده سیلیسی، پنج طرح اختلاط با درصد های مختلف دوده سیلیسی ساخته شد، که در آن ها نسبت دوده سیلیسی به مجموع مواد سیمانی (سیمان + دوده سیلیسی) برابر با صفر، ۱۰، ۱۵، ۲۵ و ۳۵ درصد می باشد. نمونه ها برای آزمون های مقاومت فشاری، کششی و خمشی ساخته شده و در یک حوضچه آب با دمای $27^{\circ}C$ عمل آوری شده و در سنین ۳، ۷ و ۲۸ مورد آزمایش قرار گرفتند. همچنین از آزمون میز جریان برای اندازه گیری ویژگی های روانی بتن استفاده گردیده و تاثیر مقدار دوده سیلیسی بر روانی بتن پودری واکنشی بررسی شده است.

۱-۳ - سیمان

در این پژوهش از سیمان پرتلند نوع دو صوفیان استفاده شده است. مشخصات شیمیایی و فیزیکی این سیمان با توجه به اطلاعات گرفته شده از محل تهیه آن، در جدول های ۱ و ۲ به ترتیب نشان داده شده است.

جدول ۱: مشخصات شیمیایی مواد تشکیل دهنده سیمان نوع II صوفیان

<i>MgO</i>	<i>CaO</i>	<i>Fe₂O₃</i>	<i>Al₂O₃</i>	<i>SiO₂</i>	ترکیبات شیمیایی مقدار (%)
۲/۲۲	۶۴/۴۴	۳/۷۴	۵/۲۳	۲۱/۷۰	
<i>C₃S</i>	<i>I.R</i>	<i>LOI</i>	<i>C₄AF</i>	<i>CaO.F</i>	ترکیبات شیمیایی مقدار (%)
۵۱/۳۰	۰/۶۲	۱/۳۶	۱۱/۳۷	۱/۰۸	
<i>C₃A</i>	<i>C₂S</i>	<i>K₂O</i>	<i>Na₂O</i>	<i>SO₃⁻²</i>	ترکیبات شیمیایی مقدار (%)
۷/۵۰	۲۳/۵۲	۰/۵۸	۰/۲۲	۲/۰۰	

جدول ۲: مشخصات فیزیکی سیمان نوع دو صوفیان

۳/۱۶	وزن مخصوص (gr/cm^3)
۳۲۳۰	آزمایش بلین (Cm^2/gr)
۰/۱۸	انبساط طولی (%)
۱۱۵	زمان گیرش اولیه (دقیقه)
۱۸۵	زمان گیرش ثانویه (دقیقه)
۲۴۰	مقاومت فشاری ۳ روزه (kg/cm^2)
۳۴۵	مقاومت فشاری ۷ روزه (kg/cm^2)
۴۶۵	مقاومت فشاری ۲۸ روزه (kg/cm^2)

۲-۳ - دوده سیلیسی

لفظ دوده سیلیسی و میکروسیلیس اغلب برای توصیف محصولات استخراج شده از غبار خارج شده از فرآیند ترکیب کوارتز با زغال سنگ در کوره‌های الکتریکی در تولید فروسیلیکون و سایر سیلیکون‌ها، استفاده می‌شود. اما اغلب لفظ میکروسیلیس و دوده سیلیسی برای توصیف این محصول جنبی فرآیندهای فوق‌الذکر که کیفیت بالایی برای استفاده در صنعت سیمان و بتن دارد، به کار می‌رود [۱۷]. دوده سیلیسی نسبت به سیمان پرتلند صد مرتبه ریزتر می‌باشد و به صورت تجاری در انواع گوناگون موجود می‌باشد. تفاوت‌های بین این گونه‌ها بستگی به شکل و اندازه ذرات داشته و تاثیر چندانی بر روی ساختار یا واکنش شیمیایی مصالح ندارد. علت این تفاوت‌ها وجود روش‌های تولید مختلف است. در این پژوهش از دوده سیلیسی کارخانه فروسیلیس ازنا استفاده شده است. مشخصات این دوده سیلیسی با توجه به اطلاعات گرفته شده از محل تهیه آن، در جدول ۲ آورده شده است.

جدول ۳: مشخصات شیمیایی و فیزیکی پودر میکروسیلیس

مقدار %	مشخصات شیمیایی
۹۰ - ۹۵	<i>SiO₂</i>
۰/۳ - ۰/۵	<i>Na₂O</i>
۰/۵ - ۲	<i>MgO</i>
۰/۵ - ۱/۵	<i>CaO</i>
۰/۶ - ۱/۳	<i>Fe₂O₃</i>
۰/۶ - ۱/۲	<i>Al₂O₃</i>
۰/۲ - ۰/۵	<i>K₂O</i>
۱/۲ - ۵/۵	<i>L.O.I</i>
۸ - ۹/۵	<i>PH</i>

۳-۳- ماسه کوارتزی

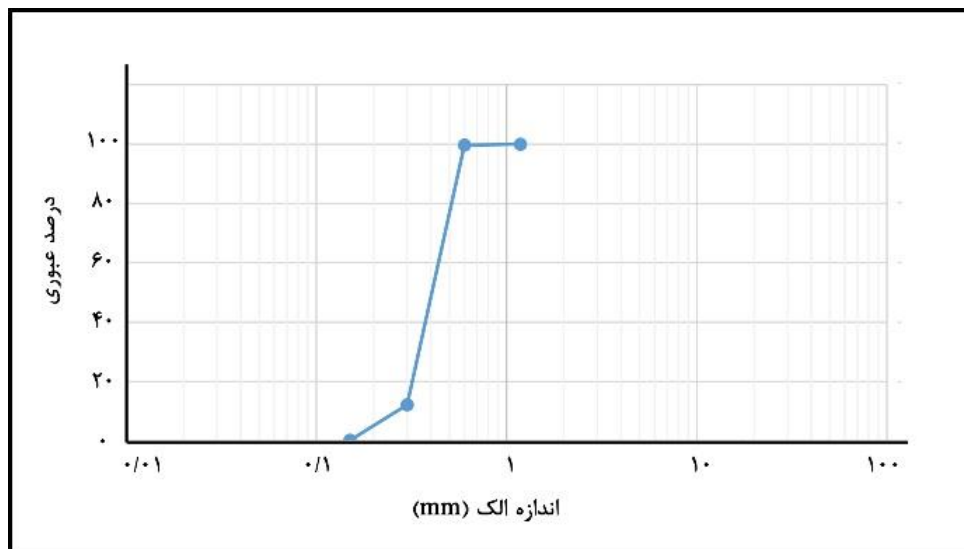
قسمت اعظم ترکیب بتن پودری واکنشی از ماسه کوارتزی یا ماسه سیلیسی تشکیل شده است که جایگزین درشت‌دانه بتن معمولی شده است و محدوده اندازه آن بین ۱۵۰ تا ۱۱۸۰ میکرومتر است. ماسه کوارتزی استفاده شده در این پژوهش از شهرک صنعتی واقع در اطراف شهر تبریز تهیه شده و به رنگ سفید مایل به زرد با درصد خلوص بالا می‌باشد و به حالت نیمه شفاف و سوگزان است. مشخصات شیمیایی ماسه کوارتزی مصرفی در جدول ۴ و دانه‌بندی آن در جدول ۵ و شکل ۱، با توجه به اطلاعات گرفته شده از محل تهیه آن، آورده شده است.

جدول ۴: مشخصات شیمیایی ماسه کوارتزی

مقدار %	مشخصات شیمیایی
۹۰ - ۹۹	SiO_2
۰/۰۲ - ۰/۰۶	Fe_2O_3

جدول ۵: دانه‌بندی ماسه کوارتزی

اندازه الک (mm)	وزن مانده روی الک (gr)	درصد مانده روی الک	درصد تجمعی مانده روی الک	درصد رد شده
۱/۱۸	۰	۰	۰	۱۰۰
۰/۶	۳	۰/۳	۰/۳	۹۹/۷
۰/۳	۸۷۵	۸۷/۵	۸۷/۸	۱۲/۲
۰/۱۵	۱۲۰	۱۲	۹۹/۸	۰/۲



شکل ۱: دانه‌بندی ماسه کوارتزی

۳-۴- پودر کوارتز

پودر کوارتز استفاده شده در این پژوهش به صورت گرد کوارتز می‌باشد که از شهرک صنعتی واقع در اطراف شهر تبریز تهیه شده است و جایگزین ریزدانه بتن معمولی می‌باشد. مشخصات پودر کوارتز مصرفی با توجه به اطلاعات گرفته شده از محل تهیه آن، در جدول ۶ آورده شده است. واضح است که اگر ماسه سیلیسی و مواد پودری به صورت خشک با یکدیگر بهتر مخلوط شوند، کیفیت نهایی بتن بهتر خواهد بود. یعنی مخلوط کردن درست، جزء مهم‌ترین قسمت‌های رسیدن به مقاومت بالای RPC است.

جدول ۶: دانه‌بندی ماسه کوارتزی

درصد رطوبت	$> 0.1\%$
دانه بندی	بین ۱۰ تا ۴۵ میکرون
مقدار SiO ₂	۹۶٪

۳-۵- فوق‌روان‌کننده

در بتن پودری واکنشی چون نسبت آب به سیمان پایین است جهت روانی خمیر از فوق‌روان‌کننده استفاده می‌شود [18]. تحقیقات نشان داده‌است که موثرترین نوع فوق‌روان‌کننده‌ها با پایه پلی‌کربکسیلات اتر می‌باشند [19]. مشخصات فوق‌روان‌کننده‌ای که در این پژوهش استفاده شده با توجه به اطلاعات گرفته شده از محل تهیه آن، در جدول ۷ آمده‌است.

جدول ۷: مشخصات فوق‌روان‌کننده

پایه	پلی‌کربکسیلات اتر
رنگ	قهوه‌ای مایل به زرد
چگالی	۱/۰۸ Kg/l
مقدار pH	۷

۳-۶- طرح اختلاط

از طرح اختلاط جدول ۸ برای ساخت نمونه‌های آزمایش تاثیر دمای محیطی بر روی عمل‌آوری بتن پودری واکنشی استفاده شده‌است. تام و همکاران بر اساس تحقیقات قبلی این طرح اختلاط بهینه رو انتخاب کردند که از مقدار سیمان متوسطی استفاده شده است [20]. توضیح اینکه در RPC با توجه به اینکه دانه‌ها (مجموعه ماسه سیلیسی و پودر کوارتز) بسیار ریز هستند، مقدار سیمان از ۵۵۰ تا ۱۱۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب انتخاب می‌شود.

جدول ۸: طرح اختلاط RPC برای آزمایش‌های مربوط به تاثیرات دمای محیطی

نسبت آب به مواد سیمانی	۰/۲
سیمان (kg)	۷۶۱
دوده سیلیسی (kg)	۲۴۷
ماسه کوارتزی (kg)	۱۰۹۰
پودر کوارتز (kg)	۲۲۶
آب (kg)	۲۰۲
فوق‌روان‌کننده (kg)	۱۹

برای بررسی تاثیر تغییرات دوده سیلیسی از طرح اختلاط‌های جدول ۹ استفاده شده‌است. در این جدول مقدار دوده سیلیسی به ترتیب برابر ۰، ۱۰، ۱۵، ۲۵ و ۳۵٪ مواد سیمانی (مجموع دوده سیلیسی و سیمان) می‌باشد. مقدار مجموع مواد سیمانی در تمامی طرح‌ها برابر ۱۰۰۸ کیلوگرم بر متر مکعب بتن می‌باشد.

جدول ۹: نسبت های مخلوط برای ۵ نوع RPC با مقادیر مختلف دوده سیلیسی

شماره طرح	۱	۲	۳	۴	۵
نسبت آب به مواد سیمانی (/.)	۰/۲۰	۰/۲۰	۰/۲۰	۰/۲۰	۰/۲۰
سیمان (kg)	۱۰۰۸	۹۰۷/۲	۸۵۶/۸	۷۵۶	۶۵۵/۲
دوده سیلیسی (kg)	۰	۱۰۰/۸	۱۵۱/۲	۲۵۲	۳۵۲/۸
نسبت دوده سیلیسی به مجموع مواد سیمانی سیمانی (/.)	۰	٪۱۰	٪۱۵	٪۲۵	٪۳۵
ماسه کوارتزی (kg)	۱۰۹۰	۱۰۹۰	۱۰۹۰	۱۰۹۰	۱۰۹۰
پودر کوارتز (kg)	۲۲۶	۲۲۶	۲۲۶	۲۲۶	۲۲۶
آب (kg)	۲۰۲	۲۰۲	۲۰۲	۲۰۲	۲۰۲
فوق روان کننده (kg)	۱۹	۱۹	۱۹	۱۹	۱۹

۳-۷- آماده سازی نمونه ها

مهم ترین عامل برای مطالعه بتن پودری واکنشی مرحله مخلوط کردن مواد تشکیل دهنده است. به دلیل اینکه RPC ترکیبی از مصالح بسیار ریز می باشد، روش مخلوط کردن به صورت معمولی نمی تواند مناسب باشد و روش مخلوط کردن نباید مشابه با روش های سنتی باشد. ترتیب مخلوط کردن مواد بر اساس مطالعات قبلی و سعی و خطا در شروع تحقیق، به صورت زیر است:

مصالح به صورت خشک به مدت ۸ دقیقه و با سرعت ثابت ۶۲ دور در دقیقه با یکدیگر مخلوط می شوند (مصالح خشک شامل سیمان، ماسه کوارتزی، پودر کوارتز و دوده سیلیسی می باشند). سپس نصف آب مورد نیاز و نصف فوق روان کننده اضافه شده (فوق روان کننده قبلا در آب حل شده است) و به مدت ۵ دقیقه با سرعت ۶۲ دور در دقیقه با یکدیگر مخلوط می شوند. در آخر مقادیر باقی مانده آب و فوق روان کننده اضافه گردیده و ابتدا به مدت ۳ دقیقه با سرعت ثابت ۶۲ دور در دقیقه و بعد به مدت ۴ دقیقه با سرعت ۱۴۰ دور در دقیقه مخلوط می شوند. مراحل مخلوط شدن حدود ۲۰ دقیقه طول می کشد. وقتی که مخلوط RPC آماده شد، در قالب ریخته می شود. نکته حائز اهمیت این است که مصالح خشک را تقریبا به صورت ۲۰٪ از هرکدام در داخل ظرف مخلوط کن ریخته شده و این کار ۵ بار تکرار می شود تا همه مصالح داخل ظرف ریخته شود. این کار موجب می شود که هنگام اختلاط اولیه مصالح خشک، همگنی بهتری داشته باشد (بهتر است ماسه سیلیسی اولین ماده ای باشد که در ظرف مخلوط کن ریخته می شود). در شکل ۲ تصویری از محل انجام آزمایش ها دیده می شود.



شکل ۲: نمایی از آزمایشگاه بتن و مصالح ساختمانی در دانشگاه شهید مدنی آذربایجان

پس از اتمام زمان مخلوط کردن، بتن تازه در قالب‌های مکعبی با ابعاد $50 \times 50 \times 50$ میلی‌متری به‌منظور تعیین مقاومت فشاری، در قالب‌های مکعبی با ابعاد $40 \times 40 \times 160$ میلی‌متری برای تعیین مقاومت خمشی (شکل ۳) و در قالب‌های بریکتی برای تعیین مقاومت کششی ریخته می‌شود. نمونه‌ها به مدت ۲۴ الی ۴۸ ساعت در قالب نگهداری می‌شوند. روی قالب‌ها نایلون انداخته می‌شود و بهتر است از چند لایه نایلون استفاده شود. نمونه‌های خارج شده از قالب به‌منظور بررسی تاثیر دمای محیطی بر عمل‌آوری بتن پودری واکنشی در سه حوضچه با دماهای متفاوت 27°C ، 60° و 80° نگهداری می‌شوند. لازم به ذکر است که در ساختن بتن پودری واکنشی، در این تحقیق از دستگاه اتوکلاو استفاده نشده است تا بتوان به راحتی به صورت بتن ریزی درجا در پروژه‌ها مورد استفاده قرارداد. همچنین از الیاف فولادی استفاده نشده است. نمونه‌ها در داخل حوضچه آب عمل‌آوری شدند. در مرحله اول که مربوط به بررسی تاثیرات دمای محیطی می‌باشد، از سه حوضچه آب با دماهای 27°C ، 60° و 80° استفاده شده است. در مرحله دوم آزمایش‌ها، که مربوط به بررسی تاثیرات مقدار دوده سیلیسی است از یک حوضچه آب با دمای 27°C استفاده شده است.



شکل ۳: نمونه‌های ساخته شده از PRC برای آزمایش مقاومت خمشی در حالت اشباع با سطح خشک

۳- آزمایش‌ها و نتایج

۳-۱- بررسی تاثیر دما

۳-۱-۱- مقاومت فشاری

مقاومت فشاری نمونه‌های مکعبی 50 در 50 در 50 میلیمتری که در سنین ۳، ۷ و ۲۸ روزه در دماهای 27°C ، 60° و 80° عمل‌آوری شده‌اند، مطابق با استاندارد *ASTM C109/C109-08*، تعیین شد. نمونه‌های ساخته شده برای این آزمایش، قبل و بعد از انجام آزمایش، در شکل‌های ۴ و ۵ دیده می‌شود. نتایج حاصل از این آزمایش در جدول ۱۰ و شکل‌های ۶ و ۷ نشان داده شده است.



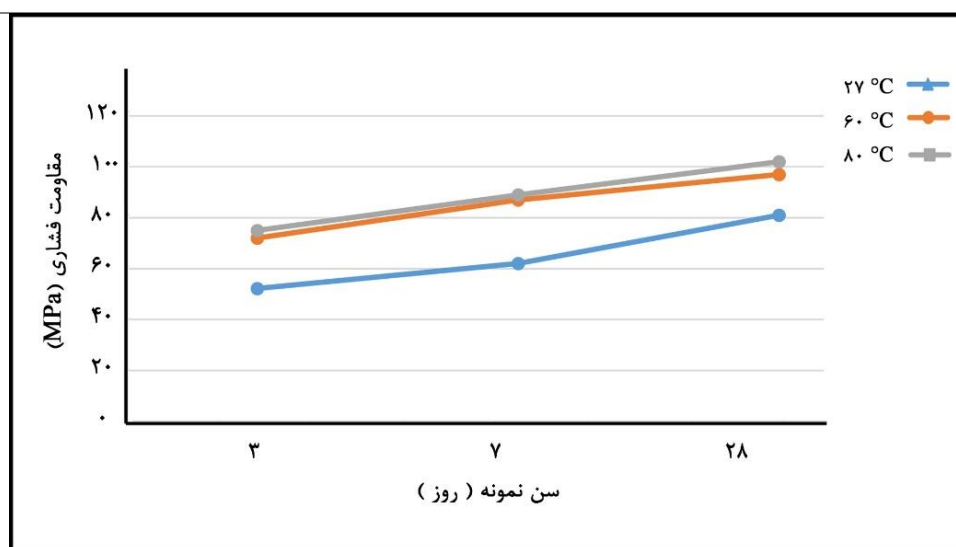
شکل ۴: بخشی از نمونه‌های ساخته شده از PRC برای آزمایش مقاومت فشاری



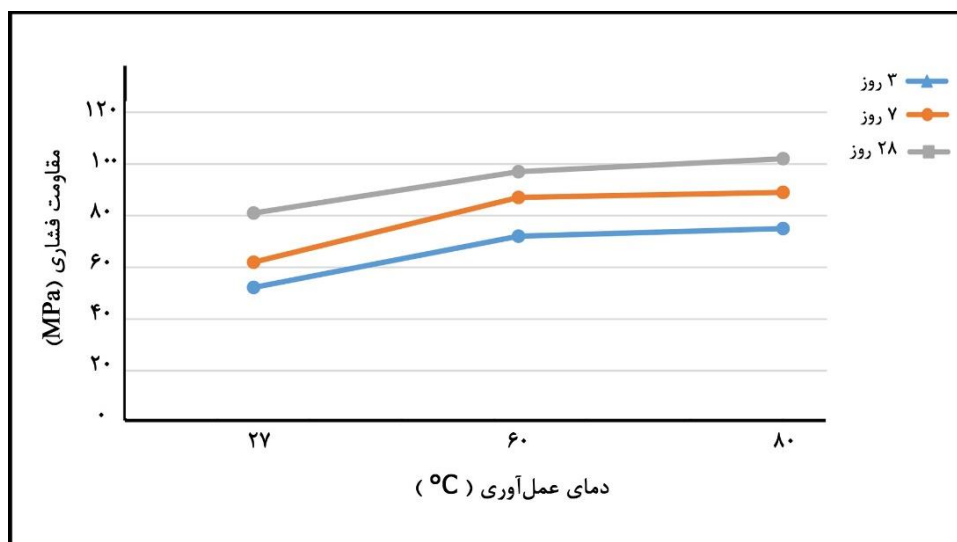
شکل ۵: نمونه ساخته شده از PRC بعد از انجام آزمایش مقاومت فشاری

جدول ۱۰: نتایج آزمایش‌های تاثیر دمای محیطی بر مقاومت فشاری نمونه‌ها (MPa)

دمای عمل‌آوری (درجه سلسیوس)	سن نمونه		
	۳ روزه	۷ روزه	۲۸ روزه
۲۷	۵۲/۲	۶۲	۸۱
۶۰	۷۲	۸۷	۹۷
۸۰	۷۵	۸۹	۱۰۲



شکل ۶: تاثیر دمای عمل‌آوری بر روی مقاومت فشاری در سنین عمل‌آوری مختلف (محور افقی نشان‌دهنده سن نمونه‌ها می‌باشد.)



شکل ۷: تاثیر دمای عمل‌آوری بر روی مقاومت فشاری در سنین عمل‌آوری مختلف (محور افقی نشان‌دهنده دمای عمل‌آوری می‌باشد).

با توجه به نمودار شکل ۷ مقاومت فشاری نمونه‌های عمل‌آوری شده در حوضچه آب با دمای 60°C نسبت به نمونه‌های عمل‌آوری شده در دمای 27°C ، در سنین ۳، ۷ و ۲۸ روزه به ترتیب $37/9$ ، $40/3$ و $19/8$ درصد افزایش یافته‌است. همچنین این افزایش در نمونه‌های عمل‌آوری شده در حوضچه آب با دمای 60°C نسبت به نمونه‌های عمل‌آوری شده در دمای 27°C ، در سنین ۳، ۷ و ۲۸ روزه به ترتیب $43/7$ ، $43/5$ و $25/9$ درصد است.

از شکل ۷ مشخص می‌شود که نمونه‌هایی که در آب با دمای 60°C و 80°C عمل‌آوری شده‌اند، مقاومت فشاری قابل‌توجهی در ۷ روز اول دارند که به ترتیب ۸۷ و ۸۹ مگاپاسکال ثبت شده‌است. این نتایج از مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن پودری واکنشی تحت عمل‌آوری در آب 27°C که مقدار 81MPa است، بیشتر می‌باشند.

این نتایج نشان می‌دهد که دمای عمل‌آوری تاثیر قابل‌توجهی بر روی مقاومت اولیه RPC دارد. این افزایش مقاومت اولیه ناشی از هیدراتاسیون سریع سیمان در دماهای بالای عمل‌آوری می‌باشد. همچنین، واکنش‌های پوزولانی در دماهای بالای عمل‌آوری سرعت پیدا می‌کند.

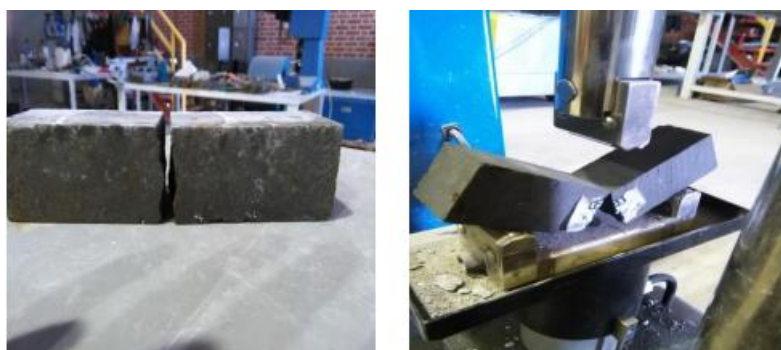
با تقسیم مقاومت فشاری ۷ روزه بر ۲۸ روزه در سه دمای 27°C ، 60°C و 80°C به ترتیب $0/76$ ، $0/89$ و $0/87$ به دست می‌آید که نشان می‌دهد سرعت رشد مقاومت، در روزهای ۸ الی ۲۸ عمل‌آوری در آب با دمای 27°C نسبت به عمل‌آوری در دماهای بالا بیشتر است.

به‌هرحال، واکنش‌های پوزولانی و واکنش‌های هیدراتاسیونی در RPC در سنین اولیه با عمل‌آوری در آب 60°C و 80°C سرعت پیدا می‌کند و با افزایش سن به‌تدریج کاهش می‌یابد؛ در نتیجه از ۷ روز اول به بعد دیگر نیازی به عمل‌آوری در آب با دماهای بالاتر نمی‌باشد و می‌توان در شرایط استاندارد بتن را عمل‌آوری نمود.

از شکل ۳ مشاهده می‌شود که تفاوت قابل‌توجهی در سرعت رشد مقاومت بین بتنی که در آب با دمای 60°C و بتنی که در آب با دمای 80°C عمل‌آوری شده‌است، وجود ندارد. تنها تفاوت افزایش جزئی مقاومت فشاری در عمل‌آوری با آب 80°C می‌باشد. در نتیجه برای عمل‌آوری در آب با دمای بالا مقدار 60°C می‌تواند مقداری بهینه باشد.

۳-۱-۲- مقاومت خمشی

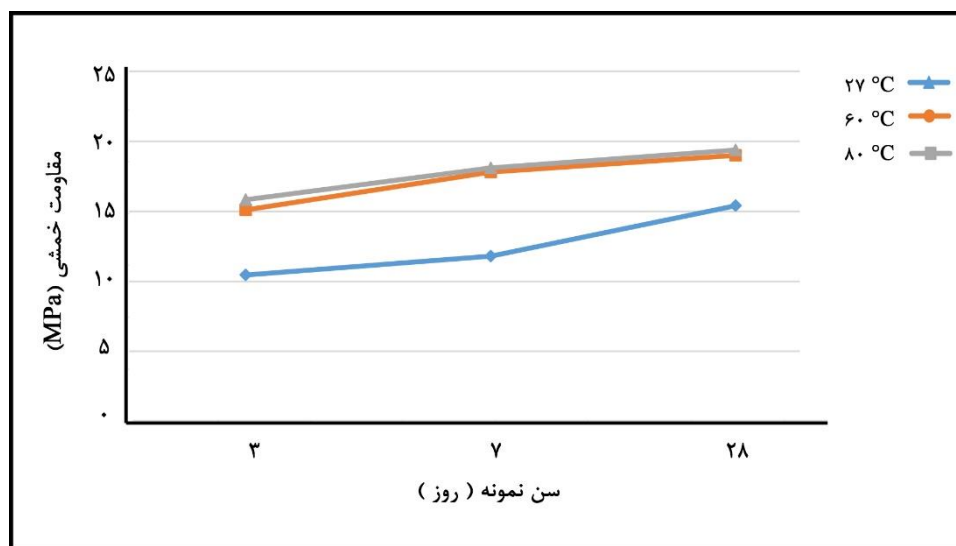
مقاومت خمشی نمونه‌های منشوری $40 \times 40 \times 160$ میلیمتری مطابق با استاندارد $ASTM\ C348-08$ که در سنین ۳، ۷ و ۲۸ روزه در دماهای 27°C ، 60°C و 80°C عمل‌آوری شده‌اند، تعیین شد. یکی از نمونه‌های ساخته شده برای این آزمایش، بعد از انجام آزمایش، در شکل ۸ دیده می‌شود. نتایج حاصل از این آزمایش در جدول ۱۱ و شکل ۹ نشان‌داده شده‌است



شکل ۸: نمونه ساخته شده از PRC بعد آزمایش مقاومت خمشی

جدول ۱۱: نتایج آزمایش‌های تاثیر دمای محیطی بر مقاومت خمشی نمونه‌ها (MPa)

دمای عمل آوری (درجه سلسیوس)	سن نمونه		
	۳ روزه	۷ روزه	۲۸ روزه
۲۷	۱۰/۴۵	۱۱/۸	۱۵/۴
۶۰	۱۵/۱	۱۷/۸	۱۹
۸۰	۱۵/۸۳	۱۸/۱	۱۹/۳۸



شکل ۹: تاثیر دمای عمل آوری بر روی مقاومت خمشی در سنین عمل آوری مختلف

با توجه به نمودار شکل ۹ مقاومت خمشی نمونه‌های عمل آوری شده در حوضچه آب با دمای 60°C نسبت به نمونه‌های عمل آوری شده در دمای 27°C ، در سنین ۳، ۷ و ۲۸ روزه به ترتیب $44/5$ ، $50/8$ و $23/4$ درصد افزایش داشته است. همچنین این افزایش در نمونه‌های عمل آوری شده در حوضچه آب با دمای 60°C نسبت به نمونه‌های عمل آوری شده در دمای 27°C ، در سنین ۳، ۷ و ۲۸ روزه به ترتیب $51/5$ ، $53/4$ و $25/8$ درصد است. از شکل ۹ مشخص می‌شود که نمونه‌هایی که در آب با دمای 60°C و 80°C عمل آوری گشته‌اند، همانند نتایج حاصل از مقاومت فشاری، مقاومت خمشی قابل توجهی در ۷ روز اول دارند که به ترتیب $17/8$ و $18/1$ مگاپاسکال ثبت شده است. این نتایج از مقاومت ۲۸ روزه نمونه‌هایی که در آب با دمای 27°C به مقدار قابل توجهی بیشتر است که نشان از تاثیر دمای آب عمل آوری بر روی مقاومت خمشی در سنین اولیه را دارد.

با تقسیم مقاومت خمشی ۷ روزه بر ۲۸ روزه در سه دمای ۲۷، ۶۰ و ۸۰ درجه سلسیوس به ترتیب ۰/۹۳، ۰/۷۷ و ۰/۹۳ به دست می‌آید که نشان می‌دهد سرعت رشد مقاومت خمشی در عمل‌آوری در آب با دمای ۲۷ °C نسبت به عمل‌آوری در دماهای بالا بیشتر است (در روزهای ۸ الی ۲۸ عمل‌آوری). این مورد برای آزمایش مقاومت فشاری نیز مشاهده شده‌است؛ زیرا واکنش پوزولانی در RPC در سنین اولیه در عمل‌آوری با آب با دماهای ۶۰ و ۸۰ °C به سرعت شتاب پیدا می‌کند و با افزایش سن به تدریج کاهش می‌یابد.

۳-۱-۳- مقاومت کششی

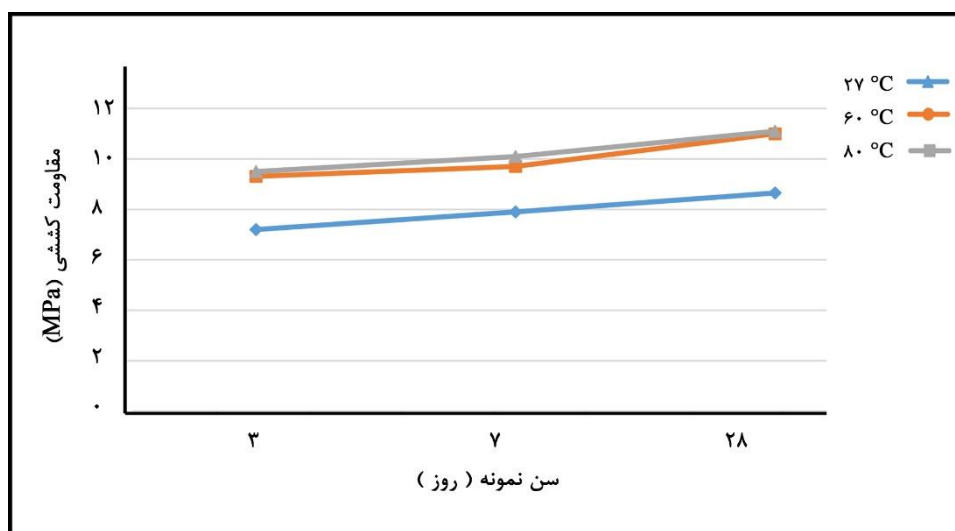
مقاومت کششی نمونه‌های بریکتی ساخته شده از بتن پودری واکنشی که در سنین ۳، ۷ و ۲۸ روزه در دماهای ۲۷، ۶۰ و ۸۰ °C عمل‌آوری شده‌اند، تعیین شده‌است. یکی از نمونه‌های ساخته شده برای این آزمایش، بعد از انجام آزمایش، در شکل ۱۰ دیده می‌شود. نتایج حاصل از این آزمایش در جدول ۱۲ و شکل ۱۱ نشان‌داده شده‌است.



شکل ۱۰: نمونه ساخته شده از PRC بعد آزمایش مقاومت کششی

جدول ۱۲: نتایج آزمایش‌های تاثیر دمای محیطی بر مقاومت کششی نمونه‌ها (MPa)

دمای عمل‌آوری (درجه سلسیوس)	سن نمونه		
	۳ روزه	۷ روزه	۲۸ روزه
۲۷	۷/۲	۷/۹	۸/۶۵
۶۰	۹/۳۱	۹/۷	۱۱
۸۰	۹/۵	۱۰/۱	۱۱/۱



شکل ۱۱: تاثیر دمای عمل‌آوری بر روی مقاومت کششی در سنین عمل‌آوری مختلف

دمای بالا باعث سرعت بیشتر واکنش‌های هیدراتاسیون و واکنش‌های پوزولانی می‌شود و همانند آزمایش‌های مقاومت فشاری و خمشی، نتایج حاصل از آزمایش مقاومت کششی نیز در دمای بالا به‌خصوص در سن ۷ روز اول مقدار قابل توجهی می‌باشد. از شکل ۱۱ مشاهده می‌شود که مقادیر مقاومت کششی در دمای عمل‌آوری 60°C و 80°C به یکدیگر نزدیک می‌باشد.

۳-۱-۴- جذب آب حین عمل‌آوری

در آزمایش‌های مربوط به این مقاله جذب آب حین عمل‌آوری در سنین موردنظر، با اندازه‌گیری وزن نمونه‌ها توسط ترازوی دیجیتال قبل و بعد از عمل‌آوری، طبق رابطه‌ی (۱) محاسبه می‌شود. بعد از گذشت ۲۴ ساعت از آماده‌سازی نمونه‌ها، با احتیاط از قالب خارج شده و وزن می‌شوند. سپس نمونه‌ها در داخل سه حوضچه آب با سه دمای مختلف برای عمل‌آوری قرار داده می‌شوند. در ادامه در روز سوم، هفتم و بیست‌وهشتم نمونه‌ها از آب خارج و پس از خشک شدن سطوح آنها با حوله، وزن می‌شوند. ملاحظه می‌گردد که متوسط وزن نمونه‌ها در سن ۷ روزه بیشتر از ۳ روزه و در سن ۲۸ روزه بیشتر از ۷ روزه می‌باشد. نتایج حاصل از این توزین‌ها در رابطه (۱) قرار داده شده و جذب آب حین عمل‌آوری بدست می‌آید که در جدول ۱۳ و شکل ۱۲ نشان داده شده‌است.

$$(1) \quad \text{جذب آب حین عمل‌آوری} = \frac{(\text{جرم قبل از عمل‌آوری} - \text{جرم بعد از عمل‌آوری})}{\text{جرم قبل از عمل‌آوری}} \times 100$$

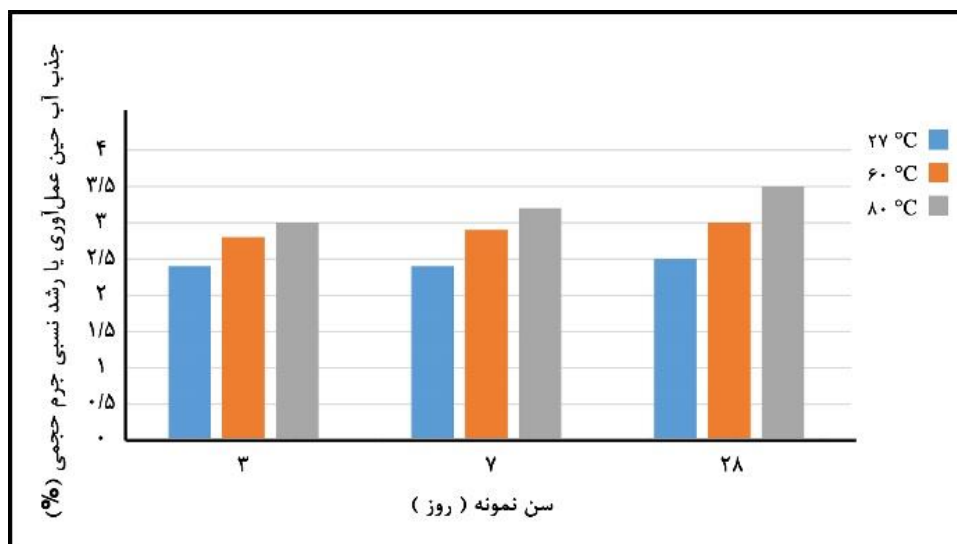
رابطه (۱) در واقع معادل است با رابطه (۲) به شرح ذیل که رشد چگالی را نشان می‌دهد؛ یعنی اگر صورت و مخرج کسر طرف دوم رابطه (۱) بر حجم نمونه تقسیم شود، رابطه (۲) بدست می‌آید:

$$(2) \quad \text{رشد نسبی جرم حجمی} = \frac{(\text{جرم حجمی قبل از عمل‌آوری} - \text{جرم حجمی بعد از عمل‌آوری})}{\text{جرم حجمی قبل از عمل‌آوری}} \times 100$$

جذب آب در حین عمل‌آوری نشان‌دهنده پیشرفت واکنش‌های هیدراتاسیون می‌باشد. به همین علت با پیشرفت واکنش‌های هیدراتاسیون به مرور زمان مقداری از آب آزاد موجود در داخل لوله‌های موئینه به آب مولکولی تبدیل شده و وزن مخصوص بتن اندکی افزایش خواهد یافت. این افزایش وزن مخصوص مربوط به خمیر سیمان موجود در بتن می‌باشد از این رو در بتن پودری واکنشی که مقدار خمیر سیمان در واحد حجم بتن بیشتر است، این افزایش چگالی بیشتر از بتن معمولی خواهد بود.

جدول ۱۳: نتایج جذب آب حین عمل‌آوری یا رشد نسبی جرم حجمی (برحسب درصد)

دمای عمل‌آوری (درجه سلسیوس)	سن نمونه		
	۳ روزه (%)	۷ روزه (%)	۲۸ روزه (%)
۲۷	۲/۴	۲/۴	۲/۵
۶۰	۲/۸	۲/۹	۳
۸۰	۳	۳/۲	۳/۵



شکل ۱۲: تاثیر دمای آب عمل آوری بتن بر روی جذب آب حین عمل آوری یا بر روی رشد نسبی جرم حجمی

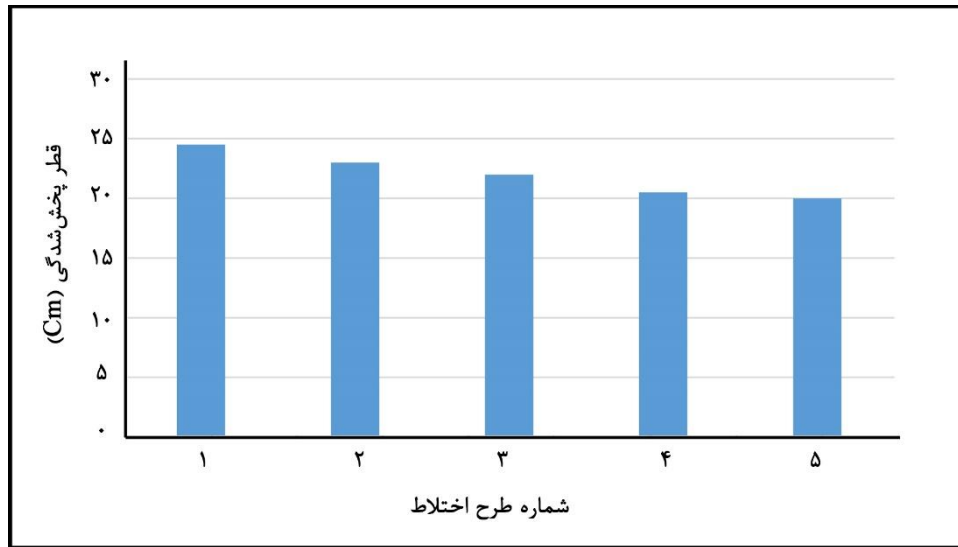
علت افزایش جذب آب حین عمل آوری، با افزایش دما این است که واکنش‌های هیدراتاسیون و واکنش‌های پوزولانی در *RPC* با افزایش دما افزایش می‌یابد. این افزایش در تمام سنین مشاهده شده است. در سن ۲۸ روزه در دمای آب عمل آوری 80°C مقدار آن $3/5$ درصد است که بیشترین مقدار آن نسبت به سایر سنین و دماها می‌باشد. علت افزایش جرم حجمی، افزایش کریستال‌های ناشی از ادامه واکنش‌های هیدراتاسیون مواد سیمانی و همچنین افزایش واکنش‌های پوزولانی می‌باشد. واضح است که چگالی آب در حالت آب مولکولی بیشتر از چگالی آب در حال آب ژل می‌باشد و چگالی آب ژل نیز بیشتر از چگالی آب معمولی است.

۳-۲- بررسی تغییرات مقدار دوده سیلیسی

۳-۲-۱- روانی

بتن *RPC* روانی بالایی دارد، لذا اندازه‌گیری اسلامپ غیر عملی می‌باشد. بنابراین، برای بتن‌های با اسلامپ بالا و ملات‌ها براساس استاندارد *ASTM C230/C230 M* از آزمون میز جریان برای اندازه‌گیری ویژگی‌های روانی استفاده می‌شود. در این آزمایش قطر پخش شدگی بتن اندازه‌گیری می‌گردد. نتایج حاصل از آزمایش میز جریان در شکل ۱۳ آمده است.

با توجه به نتایج، افزایش دوده سیلیسی سبب افت روانی بتن پودری واکنشی گردیده است. علت اصلی این موضوع سطح مخصوص بالای ذرات دوده سیلیسی در ساختار خمیر سیمان است. در آزمایش میز جریان مقدار سیلان برابر افزایش قطر قاعده ملات می‌باشد که به صورت درصدی از قطر اولیه (قطر اولیه ملات در داخل مخروط ناقص برنجی ۱۰ سانتی‌متر می‌باشد) بیان می‌گردد. مقدار توصیه شده آیین‌نامه *ASTM* مابین ۱۰۰ الی ۱۱۵ می‌باشد، یعنی این افزایش قطر ۱۰ الی ۱۱/۵ سانتی‌متر باشد و به همین جهت قطر پخش شدگی مابین ۲۰ الی ۲۱/۵ سانتی‌متر مناسب است (یعنی روانی لازم و کافی را دارد). چون هدف اینجا ساخت بتنی بسیار ریزدانه، یکنواخت و دارای روانی مناسب برای بتن ریزی درجا می‌باشد، به همین علت اگر قطر پخش شدگی کمی هم از محدوده توصیه شده بیشتر باشد، ایرادی نداشته و بتن ریزی راحت‌تر انجام می‌شود.



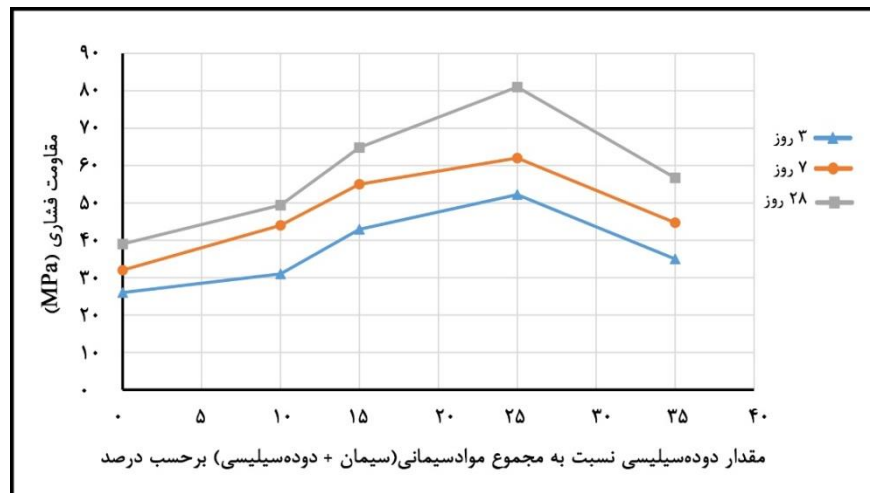
شکل ۱۳: نتایج آزمون میز جریان

۳-۲-۲- مقاومت فشاری

مقاومت فشاری نمونه‌های مکعبی ۵۰ در ۵۰ در ۵۰ میلیمتری مطابق با استاندارد *ASTM C109/C109-08* که در سنین ۳، ۷ و ۲۸ روزه در دمای ۲۷ درجه سلسیوس عمل‌آوری شده‌اند، تعیین شد. نتایج حاصل از این آزمایش در جدول ۱۴ و شکل ۱۴ نشان داده شده‌است.

جدول ۱۴: نتایج آزمایش‌های تاثیر مقدار دوده سیلیسی بر مقاومت فشاری نمونه‌ها

شماره طرح	نسبت دوده سیلیسی به مجموع موادسیمانی (%)	سن نمونه		
		۳ روزه (MPa)	۷ روزه (MPa)	۲۸ روزه (MPa)
۱	۰	۲۶	۳۲	۳۹
۲	۱۰	۳۱	۴۴	۴۹/۴
۳	۱۵	۴۲/۹	۵۵	۶۴/۸
۴	۲۵	۵۲/۲	۶۲	۸۱
۵	۳۵	۳۵	۴۴/۷	۵۶/۷



شکل ۱۴: تاثیر تغییرات دوده سیلیسی بر مقاومت فشاری RPC

با توجه به نمودار شکل ۱۴، مقاومت فشاری نمونه‌های با جایگزینی ۲۵ درصد دوده سیلیسی در سنین ۳، ۷ و ۲۸ روزه سنین نسبت به نمونه‌های جایگزینی ۱۰ درصد دوده سیلیسی، به ترتیب ۶۶/۳، ۴۰/۹ و ۶۴/۰ درصد افزایش یافته‌است؛ و این افزایش‌ها نسبت به نمونه‌های با جایگزینی صفر درصد (بدون دوده سیلیسی)، متناظرا برابر ۱۰۰/۸، ۹۳/۸ و ۱۰۷/۷ درصد می‌باشد.

با بررسی شکل ۱۴ این نتیجه حاصل می‌شود که جایگزینی دوده سیلیسی با سیمان در محدوده ۱۵ تا ۲۵ درصد وزن مواد سیمانی، مقاومت فشاری بیشتری نسبت به سایر درصدهای استفاده شده از آن می‌دهد؛ زیرا، اختلاف قابل توجهی به ترتیب در مقادیر جایگزینی ۱۰ و ۳۵ درصد با مقادیر جایگزینی ۱۵ و ۲۵ درصد مشاهده می‌شود. حداکثر مقاومت فشاری در طرح شماره ۴ (جایگزینی ۲۵٪) اتفاق می‌دهد و بیانگر این است که مقدار بهینه دوده سیلیسی به همراه عمل‌آوری کافی برای رسیدن به مقاومت، مورد نیاز است.

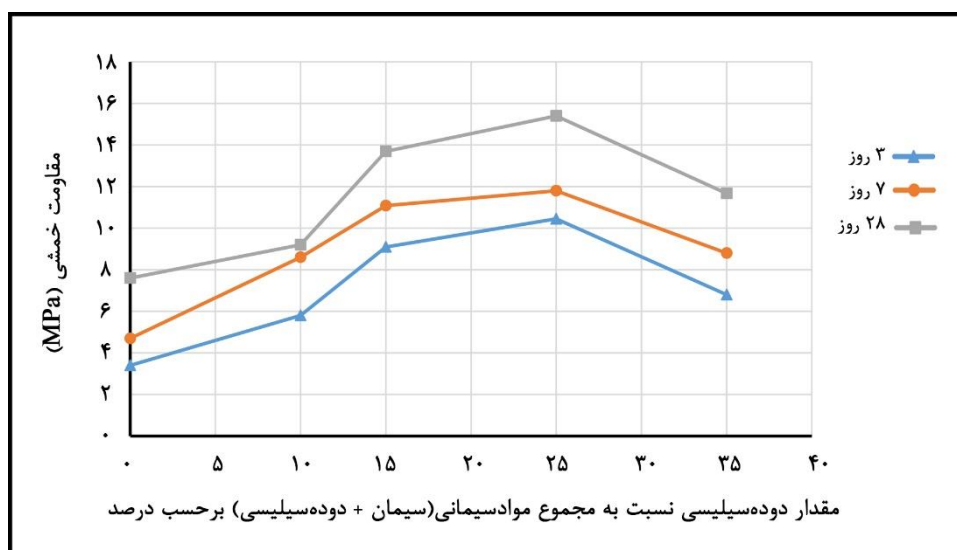
لازم به ذکر است که درصد خلوص انواع دوده سیلیسی و همچنین مواد موجود در ناخالصی‌های آن، کمی فرق میکند لذا برای انواع دوده‌های سیلیسی که در کارخانه‌های مختلف تولید میشوند این آزمایش‌ها باید تکرار گردد.

۳-۲-۳- مقاومت خمشی

مقاومت خمشی نمونه‌های منشوری ۱۶۰ در ۴۰ در ۴۰ میلیمتری مطابق با استاندارد *ASTM C348-08* که در سنین ۳، ۷ و ۲۸ روزه در دمای ۲۷ °C عمل‌آوری شده‌اند، تعیین شد. نتایج حاصل از این آزمایش در جدول ۱۵ و شکل ۱۵ نشان داده شده‌است.

جدول ۱۵: نتایج آزمایش‌های تاثیر مقدار دوده سیلیسی بر مقاومت خمشی نمونه‌ها

شماره طرح	نسبت دوده سیلیسی به مجموع مواد سیمانی (%)	سن نمونه		
		۳ روزه (MPa)	۷ روزه (MPa)	۲۸ روزه (MPa)
۱	۰	۳/۴	۴/۷	۷/۶
۲	۱۰	۵/۸	۸/۶	۹/۲
۳	۱۵	۹/۱	۱۱/۰۸	۱۳/۷
۴	۲۵	۱۰/۴۵	۱۱/۸	۱۵/۴
۵	۳۵	۶/۸	۸/۸	۱۱/۶۷



شکل ۱۵: تاثیر تغییرات دوده سیلیسی بر مقاومت خمشی RPC

با توجه به نمودار شکل ۱۵، مقاومت خمشی نمونه‌های با جایگزینی ۲۵ درصد دوده سیلیسی در سنین ۳، ۷ و ۲۸ روزه سنین نسبت به نمونه‌های جایگزینی ۱۰ درصد دوده سیلیسی، به ترتیب ۸۰/۲، ۳۷/۲ و ۶۷/۴ درصد افزایش یافته‌است؛ و این افزایش‌ها نسبت به نمونه‌های با جایگزینی صفر درصد (بدون دوده سیلیسی)، متناظرا برابر ۲۰۷/۴، ۱۵۱/۱ و ۱۰۲/۶ درصد می‌باشد.

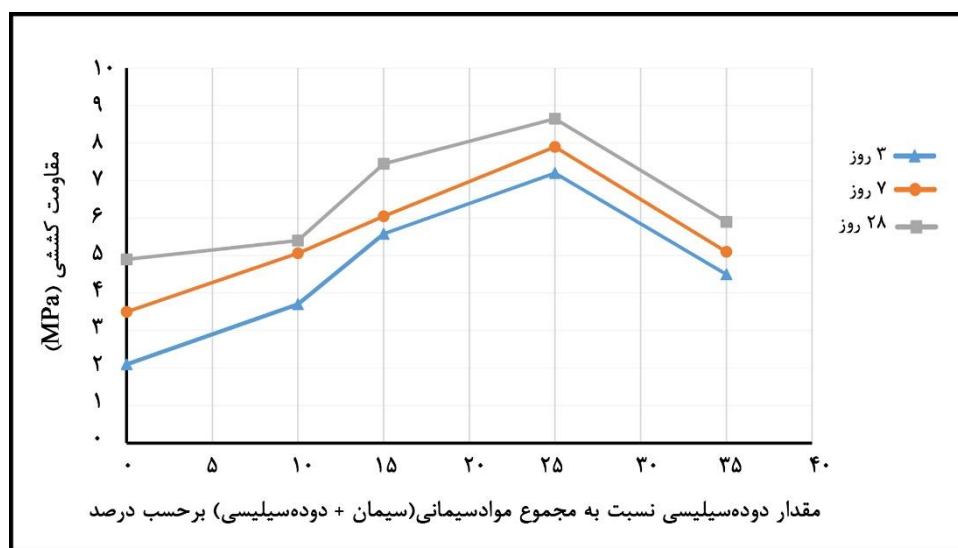
طرح اختلاط ۳ و ۴ که به ترتیب در آن‌ها از ۱۵ و ۲۵ درصد دوده سیلیسی استفاده شده‌است، مقاومت خمشی قابل توجهی نسبت به طرح‌های دیگر دارد. به نظر می‌رسد که استفاده از دوده سیلیسی در بازه ۱۵ تا ۲۵ درصد وزن مواد سیمانی را می‌توان به عنوان مقدار بهینه شده در نظر گرفت.

۳-۲-۴- مقاومت کششی

مقاومت کششی نمونه‌های بریکتی ساخته شده از بتن پودری واکنشی در سنین ۳، ۷ و ۲۸ روزه که در دمای $27^{\circ}C$ عمل‌آوری شده‌اند، تعیین شده‌است. نتایج حاصل از این آزمایش در جدول ۱۶ و شکل ۱۶ نشان داده شده‌است. ارتباط بین مقاومت‌های کششی، خمشی و فشاری در بتن با دوده سیلیسی مشابه با ارتباط این مقاومت‌ها با یکدیگر در بتن معمولی می‌باشد. افزایش مقاومت فشاری با استفاده از دوده سیلیسی منجر به افزایش نسبی در مقاومت کششی و خمشی می‌شود. با توجه به نتایج، مشاهده می‌شود که افزایش مقاومت در طرح اختلاط شماره ۴ نسبت به سایر طرح‌ها بیشتر است. این مورد در نمودارهای مقاومت فشاری و خمشی نیز مشاهده شده‌است.

جدول ۱۶: نتایج آزمایش‌های تاثیر مقدار دوده سیلیسی بر مقاومت کششی نمونه‌ها

شماره طرح	نسبت دوده سیلیسی به مجموع مواد سیمانی (%)	سن نمونه		
		۳ روزه (MPa)	۷ روزه (MPa)	۲۸ روزه (MPa)
۱	۰	۲/۱	۳/۵	۴/۹
۲	۱۰	۳/۷	۵/۰۶	۵/۴
۳	۱۵	۵/۵۸	۶/۰۵	۷/۴۵
۴	۲۵	۷/۲	۷/۹	۸/۶۵
۵	۳۵	۴/۵	۵/۱	۵/۹



شکل ۱۶: تاثیر تغییرات دوده سیلیسی بر مقاومت کششی RPC

۴- نتیجه گیری

نتایج حاصل از آزمایش‌ها با استفاده از مصالح بومی می‌باشد که ممکن است از لحاظ کمی با نتایج آزمایش‌های سایر محققان متفاوت باشد؛ ولی در زمان انجام آزمایش‌ها تمامی معیارها برای رسیدن به نتایجی با کمترین خطا رعایت شده است. لازم به ذکر است که در ساختن بتن پودری واکنشی، در این تحقیق از دستگاه اتوکلاو استفاده نشده است تا بتوان به راحتی به صورت بتن ریزی درجا در پروژه‌ها مورد استفاده قرارداد. همچنین از الیاف فولادی استفاده نشده است. این موارد موجب شده است که مقاومت فشاری، کمتر از مخلوط‌های مشابه باشد در عین حال مقاومت همه نمونه‌ها برای استفاده در پروژه‌های ساختمانی خیلی بیشتر از مقدار لازم می‌باشد.

نمونه‌ها در داخل حوضچه‌های آب عمل‌آوری شده‌اند و در مرحله اول که مربوط به بررسی تاثیرات دمای محیطی می‌باشد، از سه حوضچه آب با دماهای 27°C ، 60°C و 80°C استفاده شده است. برای مرحله دوم آزمایش‌ها، که مربوط به بررسی تاثیرات مقدار دوده سیلیسی می‌باشد از یک حوضچه آب با دمای 27°C استفاده شده است. نتایج حاصل از آزمایش‌ها نشان می‌دهد که دمای عمل‌آوری تاثیر قابل توجهی بر روی مقاومت اولیه *RPC* دارد. این افزایش مقاومت اولیه ناشی از هیدراتاسیون سریع سیمان در دماهای بالای عمل‌آوری نسبت به دمای پایین‌تر است. همچنین واکنش‌های پوزولانی در دماهای بالای عمل‌آوری، سرعت پیدا می‌کند.

مقاومت فشاری نمونه‌های عمل‌آوری شده در حوضچه آب با دمای 60°C نسبت به نمونه‌های عمل‌آوری شده در دمای 27°C ، در سنین ۳، ۷ و ۲۸ روزه به ترتیب $37/9$ ، $40/3$ و $19/8$ درصد افزایش یافته است. افزایش‌های مقاومت خمشی در حالت‌های مذکور متناظرا برابر $44/5$ ، $50/8$ و $23/4$ درصد می‌باشد.

مقاومت فشاری نمونه‌های عمل‌آوری شده در حوضچه آب با دمای 80°C نسبت به نمونه‌های عمل‌آوری شده در دمای 27°C ، در سنین ۳، ۷ و ۲۸ روزه به ترتیب $43/7$ ، $43/5$ و $25/9$ درصد افزایش داشته است؛ همچنین افزایش‌های مقاومت خمشی در حالت‌های مذکور متناظرا برابر $51/5$ ، $53/4$ و $25/8$ درصد می‌باشد. مشابه همین نتایج در مقاومت کششی نیز مشاهده می‌شود.

نمونه‌های ساخته شده از *RPC* در دمای بالای آب عمل‌آوری، در سنین پایین به مقاومت بهینه می‌رسند و دیگر نیازی به عمل‌آوری در دمای بالا نمی‌باشد؛ زیرا هیدراتاسیون سیمان و همچنین واکنش‌های پوزولانی در *RPC* در سنین اولیه در عمل‌آوری با آب گرم سرعت بیشتری دارد و با افزایش سن به تدریج از سرعت آن کاسته می‌شود. در حالت عمل‌آوری به صورت غوطه‌وری در آب، دمای 60°C یک دمای اپتیمم محسوب می‌شود؛ زیرا دمای 80°C هرچند که مقاومت‌های فشاری، کششی و خمشی بالاتری را نشان داده ولی افزایش مقاومت‌ها نسبت به دمای 60°C خیلی جزئی می‌باشد.

باتوجه به شکل ۶ ملاحظه می‌شود که هم افزایش سن *RPC* و هم افزایش دمای آب عمل‌آوری، بر روی جرم حجمی تاثیر مستقیمی داشته و باعث افزایش آن می‌شود که کاهش نفوذپذیری را در پی خواهد داشت. علت افزایش جرم حجمی، افزایش کریستال‌های ناشی از ادامه واکنش‌های هیدراتاسیون مواد سیمانی و همچنین افزایش واکنش‌های پوزولانی می‌باشد (با توجه اینکه چگالی آب در حالت آب مولکولی بیشتر از چگالی آب در حالت آب ژل بوده و چگالی آب ژل نیز بیشتر از چگالی آب معمولی می‌باشد). در شکل ۶ مقادیر افزایش جرم حجمی در سن‌های مختلف و در دماهای مختلف نشان داده شده است. در سن ۲۸ روزه مقادیر افزایش جرم حجمی برای دمای عمل‌آوری 27°C ، 60°C و 80°C به ترتیب برابر 30 ، $2/5$ و $3/5$ درصد می‌باشد.

نتایج حاکی از آن است که افزایش دوده سیلیسی در ترکیب بتن پودری واکنشی منجر به کاهش روانی بتن می‌شود؛ زیرا ذرات دوده سیلیسی ریزتر از دانه‌های سیمان بوده و در نتیجه سطح مخصوص بیشتری داشته و آب ژلی بیشتری در اطراف ذرات خود نگه می‌دارد. از آنجایی که نسبت آب به مواد سیمانی ثابت نگه داشته شده، این مسئله موجب کاهش روانی می‌گردد. در بررسی تاثیر تغییرات دوده سیلیسی به این نتیجه می‌رسیم که وجود دوده سیلیسی در *RPC*

برای رسیدن به مشخصات مکانیکی مطلوب ضروری می‌باشد، ولی برای رسیدن به نتیجه بهتر در نظر گرفتن مقدار بهینه، موثر می‌باشد.

مقاومت فشاری نمونه‌های با جایگزینی ۲۵ درصد دوده سیلیسی در سنین ۳، ۷ و ۲۸ روزه سنین نسبت به نمونه‌های جایگزینی ۱۰ درصد دوده سیلیسی، به ترتیب ۶۶/۳، ۴۰/۹ و ۶۴/۰ درصد افزایش یافته‌است؛ و این افزایش‌ها نسبت به نمونه‌های با جایگزینی صفر درصد (بدون دوده سیلیسی)، متناظرا برابر ۱۰۰/۸، ۹۳/۸ و ۱۰۷/۷ درصد می‌باشد.

مقاومت خمشی نمونه‌های با جایگزینی ۲۵ درصد دوده سیلیسی در سنین ۳، ۷ و ۲۸ روزه سنین نسبت به نمونه‌های جایگزینی ۱۰ درصد دوده سیلیسی، به ترتیب ۸۰/۲، ۳۷/۲ و ۶۷/۴ درصد افزایش یافته‌است؛ و این افزایش‌ها نسبت به نمونه‌های با جایگزینی صفر درصد (بدون دوده سیلیسی)، متناظرا برابر ۲۰۷/۴، ۱۵۱/۱ و ۱۰۲/۶ درصد می‌باشد. مشابه همین نتایج را می‌توان از نتایج مربوط به مقاومت کششی هم بدست آورد.

مقدار بهینه دوده سیلیسی در محدوده ۱۵ تا ۲۵ درصد وزن موادسیمانی می‌باشد البته از لحاظ مقاومت فشاری، مقدار دوده سیلیسی به اندازه ۲۵ درصد وزن موادسیمانی بیشترین مقاومت را نتیجه می‌دهد؛ این روند در مقاومت خمشی و کششی نیز مشاهده شده‌است. اما از لحاظ روانی مشکل دارد و مجبور به افزایش مقدار فوق‌روان‌کننده هستیم که این مسئله موجب افزایش هزینه‌ها خواهد بود.

۵- قدردانی و تشکر

این تحقیق در آزمایشگاه بتن و مصالح ساختمانی دانشگاه شهید مدنی آذربایجان انجام گرفته است و از همکاری همه مسئولین مربوطه، مخصوصا کارشناس محترم آزمایشگاه تشکر و قدردانی می‌گردد.

منابع

- [1] Lee, M.-G., Y.-C. Wang and C.-T. Chiu. "A preliminary study of reactive powder concrete as a new repair material", *Construction and building materials*, 21(1):182-189 (2007).
- [2] Gao, X.Y., B. Eng, S.M.S. Rahman and S. Millard. "Mix Design and Impact Response of Fibre Reinforced and Plain Reactive Powder", *PhD diss., RMIT University* (2008).
- [3] Maalej, M., S. Quek and J. Zhang. "Behavior of Hybrid-Fiber Engineered Cementitious Composites Subjected to Dynamic Tensile Loading and Projectile Impact", *Journal of Materials in Civil Engineering*, 17:143-152 (2005).
- [4] Oh, B., S. Cha, B.S. Jang and S. Jang, "Development of high-performance concrete having high resistance to chloride penetration", *Nuclear Engineering and Design*, 212:221-231 (2002).
- [5] Lee, N.P. and Chishlom, D. H. "Reactive Powder Concrete", *Study Report SR 146* (2005).
- [6] Chen, B., T.-P. Chang, C. Wu and J.-J. Wang. "Performance of Reactive Powder Concrete (RPC) with different curing conditions and its retrofitting effects on concrete member", *In Concrete repair, rehabilitation and retrofitting II*, CRC Press, pp. 443-444 (2008).
- [7] Mostofinejad, D., Nikoo, M.R. and Hosseini, S.A. "Determination of optimized mix design and curing conditions of reactive powder concrete (RPC)." *Construction and Building Materials*, 123, pp.754-767 (2016).
- [8] Ju, Y., K. Tian, H. Liu, H.W. Reinhardt, and L., Wang. "Experimental investigation of the effect of silica fume on the thermal spalling of reactive powder concrete." *Construction and Building Materials* 155, pp. 571-583 (2017).
- [9] Zhang, B., H. Tan, W. Shen, G. Xu, B. Ma and X. Ji. "Nano-silica and silica fume modified cement mortar used as Surface Protection Material to enhance the impermeability", *Cement and Concrete Composites*, 92, (2018).

- [10] Vigneshwari, M., K. Arunachalam, and A. Angayarkanni. "Replacement of silica fume with thermally treated rice husk ash in Reactive Powder Concrete." *Journal of Cleaner Production*, 188, pp.264-277 (2018).
- [11] Bayraktar, O.Y., G. Saglam-Citoglu, C.M. Belgin, S. Cetin, and M. Cetin. "Investigation of effect of brick dust and silica fume on the properties of portland cement mortar." *Fresenius Environmental Bulletin*, 28(no.11),pp.7823-7832, (2019).
- [12] Elbasir, O.M., A. Araba, M.B. Miskeen, S. Nser, and N.M. Bushahewa. "Effect of Addition Silica Fume to the workability, Strength and Permeability of Concrete". *Journal of Pure & Applied Sciences*, 18(4). (2019).
- [13] Mayhoub, Ola A., El-Sayed AR Nasr, Yehia A. Ali, and Mohamed Kohail. "The influence of ingredients on the properties of reactive powder concrete: A review." *Ain Shams Engineering Journal*, 12(1), pp.145-158 (2021).
- [14] Shen, L., Q. Li, W. Ge, and S. Xu. "The mechanical property and frost resistance of roller compacted concrete by mixing silica fume and limestone powder: Experimental study", *Construction and Building Materials*,10;239:117882, (Apr 2020).
- [15] Ahmed, S., Z. Al-Dawood, F. Abed, M.A. Mannan, and M. Al-Samarai. "Impact of using different materials, curing regimes, and mixing procedures on compressive strength of reactive powder concrete-A review." *Journal of Building Engineering.*, 44, p.103238 (2021).
- [16] Mousavi Fard, S.J. and M. Raisi "Influence evaluation of key mix design parameters of reactive powder concrete on compressive strength " *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 52 (11), 655-658 , (۲۰۲۱)(In persian).
- [17] J. Newman, B.S. Choo. *Advanced concrete technology set*, Elsevier (2003).
- [18] P. Richard, M. Cheyrezy "Composition of reactive powder concretes", *Cement and Concrete Research*, 25(7), pp.1501-1511 (1995).
- [19] K. Wille, A.E. Naaman, G.J. Parra-Montesinos "Ultra-High-Performance Concrete with Compressive Strength Exceeding 150 MPa (22 ksi): A Simpler Way", *Aci Materials Journal*, 108, pp.46-54 (2011).
- [20] Tam, C. M., Tam, V. W. Y. and Ng, K. M., "Optimal conditions for producing reactive powder concrete" *Magazine of Concrete Research.*, 62, No. 10, pp.701-716 (2010).

An Investigation on Engineering Properties of Self-Compacting Geopolymer Concrete by Taguchi Method

Shahriar Abdolazade

PhD Candidate, Department of Civil Engineering, Bu-Ali Sina University, Hamedan, Iran

Mahmoud Nili*

Associate Professor, Department of Civil Engineering, Bu-Ali Sina University, Hamedan, Iran
nili36@yahoo.co.uk

Research paper

Abstract

In the present study, due to sustainable development and eco-friendly aims, alkali activated slag and fly ash were used as the geopolymer binder instead of cement in self-compacting concretes. The alkaline solution consisted of sodium hydroxide and sodium silicate solutions. Binder content was between 500-700 kg/m³ and water to binder (W/B) ratio varied from 0.45 to 0.48. Na₂O percentages were in the range of 5 - 7% and three ratios of coarse to fine aggregate (25/75, 30/70, 35/65) were used. Design of experiments was based on orthogonal L9 array of Taguchi methodology. A total of nine main mixes and three validation mixes were prepared. Fresh concrete characteristics and mechanical properties including compressive strength, splitting tensile strength, modulus of elasticity and water absorption were evaluated. The results demonstrated that the binder content and coarse to fine aggregate ratio were the most influential parameters on the mechanical properties. The highest compressive strength, splitting tensile strength and modulus of elasticity were belonging to the mixture with low W/B ratio and higher binder content by 58 MPa, 4.5 MPa and 32 GPa, respectively. Moreover, Taguchi method has a good capability ($R^2 \geq 0.967$) to analyze and predict the mechanical properties of self-compacting geopolymer concrete.

Keyword: Self Compacting Geopolymer Concrete, Slag, Fly Ash, Modulus of Elasticity, Taguchi Method

*Corresponding Author: Mahmoud Nili

abdolazade, S., Nili, M. An investigation on Engineering properties of Self-Compacting Geopolymer Concrete by Taguchi Method. *Journal of Concrete Structures and Materials*, 2022; 7(2): 227-246.

<http://doi.org/10.30478/jcsm.2023.389867.1313>

© ۲۰۲۱ ۱۵۸۲۸-۲۵۳۸ The Authors. Published by Iranian Concrete Society

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

ارزیابی خصوصیات مهندسی بتن‌های خودتراکم ژئوپلیمری با استفاده از روش تاگوچی

شهریار عبدالله زاده

دانشجوی دکتری مهندسی عمران-سازه، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه بوعلی سینا، همدان، ایران

محمود نبیلی*

دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه بوعلی سینا، همدان، ایران

نویسنده مسئول

نوع مقاله: مقاله پژوهشی

چکیده

در پژوهش حاضر در راستای توسعه پایدار و حفظ محیط زیست، از سرباره و خاکستر بادی فعال شده در محیط قلیایی، به عنوان مواد چسباننده ژئوپلیمری جایگزین سیمان، در ساخت و ارتقا خصوصیات بتن‌های خودتراکم ژئوپلیمری استفاده گردیده است. محلول فعال ساز قلیایی حاوی سدیم هیدروکسید و سدیم سیلیکات مایع بوده است. عیار مواد چسباننده ۵۰۰-۷۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب و نسبت آب به مواد چسباننده ۰/۴۵-۰/۴۸ بوده است. درصد یون سدیم ۵-۷ درصد عیار مواد چسباننده و نسبت سنگدانه درشت به ریز در سه سطح ۲۵/۷۵، ۳۰/۷۰ و ۳۵/۶۵ استفاده گردیده است. طراحی آزمایش‌ها با استفاده از روش تاگوچی و براساس آرایه متعامد $L9$ بوده است. ۹ طرح مخلوط اصلی و ۳ طرح مخلوط صحت‌سنجی بتن خودتراکم ژئوپلیمری ساخته شده است. مشخصات بتن تازه و خصوصیات مکانیکی از جمله مقاومت‌های فشاری و کششی دونیم‌شدن، مدول الاستیسیته و جذب آب بتن‌های خودتراکم ژئوپلیمری ارزیابی گردیده است. عیار مواد چسباننده و نسبت سنگدانه درشت به ریز بیشترین اثر را بر خصوصیات مکانیکی بتن‌های سخت شده، داشته‌اند. حداکثر مقاومت‌های فشاری و کششی دونیم‌شدن ۵۸ و ۴/۵ مگاپاسکال، مدول الاستیسیته ۳۲ گیگاپاسکال و حداقل جذب آب ۲/۸ درصد حاصل شده است. خصوصیات مکانیکی بتن‌های خودتراکم ژئوپلیمری با دقت مناسبی $(R^2 \geq 0.967)$ با روش تاگوچی قابل تحلیل و پیش‌بینی بوده است.

کلمات کلیدی: بتن خودتراکم ژئوپلیمری، سرباره، خاکستر بادی، مدول الاستیسیته، طراحی آزمایش تاگوچی

امروزه احداث سازه‌های پیچیده به‌منظور توسعه زیرساخت‌های عمرانی در سطح جهان رو به گسترش است. بتن به‌عنوان پرکاربردترین مصالح در پروژه‌های عمرانی، نقش کلیدی در اجرای چنین سازه‌هایی دارا است. بتن خودتراکم یکی از بتن‌های نوین طی دو دهه گذشته در صنعت ساخت بوده است که نیازی به تراکم در حین اجرا ندارد و از این حیث هزینه اجرایی کمتری نسبت به بتن معمولی دارد [۱]. به‌کارگیری بتن‌های خودتراکم در اجزای بتنی با تراکم زیاد میلگرد با کارایی بیشتر و با توجه به کسب مقاومت‌های فشاری و مدول الاستیسیته بیشتر از بتن معمولی، مورد توصیه محققین و پیمانکاران امور اجرایی است [۲-۴]. این نوع بتن دارای سه ویژگی اصلی قابلیت پرکردن، قابلیت عبور کردن و مقاومت در برابر جداسدگی است که کارایی آن را نسبت به بتن‌های معمولی ارتقا داده است [۳، ۶۵].

از سوی دیگر تولید سیمان به‌عنوان یکی از اجزای اصلی بتن موجب تولید ۶-۷ درصدی گازهای گلخانه‌ای جهان می‌گردد که اثرات جبران‌ناپذیری بر محیط‌زیست دارد [۷ و ۸]. طبق آخرین بررسی‌ها در سال ۲۰۲۰ میلادی، به ازای هر تن سیمان حدود ۰/۸۶ - ۰/۹۲ تن کربن‌دی‌اکسید تولید می‌گردد [۹]. مشکلات تولید گازهای گلخانه‌ای، کمبود منابع اولیه و صرف انرژی زیاد در فرایند تولید سیمان، محققین را بر آن داشته است تا به دنبال استفاده از مصالح جایگزین سیمان در بتن باشند [۱۰-۱۵]. ساخت بتن‌های ژئوپلیمری از جمله راه‌کارهای مهندسی است که علاوه بر ارتقا خصوصیات مکانیکی بتن، با توجه به استفاده از مواد زائد صنعتی مانند سرباره و خاکستر بادی، از جنبه حفظ محیط‌زیست نیز بسیار حائز اهمیت است [۱۵]. در بتن‌های ژئوپلیمری، ژئوپلیمراسیون مجموعه فرایندهای جداسازی سیلیس (Si) و آلومینا (Al) از ترکیب مواد اولیه آلومینوسیلیکاتی مانند سرباره و خاکستر بادی در یک محیط قلیایی و سپس چینش منظم‌تر ترکیبات آلومینوسیلیکاتی (Si-O-) تحت عنوان مونومر و سخت شدن آن‌ها است [۱۰، ۱۱، ۱۷-۱۹]. خصوصیات مکانیکی از جمله مقاومت‌های فشاری و کششی و دوام بتن‌های ژئوپلیمری بسیار مشابه با بتن‌های معمولی و مدول الاستیسیته آن‌ها کمتر از بتن‌های معمولی گزارش شده است [۲۰ و ۲۱]. در نتایج تحقیقات مختلفی مقاومت فشاری بیش از ۵۰ مگاپاسکال در بتن‌های ژئوپلیمری گزارش گردیده است که در کنار کسب مقاومت کششی بالا در سنین اولیه، می‌تواند از مزیت‌های به‌کارگیری این نوع بتن در ساخت تیر و ستون‌های بتنی باشد [۲۲-۲۵]. البته عوامل متعددی بر رفتار مکانیکی بتن‌های ژئوپلیمری تأثیرگذارند. مهمترین عامل در کسب مقاومت فشاری، مقدار و نوع ماده اولیه آلومینوسیلیکاتی مورد استفاده است؛ به طوری که افزودن سرباره به ترکیب ژئوپلیمری حاوی خاکستر بادی، ارتقا مقاومت فشاری بتن خودتراکم ژئوپلیمری را به دنبال داشته است [۲۷ و ۲۸]. همچنین با تغییر نوع مواد فعال ساز از سدیم سیلیکات به سدیم هیدروکسید، افت مقاومت فشاری و کارایی گزارش شده است [۲۹]. ضمن آن که تأثیر درصد یون سدیم بر مقاومت فشاری و کششی بتن‌های خودتراکم ژئوپلیمری از اثر آب به مواد چسباننده، بارزتر گزارش شده است [۲۷]. با توجه تحقیقات صورت گرفته، تلاش برای استفاده از مواد ژئوپلیمری در بتن‌های خودتراکم ایده مناسبی است که علاوه بر بهبود شرایط زیست‌محیطی با کاهش تولید کربن‌دی‌اکسید به میزان بیش از ۳۰ درصد نسبت به بتن معمولی، از خصوصیات ویژه خودتراکمی بتن که منجر به ارتقا خصوصیات مکانیکی می‌گردد نیز، بهره می‌گیرد [۷، ۲۶، ۲۹ و ۳۰].

علیرغم نیاز به اجرای سریع و ایمن سازه‌های بتنی با تراکم میلگرد زیاد و لزوم رعایت حفاظت از محیط‌زیست، هنوز به‌کارگیری بتن‌های خودتراکم ژئوپلیمری محدود می‌باشد. لذا در پژوهش حاضر سعی بر آن است که بتن‌های خودتراکم ژئوپلیمری از طریق فعال‌سازی سرباره کوره بلند آهن‌گدازی و استفاده هم‌زمان از خاکستر بادی ساخته شده و خصوصیات بتن تازه و خصوصیات مکانیکی شامل مقاومت فشاری، مقاومت کششی، مدول الاستیسیته و همچنین نفوذپذیری این نوع بتن ارزیابی گردد.

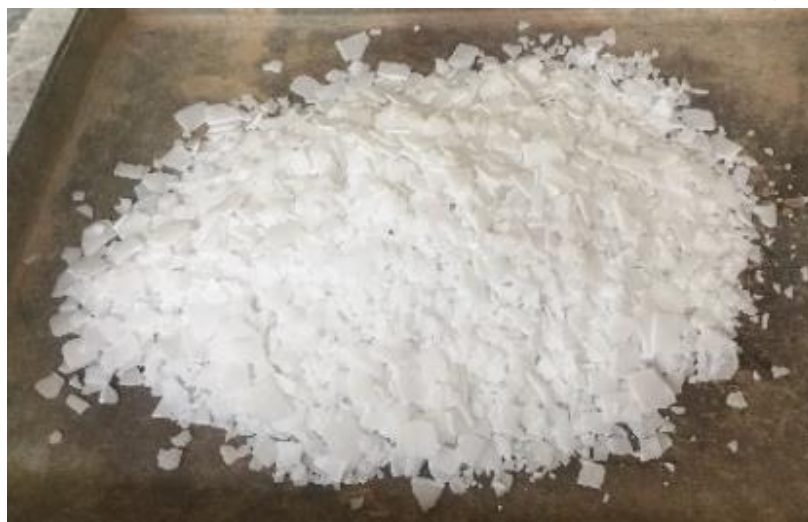
۲- مواد و مصالح

از سرباره کوره بلند آهن‌گذاری ذوب‌آهن اصفهان (سرباره) برای ساخت مخلوط‌های ژئوپلیمری در این پژوهش استفاده گردیده است. بتن‌های ژئوپلیمری حاوی سرباره، زمان گیرش کوتاهی در پیش‌ساخت‌های آزمایشگاهی داشته‌اند. لذا از خاکستر بادی (FA) کلاس F بر اساس ASTM C618 [۳۳] محصول کشور آفریقای جنوبی، به میزان ۱۵ درصد جایگزین سرباره در هر مخلوط به منظور اصلاح خصوصیات بتن تازه و سخت‌شده استفاده گردیده است. ذرات کروی شکل خاکستربادی، کارایی بتن‌های ژئوپلیمری را افزایش می‌دهد [۳۴]. سطح ویژه سرباره و خاکستربادی به ترتیب برابر با ۴۲۰۰ و ۲۹۰۰ سانتی‌متر مربع بر گرم و چگالی سرباره و خاکستربادی نیز به ترتیب ۲/۹۰ و ۲/۳۵ بوده است. ترکیب شیمیایی سرباره و خاکستربادی مورد استفاده بر اساس اطلاعات شرکت‌های تولید کننده، در جدول ۱ ارائه شده است.

جدول ۱- ترکیبات شیمیایی سرباره و خاکستر بادی (%)

نام	ترکیب شیمیایی	سرباره	خاکستربادی
اکسید کلسیم	CaO	۳۷/۷۷	۰/۷۹
اکسید سیلیسیوم	SiO ₂	۳۷/۹۴	۶۲/۸۶
اکسید آلومینیوم	Al ₂ O ₃	۱۱/۰۱	۲۸/۲۴
اکسید منیزیم	MgO	۹/۰۳	۰/۸۲
اکسید آهن	Fe ₂ O ₃	۰/۴۵	۳/۷۸
اکسید سدیم	Na ₂ O	۰/۶۳	۱/۱۳
اکسید پتاسیم	K ₂ O	۰/۶۶	۰/۱۳
اکسید گوگرد	SO ₃	۰/۲۶	.
افت ناشی از احتراق (LOI)	.	۰/۰۲	۱/۲۰

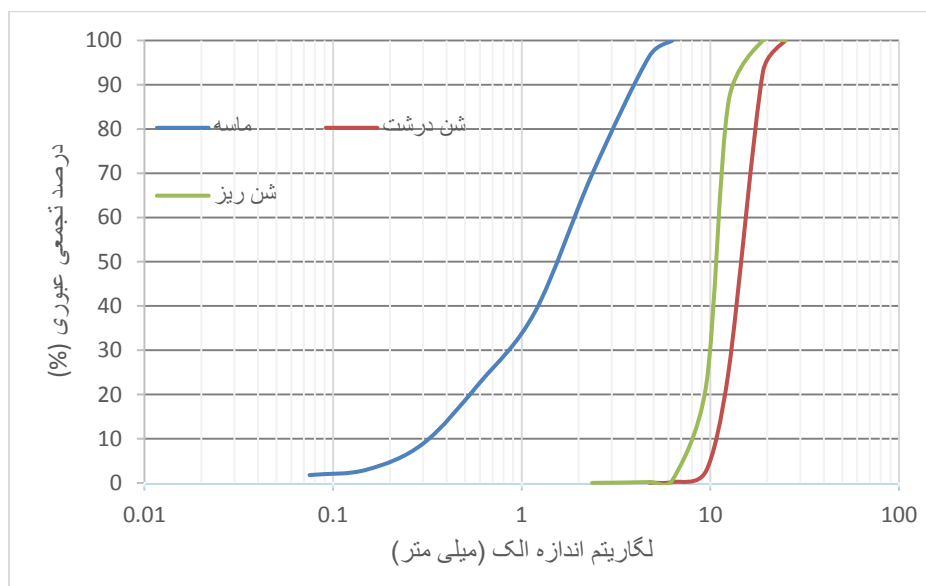
فعال‌سازی شیمیایی سرباره و خاکستر بادی با مخلوطی از سدیم هیدروکسید (NaOH) محلول در آب و سدیم سیلیکات مایع (Na₂SiO₃) به‌عنوان محلول قلیایی، انجام گرفته است. ذرات پولکی شکل NaOH دارای خلوص ۹۹ درصدی بوده‌اند (شکل ۱).



شکل ۱- ذرات پولکی شکل سدیم هیدروکسید

در این پژوهش، Na₂SiO₃ مورد استفاده، حاوی (Na₂O) ۱۴/۴٪ + (SiO₂) ۳۴/۶٪ + (H₂O) ۵۱٪ و دارای چگالی ۱۵۶۰ کیلوگرم بر مترمکعب بوده است. به‌منظور جلوگیری از گیرش سریع و آزادسازی گرمای ناشی از انحلال،

پولک‌های $NaOH$ یک روز قبل از ساخت بتن، در آب حل شده‌اند. مجموع Na_2O موجود در محلول $NaOH$ و محلول Na_2SiO_3 در سه رده ۵، ۶ و ۷ درصد وزنی عیار مواد چسباننده (سربراره و خاکستر بادی) در نظر گرفته شده است. مدول فعال‌ساز، حاصل نسبت اکسید سیلیس به اکسید سدیم (SiO_2/Na_2O)، در همه مخلوط‌ها برابر ۱ بوده است. نسبت خالص آب به مواد چسباننده در محدوده ۰/۴۵-۰/۴۸ در نظر گرفته شده است. همچنین آب موجود در محلول‌های $NaOH$ و Na_2SiO_3 به‌عنوان بخشی از کل آب در طرح‌های مخلوط در نظر گرفته شده است. از ماسه رودخانه‌ای با مدول نرمی ۳/۶ و شن با حداکثر اندازه ۱۹ میلی‌متر طبق استاندارد $ASTM C33$ [۳۵] به‌ترتیب به‌عنوان سنگدانه‌های ریز و درشت استفاده گردیده است. به‌منظور تأمین لزجت کافی در مخلوط‌های بتن خودتراکم ژئوپلیمری، ۵ درصد وزنی سنگدانه ریز با پودر سنگ آهکی جایگزین گردیده است. نمودار دانه‌بندی مصالح و مشخصات فیزیکی سنگدانه‌ها به ترتیب در شکل ۲ و جدول ۲ نشان داده شده است.



شکل ۲- نمودار دانه بندی مصالح سنگی مورد استفاده

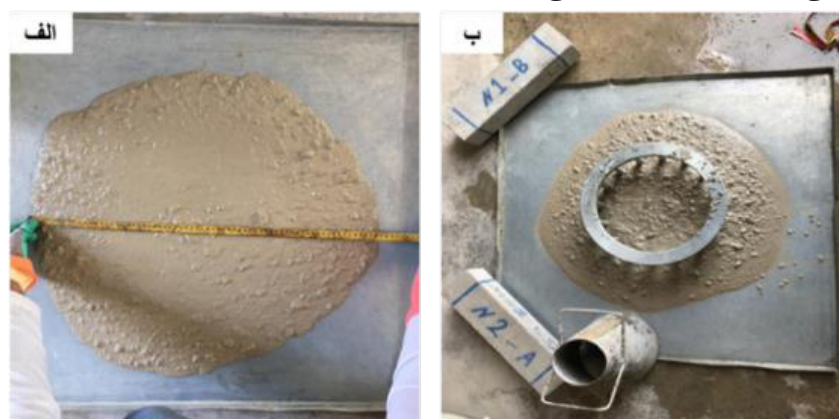
۲- مشخصات فیزیکی سنگدانه‌ها جدول

ماسه	پودر سنگ	شن		سنگدانه
		۲/۳۶-۱۲/۵ (میلی‌متر)	۹/۵-۱۹ (میلی‌متر)	
۲/۵۸	۲/۷۱	۲/۶۶	۲/۶۷	وزن مخصوص (گرم بر سانتی‌مترمکعب)
۲/۴۶	.	۰/۳	۰/۲۵	جذب آب (درصد)

۳- طرح مخلوط بتن‌های خودتراکم ژئوپلیمری

در این تحقیق تأثیر چهار عامل بر عملکرد بتن‌های خودتراکم ژئوپلیمری در حالت تازه و سخت شده، مورد ارزیابی گردیده است. مجموع مواد چسباننده بتن شامل سربراره و خاکستر بادی ($Binder$)، درصد اکسید سدیم محلول فعال‌ساز (Na_2O)، نسبت آب به مواد چسباننده (W/B) و نسبت وزنی سنگدانه درشت به ریز (C/F)، به‌عنوان تأثیرگذارترین عوامل در رفتار مخلوط‌های خودتراکم ژئوپلیمری در نظر گرفته شده است. همچنین به‌منظور طراحی آزمایش‌ها و توسعه مخلوط‌های بتنی از روش تاگوچی استفاده شده است [۳۶]. روش تاگوچی یک روش طراحی آزمایش است که با کاهش تعداد آزمایش‌ها، می‌توان اطلاعات مفیدی را با استفاده از نتایج آن

در قطعات بتنی با تراکم آرماتور زیاد را امکان‌پذیر دانست. نسبت آب به مواد چسباننده مؤثرترین عامل بر خصوصیات بتن تازه در مخلوط‌های خودتراکم ژئوپلیمری بوده است. افزایش نسبت W/B از ۰/۴۵ به ۰/۴۸ قطر پخش شدگی را افزایش داده است. البته میزان افزایش بسته به میزان عیار مواد چسباننده و سایر عوامل متغییر بوده است. در طرح‌های حاوی ۵۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب مواد چسباننده پخش‌شدگی تغییر بیشتری را داشته است. طرح‌های مخلوط حاوی مواد چسباننده ۷۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب با مقدار ژل بیشتر، توزیع یکنواخت‌تری داشته و اختلاف ارتفاع در آزمایش حلقه جی در این طرح‌ها نسبت به طرح‌های حاوی ۵۰۰ و ۶۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب مواد چسباننده، کاهش داشته است. همچنین نسبت C/F کمتر به دلیل حضور بیشتر ریزدانه در مخلوط بتن تازه، موجب ارتقا قابلیت عبور بتن‌های خودتراکم ژئوپلیمری گردیده است. انسجام مناسب بتن‌های خودتراکم ژئوپلیمری قبل از قالب‌گیری و عدم جداشدگی از جمله خصوصیات مناسب در حالت بتن تازه بوده است. وجود سدیم سیلیکات با توجه به تجزیه بیشتر ذرات سرپاره و خاکستریادی، چسبندگی بیشتری را به دنبال داشته است که می‌تواند عامل مهمی در جلوگیری از جداشدگی باشد.



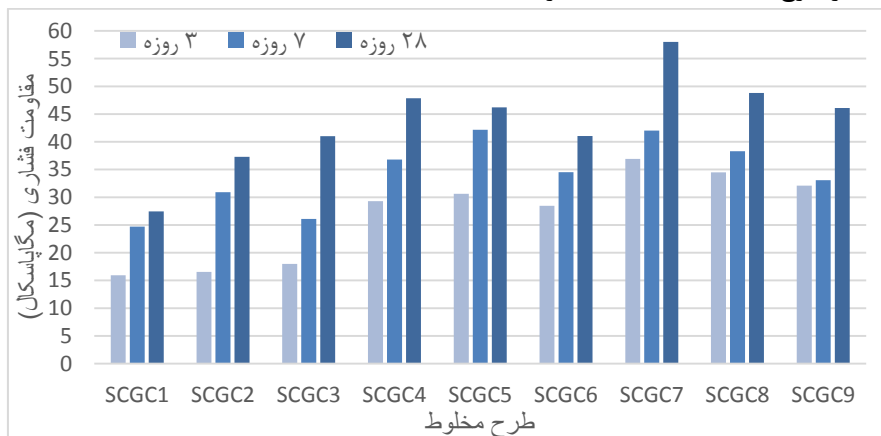
شکل ۳- توزیع یکنواخت بتن تازه خودتراکم ژئوپلیمری (SCGC4)

جدول ۶- نتایج کارایی بتن‌های خودتراکم ژئوپلیمری

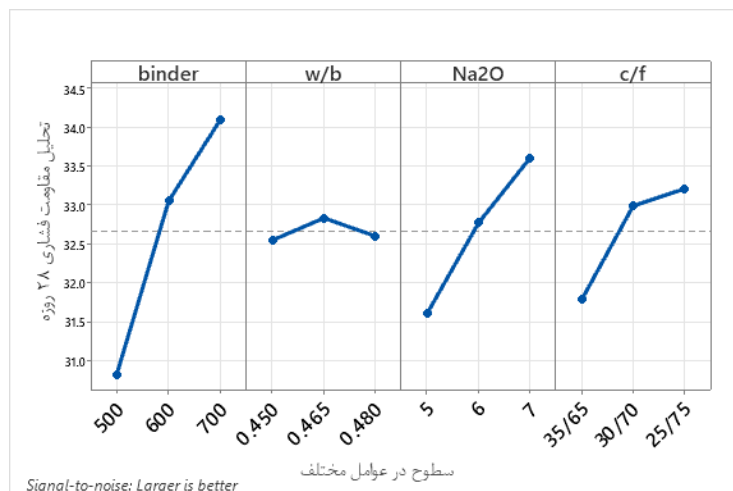
شاخص جداشدگی چشمی	J-ring (میلی‌متر)	T 50 (ثانیه)	Slump flow (میلی‌متر)	طرح مخلوط
۰	۸	۴/۶	۶۷۷	SCGC 1
۰	۸	۴/۲	۶۹۲	SCGC 2
۰	۵	۳/۳	۷۴۵	SCGC 3
۰	۶	۴/۳	۶۸۹	SCGC 4
۰	۷	۳/۷	۶۷۱	SCGC 5
۰	۴	۳/۵	۷۵۶	SCGC 6
۰	۵	۳/۹	۷۰۱	SCGC 7
۰	۴	۴/۲	۷۳۸	SCGC 8
۰	۶	۴/۱	۷۳۱	SCGC 9
۰	۹	۴/۶	۷۰۴	SCGC 10
۰	۷	۴/۲	۷۲۴	SCGC 11
۰	۶	۳/۳	۶۶۸	SCGC 12
	۰-۱۰	۲-۵	۸۰۰-۶۵۰	محدوده EFNARC

۲-۴- مقاومت فشاری

نتایج مقاومت فشاری طرح‌های مخلوط در سنین ۳، ۷ و ۲۸ روز در شکل ۴ نشان داده شده است. مقاومت فشاری به‌خصوص در طرح‌های حاوی عیار مواد چسباننده ۷۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب، رشد مناسبی را تا سن ۲۸ روز داشته‌اند. کسب مقاومت فشاری در سنین اولیه در بتن‌های خودتراکم ژئوپلیمری در تحقیقات مختلفی، مناسب گزارش شده است [۴۱ و ۴۲]. ادامه روند صعودی کسب مقاومت فشاری آن‌ها، نیاز به محیط مرطوب بیشتر برای ادامه فرایند ژئوپلیمراسیون در بتن‌های خودتراکم ژئوپلیمری را نشان داده است. بیشترین مقاومت فشاری در طرح SCGC7، با عیار مواد چسباننده ۷۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب حاصل شده است. حجم ژل بیشتر در این طرح نسبت به طرح‌های مخلوط با عیار ۵۰۰ و ۶۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب، عامل اصلی کسب مقاومت فشاری ۵۸ مگاپاسکال بوده است. در حجم ژل بیشتر، مقدار بیشتر مواد فعال‌ساز باعث افزایش فعالیت سرباره و خاکسترپادی و در نتیجه تشکیل ساختار متراکم‌تر ژئوپلیمری می‌گردد. در این پژوهش، با استفاده از تحلیل نرم‌افزاری تأثیر سطوح عوامل مختلف در حالت تحلیل (S/N) بر مقاومت فشاری ۲۸ روزه در شکل ۵ نشان داده شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌گردد، تأثیرگذارترین عوامل بر مقاومت فشاری به ترتیب عیار مواد چسباننده (Binder)، درصد Na_2O ، نسبت C/F و نسبت W/B ارزیابی گردیده‌اند. همان‌طور که از نتایج شکل ۵ مشخص است، وجود خمیر بیشتر در ترکیب بتنی، عامل اصلی ایجاد چسبندگی و کسب مقاومت فشاری است. همچنین ترکیب ریزتر سنگدانه‌ها ($C/F=25/75$) اثر مثبتی بر کسب مقاومت فشاری داشته است. با توجه به سطح ویژه بیشتر در سنگدانه ریزتر، تماس بیشتری بین خمیر ژئوپلیمری و سطح سنگدانه‌ها برقرار شده و این امر موجب ارتقا مقاومت فشاری در طرح‌های با $C/F=25/75$ گردیده است.



شکل ۴- نتایج مقاومت فشاری بتن‌های خودتراکم ژئوپلیمری



شکل ۵- بررسی تأثیر سطوح عوامل مختلف بر مقاومت فشاری ۲۸ روزه در تحلیل S/N

نشریه علمی مصالح و سازه‌های بتنی، انجمن علمی بتن ایران سال هفتم، شماره ۲، شماره پیاپی ۱۴، پاییز و زمستان ۱۴۰۱

با تحلیل به روش سیگنال به نویز (S/N)، روابط رگرسیونی به منظور پیش‌بینی مقاومت فشاری و سایر خصوصیات مکانیکی در بتن‌های خودتراکم ژئوپلیمری قابل ارائه است [۳۶، ۲۷ و ۴۳]. براساس نتایج تحقیق حاضر مقاومت فشاری سنین ۳ تا ۲۸ روز بر اساس عوامل متغییر با استفاده از روابط ۱ تا ۳ قابل پیش‌بینی است. به منظور ارزیابی دقت معادلات رگرسیونی نیز نتایج آزمایشگاهی و پیش‌بینی طرح‌های صحت‌سنجی در جدول ۷ ارائه گردیده است. در روابط ۱-۳، (f_c) مقاومت فشاری برحسب مگاپاسکال در سنین مختلف است. همان‌طور که از روابط ۱-۳ مشخص است مشابه با خصوصیات بتن‌های معمولی افزایش نسبت آب به مواد چسباننده تأثیر منفی بر مقاومت فشاری بتن‌های خودتراکم ژئوپلیمری در سنین مختلف داشته است. مقادیر R^2 در جدول ۷ حاکی از آن است که روابط ارائه شده جهت پیش‌بینی مقاومت فشاری بتن‌های خودتراکم ژئوپلیمری از دقت مناسبی برخوردار می‌باشند.

$$(۱) \quad f_c = -12.1 + 0.0884 \text{ Binder} - 39.6 \text{ W/B} + 1.10 \text{ Na}_2\text{O} - 5.1 \text{ C/F} \quad (\text{روزه } ۳)$$

$$(۲) \quad f_c = 41.6 + 0.0528 \text{ Binder} - 109 \text{ W/B} + 2.12 \text{ Na}_2\text{O} - 2.4 \text{ C/F} \quad (\text{روزه } ۷)$$

$$(۳) \quad f_c = 7.9 + 0.07857 \text{ Binder} - 57.4 \text{ W/B} + 4.655 \text{ Na}_2\text{O} - 28.81 \text{ C/F} \quad (\text{روزه } ۲۸)$$

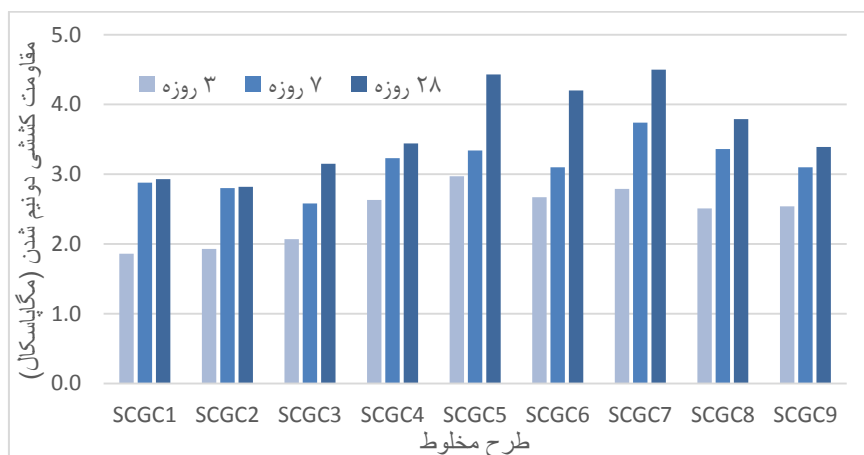
جدول ۷- صحت سنجی روابط پیش‌بینی نتایج مقاومت فشاری (مگاپاسکال)

مقاومت فشاری ۳ روزه			مقاومت فشاری ۷ روزه			مقاومت فشاری ۲۸ روزه			طرح مخلوط
پیش‌بینی	آزمایشگاه	R^2	پیش‌بینی	آزمایشگاه	R^2	پیش‌بینی	آزمایشگاه	R^2	
۱۵/۸	۱۶/۱		۲۴/۹	۲۵/۵		۲۷/۳	۲۸/۹		SCGC10
۲۶/۹	۲۸/۲	۰/۹۸۹	۳۴/۳	۳۶/۲	۰/۹۸۳	۴۳/۹	۴۲/۳	۰/۹۸۶	SCGC11
۳۷/۹	۳۶/۶		۴۳/۶	۴۲/۹		۶۰/۱	۶۲/۱		SCGC12

۴-۴- مقاومت کششی دونیم‌شدن^۱

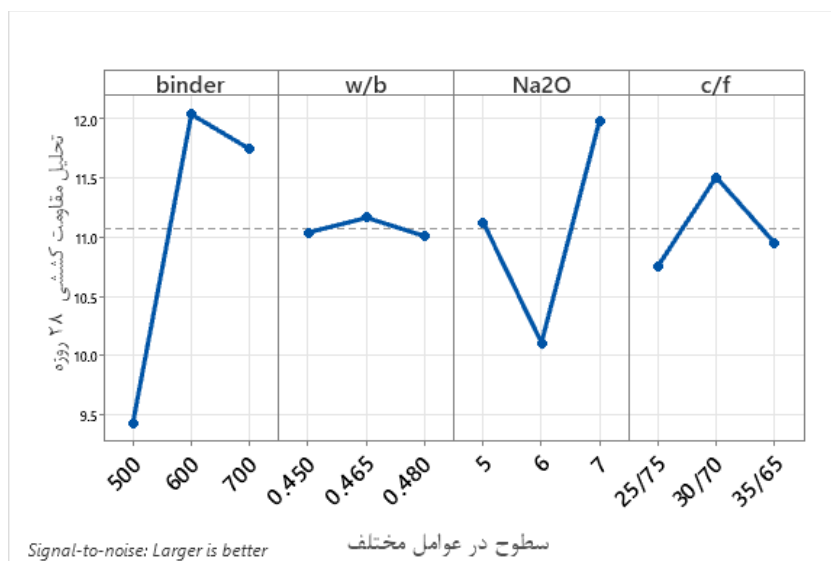
عمده ترک خوردگی‌های سطحی در قطعات بتنی مربوط به مقاومت کششی ضعیف بتن است. ترک خوردگی می‌تواند دوام و عمر مفید سازه را تهدید کند. لذا مقاومت کششی مناسب بتن با جلوگیری از ترک خوردگی و یا کاهش عرض ترک از ویژگی‌های مهم بتن سخت شده است. نتایج مقاومت کششی دونیم‌شدن، که در ادامه مقاومت کششی ذکر گردیده است، بر اساس $ASTM C496$ [۴۳] برای طرح‌های مخلوط در شکل ۶ آمده است. در بتن‌های خودتراکم ژئوپلیمری، در سن ۳ روز به دلیل تشکیل سریع ترکیبات ژئوپلیمری کسب مقاومت کششی ۲/۹۷ مگاپاسکال گزارش شده است. بیشترین مقاومت کششی ۴/۵ مگاپاسکال در سن ۲۸ روز برای طرح SCGC7 با عیار مواد چسباننده ۷۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب و فعال‌ساز با درصد یون سدیم ۷ درصد گزارش شده است. در هر سه عیار مواد چسباننده ۵۰۰، ۶۰۰ و ۷۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب، ۷ درصد Na_2O برای کسب مقاومت کششی الزامی بوده است. نتایج حاکی از آن است که محیط قلیایی با غلظت بیشتر موجب افزایش فعالیت سرباره و خاکستریادی و در نتیجه ارتقا مقاومت‌های فشاری و کششی گردیده است.

¹ Splitting tensile strength



شکل ۶- مقاومت کششی طرح‌های مخلوط خودتراکم ژئوپلیمری

تحلیل تأثیر سطوح مختلف بر مقاومت کششی نیز ارزیابی و نتایج در شکل ۷ نشان داده شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌گردد نسبت C/F در نتایج مقاومت کششی نسبت به نتایج مقاومت فشاری تأثیر مهم‌تری داشته است. لذا یافتن نسبت بهینه‌ای از دانه‌بندی سنگدانه‌ها در ساخت بتن‌های خودتراکم ژئوپلیمری ضروری به نظر می‌رسد. در تحقیق حاضر طرح‌های با $C/F = 30/70$ بیشترین مقاومت‌های کششی را در پی داشته‌اند. دلیل عمده افت مقاومت کششی در برخی از طرح‌های بتن خودتراکم ژئوپلیمری عدم فعالیت کامل سرباره و خاکستر بادی به دلیل ناکافی بودن محیط قلیایی بوده است. در واقع افزایش عیار مواد چسباننده نمی‌تواند به‌تنهایی عاملی برای کسب مقاومت کششی بیشتر در بتن‌های خودتراکم ژئوپلیمری باشد. لذا محیط قلیایی کافی باید برای فعال کردن سرباره و افزایش مقاومت کششی، فراهم باشد [۴۳].



شکل ۷- بررسی تأثیر عوامل مختلف بر مقاومت کششی ۲۸ روزه

تحلیل استاتیکی پیش‌بینی مقاومت کششی برای طرح‌های مخلوط بتن خودتراکم ژئوپلیمری انجام و نتیجه آن در روابط ۴-۶ آورده شده است. همچنین دقت نتایج پیش‌بینی و آزمایشگاهی نیز در جدول ۸ ارائه گردیده است. مشابه با روابط پیش‌بینی مقاومت فشاری، نقش مفید افزایش خمیر چسباننده و اثر منفی افزایش W/B در کسب مقاومت‌های کششی مشهود است. در روابط ۴-۶، ft مقاومت کششی دونیم‌شدن برحسب مگاپاسکال است.

$$(ft = -0.44 + 0.0033 \text{ Binder} + 0.001 \text{ W/B} + 0.132 \text{ Na}_2\text{O} + 0.25 \text{ C/F}) \quad (4)$$

$$(ft = 6.30 + 0.0032 \text{ Binder} - 11.89 \text{ W/B} + 0.053 \text{ Na}_2\text{O} + 0.218 \text{ C/F}) \quad (5)$$

$$(ft = 0.13 + 0.00463 \text{ Binder} - 1.4 \text{ W/B} + 0.193 \text{ Na}_2\text{O} + 0.54 \text{ C/F}) \quad (6)$$

جدول ۸- صحت سنجی روابط پیش‌بینی نتایج مقاومت کششی دونیم‌شدن (مگاپاسکال)

طرح مخلوط	مقاومت کششی ۲۸ روزه		مقاومت کششی ۷ روزه		مقاومت کششی ۳ روزه	
	R ²	آزمایشگاه	پیش‌بینی	آزمایشگاه	R ²	پیش‌بینی
SCGC10	۳/۱	۳	۲/۳	۲/۶	۱/۹	۲/۰
SCGC11	۰/۹۶۷	۳/۵	۲/۹	۳/۱	۰/۹۸۶	۲/۴
SCGC12	۴/۴	۴/۳	۳/۸	۳/۶	۲/۹	۲/۸

مدول الاستیسیتته

مدول الاستیسیتته بتن‌ها در سن ۲۸ روز طبق استاندارد *ASTM C469* [۴۵] و بر اساس تنش و کرنش‌های ثبت شده مطابق رابطه ۷ محاسبه و نتایج در جدول ۹ ارائه شده است.

$$E = \frac{S_2 - S_1}{\varepsilon_2 - 0.00005} \quad (7)$$

E مدول الاستیسیتته، S_1 و S_2 به ترتیب تنش در محل کرنش 0.00005 و تنش در محل 40 درصد مقاومت نهایی و ε_2 مقدار کرنش در محل تنش S_2 است.

جدول ۹- نتایج آزمایشگاهی مدول الاستیسیتته (گیگاپاسکال)

طرح مخلوط	SCGC1	SCGC2	SCGC3	SCGC4	SCGC5	SCGC6	SCGC7	SCGC8	SCGC9
مدول الاستیسیتته	۲۲/۱۲	۲۵/۳۱	۲۶/۷۴	۲۸/۶۵	۲۸/۳۳	۲۶/۱۸	۳۲/۱۹	۲۹/۴۷	۲۹/۴۵

مدول الاستیسیتته طرح‌های مخلوط بتنی در محدوده $22/12 - 32/19$ گیگاپاسکال است. افزایش عیار مواد چسباننده به 700 کیلوگرم بر مترمکعب و محیط فلیایی با 7 درصد Na_2O در طرح مخلوط *SCGC7* با تشکیل خمیر ژئوپلیمری بیشتر نسبت به سایر طرح‌های مخلوط موجب ارتقا مدول الاستیسیتته شده است. همچنین افزایش نسبت آب به مواد چسباننده از 0.45 به 0.48 نیز مشابه نتایج مقاومت فشاری و کششی، کاهش مدول الاستیسیتته را به دنبال داشته است. مدول الاستیسیتته مشخصه مهمی در تحلیل و طراحی سازه‌ها است و در تحقیقات مختلفی مدول الاستیسیتته بتن‌های ژئوپلیمری از بتن‌های معمولی کمتر گزارش شده است [۴۶، ۴۷]. به منظور مقایسه نتایج با استفاده از روابط ۸ و ۹ ارائه شده در آیین‌نامه‌های *ACI 318* [۴۸] و *CEB-FIP* [۴۹] نیز مدول الاستیسیتته بتن‌های ژئوپلیمری ارزیابی گردیده است.

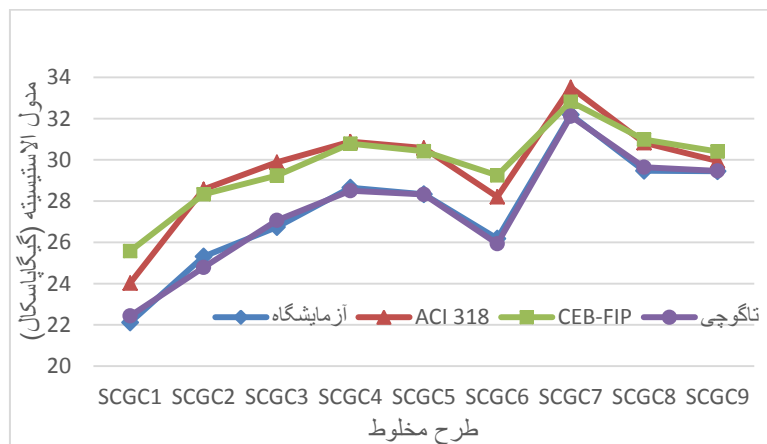
$$E = 0.043 \times Wc^{1.5} \times f_c^{0.5} \quad (8)$$

$$E = 0.85 \times 2.15 \times 10^4 \times \left(\frac{f_c}{10}\right)^{1/3} \quad (9)$$

همچنین با استفاده از تحلیل S/N روش تاگوچی نیز رابطه ۱۰ به منظور پیش‌بینی مدول الاستیسیته ارائه گردیده است.

$$E = 7.66 + 0.02823 \text{ Binder} - 6.6 \text{ W/B} + 1.582 \text{ Na}_2\text{O} - 7.93 \text{ C/F} \quad (10)$$

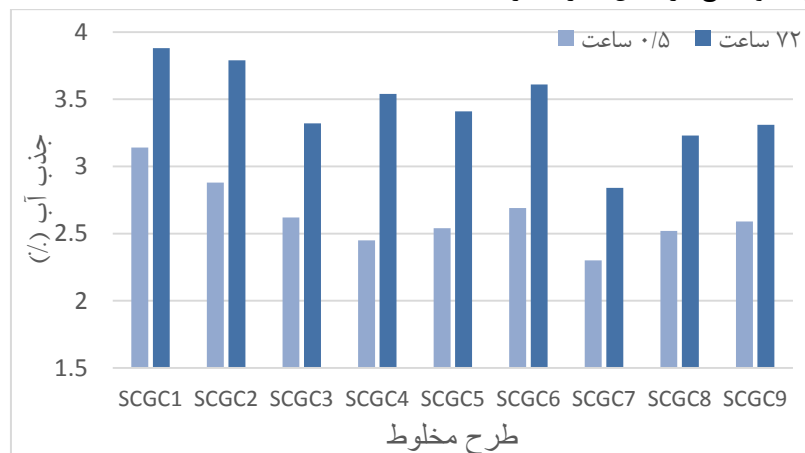
در روابط فوق، (E) مدول الاستیسیته، (f_c) مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن و (W/c) وزن مخصوص بتن می‌باشند. نتایج آزمایشگاهی و پیش‌بینی با روش‌های مختلف در شکل ۸ آمده است. بیشترین مدول الاستیسیته در طرح SCGC7 حاصل شده است. در بین عوامل مورد بررسی، ژل چسباننده شامل سرباره و خاکستر بادی فعال شده بیشترین تأثیر را بر مدول الاستیسیته طرح‌های مخلوط داشته‌اند. حضور یون Si در محیط قلیایی ژل چسباننده حاوی سدیم سیلیکات عامل ارتقا مدول الاستیسیته در طرح‌های مخلوط است [۴۷]. آیین‌نامه‌های $ACI 318$ [۴۸] و $CEB-FIP$ [۴۹] مدول الاستیسیته در بتن‌های خودتراکم ژئوپلیمری را به طور متوسط، به ترتیب حدود $7/8$ و $7/4$ درصد بیشتر ارزیابی کرده است. اما مدل پیش‌بینی ارائه شده در رابطه ۱۰ دقت بیشتری ($R^2=0/985$) را داشته است. البته به منظور تعیین دقیق مدول الاستیسیته بتن‌های خودتراکم ژئوپلیمری نیاز به بررسی‌های بیشتری می‌باشد.



شکل ۸- ارزیابی مدول الاستیسیته طرح‌های مخلوط با روابط مختلف و نتایج آزمایشگاهی

۴-۵- جذب آب

جذب آب نقش مهمی در حفظ سرویس‌دهی و دوام قطعات بتنی دارد. در تحقیق حاضر به منظور ارزیابی نفوذپذیری در بتن‌های سخت شده، بررسی میزان جذب آب بر اساس $ASTM C642$ [۵۱] بر روی نمونه‌های ۲۸ روزه مکعبی صورت گرفته و نتایج در شکل ۹ ارائه گردیده است.

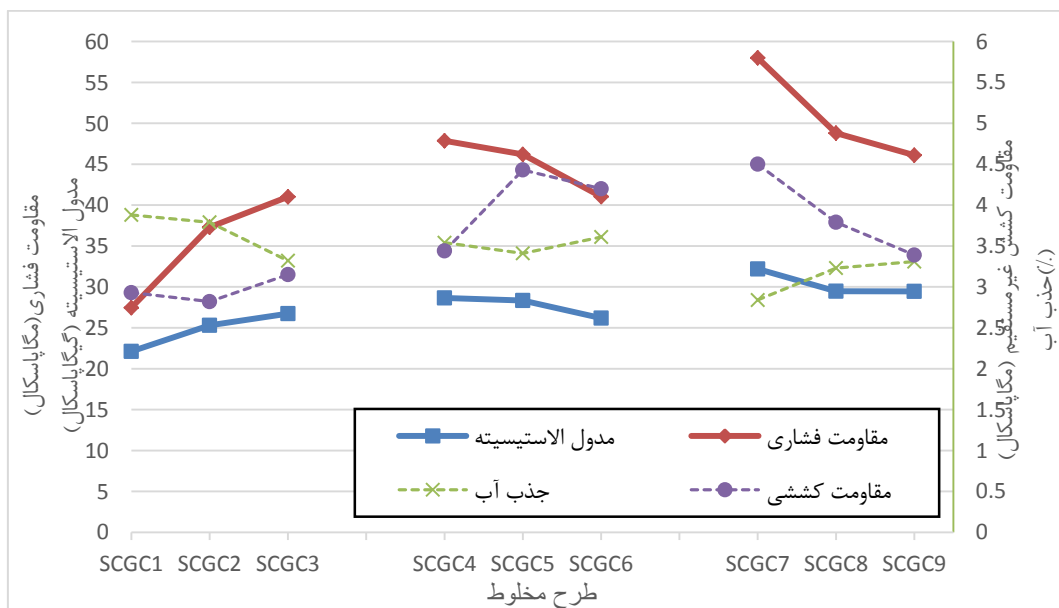


شکل ۹- جذب آب نمونه‌های بتن خودتراکم ژئوپلیمری

طرح SCGC1 حداکثر جذب آب در بین طرح‌های مخلوط را داشته است. افزایش میزان مواد چسباننده بر کاهش تخلخل بتن‌های خودتراکم ژئوپلیمری بسیار مؤثر بوده و به دلیل پر شدن بیشتر حفرات از مواد ژئوپلیمری، میزان جذب آب کاهش یافته است. کمترین جذب آب در طرح مخلوط‌های با عیار مواد چسباننده ۷۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب گزارش شده است. در عیار مواد چسباننده ثابت، افزایش درصد یون سدیم فعال‌ساز به دلیل افزایش یون هیدروکسید (OH^-) و فعال‌سازی بیشتر سرباره و خاکستر بادی نقش مهمی در بهبود تخلخل و کاهش جذب آب بتن‌های خودتراکم ژئوپلیمری دارد. طرح مخلوط SCGC7، بهترین نتایج جذب آب را در بین طرح‌های مختلف داشته است. تراکم بالای ساختار ژئوپلیمری که در مطالعات زیادی گزارش شده است، عامل اصلی کاهش جذب آب در طرح SCGC7 است [۵۲-۵۴].

با بررسی نتایج آزمایشگاهی و نتایج حاصل از تحلیل k/N ، بتن‌های خودتراکم ژئوپلیمری به عنوان بتنی مدرن و دوست‌دار محیط‌زیست می‌تواند در سازه‌های بتنی قابل استفاده باشد. نتایج حاصل از مشخصات مکانیکی و جذب آب در تحقیق حاضر، در نمودار شکل ۱۰ به منظور ارتباط بین نتایج بتن‌های خودتراکم ژئوپلیمری ارائه گردیده است. همان‌گونه که مشاهده می‌گردد تغییر مشخصات هر طرح مخلوط میزان تأثیر متفاوتی بر نتایج خصوصیات مهندسی طرح‌های مخلوط داشته است. در طرح‌های مخلوط بتنی، اختلاف بین حداکثر و حداقل مقاومت فشاری ۲۸ روزه حدود ۵۲ درصد است. درحالی‌که حداکثر و حداقل مقادیر مدول الاستیسیته و مقاومت کششی به ترتیب حدود ۳۱ و ۳۷ درصد اختلاف داشته‌اند. جذب آب طرح‌های مخلوط بتنی روندی مخالف با سایر مشخصات مکانیکی مورد ارزیابی داشته‌اند. جذب آب کمتر حاکی از تخلخل کمتر و ساختار ژئوپلیمری متراکم‌تر و متعاقب آن خصوصیات مکانیکی مناسب‌تر در طرح‌های مخلوط بتنی بوده است. بررسی عوامل تأثیرگذار بر خصوصیات مهندسی بتن‌های خودتراکم ژئوپلیمری، حاکی از آن است با افزایش عیار مواد چسباننده از ۵۰۰ به ۷۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب و افزایش غلظت محیط قلیایی، ذرات فعال‌شده سرباره و خاکستر بادی، ساختار متراکم‌تری در خمیر ژئوپلیمری تشکیل شده که موجب کسب مقاومت‌های فشاری و کششی اولیه بیشتر، مدول الاستیسیته بیشتر و جذب آب کمتر گردیده است. مطابق نتایج شکل ۱۰، خصوصیات مهندسی طرح‌های حاوی عیار مواد چسباننده ۷۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب، حساسیت بیشتری به تغییر مشخصات در طرح‌های مخلوط داشته‌اند. کاهش غلظت محیط قلیایی با کاهش درصد یون سدیم از ۵ به ۷ درصد در طرح‌های مخلوط SCGC8 و SCGC9 نسبت به SCGC7، با افت ۲۰ درصدی مقاومت فشاری، ۲۴ درصدی مقاومت کششی و ۸ درصدی مدول الاستیسیته همراه بوده است. این موضوع اهمیت تأمین محیط قلیایی کافی برای فعال‌سازی حداکثری ذرات سرباره و خاکستر بادی را نیز نشان داده است.

با استفاده از طراحی آزمایش‌ها و ارزیابی نتایج مبتنی بر روش تاگوچی به منظور تأمین خصوصیات مکانیکی مناسب، طرح مخلوط بهینه‌ای در بتن‌های خودتراکم ژئوپلیمری، با حداکثر عیار مواد چسباننده (۷۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب) و محیط قلیایی کافی (۷٪ یون سدیم)، به همراه حداقل نسبت آب به مواد چسباننده با در نظر داشتن لزوم حفظ کارایی و بافت ریزتر در دانه‌بندی سنگدانه قابل استنتاج است. با توجه تعدد عوامل تأثیرگذار، استفاده از روش تاگوچی به‌منظور طراحی آزمایش‌ها علاوه بر صرفه‌جویی در زمان و کاهش هزینه‌های ساخت، دقت مناسبی در پیش‌بینی نتایج حاصل شده بر مبنای عوامل در نظر گرفته شده، داشته است.



شکل ۱۰- روند تغییرات خصوصیات مکانیکی طرح‌های مخلوط بتنی

۴-۶- نتیجه‌گیری

در تحقیق حاضر خصوصیات حالت تازه و سخت شده طرح‌های مخلوط بتن خودتراکم ژئوپلیمری حاوی سرباره و خاکستریادی فعال شده، در راستای توسعه پایدار و کمک به حفظ محیط‌زیست با به‌کارگیری طراحی آزمایش به روش تاگوچی مورد بررسی قرار گرفته است. با توجه به نتایج حاصل شده، استفاده از این نوع بتن برای اجرای قطعات بتنی امکان‌پذیر است. در قالب مطالعه حاضر نتیجه‌گیری ذیل قابل ارائه می‌باشد:

- خواص روانی کلیه طرح‌های مخلوط بتن خودتراکم ژئوپلیمری مطالعه حاضر در محدوده *EFNARC* بوده است. در این رابطه نسبت آب به مواد چسباننده و نسبت سنگدانه‌های درشت به ریز، بیشترین اثر را بر قابلیت‌های پرکنندگی و عبور بتن‌های خودتراکم ژئوپلیمری داشته‌اند.
- حداکثر مقاومت فشاری و کششی دونیم‌شدن متعلق به طرح‌های حاوی ۷۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب مواد چسباننده و محیط قلیایی با میزان یون سدیم ۷ درصد بوده است. نسبت مقاومت کششی به فشاری در محدوده ۷ تا ۱۱ درصد بوده است.
- نسبت آب به مواد سیمانی کمترین اثر و عیار مواد چسباننده بیشترین تأثیر را بین عوامل مختلف بر کسب مقاومت‌های فشاری و کششی دونیم‌شدن و مدول الاستیسیته در بتن‌های خودتراکم ژئوپلیمری داشته است.
- کمترین جذب آب متعلق به طرح حاوی ۷۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب مواد چسباننده و نسبت سنگدانه درشت به ریز (C/F) برابر با ۲۵/۷۵ بوده است. این نتیجه می‌تواند به دلیل میزان خمیر ژئوپلیمری بیشتر و بافت ریزتر بتن باشد.
- روابط رگرسیونی ارائه شده برای پیش‌بینی خصوصیات بتن‌های خودتراکم ژئوپلیمری، دقت مناسبی در پیش‌بینی مشخصات مقاومتی و مدول الاستیسیته نسبت به روابط ارائه شده در آیین‌نامه‌های مختلف داشته‌اند.
- به‌کارگیری روش تاگوچی در مطالعه حاضر روشی مناسب جهت کاهش تعداد آزمایش‌ها، تعیین طرح مخلوط بهینه و پیش‌بینی خصوصیات بتن‌های خودتراکم ژئوپلیمری ارزیابی می‌گردد.

۵- قدردانی

با توجه ساخت و استفاده از امکانات آزمایشگاهی در آزمایشگاه تحقیقاتی بتن و مواد سازه‌ای دانشگاه بوعلی سینا، ناشران مقاله حاضر، کمال تشکر را از مسئولین محترم آن مجموعه دارند.

1. Suji, D., Adesina, A., & Mirdula, R. (2021). Optimization of self-compacting composite composition using Taguchi-Grey relational analysis. *Materialia*, 15, 101027.
2. De Weerd, K., Haha, M. B., Le Saout, G., Kjellsen, K. O., Justnes, H., & Lothenbach, B. (2011). Hydration mechanisms of ternary Portland cements containing limestone powder and fly ash. *Cement and Concrete Research*, 41(3), 279-291.
3. Ghorbankhani, A. H., & Nili, M. (2022). Experimental and numerical assessment of thermal properties of self-compacting mass concrete at early ages. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 26(16), 8194-8211.
4. Nehdi, M. L. (2013). Only tall things cast shadows: Opportunities, challenges and research needs of self-consolidating concrete in super-tall buildings. *Construction and Building Materials*, 48, 80-90.
5. ACI Committee 237R-07 (2007), *Self-Consolidating Concrete*. ACI Manual of Concrete Practice.
6. Jau, W. C., & Yang, C. T. (2010). Development of a modified concrete rheometer to measure the rheological behavior of conventional and self-consolidating concretes. *Cement and Concrete Composites*, 32(6), 450-460.
7. Duxson, P., Provis, J. L., Lukey, G. C., & Van Deventer, J. S. (2007). The role of inorganic polymer technology in the development of 'green concrete'. *cement and concrete research*, 37(12), 1590-1597.
8. He, X., Zheng, Z., Ma, M., Su, Y., Yang, J., Tan, H., ... & Strnad, B. (2020). New treatment technology: The use of wet-milling concrete slurry waste to substitute cement. *Journal of Cleaner Production*, 242, 118347.
9. Prakasan, S., Palaniappan, S., & Gettu, R. (2020). Study of energy use and CO 2 Emissions in the Manufacturing of Clinker and Cement. *Journal of The Institution of Engineers (India): Series A*, 101, 221-232.
10. Davidovits, J. (1991). Geopolymers: inorganic polymeric new materials. *Journal of Thermal Analysis and calorimetry*, 37(8), 1633-1656.
11. Amran, Y. M., Alyousef, R., Alabduljabbar, H., & El-Zeadani, M. (2020). Clean production and properties of geopolymer concrete; A review. *Journal of Cleaner Production*, 251, 119679.
12. Adesina, A. (2020). Performance and sustainability overview of alkali-activated self-compacting concrete. *Waste Disposal & Sustainable Energy*, 2(3), 165-175.
13. Shi, C., Jiménez, A. F., & Palomo, A. (2011). New cements for the 21st century: The pursuit of an alternative to Portland cement. *Cement and concrete research*, 41(7), 750-763.
14. Shi, C., Roy, D., & Krivenko, P. (2003). *Alkali-activated cements and concretes*. CRC press.
15. Shanahan, N., Tran, V., & Zayed, A. (2017). Heat of hydration prediction for blended cements. *Journal of Thermal Analysis and Calorimetry*, 128, 1279-1291
16. Hassan, A., Arif, M., & Shariq, M. (2020). A review of properties and behaviour of reinforced geopolymer concrete structural elements-A clean technology option for sustainable development. *Journal of Cleaner Production*, 245, 118762.
17. Hardjito, D., Wallah, S. E., Sumajouw, D. M., & Rangan, B. V. (2004). Factors influencing the compressive strength of fly ash-based geopolymer concrete. *Civil engineering dimension*, 6(2), 88-93.
18. Provis, J. L., & Van Deventer, J. S. J. (Eds.). (2009). *Geopolymers: structures, processing, properties and industrial applications*. Elsevier. ISBN: 978-1-84569-449-4
19. Komnitsas, K. A. (2011). Potential of geopolymer technology towards green buildings and sustainable cities. *Procedia Engineering*, 21, 1023-1032.
20. Khan, I., Xu, T., Castel, A., Gilbert, R. I., & Babae, M. (2019). Risk of early age cracking in geopolymer concrete due to restrained shrinkage. *Construction and Building Materials*, 229, 116840.

21. Maranan, G. B., Manalo, A. C., Benmokrane, B., Karunasena, W., & Mendis, P. (2015). Evaluation of the flexural strength and serviceability of geopolymer concrete beams reinforced with glass-fibre-reinforced polymer (GFRP) bars. *Engineering Structures*, 101, 529-541.
22. Sumajouw, D. M. J., Hardjito, D., Wallah, S. E., & Rangan, B. V. (2007). Fly ash-based geopolymer concrete: study of slender reinforced columns. *Journal of materials science*, 42, 3124-3130.
23. Hutagi, A., & Khadiranaikar, R. B. (2016). Flexural behavior of reinforced geopolymer concrete beams. In *2016 International Conference on Electrical, Electronics, and Optimization Techniques (ICEEOT)* (pp. 3463-3467). IEEE.
24. Wei, X., Li, D., Ming, F., Yang, C., Chen, L., & Liu, Y. (2021). Influence of low-temperature curing on the mechanical strength, hydration process, and microstructure of alkali-activated fly ash and ground granulated blast furnace slag mortar. *Construction and Building Materials*, 269, 121811.
25. Khale, D., & Chaudhary, R. (2007). Mechanism of geopolymerization and factors influencing its development: a review. *Journal of materials science*, 42, 729-746.
26. Patel, Y. J., & Shah, N. (2018). Development of self-compacting geopolymer concrete as a sustainable construction material. *Sustainable Environment Research*, 28(6), 412-421.
27. Manjunath, R., Narasimhan, M. C., Umesh, K. M., Kumar, S., & Bharathi, U. B. (2019). Studies on development of high performance, self-compacting alkali activated slag concrete mixes using industrial wastes. *Construction and Building Materials*, 198, 133-147.
28. Nagaraj, V. K., & Venkatesh Babu, D. L. (2018). Formulation and performance evaluation of alkali-activated self-compacting concrete. *Asian Journal of Civil Engineering*, 19(8), 1021-1036.
29. Nadoushan, M. J., & Ramezani-pour, A. A. (2016). The effect of type and concentration of activators on flowability and compressive strength of natural pozzolan and slag-based geopolymers. *Construction and Building Materials*, 111, 337-347.
30. Shobeiri, V., Bennett, B., Xie, T., & Visintin, P. (2021). A comprehensive assessment of the global warming potential of geopolymer concrete. *Journal of Cleaner Production*, 297, 126669.
31. Olivia, M., & Nikraz, H. (2012). Properties of fly ash geopolymer concrete designed by Taguchi method. *Materials & Design (1980-2015)*, 36, 191-198.
32. Jang, J. G., Lee, N. K., & Lee, H. K. (2014). Fresh and hardened properties of alkali-activated fly ash/slag paste with superplasticizers. *Construction and Building Materials*, 50, 169-176.
33. ASTM C618. (2012). *Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete*. American Society for Testing and Materials.
34. Sun, Y., Liu, Z., Ghorbani, S., Ye, G., & De Schutter, G. (2022). Fresh and hardened properties of alkali-activated slag concrete: The effect of fly ash as a supplementary precursor. *Journal of Cleaner Production*, 370, 133362.
35. ASTM C33. (2003). *Standard specification for concrete aggregates*. American Society for Testing and Materials.
36. Montgomery, D. C. (2017). *Design and analysis of experiments*. John Wiley & sons.
37. Roy, R. K. (2010). *A primer on the Taguchi method*. Society of Manufacturing Engineers.
38. EFNARC (2005). *The European guidelines for self-compacting concrete: specification, production and use*.
39. ASTM C403. (2008). *Standard test method for time of setting of concrete mixtures by penetration resistance*. American Society for Testing and Materials.
40. ASTM C1611. (2018). *Standard Test Method for Slump Flow of Self-Consolidating Concrete, 1*, 1-6. American Society for Testing and Materials.
41. Nath, P., Sarker, P. K., & Rangan, V. B. (2015). Early age properties of low-calcium fly ash geopolymer concrete suitable for ambient curing. *Procedia Engineering*, 125, 601-607.

42. Asayesh, S., Javid, A. A. S., Ziari, H., & Mehri, B. (2021). Evaluating fresh state, hardened State, thermal expansion and bond properties of geopolymers for the repairing of concrete pavements under restrained conditions. *Construction and Building Materials*, 292, 123398.
43. ASTM C496. (2004). *Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. American Society for Testing and Materials.
44. Manjunath, R., & Narasimhan, M. C. (2018). An experimental investigation on self-compacting alkali activated slag concrete mixes. *Journal of Building Engineering*, 17, 1-12.
45. ASTM C469. (2002). *Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson Ratio of Concrete in Compression*. American Society for Testing and Materials.
46. Ding, Y., Dai, J. G., & Shi, C. J. (2016). Mechanical properties of alkali-activated concrete: A state-of-the-art review. *Construction and Building Materials*, 127, 68-79.
47. Khan, M. S. H., Castel, A., Akbarnezhad, A., Foster, S. J., & Smith, M. (2016). Utilisation of steel furnace slag coarse aggregate in a low calcium fly ash geopolymer concrete. *Cement and Concrete Research*, 89, 220-229.
48. ACI Committee. (2008). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary*. American Concrete Institute.
49. Comité Euro-International du Béton. (1993). *CEB-FIP model code 1990: Design code*. Thomas Telford Publishing.
50. Rakhimova, N. R. (2022). Recent advances in blended alkali-activated cements: A review. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 26(10), 4596-4618.
51. ASTM C642 (2013). *Standard Test Method for Density, Absorption, and Voids in Hardened Concrete*. American Society for Testing and Materials.
52. Pan, Z., Feng, K. N., Gong, K., Zou, B., Korayem, A. H., Sanjayan, J., ... & Collins, F. (2013). Damping and microstructure of fly ash-based geopolymers. *Journal of materials science*, 48, 3128-3137.
53. Deb, P. S., Sarker, P. K., & Barbhuiya, S. (2016). Sorptivity and acid resistance of ambient-cured geopolymer mortars containing nano-silica. *Cement and Concrete Composites*, 72, 235-245.
54. Taghvayi, H., Behfarnia, K., & Khalili, M. (2018). The effect of alkali concentration and sodium silicate modulus on the properties of alkali-activated slag concrete. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 16(7), 293-305.