نشریه علمی (دوفصلنامه)

مصالح و سازه‌های بتنی

انجمن علمی بتن ایران

پاییز وزمستان۱۳۹۹

سال پنجم، شماره۲، شماره پیاپی۱۰

شمارگان: ۱۰۰۰ نسخه

صاحب امتیاز: انجمن علمی بتن ایران

مدیرمسئول: دکتر هرمز فامیلی

سردبیر: دکترعلیرضاخالو

هیات مدیره:

امین نژاد بابک، باقری علیرضا، تدین محسن، حسینی لواسانی سید حسین، چینی مهدی، کلهری موسی، مدنی سیدحسام.

اعضای هیات تحریریه:

علیرضا باقری، علیرضا خالو، علی خیرالدین، محمد شکرچی‌زاده، علی‌صدرممتازی، محمدرضا عدل‌پرور، پرویز قدوسی، داود مستوفی نژاد، محمود نیلی، حمید وارسته‌پور.

هیات داوران این شماره:

احمدی بابک، آزادی کاکاوند محمدرضا، اشتری مهرداد، امین نژاد بابک، باقری علیرضا، تدین محسن، چینی مهدی، حسینی لواسانی سیدحسین، جهانگیر هاشم، خالو علیرضا، رضایی فریدون، شیرزادی جاوید علی اکبر، عدل پرور محمدرضا، فخاریان پویان، صدرممتازی علی، مدنی سیدحسام، نادرپور حسین، نعمتی چاری مهدی، وارسته پور حمید.

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، پلاک۸۱

کدپستی: ۱۹۹۸۹۵۸۸۸۳

تلفکس: ۸۸۵۶۰۵۸۸، ۸۸۵۶۰۶۲۸

پست الکترونیک:info@jcsm.ir

www.jcsm.ir

به نام خدا

پیام سردبیر	۲
شیوه نامه نگارش مقاله	۳
سنتز فوق روان کننده های برپایه پلی کربوکسیلات اتر با هدف تاثیر پارامترهای ساختاری بر عملکرد آن ها (علیرضا تاج بخشیان،هادی چیتگر)	۵
تقویت قاب های خمشی بتنی با استفاده از یک میراگر ابتکاری فولادی با مکانیزم برشی (علی قمری، علیرضا خالو)	۱۶
استفاده از بنتونیت در جایگزینی بخشی از سیمان در بتن‌های کم مقاومت (سیده مرضیه قیامی تکلیمی، امید رضایی فر، مجید قلهکی)	۳۲
مقاومت فشاری بتن الیافی حاوی خرده لاستیک تحت آتش (شایان فخریان، شایان مشهدی، حمید بهبهانی)	۴۷
مروری بر خصوصیات بتن فوق توانمند و کاربرد آن در مهندسی پل (محمد شکرچی زاده، خسرو برگی، امیر مهدی ربیعی)	۶۰
بررسی پاسخ‌های ارتعاشی دال‌های بتنی دارای بازشو تحت تأثیر مولفه قائم زلزله (مجید خسرو بیگی، اشکان خدا بنده لو)	۷۹
بررسی عددی مقاوم‌سازی ستونهای بتن‌آرمه با استفاده از ترکیب تسمه‌های فولادی و ورق‌های CFRP (رامین کتابفروش بدری، آرش آصفی)	۹۵
مدل‌سازی رفتار جانبی دیوارهای گهواره‌ای بتنی با استفاده از شبکه عصبی چند هدفه (امیر علی شاه منصوری، حبیب اکبر زاده بنگر، ابوذر جعفری)	۱۱۰
پاسخ لرزه‌ای تک شمع‌های بتنی توربین‌های بادی مستقر بر خاک‌های روانگرا (مهران تیراندازیان، غلامرضا نوری)	۱۲۹
خواص مکانیکی و دوام نمونه های ژئوپلیمری ساخته شده با ترکیب سرباره، پوزولان طبیعی و خاک پسماند (جاوید حسین بر، سید حسام مدنی)	۱۵۲
تعیین هزینه بهینه دال‌های بتنی دندانه‌دار براساس بارگذاری و دهانه تیر (شیما بیجاری)	۱۶۷
بررسی آزمایشگاهی عملکرد پلی اتیلن گلیکول به عنوان ماده کاهنده جمع‌شدگی بتن (SRA) (علیرضا باقری، محمد حسین نورمحمد بیک، سید حسین کاشیان، حامد زنگانه)	۱۸۱

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

نظرهای مطرح شده در مقاله‌ها، گزارشها و مصاحبه‌ها 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

به نام خدا

بتن و مصالح شبه ترد از دیرباز از جمله اجزاء جدا نشده از صنعت ساختمان می باشند. گسترش فناوری های نوین و کارآمد در توانمندسازی این محصول در طول تاریخ مهندسی در ایران و سایر نقاط این کره خاکی، بتن را به محصولی دوستار محیط که سهم عمده ای در ایجاد سرپناه برای بشر دارد، تبدیل کرده است. رشد روزافزون تحقیقات روی مواد سنگی و شبه ترد و سازه های متشکل از این مواد طیف وسیعی از شبکه علمی دنیا را تشکیل داده است. همچنین مباحث میان رشته ای دایره نفوذ این فناوری را گسترش داده و یک شبکه درهم تنیده ای از علوم را به کمک این مهم آورده است.

امروزه شاهد کارهای کاربردی زیادی با استفاده از هوش مصنوعی، علوم همگرا همچون بایو، نانو، فناوری اطلاعات، کلان داده ها، ریاضیات نوین، و سایر علوم هستیم. همچنین فناوری های کارآمدی همچون رباتیک، پرینترهای سه بعدی، تصویربرداری های پزشکی، پایش سلامت سازه ها و ابزارهای کنترل ارتعاشات در توانمندی این سازه ها دخیل شده اند. از دیگر سوی این صنعت دغدغه توسعه پایدار، مصالح سبز و تاب آوری را هم بر دوش دارد، تا آنجا که تلاش دارد محصولی تولید کند تا کمتر آسیب زیست محیطی را به نسل آینده خود تحمیل کند. در طول سالیان دراز استفاده از این ماده و پژوهش بر آن، هنوز هم رفتار پیچیده مصالح شبه ترد پژوهشگران را بر آن می دارد تا مطالعات ساختارمندی بر سر معادلات اساسی بتن انجام دهند که در مقیاس های متفاوت نتایج چشمگیری را در جامعه علمی به معرض نمایش درآورده است.

تفاوت مصالح هر ناحیه از این کره خاکی و درگیری شدید رفتار مصالح با محصول نهایی و همچنین مخاطرات محیطی متهاجم به این سازه ها این تلاش های تحقیقاتی را دنباله دار کرده است، و موجب توسعه مدل های لرزه ای و تحلیل های عددی، تجربی شده است.

مجله مصالح و سازه های بتنی در حال حاضر با توجه به امتیازات اخذ شده توسط نهادهای علمی ذی ربط از جمله معتبرترین و شناخته شده ترین مجله در این صنعت به شمار می رود. شبکه علمی و صنعتی قوی پشتیبان، این مجله را به یک شاخص در حوزه مصالح و تحلیل سازه های بتنی تبدیل کرده است. این مجله تلاش دارد شاخص های شفافیت، پاسخ گویی، اثرپذیری، رویت پذیری و قابلیت اطمینان و اعتماد را روز به روز بهبود بخشد و همچنین امید است این مجله پل مناسبی برای انتقال دانش و فناوری در دو حوزه دانشگاه و صنعت باشد.

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- درمقاله 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 می باشد)

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 وتنظیم مقاله

۱. مقاله باید در کاغذ A4، به صورت یک‌رو، در یک ستون و با حاشیه ۲/۵ سانتی‌متر و با فاصله ۲ سانتی‌متر بین سطرها با نرم افزار *Word 2003* تایپ شود. هر صفحه باید دارای شماره ترتیبی باشد. حروف فارسی با فونت *B Nazanin* و اندازه *B*-۱۴ برای عنوان مقاله، ۱۲ برای متن و **B**-۱۲ 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 می باشد. لذا از نویسندگان محترم انتظار رعایت آن را دارند.

۴. روش تنظیم مقالات پژوهشی بشرح ذیل باشد:

۴-۱. 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.

۴-۲. صفحه دوم و سوم به ترتیب شامل چکیده فارسی، چکیده انگلیسی با عناوین آنها و به همراه ۳ تا ۵ کلید واژه‌ی مرتبط باشد. چکیده مقاله حداکثر ۲۰۰ کلمه و در متن آن عناوین هدف، روش، یافته‌ها و نتیجه‌گیری ذکر شود. در صفحه دوم و سوم از نوشتن مشخصات نویسنده/ نویسندگان خودداری شود.

۴-۳. اصل مقاله شامل موارد ذیل باشد:

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

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

۴-۳-۳ **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 این‌صورت باید به همراه مقاله ارسال گردد)

۴-۳-۴ **بحث و نتیجه گیری:** 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

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

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

الف. مقاله فارسی: نام خانوادگی و نام‌نویسنده/ نویسندگان، سال انتشار، عنوان مقاله، نام مجله، شمارهٔ مجله، شماره صفحه.

محبی، حمید، (۱۳۸۲)، هیپرگلیسمی و هیپرانسولینمی واکنش *IGFBP-1* را به ورزش طولانی مدت در دوچرخه‌سواران تمرین‌کرده از بین می‌برد، حرکت، ۱۷: ۶۳-۷۹

ب. مقاله انگلیسی: نام خانوادگی و نام نویسنده/ نویسندگان، سال انتشار، عنوان کامل مقاله، نام کوتاه شدهٔ مجله، شمارهٔ مجله، شمارهٔ صفحه (ذکر نام خانوادگی و نام همهٔ 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 (درصورتی که کتاب ترجمه است)، شمارهٔ 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 ترجمهٔ فارسی:

برونس، فرد و کارگیل، سرستار،(۱۳۸۵)، مبانی تغذیه ورزشی، ترجمهٔ 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 حداکثر۱۵صفحه 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-Exel* 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 معرفی‌شود.

Polycarboxylate Ether Superplasticizer Synthesis, Interplay between the Structure and Properties

Alireza Tajbakhshian1*, 2 ،Hadi Chitgar1, 3
Baspar Beton Iranian Hooshmand Co. (STRUMIX), Tehran, Iran
M.Sc. Graduate, Department of Polymer Engineering, Faculty of Chemical Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran
M.Sc. Graduate, Department of Maritime Engineering, Faculty of Civil Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran

Abstract
Polycarboxylate superplasticizers based on acrylic acid (AA) and maleic anhydride (MAn) were synthesized via free-radical copolymerization with an ethylene glycol monomer and characterized. The copolymerization temperature (ranging from 90 to 130 °C) appeared to be the key operating factor governing the chemical structure of the superplasticizers. The chemical structures of the products were analyzed by gel permeation chromatography, whereas an optimized sample was further analyzed by Fourier transform infrared spectroscopy. Superplasticizers of the AA and MAn classes were then incorporated into concrete, and their performances were measured by slump and slump loss tests, where a large dependency of the microstructure on the synthesis temperature was recognized. The optimum temperatures were found to be 90 and 120 °C for the AA and MAn modifiers, respectively. The chemical structures of the plasticizers were patterned illustratively to speculate the performance of each superplasticizer according to changes that took place in the backbone length and side-chain density.
Key Words: *Polycarboxylate, Workability, Radical Polymerization, Superplasticizer*

سنتز فوق روان کننده های برپایه پلی کربوکسیلات اتر با هدف تاثیر پارامترهای ساختاری بر عملکرد آن ها

دریافت مقاله: ۲۶-۰۱-۱۳۹۹
پذیرش مقاله: ۱۳-۰۳-۱۳۹۹

علیرضا تاج بخشیان*
شرکت بسپار بتن ایرانیان هوشمند (STRUMIX)، تهران، ایران
دانش آموخته کارشناسی ارشد، گروه مهندسی پلیمر، دانشکده مهندسی شیمی، دانشگاه تهران، تهران، ایران

هادی چیتگر
شرکت بسپار بتن ایرانیان هوشمند (STRUMIX)، تهران، ایران
دانش آموخته کارشناسی ارشد، گروه مهندسی سازه‌های دریایی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران

چکیده

واکنش فوق روان کننده های پلی کربوکسیلاتی بر پایه منومر (AA) یا مالئیک انیدرید (Man) با منومر پلی اتیلن گلایکول در شرایط فرایندی مختلف به روش پلیمریزاسیون رادیکالی ، موضوع بحث این مقاله می باشد. دمای واکنش (بازه ۹۰°C تا ۱۳۰°C) به عنوان یک پارامتر بسیار تاثیر گذار بر ساختار فوق روان کننده های پلی کربوکسیلاتی مطالعه شد. با استفاده از آزمون GPC و توزیع وزن های مولکولی به دست آمده سعی شد تا ساختار هر یک از فوق روان کننده های به دست آمده پیش بینی شود. همچنین یک نمونه بهینه سنتز شده با هر یک از مونومر های مالئیک انیدرید و اکرلیک اسید با استفاده از آزمون FTIR بررسی شد. در ادامه، عملکرد هر یک از فوق روان کننده های واکنش داده شده با اکرلیک اسید و مالئیک انیدرید در بتن با استفاده از آزمون های اسلامپ و افت اسلامپ بررسی شد. تا بتوان ارتباط بین دمای واکنش، ساختار و عملکرد فوق روان کننده را به خوبی مشاهده کرد. مشاهده شد که دمای واکنش تاثیر بسیار زیادی بر ساختار فوق روان کننده ها می گذارد. این تاثیر در دو نوع فوق روان کننده بر پایه AA و MAn متفاوت بود. به طوری که تغییر ساختار این دو نوع فوق روان کننده با دما شبیه به هم نبود. بهترین دما برای واکنش فوق روان کننده با AA دمای ۹۰°C و برای واکنش با MAn دمای ۱۲۰°C به دست آمد. در این پژوهش سعی شد تا ارتباط منطقی بین ساختار فوق روان کننده و عملکرد آن به دست بیاید. مشاهده شد که باتغییر در دو ویژگی طول زنجیر اصلی و تعداد زنجیرهای جانبی می توان به عملکردهای متفاوتی در فوق روان کننده دست یافت.

کلمات کلیدی: پلی کربوکسیلات، کارپذیری، پلیمریزاسیون رادیکال، فوق روان کننده

۱-مقدمه

استفاده از مواد شیمیایی در بتن، به منظور بهبود خواص بتن در حالت تازه و در زمان سخت شده با رشد زیادی مورد توجه صنعت بتن می باشد. افزودنی های شیمیایی از دهه سوم قرن بیستم به طور جدی مورد توجه محققان قرار گرفتند و تاکنون رشد قابل توجهی هم در زمینه تنوع این مواد، و هم استقبال بازار از این محصولات بوده است. افزودنی های بتن به منظور بهبود خواص بتن تازه در حین مصرف و بهبود کیفیت بتن سخت شده در زمان سرویس دهی می باشد. روانی بتن و تنظیم زمان گیرش بتن از خواصی می باشد که در بتن تازه حائز اهمیت می باشد. موارد قابل توجه در بتن سخت شده، مقاومت بتن، تخلخل بتن و دوام بتن می باشد. ضمن اینکه هزینه و انرژی ساخت بتن را نیز بهبود داده اند[۱و۲]. بتن خود تراکم، نوع جدیدی از بتن با کارایی و روانی زیاد می باشد که در برابر جداشدگی مقاوم است و می تواند بدون تراکم مکانیکی در محل ریخته شود[۳و۴]. فوق روان کننده ها یکی از افزودنی های شیمیایی در بتن ها و بخصوص در بتن های خود تراکم محسوب می شوند[۵و۶] که افزودن آنها سبب کاهش آب اختلاط، روانی بیشتر، کارایی[1] و مقاومت نهایی بالاتر بتن خود تراکم می شود. این خود سبب اجرای سریعتر، کاهش نیروی انسانی لازم، کاهش سروصدا درغیاب لرزش، دوام و آزادی عمل بیشتر در طراحی می شود[۴و۷و۸و۹]. هنگام استفاده از فوق روان کننده ها در بتن، زنجیره های پلیمر بر روی ذرات سیمان جذب شده و به وسیله دفع فضایی یا الکترواستاتیکی ذرات سیمان، سبب روانی بیشتر و افزایش زمان گیرش[2] می شوند[۱۰].

فوق روان کننده های مورد استفاده دربتن ها بر اساس ساختار شیمیایی و نوع عملکرد به دو دسته ی پلی کاندنسیتی و پلی کربوکسیلاتی تقسیم می شوند. شناخت ساختار شیمیایی هنگام مطالعه انواع فوق روان کننده ها اهمیت زیادی دارد. فوق روان کننده های پلی کاندنسیتی دسته قدیمی تر هستند که از طریق دفع الکترواستاتیک دانه های سیمان عمل می کنند. دو نمونه پر کاربرد آن ها PNS[3] وPMS[4] هستند که موضوع تحقیقات بسیاری در گذشته بوده اند. با این حال، مشکل اصلی این دسته از فوق روان کننده ها کاهش کم نسبت آب به سیمان و افت اسلامپ سریع در آن هاست که علاقه مندی محققین را به واکنش این گروه در دهه قبل کمتر کرده است[۱۱و۱۲]. اگرچه Lei و همکاران دسته جدیدی از فوق روان کننده های سیکلوآلیفاتیک بر پایه روش پلی کندانسیونی را در سال ۲۰۱۲ معرفی کرده اند که حساسیت آنها به خاک رس کمتر بوده و با استفاده از آن افت اسلامپ هنگام وجود خاک رس به عنوان نا خالصی کمتر است[۱۲].

فوق روان کننده های پلی کربوکسیلاتی دسته جدیدتری هستند که کاهش نسبت آب به سیمان در آن ها بیشتر است[۱۱]. اهیمت این دسته به واسطه امکان بوجودآوردن ساختارهای شیمیایی است که بر اساس دفع فضایی[5] والکترو استاتیکی عمل می کنند. به رغم آنکه مقالات کاربردی بسیاری در سال های اخیر چاپ شده که در آنها از فوق روان کننده های کربوکسیلاتی استفاده شده است، افراد کمتری این فوق روان کننده ها را از نظر شیمیایی بررسی کرده اند. شناسایی ساختار شیمیایی در این سامانه ها در مقاله ای توسط Cyril Guérandel به خوبی بیان شده است [۱۳]. تاثیر ساختار فوق روان کننده بر عملکرد آن در سامانه های بتنی را می توان بر مبنای چند ویژگی بررسی کرد. عوامل ساختاری موثر بر عملکرد فوق روان کننده ها عبارتند از: طول شاخه اصلی، طول شاخه جانبی، تعداد شاخه های جانبی، تراکم شاخه جانبی و بار شاخه اصلی[۱۴]. Kazuo Yamada و همکاران دریافتند که زنجیر جانبی بلندتر سبب افزایش روانی و کاهش زمان ستینگ می شود. هرچه زنجیر اصلی کوتاه تر باشد نیز روانی و زمان گیرش هردو افزایش می یابند. همچنین گروه های سولفونیک سبب افزایش روانی در بتن می شوند[۱۵].

---

1 Workability
2 Setting Time
3 Poly Naphthalene Sulfonate
4 Poly Melamine Sulfonate
5 Steric hinderauce

Frank Winnefeld و همکاران دریافتند که کاهش چگالی زنجیره جانبی سبب افزایش جذب فوق روان کننده بر روی ذره سیمان و افزایش کارایی می شود. همچنین پلیمر با جرم مولکولی بالاتر بیشتر جذب شد[۱۶]. Felekoglu و همکاران دو فوق روان کننده پلی‌کربوکسیلاتی را که در اولی پیوند جانبی به صورت پیوند استری و در دومی به صورت پیوند آلیلی به شاخه اصلی چسبیده بودند را بررسی کردند. آنها دریافتند که فوق روان کننده اول سبب روانی بیشتری می شود. اما افت اسلامپ در فوق روان کننده دوم کمتر بود. آن ها علت این پدیده را حمله گروه (OH) موجود در محیط قلیایی به اتصال استری در پلیمر اول و از بین بردن شاخه های جانبی طی زمان دانستند[۱۷].

ریزساختار فوق روان کننده های تولیدی را می توان با تغییر اجزاء به کار رفته در واکنش و نیز شرایط عملیاتی دستکاری کرد. در مورد نحوه پلیمره شدن فوق روان کننده های پلی کربوکسیلاتی و چگونگی تاثیر عوامل مختلف بر ساختار و در نتیجه عملکرد آن مطالعات بسیار کمی موجود است. در پلیمره شدن فوق روان کننده های پلی کربوکسیلاتی می توان AA یا MA را با PEG کوپلیمر کرد[۱۸]. Janowska-renkas فوق روان کننده های بر پایه MA و AA را با یکدیگر از لحاظ وزن مولکولی، گروه های عاملی و عملکرد مقایسه کرد. بر اساس نتایج او فوق روان کننده بر پایه MA سرعت هیدراته شدن بیشتری نسبت به AA داشت. همچنین کارایی فوق روان کننده بر پایه MA با شاخه اصلی و فرعی بلندتر و دارای گروه(-COO) بیشتر از فوق روان کننده بر پایه AA با شاخه اصلی و فرعی کوتاهتر و بدون گروه (-COO) بود. همچنین با افزایش آب دوستی فوق روان کننده کارایی آن افزایش یافت. او در این مقاله پلیمره شدن دو نوع روان کننده را بررسی نکرد زیرا آن ها در شرایط پلیمره شدن مختلف تهیه شده بودند. با این حال این مقاله به خوبی بیانگر تأثیر ساختار شیمیایی بر عملکرد فوق روان کننده و کارایی آن بود[۱۹].

بر مبنای توضیحاتی که ارائه شد، لزوم شناخت عمیق از ریزساختار فوق روان کننده ها احساس می شود. لذا برای طراحی یک سامانه خودتراکمی مناسب باید از روش واکنش مناسب بهره گرفت و به کمک آزمون های مناسب به ساختار مولکولی هویت داد. بیشتر مقالات موجود در این زمینه به کاربرد نهایی در بتن یا به ساختار شیمیایی محض پرداخته اند. لذا ضرورت درک مناسب تر ارتباط میان ریزساختار و خواص نهایی همچنان احساس می شود. همچنین، اثر دما به عنوان یکی از مهمترین عوامل در پلیمریزاسیون این فوق روان کننده ها بررسی شده است تا طیف وسیعی از خواص به صورت مقایسه ای بیان شود. برای درک مناسب تر عملکرد فوق روان کننده های واکنش شده، ساختار شیمیایی آنها به کمک آزمون های مختلف شناسایی گردید. مطالعات بر اساس FTIR[1] جهت اثبات وقوع واکنش ها صورت گرفته است. همچنین، به کمک آزمون GPC جرم مولکولی تمام نمونه ها اندازه گیری شده است تا بتوان مقایسه عمیق تری را انجام داد. استفاده از این آزمون سبب شد تا خواص نهایی بتن های خودتراکمی تولید شده و کارایی ملات بر مبنای اسلامپ، افت اسلامپ و مقاومت نهایی بتن برای فوق روان کننده های واکنش شده به طور مقایسه ای بررسی شود و خواص ساختاری با خواص کاربردی مرتبط شوند.

۲-مواد و روش ها

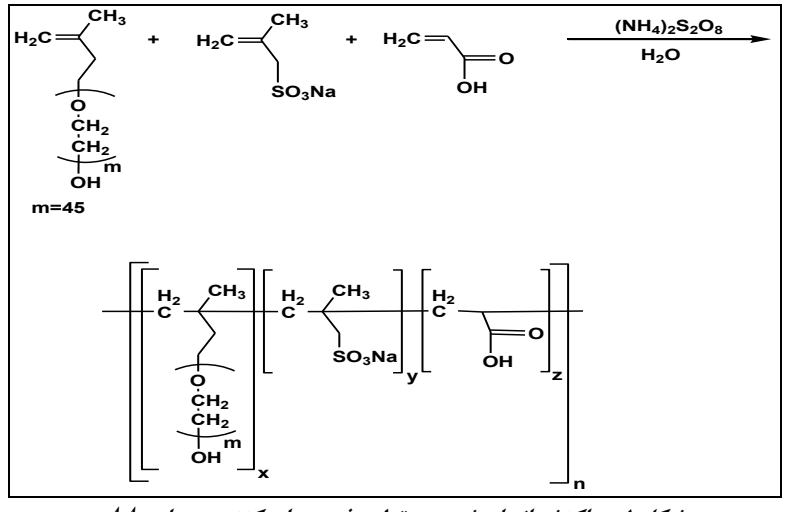
برای پلیمره شدن از یک راکتور شیشه ای سه دهانه و یک همزن حرارتی استفاده شد. مونومرهای ۲XPEG و ۳AA به صورت محلول آبی ۵۰ نسبت جرمی وارد راکتور شدند. نسبت منومرهای فوق به ترتیب به میزان مولی 1:1 می باشد. مدت زمان واکنش ۵۰ دقیقه در نظر گرفته شد. پلیمره شدن در ۵ دمای ۱۲۰،۱۱۰،۱۰۰،۹۰ و130درجه سانتیگراد صورت گرفت. پس از آنکه واکنش به صورت کامل انجام شد و نمونه ها به دمای اتاق رسیدند

---

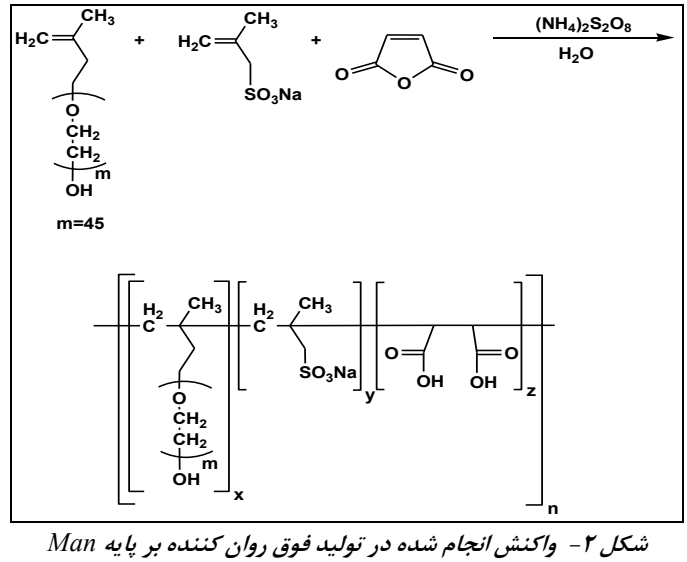
[1] *Fourier Transform Infrared*
[2] *Ethoxylated Methallyl alcohol*
[3] *Acrylic Acid*

با استفاده از محلول ۴۰ نسبت NaOH خنثی وpH آن ها روی ۷ تنظیم شد. تمامی شرایط واکنش به جز دما ثابت نگه داشته شد تا بتوان مقایسه بهتری انجام داد. مشابه روش گفته شده ۵ واکنش دیگر با استفاده از مونومر MAn[1] به جای AA انجام شد. تفاوت این ۵ نمونه نیز صرفا در دمای واکنش بود. در مجموع ۱۰ فوق روان کننده واکنش شد که تفاوت گروه ۵ تایی اول با گروه ۵ تایی دوم در استفاده از دو منومر متفاوت AA و MAn در آنها بود.

از آزمون FTIR جهت تعیین گروه های عاملی فوق روان کننده در طول موج های بین cm-1 ۴۰۰۰-۴۰۰ استفاده شده است. دستگاه مورد استفاده VECTOR22 بود که از کمپانی بورکر آلمان تهیه شده بود.



شکل ۱- واکنش انجام شده در تولید فوق روان کننده بر پایه AA



شکل ۲- واکنش انجام شده در تولید فوق روان کننده بر پایه Man

آزمون های بتنی:

از سیمان پرتلند نوع دو کارخانه سیمان آبیک استفاده شد. که در جدول ۱ مشخصات آن را مشاهده می کنید.

شن ترکیبی از دو شن نخودی (۱۲-۴ میلیمتر) و شن بادامی (۱۶-۶ میلیمتر) بوده است. از نسبت وزنی شن نخودی به شن بادامی ۲۰ به ۸۰ استفاده شد تا دانه بندی ترکیب دو شن با این نسبت در محدوده استاندارد مقرر

[1] *Maleic Anhydride*

در ASTM C33 قرار گیرد. وزن مخصوص و جذب آب این شن به ترتیب برابر با ۲,۸۷و ۱,۹۷نسبت بود. هم چنین از ماسه با وزن مخصوص، جذب آب و مدول نرمی به ترتیب برابر با ۲,۵۹، ۲,۵۸ نسبت و ۳,۲۷ استفاده شد.

جدول ۱- اکسیدهای تشکیل دهنده سیمان تیپ II آبیک

	SiO2	Al2O3	Fe2O3	CaO	MgO	SO3	Na2O	K2O	L.O.I
درصد وزنی	20/03	4/53	3/63	60/25	3/42	2/23	_	_	5/03

برای ساخت بتن مصالح سنگی به صورت کاملا اشباع شده با سطح خشک (SSD) استفاده گردید. بنابراین نسبت آب به سیمان ۰,۳۳ در نظر گرفته شد. مقدار فوق روان کننده نیز ۰,۳ نسبت وزن سیمان و نسبت شن وماسه به سیمان ۰,۴۱ انتخاب شد. آزمون اسلامپ نیز طبق استاندارد ASTM C143 انجام شد. افت اسلامپ برای هر نمونه هر ۱۵ دقیقه یکبار گرفته شد و اینکار تا زمانی ادامه پیدا کرد که اسلامپ به زیر ۱ سانتی متر رسید.

در آزمون مقاومت فشاری شرایط ساخت و نگهداری آزمونه‌های بتنی مطابق ASTM C192 بوده است. بعد از نگه داری آزمونه‌ها تا سن مشخصی یعنی ۱، ۷ و ۲۸ روز آزمایش تاب فشاری اندازه گیری و ثبت شده است.

۳- تحلیل و بررسی

۳-۱آزمون GPC

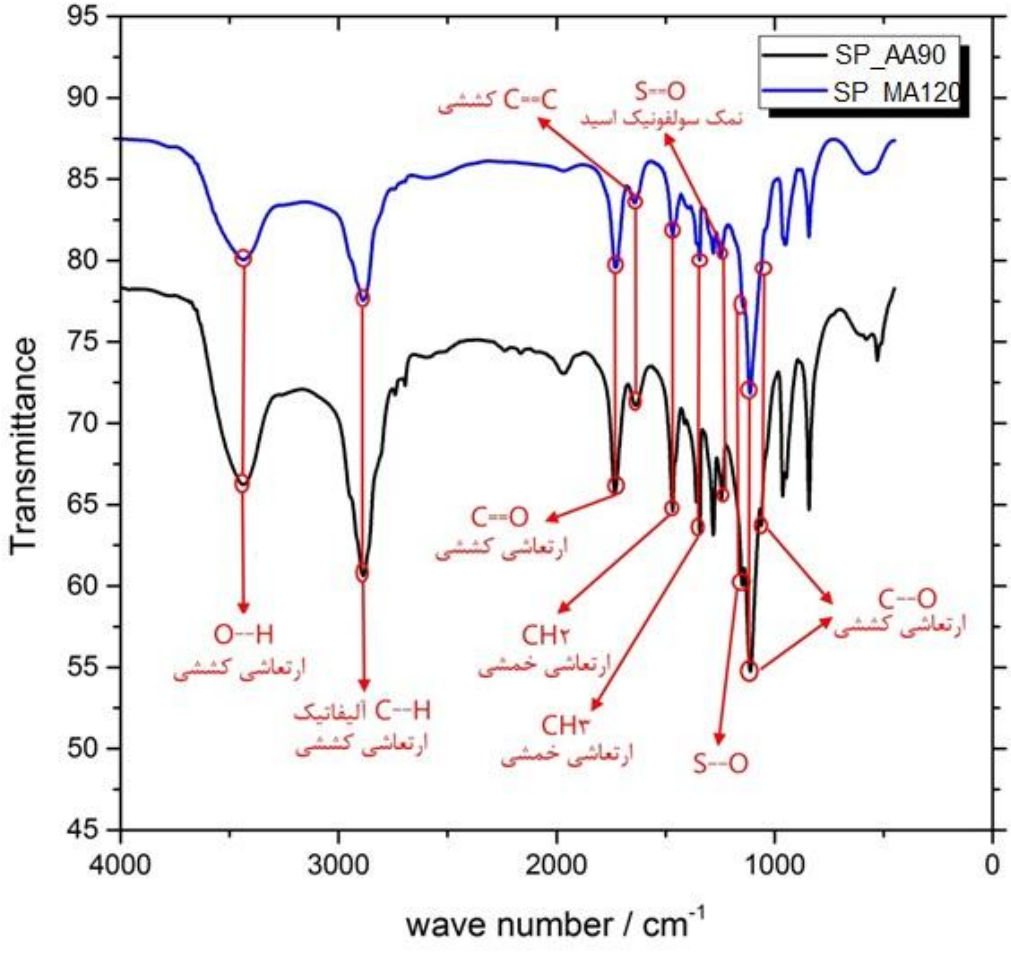
هر یک از کوپلیمرهای SP-AA90 تا SP-AA130 با استفاده از AA کوپلیمریزه شده اند. در جدول 2 دمای پلیمره شدن و جرم مولکولی و توزیع وزن مولکولی(PDI) این ۵ فوق روان کننده مشاهده می شود. دما یکی از موثرترین پارامترها در پلیمره شدن محسوب می شود. با افزایش دما جرم مولکولی فوق روان کننده ها افزایش یافته است، به جز در SP-AA130 که بر خلاف انتظار جرم مولکولی SP-AA130 کاهش یافته است. پس می توان نتیجه گرفت که مکانیزم کوپلیمره شدن در دمای اطراف ۱۳۰ درجه سانتیگراد تغییر کرده است و احتمالا در دمای بالا تمایل مولکول های اکریلیک اسید به واکنش با یکدیگر بیشتر بوده است و کوپلیمر در حال تشکیل در حضور AA تمایل کمتری به واکنش با TPEG داشته است. بنابراین در نمونه SP-AA130 طول زنجیره اصلی افزایش یافته است و چگالی زنجیره های جانبی کاهش یافته است. در بین نمونه های SP-AA90 تا SP-AA120 با افزایش دمای پلیمره شدن MW افزایش داشته است. تا جایی که در SP-AA120 وزن مولکولی به 35000 gr/mol رسیده است. همانطور که در شکل ۱-a پیداست توزیع جرم مولکولی با افزایش دما باریکتر شده است. در جدول 2 نیز دیده می شود که PDI با افزایش دما رو به کاهش است. این بدان معناست که با افزایش دما تعداد کوپلیمرهای با وزن مولکولی کمتر از MW کاهش قابل ملاحظه ای داشته است (با توجه به شکل ۱a و پهنای بیشتر در سمت چپ تمام منحنی ها). پس درSP-AA120 تعداد پلیمر های با وزن مولکولی کمتر از ۲۹۰۰۰ بیشتر بوده است.

جدول ۲- دما وزن مولکولی و توزیع وزن مولکولی برای فوق روان کننده های واکنش شده

Sample	T (ºC)	MW (g/mol)	PDI
SP-AA110	110	30600	1.76
SP-AA120	120	35000	1.4
SP-AA130	130	28700	1.84
SP-MA90	90	5400	2.87
SP-MA100	100	8100	2.28
SP-MA110	110	8600	3.69
SP-MA120	120	13900	3.34
SP-MA130	130	19800	2.41

در جدول 2 . برای کوپلیمرهای واکنش شده با مالئیک انیدرید با افزایش دمای کوپلیمره شدن MW افزایش یافته است اما MW در SP-MA120 به یکباره افزایش قابل ملاحظه ای داشته است. این بدان معناست که در دمای بیشتر از ۱۲۰ درجه سانتیگراد تعداد بیشتری TPEG با جرم مولکولی ۲۰۰۰ وارد زنجیره کوپلیمر شده اند. در SP-MA90 و SP-MA100 ساختار به شکل یک کوپلیمر شانه ای نیست و قاعدتا در عملکرد خود در محیط سیمانی نمی توانند دفع فضایی ایجاد کنند و از آنجا که بار روی زنجیره آنها کم است قادر به ایجاد دفع الکترواستاتیک مناسبی هم نخواهند بود.

۳-۲ آزمون FTIR



شکل ۳- نمودار آزمون FTIR برای دو نمونه SPAA-90 و SP-MA120

در شکل ۳ . پیک های ظاهر شده در هر دو نمونه مشابه است. زیرا اجزای تشکیل دهنده و گروه های عاملی موجود در آن ها مشابه است. پیک ظاهر شده در cm^{-1} ۱۱۰۰ نشان دهنده پیوند اتری است. پیک ظاهر شده در cm^{-1} ۱۵۶۲ نیز مربوط به جذب ارتعاشی کششی گروه کربوکسیلاتی است. پیک ظاهر شده در cm^{-1} ۱۳۴۶ گروه سولفوناتی را نشان می دهد. به طور کلی آزمون FTIR نمی تواند تفاوت ساختار این دو محلول کوپلیمر را به خوبی نشان دهد. اما پیک ظاهر شده در cm^{-1} ۱۷۱۴ نشان دهنده پیوند دوگانه کربن کربن است. در نتیجه در محلول حاوی هر دو نمونه منومر های واکنش نکرده وجود دارد.

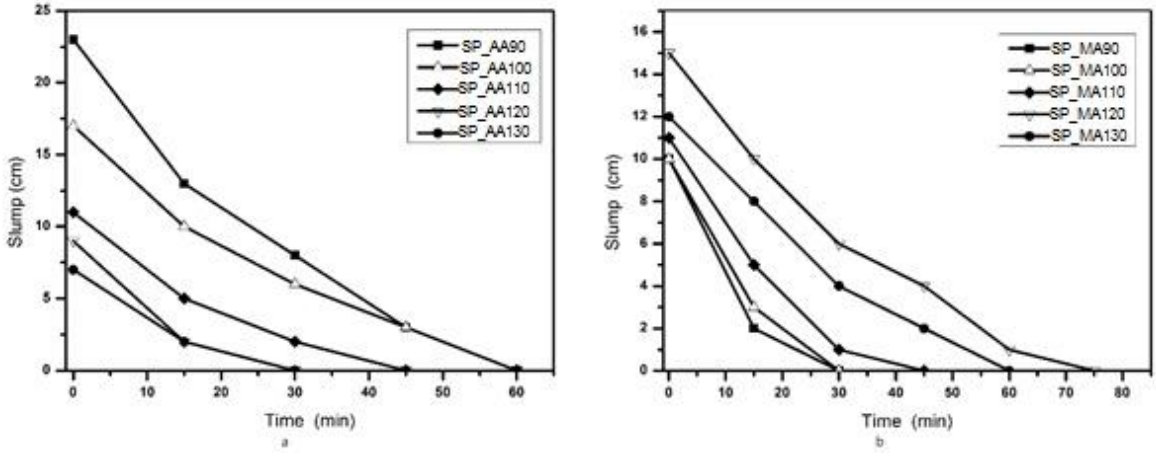
۳-۳ آزمون اسلامپ

ارتباط بین ساختار شیمیایی و عملکرد فوق روان کننده اهمیت بالایی دارد. با اندازه گیری اسلامپ بتن حاوی هر یک از فوق روان کننده های واکنش شده و تغییرات آن با زمان می توان دمای مناسب برای واکنش فوق روان کننده ها و همچنین ارتباط بین ساختار شیمیایی و عملکرد را یافت. اسلامپ اولیه برای بتن تازه بدون فوق روان کننده ۲ سانتی متر اندازه گیری شد.

با توجه به شکل ۴- a فوق روان کننده های SP-AA90 و SP-AA100 اسلامپ اولیه بالاتری را ایجاد کرده اند. اما بتن های حاوی فوق روان‌کننده های واکنش شده در دماهای $110^{o}C$ تا $130\ ^{o}C$ با اکریلیک اسید اسلامپ اولیه پایینی داشتند. علت این مشاهده را میتوان اینگونه توجیه کرد که با افزایش دمای کوپلیمره شدن فوق روان‌کننده های بر پایه اکریلیک اسید، طول زنجیره اصلی به شدت افزایش و چگالی زنجیره های جانبی کاهش می یابد. هرچه طول زنجیره اصلی بلندتر باشد جذب فوق روان‌کننده بر روی دانه های سیمان سخت تر می شود. اختلاف اسلامپ اولیه در بتن های شامل SP-AA90، SP-AA100 و SP-AA110 خیلی زیاد است. این نکته اهمیت دمای واکنش فوق روان کننده ها را به خوبی نشان می دهد. از آنجایی که تعداد کومنومرهای اکریلیک اسید تاثیر بیشتری بر طول زنجیره اصلی دارد و این منومر در مقایسه با پلی اتیلن گلیکول وزن مولکولی خیلی کمتری دارد، ممکن است با افزایش اندکی در جرم مولکولی فوق روان‌کننده طول زنجیره اصلی چند برابر شده باشد. افت اسلامپ با زمان در بتن حاوی SP-AA90 سریع تر از SP-AA100 بوده است. علت این موضوع می تواند اسلامپ اولیه بالاتر در SP-AA90 و چگالی کمتر زنجیره های جانبی در SP-AA100 باشد.

با توجه به شکل ۴- b روانی ایجاد شده در بتن حاوی SP-MA130 کمتر از روانی ایجاد شده در بتن SP-MA120 است. در حالی که طبق نتایج گرفته شده تقریبا نیمی از زنجیره های موجود در نمونه واکنش شده در دمای C ۱۲۰° دارای شکل شانه ای مناسبی نیستند. اما زنجیرهای موجود در نمونه واکنش شده در دمای $۱۳۰^{o}C$ همگی شکلی شانه ای دارند. پس زنجیره های موجود در قله دوم نمودار جرم مولکولی SP-MA120 ساختار بسیار مناسبی برای ایجاد روانی بالا در بتن دارند، تا حدی که در غلظت کمترتوانسته اند عملکرد بهتری را نسبت به SP-MA130 نشان دهند. دو نمونه SP-MA90 و SP-MA100 اسلامپ های اولیه برابر و کمی داشته اند. این عملکرد یکسان با توجه به ساختار زنجیره آن ها کاملا توجیه پذیر است. هیچ یک از این دو فوق روان‌کننده ساختار شانه ای ندارند و منومر پلی اتیلن گلیکول خیلی کم وارد ساختار زنجیرشان شده است. این دو فوق روان کننده سیستم عملکردشان در بتن، به صورت دفع الکترواستاتیک دانه های سیمان است. روانی در بتن حاوی SP-MA130 و SP-MA120 با آهنگ کندتری نسبت به نمونه های دیگر افت می کند. زیرا ساختار این دو فوق روان کننده شانه ای و ساختار دو فوق روان کننده دیگر تقریبا خطی بوده است.

از مقایسه دو شکل ۴-a و ۴-b می توان یافت که به طور کلی فوق روان‌کننده های واکنش شده با اکریلیک اسید در مقایسه با روان کننده های بر پایه مالئیک انیدرید، روانی بیشتری را در بتن تازه ایجاد کرده اند. شاید کوپلیمر موجود در قله دوم نمودار جرم مولکولی SP-MA120 می توانست عملکرد بهتری را نسبت به SP-AA130 نشان دهد. اما غلظت آن در نمونه تقریبا نصف است. بتن های حاوی SP-AA90 و SP-AA100 افت اسلامپ بسیار سریعتری را نسبت به بتن های حاوی SP-MA120 و SP-MA130 داشته اند. زیرا اولا طول زنجیره اصلی در فوق روان‌کننده های بر پایه اکریلیک اسید بلندتر است. ثانیا در فوق روان‌کننده های بر پایه مالئیک انیدرید به ازای هر منومر مالئیک انیدرید دو گروه -COO در زنجیره اصلی پدید می آید. اما در فوق روان‌کننده های بر پایه اکریلیک اسید به ازای هر منومر اکریلیک اسید یک گروه -COO در زنجیره اصلی پدیدار می شود. بنا بر این در فوق روان‌کننده های بر پایه مالئیک انیدرید چگالی بار روی زنجیره اصلی بیشتر است و جذب فوق روان‌کننده روی سیمان بهتر رخ می دهد.

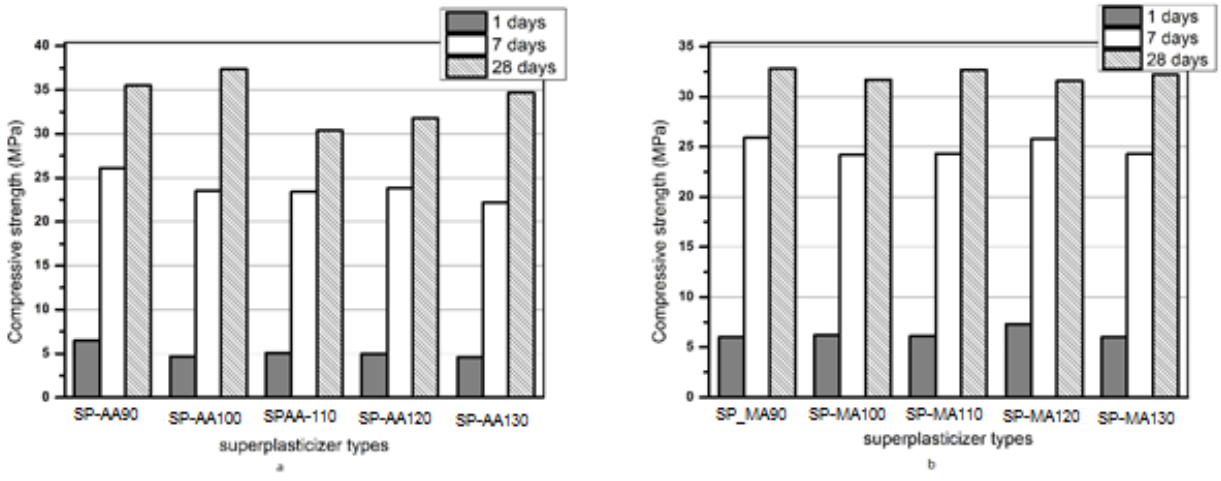


شکل ۴ - a) افت اسلامپ بتن تازه حاوی فوق روان‌کننده های بر پایه اکریلیک اسید
b) افت اسلامپ بتن تازه حاوی فوق روان‌کننده های بر پایه مالئیک انیدرید

۳-۴آزمون مقاومت فشاری

آزمون مقاومت فشاری برای همه بتن ها در نسبت آب به سیمان و میزان فوق روان کننده برابر گرفته شد. از این رو مقاومت های فشاری بتن ها تا حدودی شبیه به هم شده است. زیرا نسبت آب به سیمان برابر بوده است. اما با توجه به شکل ۵-a از مقایسه مقاومت فشاری ۷ روزه و ۲۸ روزه با یکدیگر می توان سرعت افزایش مقاومت بتن را تخمین زد. همان طور که در شکل دیده می شود، سرعت افزایش مقاومت در بتن حاوی SP-AA100 از همه بیشتر است. بنابراین با توجه به مقاومت فشاری ۲۸ روزه ی آن پیش بینی می شود که مقاومت نهایی این بتن از ۴ بتن دیگر بیشتر شود. اختلاف مقاومت ۱ روزه و ۷ روزه نیز در تمامی نمونه ها تقریبا یکسان است. در شکل ۵-b نیز اختلاف مقاومت ۷ روزه و ۲۸ روزه در بتن حاوی فوق روان‌کننده ی SP-MA120 از همه کمتر است. پس احتمالاً مقاومت نهایی این بتن از ۴ بتن دیگر اندکی کمتر خواهد بود. همچنین به این نکته باید توجه کرد که با در نظر گرفتن هر سه مقاومت فشاری، سرعت افزایش مقاومت در بتن حاوی SP-MA90 سریع تر است.

به طور کلی مقاومت فشاری هفت روزه ی بتن های حاوی فوق روان‌کننده های بر پایه مالئیک انیدرید بیشتر از بتن های حاوی فوق روان‌کننده های بر پایه اکریلیک اسید است. نمونه های حاوی SP-MA120 و SP-AA90 مقاومت ۷ روزه بالایی دارند. اما به سه دلیل استفاده از SP-AA90 در کارخانه های بتن پیش ساخته، پیشنهاد می شود، روانی اولیه بالا، افت اسلامپ سریع و مقاومت فشاری ۷ روزه بالا. علت بالاتر بودن مقاومت در بتن های حاوی SP-AA90 و SP-AA100 نسبت به بتن های حاوی SP-MA120 و SP-MA130 را می توان اینگونه توجیه کرد که فوق روان کننده بر پایه اکریلیک اسید هوازایی کمتری را نسبت به دو فوق روان کننده بر پایه مالئیک انیدرید در بتن ایجاد کرده اند. علت این موضوع را می توان به ساختار مربوط کرد. زیرا فوق روان کننده های بر پایه مالئیک انیدرید دارای ساختار با تراکم بیشتر زنجیره های جانبی هستند. به طور کلی با افزایش چگالی اتصالات عرضی و همچنین طول زنجیره اصلی پلیمر خاصیت صابونی آن افزایش می یابد. بنابراین هوازایی نیز با افزایش این دو پارامتر زیادتر می شود. علت هوازایی بیشتر فوق روان کننده های پلی کربوکسیلاتی نسبت به فوق روان کننده های پلی کاندنسیتی نیز همین است. زیرا ساختار شانه ای سبب هوازایی بیشتر می شود.



شکل ۵ - a) مقاومت فشاری ۱روز، ۷روز و ۲۸ روز بتن های حاوی فوق روان‌کننده های برپایه اکریلیک اسید

b) مقاومت فشاری ۱روزه، ۷روزه و ۲۸ روزه ی بتن های حاوی فوق روان‌کننده های برپایه مالئیک انیدرید

۴- نتیجه گیری

با افزایش دمای واکنش جرم مولکولی فوق روان کننده ها افزایش یافت و فوق روان کننده های بر پایه مالئیک انیدرید دارای ساختار با تراکم بیشتر زنجیره های جانبی بودند. روانی ایجاد شده در بتن حاوی نمونه تولید شده با اکریلیک اسید در دمای ۹۰°C، خیلی بالا تر از سایر نمونه ها بود، اما سرعت افت اسلامپ بتن حاوی آن سریع بود. به طور کلی مقاومت فشاری هفت روزه ی بتن های حاوی فوق روان‌کننده های بر پایه مالئیک انیدرید بیشتر از بتن های حاوی فوق روان‌کننده های بر پایه اکریلیک اسید بود.

۵-قدردانی

ناشران مقاله از شرکت بسپار بتن ایرانیان هوشمند (STRUMIX) به خاطر حمایت های مالی،فنی و آزمایشگاهی جهت انجام این پروژه، کمال تشکر خود را اعلام می دارند.

۶-مراجع

[1] *Memon, A. H., Radin, S. S., Zain, M. F. M., & Trottier, J. F. (2002). Effects of mineral and chemical admixtures on high-strength concrete in seawater. Cement and Concrete Research, 32(3), 373-377.*

[2] Łaźniewska-Piekarczyk, B. (2013). The influence of chemical admixtures on cement hydration and mixture properties of very high performance self-compacting concrete. Construction and building materials, 49, 643-662.

[3] Assaad, J, Kamal, H. (2004). Evaluation of static stability of self-consolidating concrete. ACI Materials Journal 101.3 .

[4] Neville, A. M. (2006). Concrete: Neville's insights and issues. Thomas Telford.

[5] Felekoğlu, B., Türkel, S., & Baradan, B. (2007). Effect of water/cement ratio on the fresh and hardened properties of self-compacting concrete. Building and Environment, 42(4), 1795-1802.

[6] Mardani-Aghabaglou, A., Tuyan, M., Yılmaz, G., Arıöz, Ö., & Ramyar, K. (2013). Effect of different types of superplasticizer on fresh, rheological and strength properties of self-consolidating concrete. Construction and Building Materials, 47, 1020-1025.

[7] Barbhuiya, S. (2011). Effects of fly ash and dolomite powder on the properties of self-compacting concrete. Construction and Building Materials, 25(8), 3301-3305.

[8] Hwang, S. D., Khayat, K. H., & Bonneau, O. (2006). Performance-based specifications of self-consolidating concrete used in structural applications. ACI materials journal, 103(2), 121.

[9] Paultre, P., Khayat, K. H., Cusson, D., & Tremblay, S. (2005). Structural performance of self-consolidating concrete used in confined concrete columns. ACI structural journal, 102(4), 560-568.

[10] Björnström, J., & Chandra, S. (2003). Effect of superplasticizers on the rheological properties of cements. Materials and Structures, 36(10), 685-692.
[11] Boukendakdji, O., Kadri, E. H., & Kenai, S. (2012). Effects of granulated blast furnace slag and superplasticizer type on the fresh properties and compressive strength of self-compacting concrete. Cement and concrete composites, 34(4), 583-590.
[12] Lei, L., & Plank, J. (2012). Synthesis, working mechanism and effectiveness of a novel cycloaliphatic superplasticizer for concrete. Cement and Concrete Research, 42(1), 118-123.
[13] Guérandel, C., Vernex-Loset, L., Krier, G., De Lanève, M., Guillot, X., Pierre, C., & Muller, J. F. (2011). A new method to analyze copolymer based superplasticizer traces in cement leachates. Talanta, 84(1), 133-140.
[14] Houst, Y. F., Bowen, P., Perche, F., Kauppi, A., Borget, P., Galmiche, L., ... & Banfill, P. F. (2008). Design and function of novel superplasticizers for more durable high performance concrete (superplast project). Cement and Concrete Research, 38(10), 1197-1209.
[15] Yamada, K., Takahashi, T., Hanehara, S., & Matsuhisa, M. (2000). Effects of the chemical structure on the properties of polycarboxylate-type superplasticizer. Cement and concrete research, 30(2), 197-207.
[16] Winnefeld, F., Becker, S., Pakusch, J., & Götz, T. (2007). Effects of the molecular architecture of comb-shaped superplasticizers on their performance in cementitious systems. Cement and Concrete Composites, 29(4), 251-262.
[17] Felekoğlu, B., & Sarıkahya, H. (2008). Effect of chemical structure of polycarboxylate-based superplasticizers on workability retention of self-compacting concrete. Construction and Building Materials, 22(9), 1972-1980.
[18] Bian, R. B., & Shen, J. (2006). Review of polycarboxylate superplasticizer: synthetic methods and research. FINE CHEMICALS-DALIAN-, 23(2), 179.
[29] Janowska-Renkas, E. (2013). The effect of superplasticizers' chemical structure on their efficiency in cement pastes. Construction and Building Materials, 38, 1204-1210.

Strengthening the RC Frames Using an Innovative Steel Damper with Shear Mechanism

Ali Ghamari*
Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Darreh Shahr Branch, Islamic Azad University, Darreh Shahr, Iran. aghamari@alumni.iust.ac.ir

Alireza Khaloo
Distinguished Professor, Department of Civil Engineering, Sharif University of Technology, Tehran, Iran. khaloo@sharif.edu

Abstract
Passive energy dampers have been identified as efficient and economical tools to improve the seismic behavior of structures against seismic loads. Among all types of passive energy dampers, steel dampers are more popular because of their ease of construction, availability, affordability, economical aspect. In addition, these types of dampers have performed well in the laboratory and numerical studies, as well as in past earthquakes. Although these types of dampers are more economical than other dampers, they are not economical to use in conventional structures compared to other conventional lateral load systems. Therefore, in this paper, an innovative damper with shear mechanism is introduced which is easy to construct and operate and is economical to use. This proposed damper is easily replaceable after severe earthquakes. Numerical results show that the proposed damper improves the seismic behavior of the RC frame. It is usually not easy to increase the stiffness and ductility of the structure at the same time, but numerical results show that the proposed dampers increase the stiffness and ductility of structures. It also causes energy dissipation to the structure by increasing the damping in the nonlinear area. In this paper, the necessary equations for calculating the ultimate stiffness and strength of the system as well as its design are proposed.
Keywords: *RC frame, Steel Damper, Ductility, Stiffness, Seismic Energy.*

تقویت قاب های خمشی بتنی با استفاده از یک میراگر ابتکاری فولادی با مکانیزم برشی

دریافت مقاله: ۱۰-۰۱-۱۳۹۹
پذیرش مقاله: ۲۷-۰۸-۱۳۹۹

علی قمری*
گروه مهندسی عمران، واحد دره شهر، دانشگاه آزاد اسلامی، دره شهر، ایران

علیرضا خالو
استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، ایران.

چکیده:
میراگرهای غیر فعال انرژی به عنوان ابزار کارا و اقتصادی برای بهبود رفتار لرزه ای سازه ها در برابر بارهای لرزه ای شناخته شده اند. در میان انواع میراگرهای غیرفعال انرژی، میراگرهای فولادی به دلیل سهولت ساخت و اجرا، در دسترس بودن امکانات ساخت آنها، مقرون به صرفه بودن، از مقبولیت بیشتری برخوردار هستند. علاوه بر آن، این نوع میراگرها، عملکرد مطلوبی در مطالعات آزمایشگاهی و عددی، و همچنین در زلزله های گذشته داشته اند. هر چند این نوع میراگرها نسبت به سایر میراگرها اقتصادی تر هستند اما در حال حاضر استفاده از آنها در سازه های معمول در مقایسه با سایر سیستم های مرسوم باربر جانبی، اقتصادی نمی باشد. لذا در این پژوهش یک میراگر ابتکاری دارای سازوکار تسلیم برشی معرفی شده که از سهولت بالایی در ساخت و اجرا برخوردار بوده و همچنین از جنبه اقتصادی، مقرون به صرفه است. این میراگر پیشنهادی پس از زلزله های شدید براحتی قابل تعویض است. نتایج عددی نشان می دهد که میراگر پیشنهادی باعث بهبود رفتار لرزه ای قاب خمشی بتنی می شود. معمولا افزایش همزمان سختی و شکل پذیری در سازه به راحتی میسر نمی شود اما نتایج نشان می دهد میراگر پیشنهادی باعث افزایش سختی و شکل پذیری سازه می گردد. همچنین با افزایش میرایی در ناحیه غیر خطی باعث اتلاف انرژی اعمالی به سازه می گردد. در این پژوهش، روابط لازم برای محاسبه سختی و مقاومت نهایی سیستم و همچنین طراحی آن پیشنهاد شده است.

کلمات کلیدی: قاب خمشی بتنی، میراگر فولادی؛ شکل پذیری، سختی، انرژی لرزه ای.

۱- مقدمه

تجربه زلزله های گذشته از جمله زلزله اخیر کرمانشاه حاکی از آسیب پذیری قاب های خمشی بتن مسلح بوده است. در این راستا برای بهبود رفتار لرزه ای، روش های متعددی پیشنهاد شده است که می توان به تقویت قاب های بتن مسلح با استفاده از الیاف پلیمری (FRP)، مهاربندهای فولادی، غلاف های فولادی، افزودن دیوار برشی، و بکارگیری میراگرها اشاره نمود. هر یک از روش های مذکور دارای مزایا و معایبی هستند که بر حسب نیاز لرزه ای، مزایا و معایب روش تقویب قاب بتن مسلح می توان روش مطلوب را تعیین نمود. در میان روش های مذکور، استفاده از FRP و غلاف های فولای هر چند باعث بهبود رفتار عضو تقویت شده می شوند اما تاثیری بر رفتار کلی سازه از جمله سختی و مقاومت نهایی سازه نخواهند داشت. لذا این دو روش صرفا برای تقویت های موضعی مناسب هستند حال آنکه اگر سختی کلی سازه و یا مقاومت آن مد نظر باشد این دو روش عملا بی تاثیر خواهند بود. علاوه بر آن هزینه زیادی را به سازه تحمیل می کنند که جز در موارد خاص، توجیه اقتصادی ندارد.

استفاده از دیوار برشی بتن مسلح برای تقویت قاب های بتن مسلح هر چند باعث بهبود رفتار لرزه ای می شود اما در سازه های کوتاه مرتبه توجیه اقتصادی ندارد. علاوه بر آن، استفاده از دیوار برشی بتن مسلح با پیچیدگی های اجرایی در مقایسه با قاب خمشی همراه است. همچنین دیوار برشی باعث افزایش نیروای اینرسی متناسب با جرم سازه می شود.

بکارگیری مهاربندهای همگرای فولادی برای تقویت قاب های بتن مسلح [1,2] هرچند باعث افزایش سختی و مقاومت نهایی سازه می گردد اما باعث کاهش شکل پذیری سازه می شود. بنابراین استفاده از این روش در مناطق با خطر لرزه ای بالا توصیه نمی شود. برای فائق آمدن بر مشکل مذکور، محققان استفاده از مهاربندها واگرا را پیشنهاد نمودند [3,4]. که نتایج آزمایشگاهی و عددی نشان داد که استفاده از مهاربندهای واگرا با لینک افقی به دلیل ایجاد برش زیاد در تیر طبقه نه تنها باعث بهبود رفتار نمی شود بلکه به شدت شکل پذیری را کاهش می دهد. هر چند استفاده از لینک قائم برشی باعث بهبود رفتار لرزه ای و شکل پذیری سازه می شود اما با مشکلات اجرایی زیادی از جمله اتصال لینک قائم به تیر طبقه همراه است و اجرای آن با حساسیت بالایی همراه است. بنابراین در سازه های کوتاه تا میان مرتبه، با توجه به کیفیت اجرای نه چندان مطلوب، استفاده از مهاربندهای واگرا منطقی به نظر نمی رسد. اما استفاده از میراگرهای غیرفعال انرژی، مشکلات سایر روش ها را مرتفع می کند.

میراگرهای های غیر فعال انرژی، تکنولوژی جدید، پیشرفته، و موثر در مهندسی سازه هستند که باعث بهبود عملکرد لرزه ای می شوند. بهبود این ابزارها، سازه را به سوی فلسفه طراحی بر اساس اتلاف انرژی و کاهش نیاز لرزه ای با تکیه بر افزایش شکل پذیری و میرایی سوق می دهد. پایداری سازه ها تحت بارهای جانبی لرزه ای و قابلیت بهره برداری آنها و تعمیر یا تعویض برخی قطعات سازه پس از زلزله در مناطق شهری از مسائل مهمی است که با کنترل خسارت در برخی قطعات نظیر میراگرهای انرژی قابل حل است. هر چند عملکرد لرزه ای سیستم های مقاوم در برابر بارهای لرزه ای به عنوان مهمترین پارامتر ذکر می شود اما جنبه های اقتصادی و سهولت روش اجرای سازه ها نیز به همان اندازه مهم و حیاتی خواهد بود. هر چند میراگرهای غیر فعال فولادی نسبت به سایر میراگرهای متناظر اقتصادی تر هستند اما همچنان این توجیه اقتصادی قابل تعمیم به تمام قاب های بتن مسلح نیست. همچنین استفاده از میراگرهای فولادی، در بیشتر موارد، مهارت و امکانات خاصی را می طلبد که با توجه به امکانات موجود و دانش مهندسی ایران، طراحان و مجریان را با مشکل مواجه می کنند.

اولین ایده استفاده از میراگرهای فولادی توسط کلی درسال ۱۹۷۲ پیشنهاد شد [5]. میراگرهای برشی در این میان از میراگرهای غیرفعال فولادی مزایای بهتری دارند. اولین تحقیقات گسترده بر روی میراگر با سازوکار برشی در دهۀ ۱۹۷۰ بر روی قابهای با مهاربند واگرا (EBF) [6-10] شروع شد. نتایج این تحققیات نشان داد که این نوع مهاربندها باعث بهبود رفتار لرزه ای سازه ها می شوند. بنابراین در اوایل دهۀ ۱۹۸۰ در تعدادی از ساختمانها از این بادبند استفاده شد. پس از آن کاربرد عملی قابهای EBF در آیین نامه ها بصورت دستورالعمل وارد شد. بدین ترتیب

انجمن مهندسین ساختمان کالیفرنیا (SEAOC) [11] نسبت به توسعه مقررات طراحی برای قابهای EBF اقدام و با تجدید نظر مختصر، در سال ۱۹۸۸ در آئین نامه UBC مبادرت به درج ضوابط نمودند. به موازات این اقدام، شورای ایمنی ساختمان در برابر زلزله (BSSC) در نشریه "برنامه ملی کاهش خطر زلزله" (NEHRP) [12] در سال ۱۹۸۵ دستورالعمل کوتاه برای طراحی قابهای EBF در ساختمانهای جدید جهت توسعه مقررات لرزه ای ارائه نمود که در زمان کوتاهی از سوی آژانس مدیریت اضطراری فدرال (FEMA) [13] این مقررات از قسمت ضمیمه به قسمت اصلی منتقل گردید. لازم به توضیح است که شورای ایمنی ساختمان در برابر زلزله (BSSC) از مدارک به روز شورای تکنولوژی کاربردی(ATC- 3-06) [14] استفاده نموده و با انتشار مقررات NEHRP برای توسعه مقررات زلزله ای ساختمانهای جدید اقدام کرده است. انستیتوی ساختمان فولاد آمریکا (AISC) [15] نیز مستقل از فعالیت سایر مجموعه های علمی و پژوهشی در چندین سال به طور وسیع پیرامون توسعه ضوابط طراحی به روش ضریب بار و مقاومت (LRFD) برای ساختمانهای فولادی که شامل مقررات لرزه ای نیز می باشد در حال به تحقیق بوده است. این آئین نامه مقررات مفصلی برای قابهای EBF ارائه کرده است.

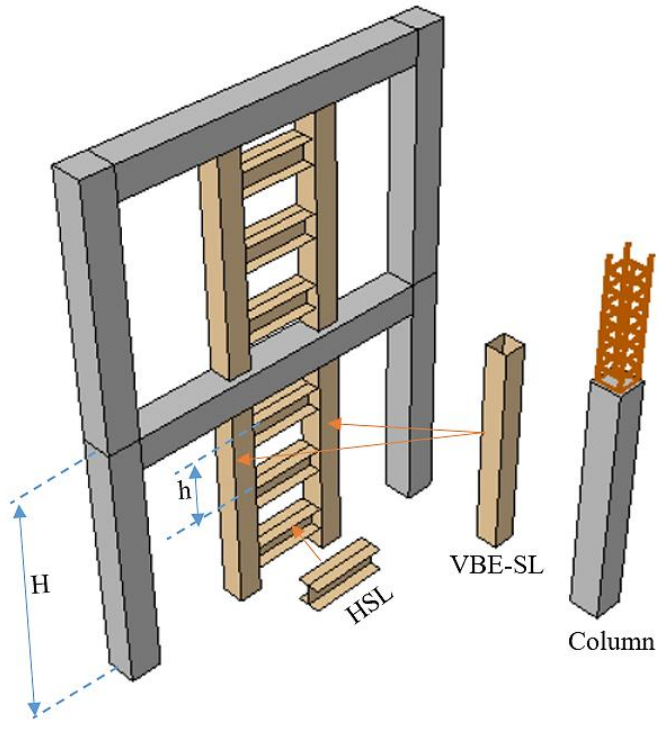
تحقیقات ری و والانس [16,17] ایده استفاده از میراگر برشی با استفاده از فولاد با حد تسلیم پایین (LYP) و آلومینیوم را معرفی نمودند. نتایج مطالعات آنان رفتار مناسب این میراگر را تصدیق نمود. هاریس [18] مطالعاتی جامع در خصوص میراگرهای مرکب انجام داد. وتر و قمری [21-19] در تحقیقات خود بر روی لینک برشی قائم معادلات لازم را جهت طراحی این سیستم ارائه نمودند . قبورا و الفث [22,23] بر روی مقاوم سازی ساختمان با استفاده از لینک برشی مطالعات عددی و آزمایشگاهی انجام و نتایج حاصل را منتشر نمودند. آنان استفاده از لینک برشی قائم در سازه بتنی را ایده موثر در بهسازی لرزه ای معرفی و ضوابط اجرائی لازم را ارائه نمودند. پوپوف [24] و همکاران مفصل خمیری برشی و ضوابط محاسباتی را بررسی و اندرکنش آن را با سایر نیروها منتشر نمودند. در حال حاضر در نقاط مختلف دنیا تحقیقات بر روی لینک برش در حال انجام می باشد.

در پژوهش حاضر، یک میراگر غیرفعال فلزی معرفی می گردد که علاوه بر حصول برتری های عملکردی سایر میراگرها از قبیل پایداری لوپ هیسترزیس، کنترل تخریب و تسلیم هدایت شده، شکل پذیری، قابلیت نصب سریع و سهولت اجرا، و تعویض پس از زلزله را داراست. عملکرد مناسب هر عضو سازه ای مستلزم اجرای صحیح آن در عمل خواهد بود. با توجه به عملکرد اجرایی ضعیف مجریان در ایران، اجرای بسیاری از سازه ها (علیرغم عملکردی مناسب در برابر بارهای لرزه ای) ممکن نیست. لذا پیشنهاد سیستم های ساده از نظر اجرا، گامی مهم در رشد دانش مملکت خواهد بود. از این رو، سعی شده است در این پژوهش میراگری پیشنهاد شود که بدون نیاز به نیروهای ماهر، از کیفیت اجرایی بالایی برخوردار باشد.

۲- معرفی میراگر پیشنهادی

۲-۱ هندسه میراگر

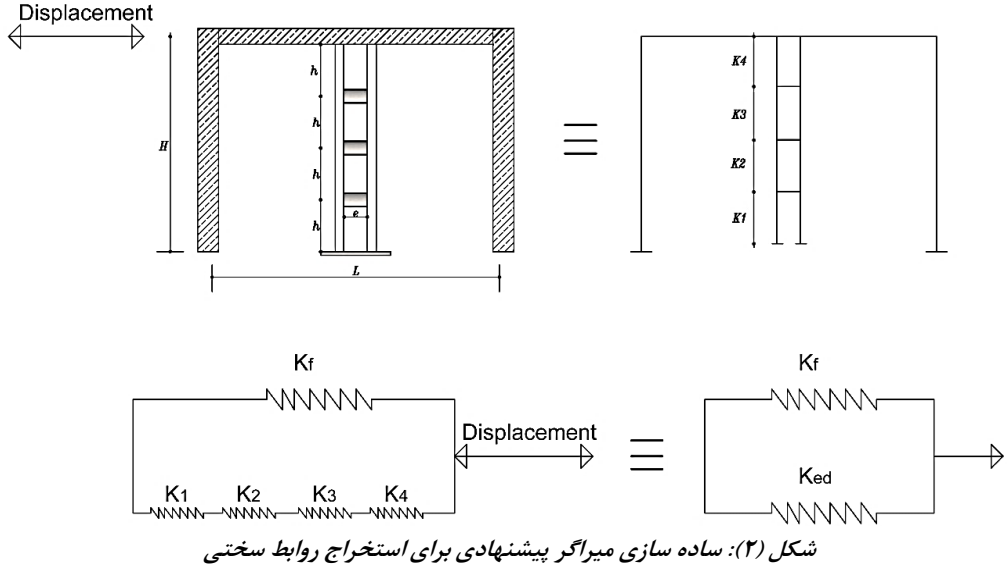
در شکل (۱) هندسه میراگر پیشنهادی نمایش داده شده است. در این شکل، HSL به عنوان لینک با سازوکار برشی طراحی می شوند. اتصال اجزا HSL به اجزا قائم، VBE-SL، به صورت مفصلی و خمشی قابل اجرا است اما جهت سهولت اجرایی، استفاده از اتصال مفصلی پیشنهاد می شود که در این پژوهش نیز، آنها به صورت مفصلی مورد بررسی قرار می گیرد. ساخت این میراگر می تواند خارج از کارگاه با کیفیت اجرایی بالا و همچنین تحت نظارت مناسب انجام شود سپس در حین اجرای سایر اجزای سازه، نصب گردد. از این نظر با توجه به عدم نیاز به جوش های سربالا و سقفی، جوش ها از کیفیت بالایی برخوردارند. از طرفی در هر مرحله از ساخت قاب خمشی، می توان میراگر را نصب نمود که خللی در پیشرفت ساخت سازه ایجاد نمی کند. علاوه بر آن می توان در مطالعات بهسازی لرزه ای از این میراگر براحتی استفاده نمود.



شکل (۱): هندسه میراگر پیشنهادی

۲-۲ سختی سیستم

سختی میراگر پیشنهادی K_{ed}، از قانون ترکیب سری فنرهای معادل سختی تبعیت می کند. با توجه به اینکه، با افزودن میراگر پیشنهادی به قاب بتنی، تغییرمکان جانبی قاب و میراگر با هم برابر است لذا فنر معادل سختی کل سازه از قانون ترکیب فنرهای موازی تبعیت خواهد کرد. فنرهای معادل قاب خمشی K_f، و میراگر پیشنهادی در شکل (۲) نمایش داده شده است. باید توجه نمود که سختی معادل میراگر از قانون ترکیب سری فنرها تبعیت می کند. لذا برای دستیابی به سختی معادل کل سازه(K_e)، ترکیب سری فنرهای معادل میراگر باید بر اساس ترکیب موازی فنرهای قاب جمع شود.



شکل (۲): ساده سازی میراگر پیشنهادی برای استخراج روابط سختی

بنابراین سختی جانبی سیستم برابر است با:

$$K_e = K_{ed} + K_f \quad (۱)$$

سختی معادل میراگر ،K_{ed}، بر اساس جمع سری فنرهای معادل برابر است با:

$$\frac{1}{K_{ed}} = \sum \frac{1}{K_i} \quad (۲)$$

$$K_1 = K_2 = \cdots = K_n = n\,\frac{12EI_{cd}}{h^3}\;\frac{12\rho_d\ +\ 1}{12\rho_d\ +\ 4} \quad (۳)$$

بنابراین

$$K_{ed} = \frac{K_1}{n} \quad (۴)$$

در روابط فوق $\rho_d = \frac{I_{bd}}{4I_{cd}}$ است که I_{cd} و I_{bd} به ترتیب ممان اینرسی المان قائم و افقی میراگر پیشنهادی است. با توجه به اینکه:

$$K_1 = \frac{24EI_{cd}}{H^3}(n+1)^3\left(\frac{12\rho_d+1}{12\rho_d+4}\right) \quad (۵)$$

بنابراین سختی جانبی میراگر برابر است با:

$$\mathrm{K_{ed}} = \frac{\mathrm{K_1}}{\mathrm{n}+1} = \frac{24E\mathrm{I_{cd}}}{\mathrm{H}^3}(\mathrm{n}+1)^2\left(\frac{12\rho_\mathrm{d}+1}{12\rho_\mathrm{d}+4}\right) \quad (۶)$$

همچنین سختی جانبی قاب برابر است با:

$$K_f = \frac{V_c H^3}{12EI_c} + \frac{V_b L^2 H}{12EI_b} \quad (۷)$$

در این رابطه V_c و V_d به ترتیب نیروی برشی در ستون و تیر است. همچنین I_c و I_b به ترتیب ممان اینرسی ستون و تیر است. H و L نیز ارتفاع و طول قاب است که در شکل ۲ نمایش داده شده است.

۳-۲-مقاومت جانبی سیستم

با افزودن میراگر پیشنهادی به قاب خمشی بتنی، سازوکار رفتاری قاب تغییر پیدا می کند. این تغییر سازوکار به دلیل تغییر محل تشکیل مفصل خمیری از دو انتهای تیر به محل HSL است. تیرها در قاب خمشی علاوه بر بار جانبی وظیفه تحمل بارهای ثقلی را نیز بر عهده دارند اما اجزا HSL تحت اثر بارهای ثقلی قرار نمی گیرند. لذا با تشکیل مفصل خمیری در HSL، خللی در باربری ثقلی سیستم ایجاد نمی شود. بنابراین، تغییر محل تشکیل مفصل خمیری باعث بهبود رفتار لرزه ای سیستم می گردد. برای قاب یک طبقه، مقاومت نهایی جانبی سیستم از رابطه محاسبه می گردد [25,26]:

$$F_f = \frac{4M_{pf}}{H} \quad (۸)$$

در رابطه فوق، M_{pf} لنگر خمیری قاب خمشی است. حد کشسان تغییر مکان جانبی قاب خمشی ،U_f، از رابطه زیر محاسبه می شود.

$$U_f = \frac{M_{pf}H^2}{6EI_c} \quad (۹)$$

با محاسبه تغییرمکان حد کشسان، نیروهای جانبی در میراگر پیشنهادی محاسبه می شود. لذا نیروی خمیری ،F_d، در اجزا قائم میراگر پیشنهادی جهت طراحی از رابطه زیر محاسبه می شود.

$$F_d = min\begin{cases}\dfrac{4M_{pd}}{H}\\[2ex] \dfrac{4(nV_p \times \frac{e}{2})}{h}\end{cases} \quad (۱۰)$$

در رابطه فوق، n، تعداد اجزا HSL است. سایر پارامترهای قبلا تعریف شده است.

مقاومت جانبی سیستم از جمع مقاومت نهایی میراگر و مقاومت نهایی قاب خمشی محاسبه می شود که برابر حداقل دو مقدار F_{u2} و F_{u1} است.

$$F_{u1} = \frac{4M_{pf}}{H} + \frac{4M_{pd}}{h} \quad (۱۱)$$

$$F_{u2} = \frac{4M_{pf}}{H} + \frac{4(nV_p \times \frac{e}{2})}{h} \quad (۱۲)$$

با توجه به اینکه ، $h = \frac{H}{n+1}$ است لذا رابطه فوق به صورت زیر ساده سازی می شود.

$$F_{u1} = \frac{4}{H}(M_{pf} + (n+1)M_{pd}) \quad (۱۳)$$

$$F_{u2} = \frac{4}{H}(M_{pf} + (n+1)nV_p e) \quad (۱۴)$$

۲-۴ طراحی میراگر

در طراحی لرزه ای، شکل پذیری از اهمیت ویژه ای برخوردار است. تسلیم برشی میراگر، رفتار شکل پذیر را نتیجه می دهد. پیکربندی و هندسه میراگر باعث می شود که مد حاکم، تسلیم برشی لینک افقی باشد. لذا هنگام وقوع زلزله شدید تغییر شکل غیر ارتجاعی به تیر پیوند محدود شده و نهایتاً این HSL باید طوری طرح شود که بتواند تغییر شکل های بزرگ غیر کشسان را بدون کاهش مقاومت تحمل کنند. با توجه به رفتار مفصل های برشی در پیوندهای افقی که به علت سخت شوندگی کرنشی، مقدار برش و خمش در تیر پیوند به ترتیب به 1.5Vp و 1.2Mp می رسد و با نوشتن معادله تعادل تیر پیوند، طول تیر پیوند برای تضمین رفتار برشی به صورت رابطه (۱۵) است. بنابراین طول HSL از رابطه زیر محاسبه می شود. این رابطه در تمام آئین نامه های دنیا برای طول تیر پیوند در مهاربندهای واگرا استفاده می شود.

$$e \leq \frac{2 \times 1.2M_p}{1.5V_p} = \frac{1.6M_p}{V_p} \quad (۱۶)$$

در رابطه فوق M_p و V_p به ترتیب ظرفیت خمشی خمیری و ظرفیت برشی خمیری هر مقطع می باشند. که از ابطه (۱۷) و (۱۸) محاسبه می شوند.

$$V_p = 0.6F_{yw}t_w(d - 2t_f) \quad (۱۷)$$

$$M_p = F_{yf}t_f(b - 2t_w)(d - t_f) + F_{yw}\frac{t_w d^2}{2} \quad (۱۸)$$

در این روابط F_{yw} ، t_w ، t_f ، و d مشخصات HSL هستند که به ترتیب تنش تسلیم، ضخامت جان، ضخامت بال، ارتفاع مقطع می باشند. HSL باید بر اساس رابطه زیر طراحی شود.

$$\emptyset V_n \geq V_u \quad (۱۹)$$
$$\emptyset = 0.9$$

در مقررات ملی ساختمان-مبحث دهم [27] به تبعیت از آئین نامه AISC [28] مقاومت اسمی برشی برای تیرهای پیوند به صورت $V_p = 1.25R_yV_n$ پیشنهاد شده است که دراین پژوهش نیز از آن برای طراحی HSL استفاده می شود.

طراحی مطلوب آنست که میراگر قبل از قاب تسلیم شود تا خسارت در آن متمرکز گردد و سایر اجزا سازه ای در ناحیه کشسان باقی بمانند. برای آنکه اولین مفصل خمیری در میراگر تشکیل شود لازم تحت اثر بار جانبی، اعظم نیرو توسط میراگر جذب شود. بر اساس اصول دینامیک سازه، بار جانبی به نسبت سختی بین اعضا توزیع می گردد. بنابراین برای آنکه، میراگر نیروی بیشتری را جذب کند لازم است رابطه زیر اقناع گردد.

$$K_f < K_{ed} \quad (۲۰)$$

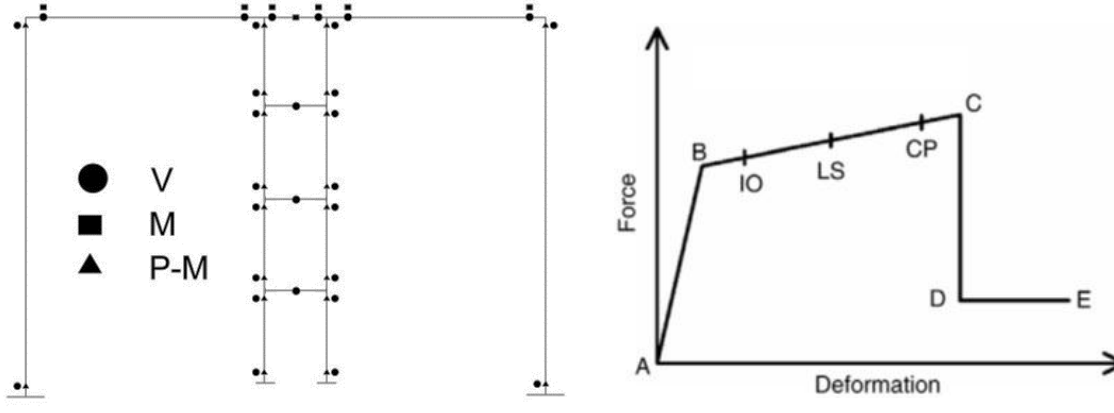
با جایگزاری روابط (۶) و (۷) در رابطه (۲۰) با فرض نقطه عطف در وسط تیر و ستون، رابطه زیر حاصل می شود.

$$\frac{e}{L}\frac{H}{h} > \sqrt{\frac{\frac{V_c}{I_c}+\frac{V_b}{I_b}}{\frac{V_{cd}}{40I_{cd}}+\frac{V_{bd}}{20I_{bd}}}} \qquad (۲۱)$$

۳-مطالعه عددی

۳-۱-نحوه مدلسازی

نرم افزارهای متعددی برای انجام تحلیل غیرخطی میراگر پیشنهادی در دسترس هستند. اما تنها برخی از آنها قابلیت در نظر گرفتن و لحاظ کردن مفصل خمیری بر اساس آئین نامه را دارا هستند. بنابراین در این پژوهش، تحلیل های غیرخطی با استفاده از نرم افزار المان محدودی SAP2000 انجام شده است که دارای چنین قابلیتی است. در این نرم افزار برای مدلسازی قابلیت تعریف المان میله ای غیرخطی با لحاظ کردن مفصل خمیری وجود دارد. لذا برای تحلیل غیرخطی، مفاصل خمیری متمرکز معرفی شده است. در شکل (۳) مفاصل خمیری نمایش داده شده است. در این شکل V, M, P-M به ترتیب معرف مفصل خمیری خمشی-محوری، خمشی و برشی است. در معرفی مشخصات مفصل خمیری، همانند شکل (۳)، از تعریف مفصل خمیری در نشریه ۳۶۰ سازمان برنامه و بودجه [29] که منطبق بر آئین نامه FEMA356 [30] است، استفاده شده است.



ب) *الف)*

شکل (۳): الف) تعریف مفصل خمیری [29,30] ب) محل و نوع اختصاص مفاصل خمیری

۳-۲-مدل های عددی

در جدول (۱) مدلهای عددی جهت انجام تحلیل غیرخطی لیست شده اند. نام هر مدل عددی از سه بخش تشکیل شده است. بخش اول نام هر مدل که DM, M معرفی شده است به ترتیب معرف قاب خمشی و قاب دارای میراگر است. قسمت سوم اسم نمونه ها معرف نوع تیرآهن تیر می باشد. ابتدا یک مدل قاب خمشی با استفاده از الزامات آئین نامه طراحی ساختمان در مقابل زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) ویرایش چهارم طراحی گردید که این مدل با نام M-1-22 معرفی شده است. سپس تحلیل غیر خطی با تغییر تیر طبقه انجام گرفت. لذا چند مدل با تیر طبقه قویتر و چند مدل با تیر طبقه ضعیفتر جهت بررسی میراگر در سازه های قاب خمشی با تغییرات سختی قاب خمشی، تحت تحلیل غیرخطی ارزیابی شد. پس از آن، به قاب های خمشی، میراگر اضافه گردید و مجددا مدلها تحلیل شدند. در مدلهای دارای میراگر پیشنهادی، لینک برشی میراگر بنحوی طراحی شده که مفصل خمیری برشی قبل از مفصل خمیری خمشی در میراگر تشکیل گردد. برای این منظور، طول لینک برشی بر اساس رابطه (۱۶) در نظر گرفته شده است.

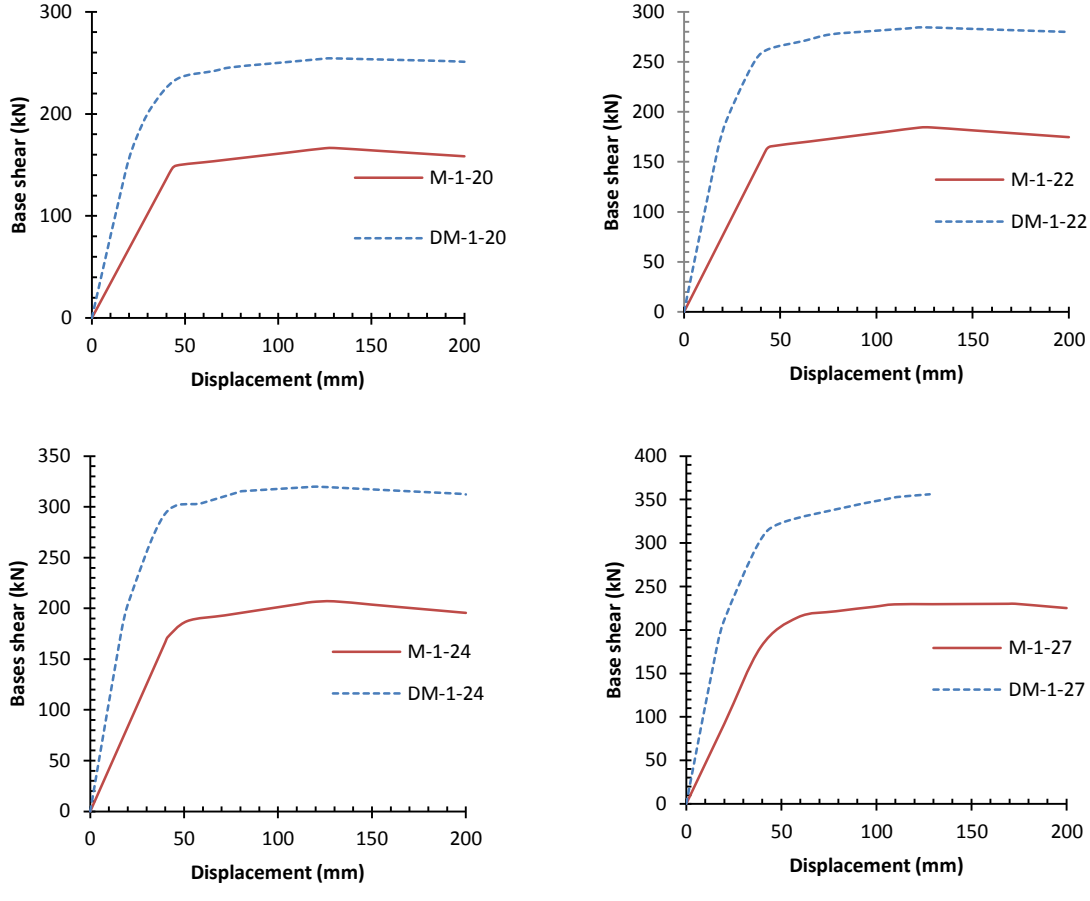
جدول (۱): مدلهای عددی

مدل	HSL	نسبت ممان اینرسی HSL به VBE-	e (mm)
DM-1-20	200	0.51	500
DM-1-22	220	0.72	500
DM-1-24	240	1.01	500
DM-1-27	270	1.51	500
M-1-20	200	0.51	500
M-1-22	220	0.72	500
M-1-24	240	1.01	500
M-1-27	270	1.51	500

۴-بحث و بررسی نتایج

۴-۱ دیاگرام بار-تغییر مکان

نمودار بارافزون (Pushover) سازه ها حاوی اطلاعات ارزشمندی است که پس از تحلیل غیرخطی در اختیار محققان قرار می گیرد. بنابراین در شکل (۴) نمودارهای بار-تغییر مکان مدلهای تحلیل شده برای سازه های مورد بررسی ترسیم شده است. مقایسه نمودارهای بار-تغییر مکان سازه های دارای میراگر و بدون میراگر نتایج نشان می دهد که میراگر پیشنهادی باعث افزایش سختی، مقاومت و جذب انرژی سازه می گردد. این وضعیت در تمام حالات با تغییرات نسبت سختی تیر به ستون صادق است.



شکل (۴): مقایسه دیاگرام بار-تغییر مکان مدلها

۲-۴-زمان تناوب و میرایی سازه

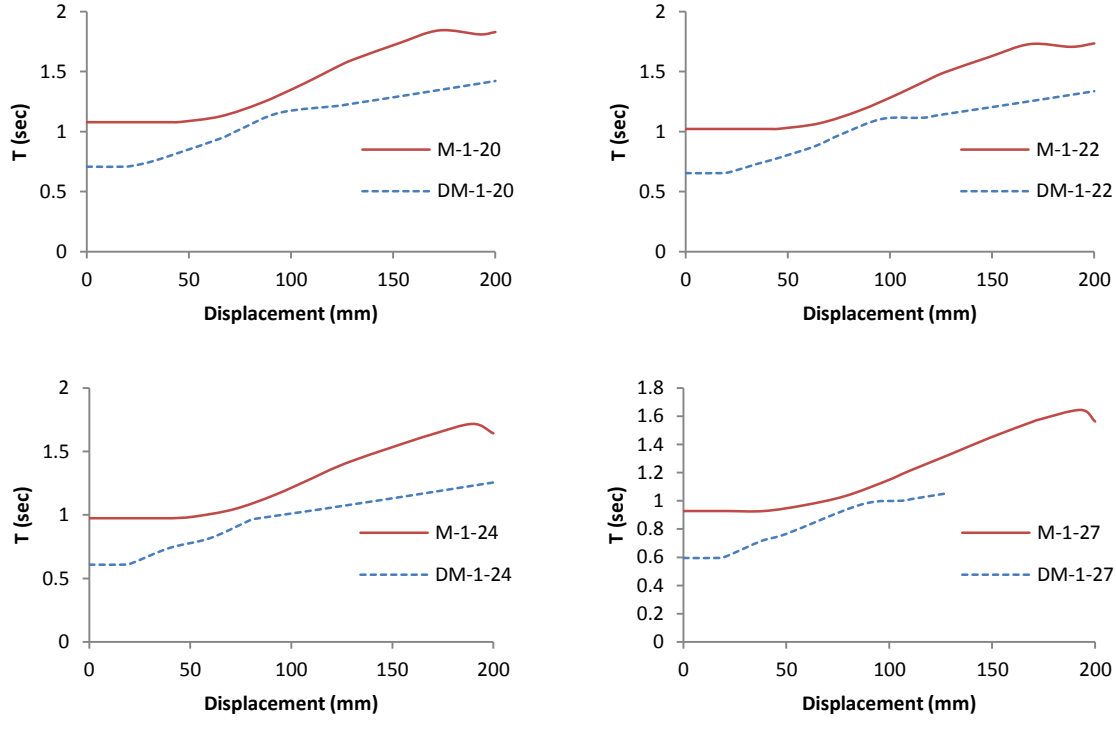
رابطه حاکم بر ارتعاش سیستم تحت تحریک لرزه ای با شتاب معلوم برابر است با:

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_n\dot{u} + {\omega_n}^2 u = -\ddot{u}_g(t) \qquad (۲۰)$$

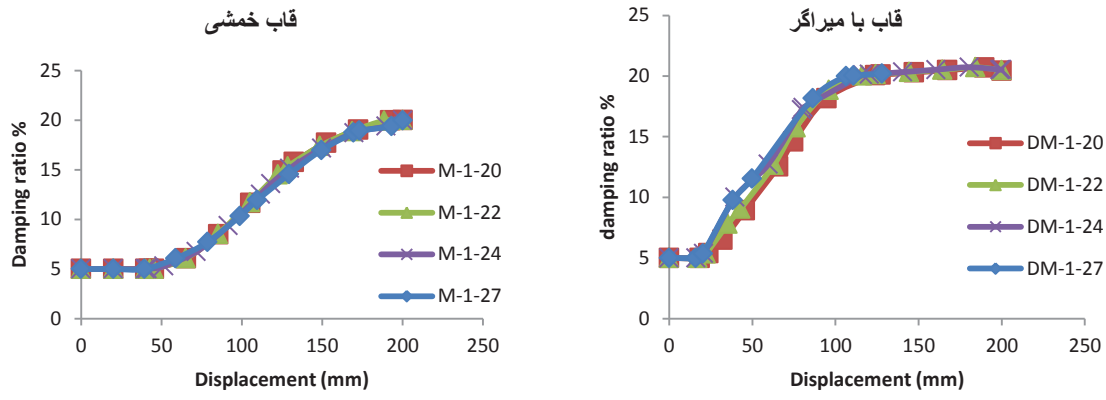
با رجوع به رابطه (۲۰) به وضوح روشن است که برای $\ddot{u}_g(t)$ معلوم پاسخ تغییر شکلی سیستم فقط بستگی به فرکانس طبیعی ω_n و نسبت میرایی دارد. بنابراین هر دو سیستمی که فرکانس طبیعی (یا زمان تناوب) و نسبت میرایی یکسانی داشته باشند، دارای پاسخ تغییر شکلی یکسانی است حتی اگر جرم و سختی جانبی آنها با هم متفاوت باشد. لذا بررسی میرایی و زمان تناوب سازه از اهمیت ویژه ای برخوردار است. با ایجاد مفصل خمیری در سازه، کمانش، تسلیم و سایر عوامل سختی سازه تغییر می کند. لذا زمان تناوب آن ثابت نبوده و تحت بارهای جانبی در تغییر می کند. در شکل (۵) زمان تناوب سازه ها در مقابل تغییر مکان ترسیم شده است.

نتایج نشان می دهد میراگر باعث کاهش زمان تناوب سازه می گردد. این کاهش ناشی از افزایش سختی می باشد. لذا استفاده از این میراگر در سازه های بلند از برتری بیشتری برخوردار است.

هر چند در اکثر آیین نامه و تحقیقات محققان اثر میرایی بر رفتار سازه ها به ناحیه خطی محدود شده است و تاثیر آن در ناحیه غیرخطی به صورت کلی مورد بحث قرار گرفته است، اما میرایی تاثیر بسزایی در پاسخ لرزه ای سازه در ناحیه غیرخطی خواهد داشت. بدین منظور نمودار میرایی سازه ها در مقابل تغییر مکان در شکل (۵) و (۶) ترسیم شده است. مقایسه نتایج نمودار ها در این اشکال نشان می دهد که میرایی سازه به چهار برابر مقدار پیشنهادی آئین نامه های زلزله از جمله آئین نامه ۲۸۰۰ می رسد.

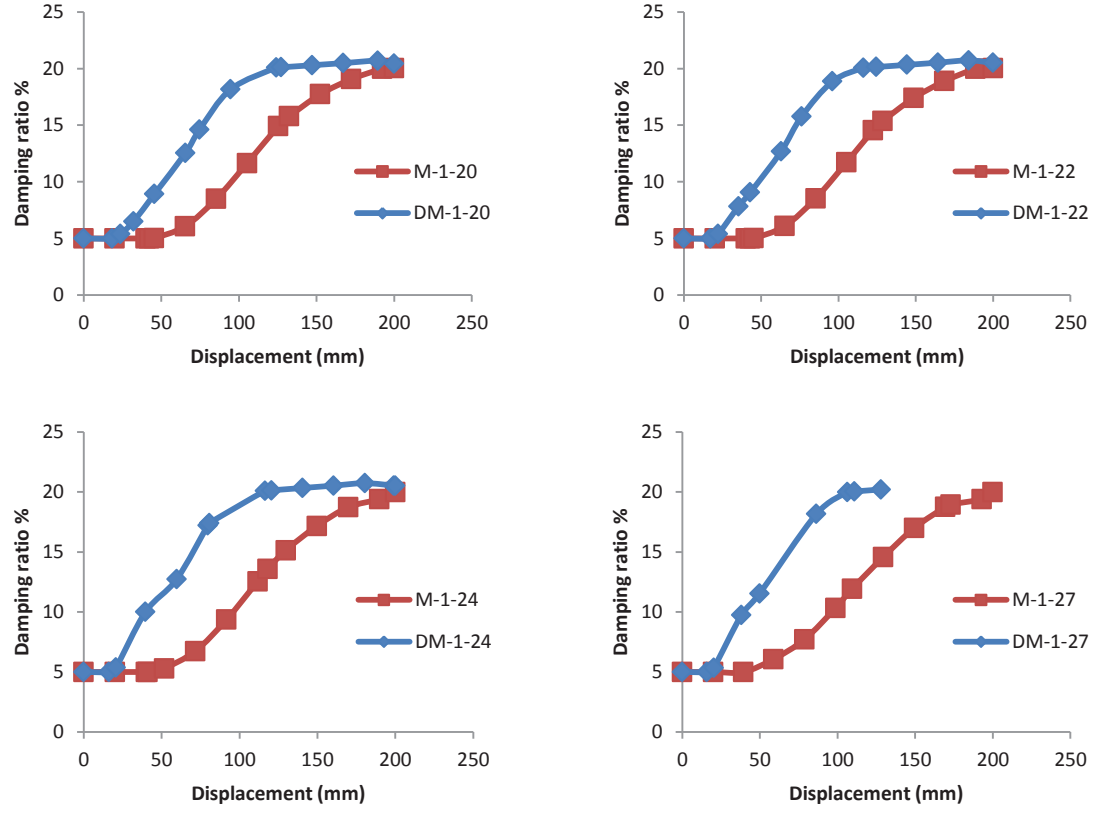


شکل (۵): نمودار زمان تناوب غیرخطی



شکل (۶): نمودار نسبت میرایی - تغییر مکان قاب با میراگر

مقایسه نتایج نشان می دهد که تغییرات نسبت سختی تیر به ستون تاثیری بر میرایی سازه (میرایی ویسکوز معادل) در ناحیه غیرخطی ندارد. اما مقایسه نظیر به نظیر نمونه ها قاب خمشی و قاب با میراگر به یک نسبت میرایی میل می کنند. میراگر ابتکاری باعث افزایش میرایی سازه در فاز غیرخطی می گردد. اما در لحظه گسیختگی سازه نسبت میرایی هر دو سیستم قاب خمشی و سیستم پیشنهادی به یکدیگر میل می کنند.



شکل (۷): مقایسه میرایی نمونه های مورد بررسی

۳-۴-پارامترهای لرزه ای طراحی سازه

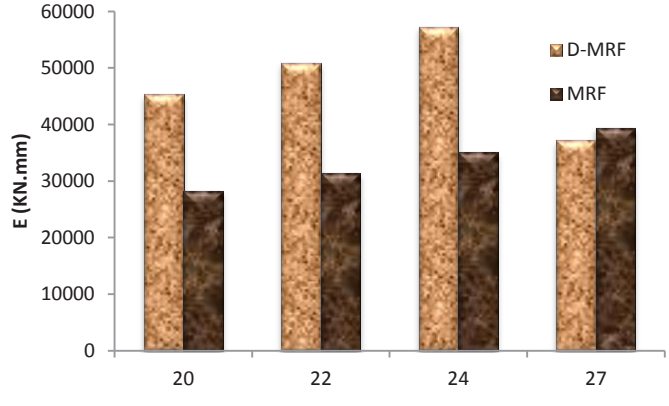
در جدول ۱ مقاومت نهایی (F_u)، سختی کشسان (K) ، و تغییرمکان تسلیم (D_y) سیستم دارای میراگر پیشنهادی بر سیستم بدون میراگر پیشنهادی تقسیم شده است. نتایج این جداول نشان می دهد که میراگر ابتکاری عملکرد مطلوبی داشته و باعث بهبود رفتار لرزه ای قاب خمشی می شود. میراگر ابتکاری باعث افزایش سختی بیش از ۲/۳۲ برابر می گردد. البته با افزایش نسبت ممان اینرسی میراگر پیشنهادی، این افزایش به ۲/۵۷ برابر می رسد. نکته قابل ملاحظه آنست که در اغلب سازه های معمول، افزایش سختی تقریبا باعث کاهش شکل پذیری می شود اما در سیستم پیشنهادی هر دو پارامتر سختی و شکل پذیری افزایش می یابد برای تصدیق این مساله می توان به مقایسه تغییر مکان حد تسلیم سازه پرداخت که میراگر باعث کاهش آن در حدود۴۰٪ درصد می شود. این بدان معناست که شکل پذیری سازه در حدود ۴۰٪ افزایش می یابد. کمتر بودن تغییر مکان تسلیم باعث می شود که سیستم زودتر وارد مرحله غیرخطی شود که باعث افزایش شکل پذیری و جذب انرژی سیستم می شود. در مقابل مقاومت نهایی سازه در حدود ۶۰٪ افزایش داشته است.

جدول ۲: پارامترهای لرزه ای

DM/M	V_u (kN)	K (kN/mm)	D_y (mm)
20	1.58	2.32	0.61
22	1.60	2.45	0.60
24	1.60	2.57	0.57
27	1.80	2.43	0.57

۴-۴-جذب انرژی

در شکل (۸) نمودار میله ای جذب انرژی سیستم ترسیم شده است. نتایج این نمودار حاکی جذب انرژی بالای سیستم میراگر ابتکاری است. مقایسه نتایج افزایش ۶۰ درصدی در جذب انرژی با نصب میراگر در قاب خمشی را نشان می دهد.



شکل (۸): نمودار میله جذب انرژی

۵-۴-بررسی روابط ارائه شده جهت طراحی میراگر پیشنهادی

در بخش های قبل تاثیر میراگر پیشنهادی بر بهبود رفتار سیستم مورد بحث قرار گرفت. در جدول (۳) وضعیت تشکیل مفصل خمیری (نوع مفصل و محل تشکیل آن) نشان داده شده است. معیارهای تشکیل مفصل خمیری و همچنین محل تشکیل مفصل ارائه شده در جدول (۳)، در شکل (۳) تعریف شده است. نتایج این جدول نشان می دهد که استفاده از روابط ارئه شده باعث می شود که مفصل خمیری در میراگر پیشنهاد محدود شود و قاب اصلی سازه معیارهای پذیرش مفصل خمیری بر اساس نشریه ۳۶۰ سازمان برنامه و بودجه ،که منبطق بر FEMA356 است، را اقناع کند.

جدول (۳): وضعیت تشکیل مفصل خمیری

Model	Displacement (mm)	Base shear (kN)	Hinge formation and location				
			B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D
RC	۲/۲۷	۹۱/۴۰	b				
	۴/۸۹	۱۶۴/۲۷	a				
	۷/۲۹	۲۰۶/۲۶	d				
	۸/۲۲	۲۱۵/۱۲	c				
	۲۳/۲۲	۲۲۲/۱۷		a, b, c, d			
	۳۸/۲۲	۲۲۹/۲۱			b		
	۵۰/۶۰	۲۳۵/۰۲			a, c, d		b
	۵۱/۳۴	۲۳۵/۰۶			d		
	۵۳/۷۰	۲۳۴/۵۹					c, a
D1	۲/۹۵	۱۴۷/۴۹	a				
	۶/۸۹	۲۶۰/۱۹	b, c				
	۷/۱۵	۲۶۴/۵۸	d				
	۹/۲۱	۲۷۹/۱۳	HSL1,HSL2,HSL3				
	۲۴/۲۱	۳۴۲/۳۳		b, c, d			
	۲۶/۵۶	۳۵۱/۸۱	VBE-SL,VBE-SL				
	۳۱/۵۷	۳۶۱/۶۷		VBE-SL			VBE-SL2
	۵۴/۱۲	۳۸۰/۱۱			a, c, d, VBE-SL, VBE-SL		b
	۵۸/۸۱	۳۸۷/۸۷				a	
	۶۲/۲۱	۳۷۵/۲۳					c, d
D2	۲/۹۸	۱۴۲/۲۳	a				
	۶/۹۰	۲۴۶/۱۷	b, c				
	۷/۱۵	۲۴۸/۵۵	d				
	۹/۷۰	۲۶۲/۱۷	VBE-SL1, VBE-SL2, VBE-SL3, HSL1,HSL2,HSL3				
	۲۴/۷۰	۳۰۴/۹۲		a, b, c, d			
	۲۸/۵۲	۳۱۵/۳۹	VBE-SL1, VBE-SL2				
	۳۵/۹۴	۳۲۵/۵۰	VBE-SL3, VBE-SL4	VBE-SL2			VBE-SL2
	۵۴/۱۴	۳۳۹/۶۷			a, c, d	b	VBE-SL3, VBE-SL4
	۵۸/۶۸	۳۳۸/۳۴					a
	۶۲/۲۰	۳۳۴/۵۳					c, d
D3	۳/۰۲	۱۴۱/۱۲	a				
	۳/۶۶	۱۶۳/۴۹	b				
	۷/۰۲	۲۴۰/۵۶	c, d				
	۱۱/۵۳	۲۴۶/۲۶	HSL1,HSL2				
	۲۶/۵۳	۲۹۳/۲۵	VBE-SL1	a, b, c, d			

	۲۸/۶۶	۲۹۷/۰۶	VBE-SL3	VBE-SL3		
	۵۱/۷۲	۳۱۶/۱۵			a, b, c, d	VBE-SL3, VBE-SL4
	۵۴/۲۱	۳۱۷/۹۰			VBE-SL3, VBE-SL4	
	۵۸/۶۰	۳۱۶/۵۳				b
	۷۵/۶۹	۲۸۹/۵۶				a
	۸۶/۳۸	۲۷۱/۱۱				c, d
D4	۳/۱۳	۱۴۰/۲۷	a			
	۳/۵۴	۱۵۳/۷۱	b			
	۷/۱۵	۲۲۹/۲۵	c, d			
	۱۵/۲۱	۲۵۷/۰۶	HSL1,HSL3			
	۲۴/۸۳	۲۶۹/۳۱	VBE-SL1	c, d	VBE-SL2	
	۴۷/۵۰	۲۸۵/۴۶		VBE-SL3, VBE-SL4	a, b	VBE-SL1, VBE-SL2
	۵۴/۱۴	۲۸۹/۸۳			VBE-SL1, VBE-SL2	b
	۵۸/۵۴	۲۸۸/۲۹				a
	۷۵/۸۹	۲۰۶/۴۹				c, d

۵-نتیجه گیری

در این پژوهش یک میراگر جدید با سازوکار برشی معرفی شد که از سهولت اجرایی بالایی برخوردار است. این میراگر به صورت عددی و پارامتریک، با استفاده از تحلیل غیرخطی مورد بررسی قرار گرفت و معادلات لازم جهت طراحی آن ارائه گردید. نتایج بررسی به صورت خلاصه در زیر آمده است.

- میراگر پیشنهادی باعث بهبود رفتار لرزه ای قاب های بتن مسلح می شود. این میراگر باعث افزایش سختی کشسان، مقاومت جانبی، و شکل پذیری می شود.
- میراگر پیشنهادی باعث کاهش زمان تناوب سیستم در ناحیه خطی و غیرخطی می گردد. این کاهش زمان تناوب ناشی از افزون میراگر به قاب بتن مسلح ناشی از افزایش سختی جانبی سیستم است.
- با استفاده از میراگر پیشنهادی، میرایی سیستم افزایش یافته و به حدود ۲۰٪ می رسد. نرخ افزایش آن نسبت به قاب خمشی فولادی بیشتر بوده اما در لحظه گسیختگی به یک عدد میل می کند.
- تغییرات نسبت سختی تیر در قاب خمشی و المان برشی در پارامترهای لرزه ای سیستم دخیل است و با افزایش این نسبت عملکرد میراگر بهبود یافته و پس از نقطه اوج سیر نزولی خواهد داشت.
- هر چند المان الحاقی پارامترهای لرزه ای را افزایش می دهد اما حد تسلیم سازه را کاهش، و با تمرکز خسارت در آن مانع ایجاد رفتار غیر خطی قاب محیطی در حد مجاز می شود.

مراجع

[1] Rahimi A, Maheri M. (2020). The effects of steel X-brace retrofitting of RC frames on the seismic performance of frames and their element, Engineering Structures, 206: 110-149.

[2] Du K, Cheng F, Bai J, Jin S. (2020). Seismic performance quantification of buckling-restrained braced RC frame structures under near-fault ground motions, Engineering Structures, 21115: 110-147.

[3] Vahedi S, Javadi P, Hosseini M. (2020). Seismic Evaluation of a Nonductile Soft-First-Story RC Building Retrofitted with Steel-Braced Frames, Journal of Performance of Constructed Facilities, 33 (6)-1-20.

[4] Safaei S. Naderpour H. Gerami M. (2019). Reliability assessment of RC frames rehabilitated by eccentrically braces having vertical shear link. SN Appl. Sci. 2, 466. ttps://doi.org/10.1007/s42452-020-2288-0

[5] Oh S, Kim, Y.J. Ryu, H.S. (2009), Seismic performance of steel structures with slit dampers", Int. J. Engineering Structures., 31, 1997-2008.

[6] Kasai K, Popov, E.P. (1986). General Behavior of Wf Steel Shear Link Beams. Journal of Structural Engineering-ASCE, 112(2): p. 362-382.

[7] Roeder C.W. Popov, E.P. (1987). Eccentrically Braced Steel Frames for Earthquakes. Journal of the Structural Division-ASCE, 104(3): p. 391-412.

[8] Roeder C.W. Popov, E.P. (1977). Inelastic Behavior of Eccentric Braced Frames, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

[9] Ricles J.M, Popov E.P. (1987). Dynamic analysis of Seismically Resistant Eccentrically Braced Frames, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

[10] Hjelmstad K.D, Popov E.P. (1983). Cyclic Behavior and Design of Link Beams. Journal of Structural Engineering-ASCE, 109 (10): p. 2387-2403.

[11] SEAOC, (2005), Seismic Design Factors and Coefficients in Seismic-Force Resisting Systems", Seismology & Structural Standards Committee, Sacramento, CA.

[12] FEMA, (2001) , NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

[13] FEMA, (2001), FEMA 369, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

[14] ATC-17-1. (1993). Proceeding of seminar on seismic isolation, passive energy dissipation, and active control. Redwood City, California: Applied Technology Council.

[15] AISC. (2002). Seismic provisions for structural steel buildings, Chicago (IL): American Institute of Steel Construction.

[16] Rai, D.C. and B.J. Wallace. (1998). Aluminium shear-links for enhanced seismic resistance. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 27(4): 315-342.

[17] Rai, D. C. and Wallace, W. J. (1998). Aluminium shear-links for enhanced seismic resistance, J. Earthquake Engrg. Struct. Dyn., 27, 315-342.

[18] Harries, K.A., D. Mitchell, W.D. Cook, R.G. Redwood. (1993). Seismic Response of Steel Beams Coupling Concrete Walls. Journal of Structural Engineering-ASCE. 119(12): p. 3611-3629.

[19] Bouwkamp J, Vetr MG, Ghamari A. (2016). An analytical model for inelastic cyclic response of eccentrically braced frame with vertical shear link (V-EBF), Case Studies in Structural Engineering 6, 31-44.

[20] Vetr MG, Ghamari A, Bouwkamp J. (2017). Investigating the nonlinear behavior of Eccentrically Braced Frame with vertical shear links (V-EBF), Journal of Building Engineering, 10, 47-59.

[21] Vetr MG, Ghamari A, (2019), Experimentally and analytically study on eccentrically braced frame with vertical shear links, The Structural Design of Tall and Special Buildings, e1587.

[22] Ghobarah A. H.A. Elfath. (2001). Rehabilitation of a reinforced concrete frame using eccentric steel bracing. Engineering Structures, 2001. 23(7): p. 745-755.

[23] Ramadan T, Ghobarah A. (1995). Analytical Model for Shear-Link Behavior. Journal of Structural Engineering-ASCE, 121(11): p. 1574-1580.

[24] Popov E.P, Engelhardt M. (1988). Seismic eccentrically braced frames, Journal of Constructional Steel Research, 10, 321-354.

[25] Broujerdian V, Shayanfar M.A, Ghamari A. (2017), Corner Crack Effect on the Seismic Behavior of Steel Plate Shear Wall System", Civil Engineering Infrastructures Journal, 50 (2): 311–332. DOI: 10.7508/ceij.2017.02.007

[26] Shayanfar M.A, Broujerdian V, Ghamari A. (2019). Numerically and Parametrically Investigating the Cracked Steel Plate Shear Walls (SPSWs), Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering, https://doi.org/10.1007/s40996-019-00250-6.

[27] National Iranian Code-Chapter ten: Design of steel structures, 4th edition (2016), Office of National Building Regulations, Ministry of Roads, Housing and Urban Development, Tehran, Iran, (In Persian).

[28] ANSI/AISC 360-16, (2016) Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Conceal.

[29] Issue No. 360: Rehabilitation of existing buildings, first edition, (2015), Iran-Management and Planning Organization, Tehran, Iran, (In Persian).

[30] FEMA-356 (2016) Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC

Utilization of Bentonite as Partial Replacement of Cement in Low-Strength Concrete

*Seyedeh Marzieh Qiyami Taklymi[1], **Omid Rezaifar[2*]**, Majid Gholhaki[3]*
1. M.Sc., Structural Engineering, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran
2. Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran, Orezayfar@semnan.ac.ir
3. Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

Abstract:
Using pozzolanic materials in concrete manufacturing is intended as an optimal solution to lower the rate of greenhouse gas emission, and diminish energy resources and cement consumption. This research is aimed at evaluating Semnan bentonite as partial replacement of cement in low-strength concrete.
Ten bentonite mixes and control mix were examined. The main variable is the proportion of bentonite (5%, 10%, 15%, 20%, 25%, 30% , 35%, 40%, 45% and 50% by weight of cement) in replacement mode while the amount of cementitious material, water to cementitious material ratio, fine aggregate content were kept constant. To study properties of hardened concrete, compressive strength and splitting tensile strength tests were performed.
According to the results of compressive strength test, using bentonite (compressive strength of 5BC sample is 20.17 MPa) results in 2.7% increase in compressive strength as compared with the control mix (compressive strength of control mix CM is 19.62 Mpa). By replacing 50% of bentonite with the weight of cement (sample 50BC), the compressive strength is reduced by 40%. According to the results in mixtures containing bentonite, if the amount of bentonite is more than 25% by weight of cement, the tensile strength is reduced by 70% compared to CM.
Keyword: *Pozzolanic Materials, Bentonite, Low Strength Concrete, Compressive Strength,Tensile Strength*

استفاده از بنتونیت در جایگزینی بخشی از سیمان در بتن‌های کم مقاومت

دریافت مقاله: ۱۱-۰۲-۱۳۹۹
پذیرش مقاله: ۲۸-۰۷-۱۳۹۹

سیده مرضیه قیامی تکلیمی
کارشناسی ارشد، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

امید رضایی‌فر*
دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران
Orezayfar@semnan.ac.ir

مجید قلهکی
دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

چکیده:
استفاده از مواد پوزولانی در ساخت بتن، راه‌حل مناسبی برای کاهش منابع انرژی، تولید گازهای گلخانه‌ای و مصرف سیمان می‌باشد. در این مقاله تاثیر استفاده از بنتونیت سمنان به جای بخشی از سیمان در بتن‌های کم مقاومت بررسی شده است. در این مقاله ۱۰ طرح مخلوط به همراه طرح مخلوط نمونه کنترل ساخته و مقایسه شده است. متغیر اصلی، تغییر نسبت بنتونیت به وزن سیمان می‌باشد که درصدهای ۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰، ۲۵، ۳۰، ۳۵، ۴۰، ۴۵ و۵۰ در نظر گرفته شده است. آزمایش‌های مقاومت فشاری و مقاومت کششی دو نیم شدن نمونه‌ها، برای بررسی خواص بتن، انجام شده است.
با توجه به نتایج آزمایش مقاومت فشاری، استفاده از بنتونیت به جای بخشی از سیمان (مقاومت فشاری نمونه 5BC، MPa ۲۰/۱۷) باعث افزایش ۲/۷٪ مقاومت فشاری نسبت به نمونه شاهد (مقاومت فشاری نمونه CM، MPa ۱۹/۶۲) شده است. با جایگزین کردن ۵۰٪ بنتونیت نسبت به وزن سیمان (نمونه 50BC)، مقاومت فشاری به میزان ۴۰٪ کاهش یافته است. با توجه نتایج در مخلوط‌های حاوی بنتونیت در صورتی که مقدار بنتونیت بیش از ۲۵٪ وزن سیمان شود، مقاومت کششی تا۷۰٪ نسبت به CM کاهش می‌یابد.

کلمات کلیدی: مواد پوزولانی، بنتونیت، بتن‌های کم مقاومت، مقاومت فشاری، مقاومت کششی

۱- مقدمه

در دهـه‌هـای اخیـر محـیط زیسـت و توسـعه پایـدار در جوامـع بشـری مـورد توجـه قـرار گرفتـه اسـت. در سـال ۱۹۸۷ موضـوعاتی از قبیـل آلـودگی‌هـای محـیط زیسـت، افـزایش دمـای زمـین و از بـین رفـتن منـابع انـرژی طبیعـی مـورد توجـه قـرار گرفتـه اسـت (۱). سـاخت و سـاز در حـدود ۵۰٪ مـواد خـام طبیعـی و ۴۰٪ از کـل منـابع انـرژی را مصـرف و نیمـی از زباله‌های صنعتی جهان را تولید مـی‌کنـد (۲،۳) کـه بخـش سـیمان بـا مصـرف حـدود ۱۵٪ منـابع انـرژی، یکـی از مهـم‌تـرین صنایع مصرف‌کننده و تولید کننده زباله و آلودگی به شمار می‌رود.

سیمان پرتلند معمول‌ترین و شـناخته شـده‌تـرین نـوع سـیمان در سراسـر جهـان اسـت. امـا بـه منظـور تحقـق بخشـیدن بـه اهـداف توسـعه پایـدار و حفاظـت از محـیط‌زیسـت، سـیمان‌هـایی بـا کلینکـر پـایین نیـز در سـال‌هـای اخیـر مـورد توجـه و استفاده قـرار گرفتـه اسـت (۴–۷). اسـتفاده از سـیمان روز بـه روز در حـال افـزایش اسـت و بـا توجـه بـه تولیـد آن و آسـیب هـای وارده بـه محـیط‌زیسـت، کشـورهای مختلـف بـرای حفاظـت از محـیط‌زیسـت رونـد تولیـد سـیمان را محـدود کـرده و هزینه تولیـد را افـزایش داده‌انـد. تولیـد سـیمان سـهم مهمـی در گـرم شـدن زمـین، افـزایش آسـیب بـه محـیط زیسـت و در نتیجـه افـزایش دی‌اکسـیدکربن را بـه دنبـال خواهـد داشـت (۸). یکـی از راه‌حـل‌هـای ارائـه شـده بـرای کـاهش هزینـه‌هـا و کـاهش تولیـد گـاز کـربن دی‌اکسـید، اصـلاح سـاختار بـتن مـی‌باشـد (۹–۱۱). اسـتفاده از مـواد مکمـل سـیمانی بـه جهـت کـاهش مصـرف سـیمان و یـا عـدم مصـرف آن و اسـتفاده از مـواد بازیـافتی در تولیـد بـتن و پـیش بینـی مقاومـت فشـاری بـتن بازیـافتی (۱۲)، رو بـه افـزایش اسـت. مطالعـات زیـادی بـر روی اسـتفاده از مـواد مکمـل سـیمانی کـه دارای خاصـیت سیمانی می‌باشـند از جملـه پـوزولان‌هـای طبیعـی و صـنعتی بـرای جـایگزینی سـیمان و یـا بهبـود خـواص بـتن انجـام شـده است (۱۳–۱۷). مـواد پـوزولانی انـواع مختلفـی دارد از جملـه منشـأ طبیعـی ماننـد بنتونیـت و کـائولن، منشـأ صـنعتی ماننـد خاکسـتر بـادی و منشـأ شـیمیایی و معـدنی ماننـد آهـک. تحقیـق و توسـعه در زمینـه مـواد جـایگزین سـیمان، مـواد مکمـل سیمانی برای ایجـاد صـنعتی مناسـب، بـه منظـور مـدیریت گرمـایش جهـانی و کمبـود انـرژی بـه دلیـل اسـتفاده بـی‌رویـه از منابع انـرژی تجدیدناپـذیر و همچنـین انتشـار گازهـای گلخانـه‌ای کـه از طریـق تولیـد و تکنولـوژی سـیمان انجـام مـی‌شـود، لازم و ضـروری مـی‌باشـد. اسـتفاده همزمـان از آهـک و بنتونیـت در سـاخت بـتن باعـث کـاهش مقاومـت فشـاری مـی‌شـود (۱۸).

مطـابق تعریـف پـوزولان براسـاس اسـتاندارد ASTM-C618 (۱۹) و مقـررات ملـی ایـران مبحـث نهـم، پـوزولان بـه مـاده‌ای گفتـه مـی‌شـود کـه «دارای سـیلیس و یـا سـیلیس آلومینیـومی باشـد. مـاده پـوزولانی چسـبندگی نـدارد و یـا چسـبندگی خیلی کمی دارد به همین دلیـل بهتـر اسـت بـه عنـوان بخشـی از سـیمان مصـرف شـود. در صـورت مجـاورت مـاده پـوزولانی با آب، با هیدروکسیدکلسیم ($Ca(OH)_2$) واکنش داده و ترکیبات هیدراسیون جدیدی تولید می‌کند».

بـتن بـا خاصـیت پلاستیسـیته بـالا کـه در دیـوار آب‌بنـدها و سـدها مـورد اسـتفاده قـرار مـی‌گیـرد، بـتن پلاسـتیک نـام دارد (۲۰). بـرای کـاهش تـراوش از پـی سـدهـا و آب‌بنـدها، بایـد از مصـالحی اسـتفاده شـود کـه خاصـیت نفوذپـذیری پـایین، مقاومـت پـایین و شـکل‌پـذیری بـالایی داشـته باشـند. از ویژگـی‌هـای بنتونیـت مـی‌تـوان بـه مقاومـت برشـی، کـاهش نفوذپذیری و تراکم پـذیری مناسـب، اشـاره کـرد. بـه همـین دلیـل از بنتونیـت در سـاخت بـتن پلاسـتیک اسـتفاده مـی‌شـود. به دلیل خاصـیت نفوذپـذیری پـایین، رفتـار پلاسـتیکی و شـکل‌پـذیری مناسـب، در دیوارهـای آب‌بنـد و دیـوار سـدها از بـتن پلاسـتیک اسـتفاده مـی‌شـود. در طراحـی و تهیـه بـتن پلاسـتیک مقاومـت فشـاری، شـکل‌پـذیری و نفوذپـذیری بـتن بـه عنوان مهم‌ترین عامل در نظر گرفته می‌شود. بنتونیت به عنوان پایدارکننده در بتن پلاستیک استفاده می‌شود (۲۱).

کارایی و روانی بتن پلاسـتیک نسـبت بـه بـتن معمـولی بایـد بیشـتر باشـد، بـه همـین دلیـل کـارایی بـالا یکـی از مهـم‌تـرین ویژگـی‌هـای بـتن پلاسـتیک خـوب، مـی‌باشـد. همچنـین بایـد توجـه شـود کـه در صـورت کـارایی بـالا، بـتن نبایـد دچـار جداشـدگی دانـه‌هـا شـود. بـا اسـتفاده از مصـالح گردگوشـه و تعیـین انـدازه حـداکثری سـنگ‌دانـه، مـی‌تـوان کـارایی بـتن پلاسـتیک را افـزایش داد (۲۲). مطالعـه ارزشـمندی در دانشـگاه صـنعتی شـریف، در خصـوص بهینـه‌سـازی طـرح مخلـوط

بتن پلاستیک (بتن بنتونیتی) و بررسی پارامترهای موثر بر رفتار بتن پلاستیک انجام شده است. یکی از مهم‌ترین موارد استفاده از بتن پلاستیک استفاده از آن در دیوار آب‌بند سد می‌باشد که در این مطالعه به بررسی پارامترهای موثر بر رفتار بتن پلاستیک در دیوار آب‌بند سد کرخه پرداخته شده است. سد کرخه یکی از بزرگ‌ترین سدهای خاکی دنیا و بزرگ‌ترین سد خاکی ایران می‌باشد. در این سد، دیوار آب‌بندی از جنس بتن پلاستیک به طول m ۲۹۴۰ و عمق m ۷۸ و ضخامت cm ۸۰ تا ۱۰۰ اجرا گردیده که در ساخت این دیوار آب‌بند در حدود m^3 ۱۰۰۰۰۰ بتن پلاستیک استفاده شده است. براساس این مطالعه، مواد سیمانی مخلوط، مقدار بنتونیت مورد استفاده، نسبت آب به سیمان، نسبت بنتونیت به سیمان و اندازه سنگدانه‌ها از جمله پارامترهای موثر بر رفتار بتن پلاستیک می‌باشد. کاهش مقاومت بتن پلاستیک و طراحی آن براساس حداقل مقاومت مجاز، سبب افزایش ضریب اطمینان نسبت به آب‌بندی دیوارهای آب‌بند و عدم ترک خوردگی آن‌ها می‌شود (۲۳).

استفاده از بنتونیت به دلیل ویژگی‌های ساختاری و مقاومتی و هم از لحاظ صرفه اقتصادی، می‌تواند در صنعت ساخت و ساز مورد استفاده قرار گیرد. با توجه به نتایج مطالعات انجام شده بر روی بنتونیت کشور پاکستان، استفاده از درصدی بنتونیت می‌تواند باعث افزایش مقاومت فشاری شود. با توجه به نتایج، مقاومت فشاری بتن حاوی بنتونیت در سنین اولیه نسبت به بتن کنترل رشد چندانی ندارد اما با افزایش سن، مقاومت فشاری بتن حاوی بنتونیت بیشتر از بتن کنترل می‌شود. در این مقاله از مصالح سنگی درشت‌دانه و ریزدانه استفاده شده است. نسبت آب به سیمان ۰/۵۵ و عیار سیمان نمونه کنترل Kg/m^3 ۳۴۰ و حداکثر درصد بنتونیت جایگزین شده ۲۱ درصد می‌باشد. همچنین علاوه بر انجام آزمایش مقاومت فشاری، مواردی دیگری از جمله جذب آب نمونه‌ها و تاثیر استفاده از بنتونیت بر مقاومت در برابر حملات اسیدی مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج به دست آمده نشان می‌دهد استفاده از بنتونیت به جای بخشی از سیمان مصرفی باعث کاهش چگالی می‌شود. با توجه به نتایج نمونه‌های حاوی بنتونیت عملکرد بهتری نسبت به نمونه کنترل در برابر حملات اسیدی داشته‌اند (۲۴). از دیگر نتایج به دست آمده در صورت استفاده از بنتونیت به جای سیمان، می‌توان گفت با افزایش درصد بنتونیت عملکرد بتن ضعیف شده و مقاومت فشاری و مقاومت کششی آن به شدت کاهش می‌یابد (۲۵). از دیگر مطالعات انجام شده، تاثیر طرح اختلاط و زمان عمل‌آوری بر مقاومت فشاری و مقاومت کششی بتن پلاستیک بنتونیتی می‌باشد. نتایج آزمایش مقاومت کششی نشان می‌دهد، افزایش درصد خاک رس بنتونیت، باعث کاهش مقاومت کششی بتن پلاستیک می‌شود. نتایج نشان می‌دهد طرح اختلاط‌های با نسبت سنگدانه کمتر و سیمان بیشتر، مقاومت فشاری بیش‌تر و جذب آب کمتری دارند و بهترین درصد استفاده از خاک رس بنتونیت در این مطالعه ۲۰ درصد می‌باشد(۲۶).

در این مقاله به بررسی تاثیر درصدهای مختلف (بازه ۵ تا ۵۰ درصد) جایگزینی بنتونیت به جای بخشی از سیمان پرداخته شده است، که با توجه به آزمایش‌های مقاومت فشاری و مقاومت کششی می‌توان تاثیر استفاده از درصدهای مختلف را بر روی خصوصیات بتن حاوی بنتونیت مشاهده کرد. بتن‌های معمولی اغلب دارای عیار سیمان Kg/m^3 ۴۰۰ و در رده بتن‌های با مقاومت بالا قرار دارند که نمونه کنترل با کاهش ۵۰ درصدی عیار سیمان نسبت به بتن‌های با مقاومت بالا، با عیار سیمان Kg/m^3 ۲۰۰ ساخته شده و درصد بنتونیت جایگزین سیمان متناسب با آن اضافه شده که بتن تولید شده در رده بتن‌های کم مقاومت و متوسط مقاومت می‌باشد. بر همین اساس می‌توان گفت، هدف از انجام این مقاله، بررسی تاثیر استفاده از بنتونیت سمنان به جای بخشی از سیمان، به منظور کاهش مصرف سیمان و بهبود عملکرد و خصوصیات مکانیکی بتن (مقاومت فشاری و مقاومت کششی) است. همچنین به دلیل خصوصیات شیمیایی و فیزیکی بنتونیت، دارای بودن ویژگی‌های مواد پوزولانی (مطابق با استاندارد ASTM-C618)، کاهش تولید گازهای گلخانه‌ای، کاهش مصرف سیمان و همچنین تاثیر مثبت و مطلوب بر مقاومت فشاری بتن، از بنتونیت استفاده شده است.

۲- روش آزمایش

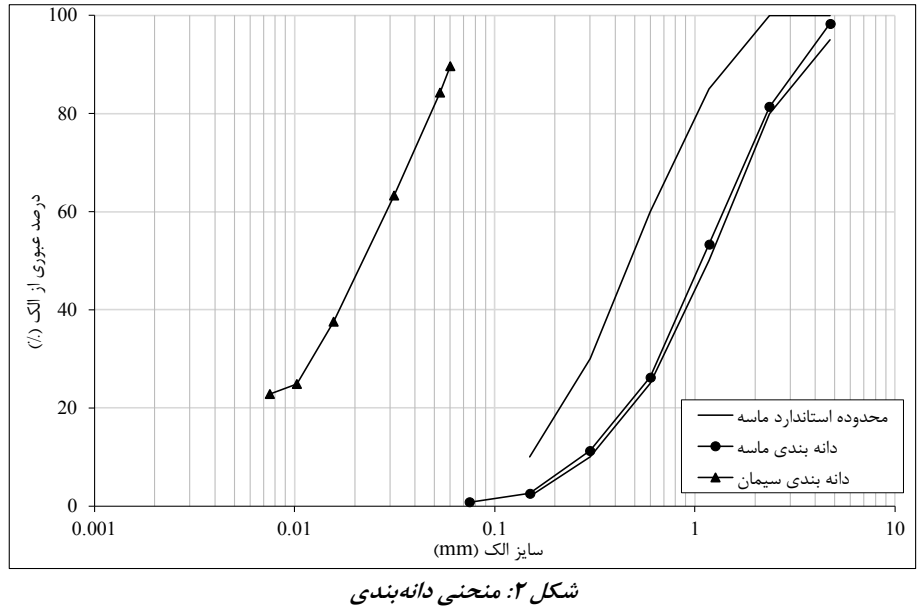
جهت انجام آزمایش‌های مقاومت فشاری و مقاومت کششی نمونه‌های مکعبی و استوانه‌ای به ابعاد ۱۰۰×۱۰۰ میلی‌متر و ۲۰۰×۱۰۰ میلی‌متر ساخته شده است (شکل۱). مراحل ساخت نمونه‌ها و انجام آزمایش‌های مختلف براساس استاندارد ASTM و BS انجام شده است. دانه‌بندی مصالح سنگی ریزدانه بر اساس ASTM-C136 (۲۷) و وزن مخصوص و جذب آب مصالح سنگی ریزدانه (ماسه) براساس ASTM-C128 (۲۸) انجام شده است، نتایج آزمایش‌های انجام شده در جدول ۱ ارائه شده است.

شکل ۱: نمونه‌های ساخته شده

جدول ۱: مشخصات مصالح سنگی ریزدانه

مشخصات	ماسه
جذب آب (٪)	٪۴/۱
وزن مخصوص (kg/m^3)	۲۴۱۰

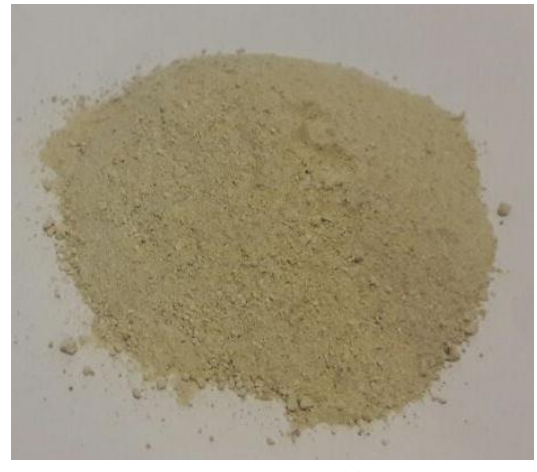
به دلیل آن که تولید مصالح سنگی درشت‌دانه انرژی بیشتری نسبت به مصالح ریزدانه مصرف می‌کند، همین امر بر خلاف اهداف توسعه پایدار و این مقاله می‌باشد بر همین اساس از مصالح سنگی درشت‌دانه استفاده نشده است. نمودار دانه‌بندی ماسه و دانه بندی متداول سیمان پرتلند در شکل ۲ نشان داده شده است.



شکل ۲: منحنی دانه‌بندی

آزمایش مقاومت فشاری نمونه‌های مکعبی طبق استاندارد BS-EN-12390-3 (۲۹) و آزمایش کششی دو نیم شدن نمونه‌های استوانه‌ای براساس استاندارد ASTM-C496 (۳۰) انجام شده است. برای مقایسه نتایج به دست آمده نمونه CM با نمونه‌های حاوی بنتونیت آزمایش مقاومت فشاری و کششی در سنین ۷ و ۲۸ روزه (سنین متداول بتن معمولی) انجام شده است. همچنین نمونه‌های ساخته شده بعد از ۲۴ ساعت از قالب خارج و تا زمان انجام تست در حوضچه آب در دمای ۲۳ درجه سانتی‌گراد قرار گرفته است.

بنتونیت مورد استفاده به رنگ زرد بوده و دارای دانه‌بندی ریز می‌باشد. در شکل ۳ نمونه بنتونیت نمایش داده شده است. سیمان مصرفی از نوع سیمان تیپ II شاهرود بوده است که خصوصیات سیمان و بنتونیت مورد استفاده در جدول ۲ ارائه شده است. طرح اختلاط‌های مورد نظر با نسبت آب به مواد چسبنده و مصالح سنگی ریزدانه ثابت ساخته و با یکدیگر مقایسه شده است. برای بررسی تاثیر بنتونیت در بتن‌های کم مقاومت و متوسط مقاومت، عیار اولیه سیمان در نمونه کنترل (CM)، ۲۰۰ kg/m^3 در نظر گرفته شده است.



شکل۳: نمونه بنتونیت

جدول ۲: مشخصات سیمان و مواد پوزولانی

	سیمان	بنتونیت
چگالی (g/cm^3)	۳/۲	۱/۸
ترکیبات شیمیایی (٪)		
SiO_2	۲۱/۱۱	۶۹/۸
Al_2O_3	۴/۴۲	۱۱/۸۸
Fe_2O_3	۳/۹۶	۱/۷۳
CaO	۶۳/۳۶	۰/۹۶
MgO	۱/۵۱	۱/۴۲
Na_2O	۰/۳۲	۰/۵
K_2O	۰/۵۱	۰/۴۷
TiO_2	-	۰/۱
P_2O_5	-	-
SO_3	-	-
LOI	۲/۰۲	-

چگالی (g/cm^3)	سیمان	بنتونیت
	۳/۲	۱/۸
ترکیبات شیمیایی (٪)		
باقی مانده نامحلول در اسید	۰/۳۲	-
آهک آزاد	۱/۲۳	-
C_3S	۵۳/۰	-
C_2S	۲۰/۸	-
C_3A	۵/۰	-

در بتن تولید شده در این پژوهش، بنتونیت به عنوان ماده چسبنده (جایگزین درصدی از سیمان) در نظر گرفته شده است و برخلاف بتن پلاستیک که بنتونیت به صورت کلوئیدی مصرف می‌شود، در این پژوهش به صورت خشک و همانند سیمان مورد استفاده قرار گرفته است تا بتوان تاثیر استفاده از آن را بر مقاومت فشاری و مقاومت کششی بتن بررسی کرد. درصد استفاده از بنتونیت در مقالات مختلف عموماً کمتر از ۱۰ درصد (حدود ۳ الی ۶ درصد) می‌باشد، که به جهت بررسی عملکرد و خصوصیات بتن حاوی بنتونیت با درصدهای بیشتر، درصد جایگزینی بنتونیت در بازه ۵ درصد الی ۵۰ درصد در نظر گرفته شده است. برای آن که بتوان تاثیر استفاده از بنتونیت به مقدار مساوی سیمان در بتن‌های کم مقاومت بررسی و ارزیابی شود، عیار سیمان در نمونه 50BC تا مقدار kg/m^3 ۱۰۰ کاهش یافته است. زمان ساخت نمونه‌ها بین ۵ تا ۶ دقیقه بوده که با افزایش درصد بنتونیت زمان ساخت بیشتر می‌شود. طرح اختلاط نمونه‌های ساخته شده در جدول ۳ ارائه شده است.

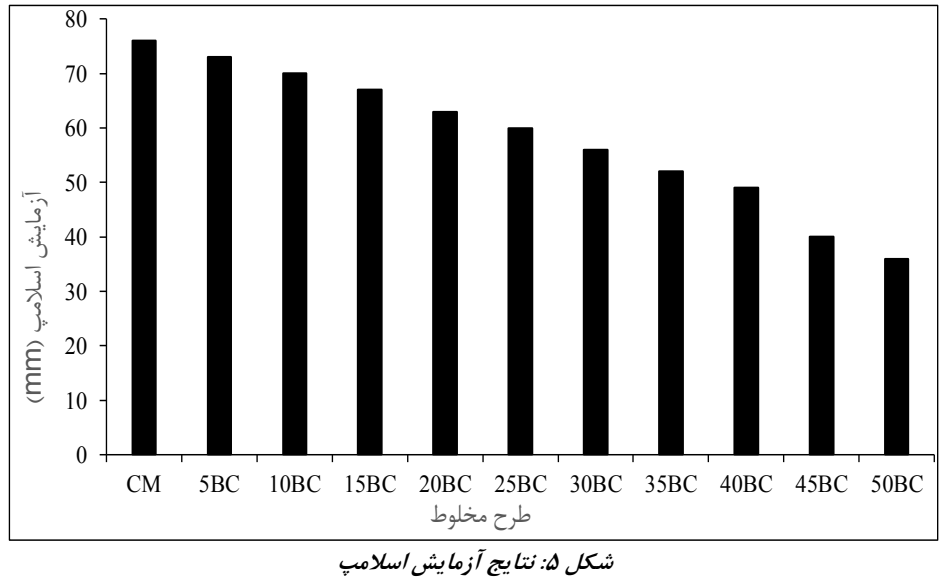
جدول۳: طرح اختلاط نهایی

نام طرح مخلوط	مواد تشکیل دهنده اصلی			ماده پوزولانی	نسبت آب به مواد چسبنده	درصد استفاده از بنتونیت (٪)
	سیمان	آب	ماسه	بنتونیت		
CM	۲۰۰	۱۵۰	۱۹۵۰	-	۰/۷۵	۰
5BC	۱۹۰	۱۵۰	۱۹۵۰	۱۰	۰/۷۵	۵
10BC	۱۸۰	۱۵۰	۱۹۵۰	۲۰	۰/۷۵	۱۰
15BC	۱۷۰	۱۵۰	۱۹۵۰	۳۰	۰/۷۵	۱۵
20BC	۱۶۰	۱۵۰	۱۹۵۰	۴۰	۰/۷۵	۲۰
25BC	۱۵۰	۱۵۰	۱۹۵۰	۵۰	۰/۷۵	۲۵
30BC	۱۴۰	۱۵۰	۱۹۵۰	۶۰	۰/۷۵	۳۰
35BC	۱۳۰	۱۵۰	۱۹۵۰	۷۰	۰/۷۵	۳۵
40BC	۱۲۰	۱۵۰	۱۹۵۰	۸۰	۰/۷۵	۴۰
45BC	۱۱۰	۱۵۰	۱۹۵۰	۹۰	۰/۷۵	۴۵
50BC	۱۰۰	۱۵۰	۱۹۵۰	۱۰۰	۰/۷۵	۵۰

۳- تجزیه و تحلیل نتایج

بـرای بررسـی کـارایی مخلـوط، آزمـایش اسـلامپ براسـاس اسـتاندارد ASTM-C143 (۳۱) انجـام شـده اسـت (شـکل ۴). نتـایج آزمـایش اسـلامپ در شـکل ۵ ارائـه شـده اسـت. کـاهش اسـلامپ در نمونـه‌هـای حـاوی بنتونیـت نسـبت بـه نمونـه کنترل (CM) ناشـی از کوچیـک بـودن و سـطح نسـبتاً بـزرگ ذرات بنتونیـت مـی‌باشـد (بلورهـای مونـت موریلونیـت موجـود در بنتونیت مسطح بوده و دارای سـطح فـوق‌العـاده زیـادی اسـت بـه همـین دلیـل موجـب افـزایش تمـاس بـا آب و در نتیجـه باعث جذب آب بالا می‌شود).

شکل ۴: اسلامپ نمونه



شکل ۵: نتایج آزمایش اسلامپ

بنتونیت دارای سطح ویـژه بـالا و ابعـاد بسـیار ریـزی مـی‌باشـد و مونـت موریلونیـت موجـود در بنتونیـت میـل بـه جـذب آب بـالایی نسـبت بـه دیگـر کـانی‌هـای رس دارد. همچنـین قابلیـت افـزایش حجـم و عـدد اکتیویتـه در مونـت موریلونیـت کـه یکـی از کـانی‌هـای اصـلی بنتونیـت اسـت، بیشـتر از دیگـر کـانی‌هـای رس مـی‌باشـد بنـابراین؛ مـی‌تـوان نتیجـه گرفـت نمونـه‌هـای حـاوی بنتونیـت بـا نسـبت آب بـه مـواد چسـبنده مشـابه نمونـه CM، کـارایی کمتـری دارنـد، زیـرا بـا افـزایش درصد بنتونیت جذب آب بیشتر شده و در نتیجه باعث کاهش کارایی مخلوط می‌شود.

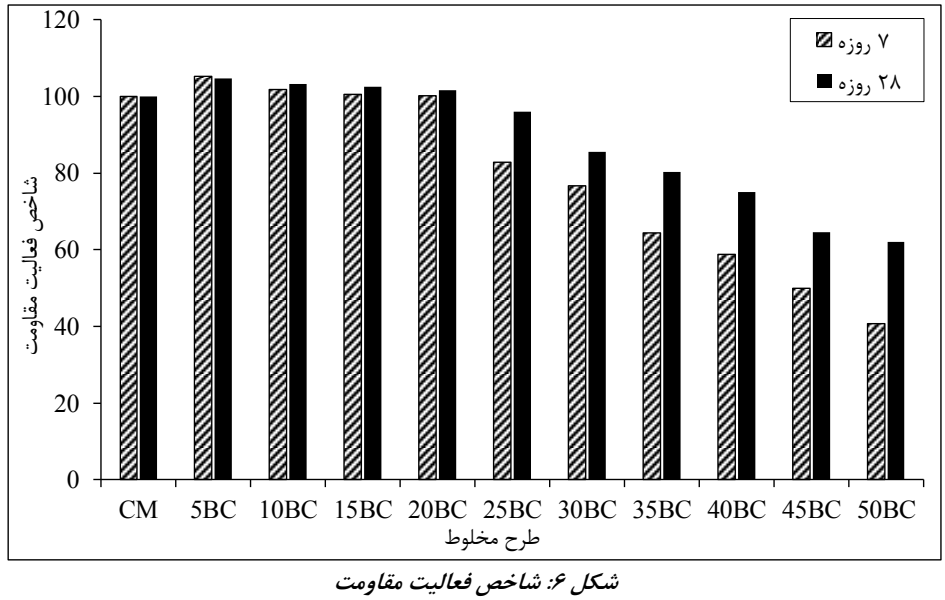
براسـاس اسـتاندارد ASTM C618 شـاخص فعالیـت مقاومـت ۷ و ۲۸ روز در بـتن‌هـای حـاوی پـوزولان طبیعـی و خاکسـتری بـادی، بایـد حـداقل ۷۵٪ بـتن مرجـع باشـد. نتـایج بـه دسـت آمـده از شـاخص فعالیـت مقاومـت (Strength

Aactivity Index-SAI) در شکل ۶ نشان داده شده است. برای محاسبه شاخص فعالیت مقاومت مواد پوزولانی با سیمان پرتلند براساس استاندارد ASTM-C311-30 (۳۲) از معادله ۱ استفاده شده است.

$$\text{Strength activity index with portland cement} = (A/B)\times 100 \qquad (۱)$$

که A، میانگین مقاومت فشاری مخلوط مکعب‌ها براساس MPa و B میانگین مقاومت فشاری مکعب‌های مرجع براساس MPa نتایج شاخص فعالیت مقاومت نشان می‌دهد:

شاخص فعالیت مقاومت ۷ و ۲۸ روزه 5BC، 10BC، 15BC و 20BC بیشتر از CM می‌باشد. در مقایسه با CM در سن ۷ روزه درصد افزایش به ترتیب ۵/۲٪، ۱/۸٪، ۰/۵٪ و ۰/۲٪ و در سن ۲۸ روزه به ترتیب ۴/۸٪، ۳/۲٪، ۲/۵٪ و ۱/۶٪ بوده است. همانطور که در مطالعات پیشین که توسط Marsh و Day (۳۳) ارائه شده است و نتایج به دست آمده، در صورت استفاده از پوزولان‌ها تا حدود سن ۱۴ روز، این مواد نمی‌توانند تاثیر قابل توجهی بر افزایش مقاومت داشته باشند. با توجه به نتایج به دلیل شاخص فعالیت مقاومت بالای بنتونیت سمنان می‌توان از آن در تولید بتن استفاده کرد. به جز نمونه 5BC باقی مخلوط‌ها شاخص فعالیت مقاومت ۲۸ روزه بیشتری نسبت به ۷ روزه دارند.



شکل ۶: شاخص فعالیت مقاومت

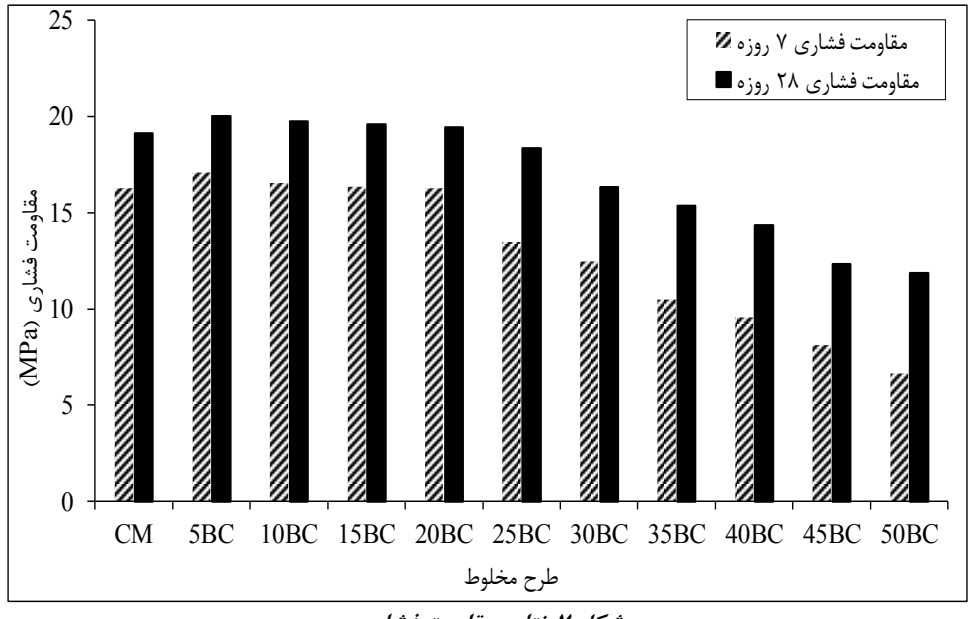
با مقایسه نتایج شاخص فعالیت مقاومت در مقاله مشابه مشاهده می‌شود، در صورت استفاده از بنتونیت به میزان ۳٪، ۶٪ و ۹٪ شاخص فعالیت مقاومت ۷ و ۲۸ روزه نسبت به نمونه کنترل افزایش می‌یابد (۲۴). همچنین با توجه به نتایج به دست آمده مشاهده می‌شود در صورت استفاده از بنتونیت به میزان ۳٪ و ۵٪ شاخص فعالیت در سن ۷ روزه بیشتر از ۲۸ روزه نمونه است، اما با افزایش درصد بنتونیت شاخص فعالیت مقاومت ۲۸ روزه بیشتر از ۷ روزه می‌شود، دلیل این امر را می‌توان کم بودن درصد بنتونیت عنوان کرد. با مقایسه نتایج به دست آمده از آزمایش‌ها با نتایج مرجع (۲۴) مشاهده می‌شود که شاخص فعالیت در مرجع (۲۴) بیشتر از نتایج به دست آمده از آزمایش‌ها می‌باشد که می‌توان دلیل این تفاوت را کمتر بودن عیار سیمان و بیشتر بودن درصد بنتونیت در نمونه‌های ساخته شده در مقاله حاضر عنوان کرد. با توجه به نتایج به دست آمده، هر چه سیمان مصرفی کمتر و بنتونیت بیشتر باشد، نمونه ضعیف‌تر می‌شود که باعث کاهش مقاومت فشاری می‌گردد و در نتیجه شاخص فعالیت مقاومت نیز کاهش می‌یابد.

در شکل ۷ می‌توان مقاومت فشاری سنین ۷ و ۲۸ روزه نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد:

در همه نمونه‌ها با افزایش سن نمونه از ۷ به ۲۸ روز، مقاومت فشاری افزایش یافته است، به دلیل آن که، واکنش پوزولانی بنتونیت کندتر از واکنش هیدراتاسیون سیمان می‌باشد و همچنین به دلیل خاصیت پرکنندگی بنتونیت، تاثیر بنتونیت بر روی مقاومت فشاری در سن ۷ روزه کم است (۳۴،۳۵).

با توجه به نتایج، در نمونه‌های 5BC، 10BC، 15BC و 20BC مقاومت فشاری ۷ و ۲۸ روزه نسبت به CM بیشتر می‌باشد.

در نمونه‌های حاوی بنتونیت اگر میزان استفاده از بنتونیت بیشتر از ۲۰٪ شود (نمونه‌های 25BC، 30BC، 35BC، 40BC، 45BC و 50BC)، مقاومت فشاری در سن ۷ روزه به ترتیب ۱۷٪، ۲۳٪، ۳۵٪، ۴۱٪، ۵۰٪ و ۵۹٪ کمتر از نمونه CM می‌باشد. همچنین در این نمونه‌ها مقاومت فشاری ۲۸ روزه نسبت به CM، به ترتیب ۴٪، ۱۴٪، ۲۰٪، ۲۵٪، ۳۵٪ و ۳۸٪ کاهش یافته است، در نتیجه با توجه به نتایج می‌توان گفت درصد مناسب بنتونیت در مخلوط‌های حاوی ۲۰۰kg/m^3 سیمان، بین ۵ الی ۲۰ درصد جایگزین وزن سیمان می‌باشد.



شکل ۷: نتایج مقاومت فشاری

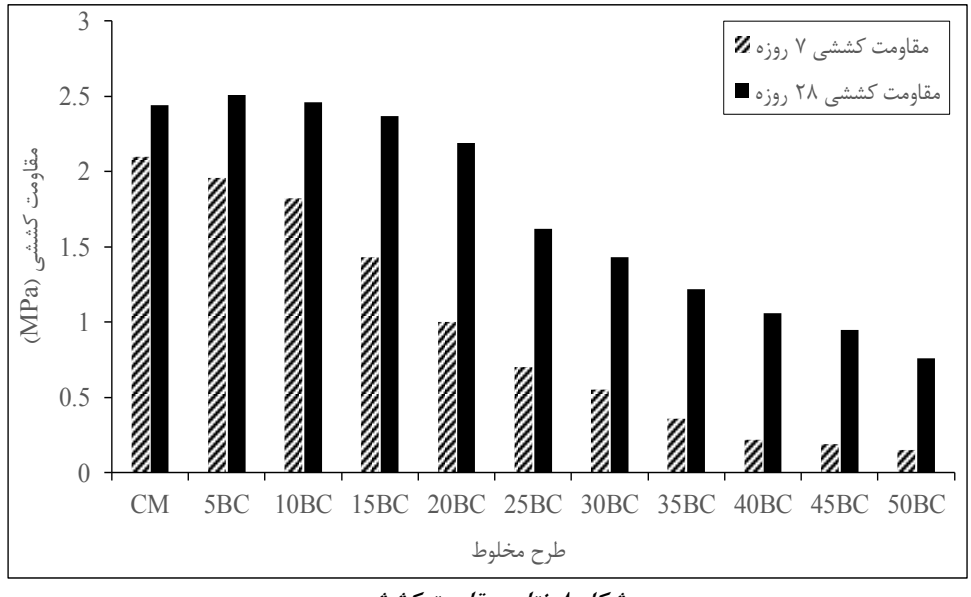
دلیل اصلی افزایش مقاومت در برخی نمونه‌ها (5BC، 10BC، 15BC و 20BC) آن است که واکنش هیدراتاسیون پوزولانی آهسته‌تر از واکنش هیدراتاسیون سیمان انجام می‌شود که فرآیند این واکنش با خاصیت پرکنندگی بنتونیت همراه می‌باشد (۳۶). با توجه به نتایج، در نمونه‌های حاوی بنتونیت نسبت مقاومت فشاری ۷ به ۲۸ روزه در صورتی که درصد جایگزین بنتونیت نسبت به وزن سیمان کمتر از ۲۰٪ باشد، در حدود ۸۰٪ است که نشان می‌دهد درصد بهینه بنتونیت در حدود ۲۰٪ می‌باشد.

مقاومت کششی دو نیم شدن براساس استاندارد ASTM-C496 انجام شده است. براساس این استاندارد، با استفاده از نیروی به دست آمده از آزمایش دو نیم شدن استوانه‌ای از طریق معادله ۲ می‌توان مقاومت کششی دو نیم شدن نمونه‌های استوانه‌ای به دست آورد و در شکل ۸ نتایج مقاومت کششی ارائه شده است.

$$f_t = \frac{2P}{\pi LD} \qquad (۲)$$

که در آن P نیروی ارائه شده توسط دستگاه، L طول نمونه استوانه‌ای، D قطر نمونه استوانه‌ای و f_t مقاومت کششی دو نیم شدن نمونه استوانه‌ای می‌باشد.

از عوامل موثر بر مقاومت کششی می‌توان به خاصیت کیفیت ملات و سنگدانه‌ها (۳۷،۳۸) اشاره کرد. استفاده از بنتونیت باعث ایجاد نرمی بیشتری نسبت به بتن معمولی می‌شود، زیرا بنتونیت به دلیل دارای بودن سطح ویژه بالا و همچنین ابعاد بسیار ریز ذرات آن (که در حدود ۱۰۰۰ تا ۵۰۰۰ آنگستروم است)، خاصیت پرکنندگی دارد. همچنین مونت موریلونیت موجود در بنتونیت خاصیت خمیری زیادی دارد به همین دلیل در صورت استفاده در بتن، سبب نرمی حاوی بنتونیت نسبت نمونه CM می‌شود. یکی از دلایلی که باعث بهبود مقاومت کششی نمونه‌های حاوی بنتونیت می‌شود، شکل مولکولی، درجه بلورینگ و پیوند بین مولکولی این مواد می‌باشد. از لحاظ شکل و درجه بلورینگ در رابطه با بنتونیت می‌توان گفت به دلیل شکل مولکول‌های بنتونیت که در یکدیگر گره خورده و شکل منظمی ندارند، و درجه بلورینگ پایین؛ خاصیت شکنندگی و سختی کمتری دارد، به همین دلیل انتظار می رود رفتار نمونه حاوی بنتونیت در مقاومت کششی نسبت به نمونه کنترل بهتر باشد، اما با توجه به نتایج شکل ۸ مشاهده می‌شود در صورت استفاده از بنتونیت بیشتر از ۲۰٪ این چنین نیست. یکی از عوامل مهم بر مقاومت کششی پیوند مولکولی است، به همین دلیل مقاومت کششی در نمونه‌هایی که درصد بنتونیت آن‌ها بیش از ۲۰٪ است، نسبت به نمونه CM به شدت کاهش یافته است، زیرا بنتونیت پیوند مولکولی ضعیف‌تری نسبت به سیمان دارد و نوع پیوند بین مولکولی آن از نوع واندروالسی می‌باشد و تحت شرایط آزمایش مقاومت کششی دو نیم شدن عملکرد ضعیف‌تری نشان می‌دهد (۳۹،۴۰). در میان عوامل ذکر شده، موثرترین آن‌ها در رابطه با استفاده از مواد پوزولانی، پیوند بین مولکولی می‌باشد (۳۸)، که بر همین اساس درصد استفاده از مواد پوزولانی همچون بنتونیت بسیار مهم می‌باشد .



شکل ۸: نتایج مقاومت کششی

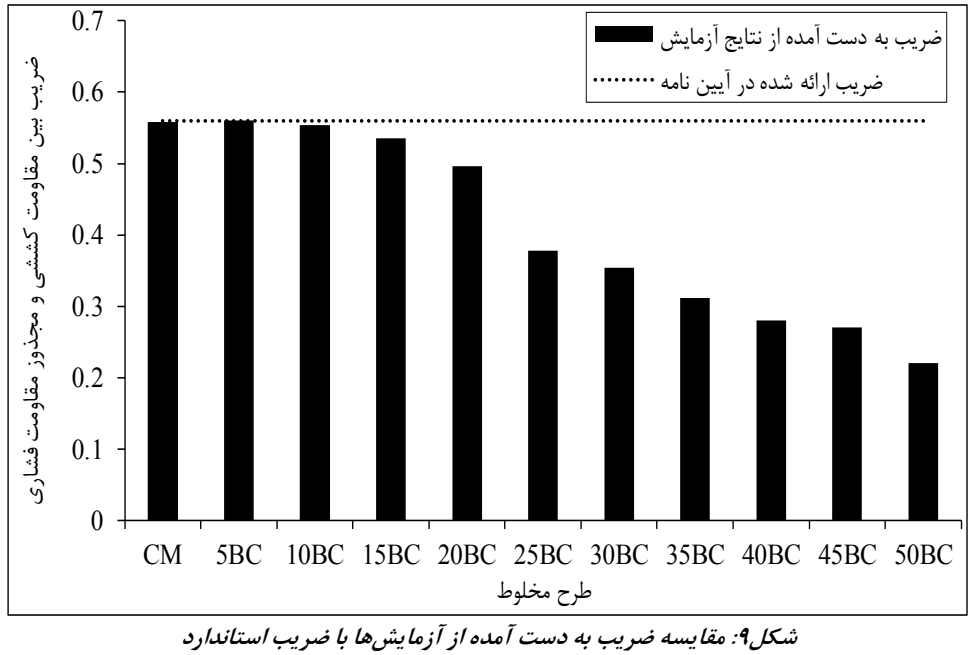
نتایج آزمایش مقاومت کششی دو نیم شدن استوانه‌ای نشان می‌دهد:

نمونه‌های 5BC و 10BC نسبت به CM مقاومت کششی بهتری به دست آورده‌اند (به ترتیب ۲/۸۷٪ و ۰/۸۲٪) و در نمونه‌های 15BC و 20BC کاهش مقاومت کششی نسبت به CM، ۳٪ و ۱۰٪ می‌باشد اما در دیگر نمونه‌ها، 25BC، 30BC، 35BC، 40BC، 45BC و 50BC، به دلیل افزایش درصد بنتونیت جایگزین شده نسبت به CM، مقاومت کششی به شدت کاهش یافته است. به دلیل ضعیف بودن پیوند بین مولکولی ذرات بنتونیت، پیوندهای آن به راحتی قابل شکستن هستند به همین دلیل در صورت استفاده از بنتونیت با درصد بالا در بتن، مقاومت کششی به شدت کاهش می‌یابد.

در شکل ۹ ضریب بین مقاومت کششی و مقاومت فشاری ۲۸ روزه پیش‌بینی شده است. اگر چه رابطه‌ای بین مقاومت فشاری و مقاومت کششی وجود دارد اما نسبت مستقیمی با یکدیگر ندارند. براساس استاندارد ACI318-14 (۴۱) رابطه‌ای بین مقاومت کششی میانگین اندازه‌گیری شده از آزمایش دو نیم شدن، f_t، و مقاومت فشاری، f_c'، برای ارائه شده که در معادله ۳ نشان داده شده است.

$$f_t = 0.56\sqrt{f_c'} \qquad (۳)$$

با توجه به نتایج شکل ۹، در نمونه‌هایی که درصد جایگزین بنتونیت نسبت به وزن سیمان کمتر از ۲۰٪ می‌باشد، ضریب بین مقاومت کششی و مقاومت فشاری، در حدود آیین‌نامه است، اما در نمونه‌هایی که درصد استفاده از بنتونیت بیش از ۲۰٪ وزن سیمان است، ضریب بین مقاومت کششی و مقاومت فشاری به شدت کاهش می‌یابد، زیرا با افزایش درصد بنتونیت (بیش از ۲۰٪) عملکرد بتن ضعیف می‌شود در نتیجه حتی اگر نمونه مقاومت فشاری قابل قبولی داشته باشد (25BC و 30BC) اما ضریب بین مقاومت فشاری و کششی به دست آمده از نتایج آزمایش نسبت به استاندارد بسیار کمتر می‌باشد. منظور از عملکرد ضعیف بتن آن است که مقاومت فشاری و مقاومت کششی، در صورت افزایش درصد بنتونیت جایگزین، کاهش می‌یابد به همین دلیل سبب ضعیف شدن عملکرد مقاومتی بتن می‌شود. با توجه به ضرایب به دست آمده از رابطه بین مقاومت فشاری و مقاومت کششی، در برخی نمونه‌ها با توجه به افزایش درصد بنتونیت در صورت کسب مقاومت فشاری مناسب، به دلیل کاهش مقاومت کششی و عملکرد ضعیف مقاومتی بتن در کشش، ضریب به دست آمده بین مقاومت فشاری و مقاومت کششی بسیار کم می‌باشد.



شکل۹: مقایسه ضریب به دست آمده از آزمایش‌ها با ضریب استاندارد

۴- نتیجه گیری

در این مقاله به بررسی تاثیر استفاده از بنتونتیت برای جایگزینی بخشی از سیمان در بتن‌های کم مقاومت پرداخته شده است. نتایج به دست آمده از بررسی‌ها و آزمایش‌های انجام شده عبارت است از:

*استفاده از بنتونیت به عنوان پوزولان طبیعی و یک گزینه سازگار با محیط زیست با توجه به خصوصیات آن می تواند در صنعت ساخت بتن به عنوان جایگزین بخشی از سیمان مورد استفاده قرار گیرد و باعث بهبود عملکرد بتن شود.

*در صورت استفاده از بنتونیت به عنوان جایگزین سیمان کارایی بتن، کاهش می‌یابد. همچنین با توجه نتایج آزمایش اسلامپ، با افزایش درصد جایگزینی بنتونیت نسبت به وزن سیمان، خاصیت چسبندگی و نرمی مخلوط نیز افزایش می‌یابد، اما سبب کاهش کارایی مخلوط به دست آمده، می‌شود. در نمونه‌هایی که درصد استفاده از بنتونیت بیش از ۲۰٪ می‌باشد (25BC، 30BC، 35BC، 40BC، 45BC و 50BC) اسلامپ نمونه به شدت کاهش یافته است.

*بررسی و محاسبه شاخص فعالیت مقاومت (SAI) نمونه‌ها، مطابق آیین‌نامه ASTM-C618 و ASTM-C311 می‌باشد. با توجه به نتایج، نمونه‌هایی که درصد جایگزینی بنتونیت به جای سیمان کمتر از ۲۰٪ است SAI آن‌ها نسبت به نمونه مرجع (CM) بیشتر می‌باشد.

*با توجه به نتایج مقاومت فشاری، نمونه‌هایی که درصد استفاده از بنتونیت جایگزین سیمان کمتر از ۲۰٪ می‌باشد (5BC، 10BC، 15BC و 20BC)، نسبت به CM مقاومت فشاری بالاتری کسب کرده‌اند. برهمین اساس می‌توان گفت برای به دست آوردن مقاومت فشاری مناسب در بتن‌های کم مقاومت، حداکثر درصد استفاده از بنتونیت به عنوان جایگزین سیمان، ۲۰٪ می‌باشد.

*با توجه به نتایج مقاومت کششی، نمونه‌های ۵٪ و ۱۰٪ بنتونیت مقاومت کششی بهتری نسبت به CM دارند. به همین دلیل برای کسب مقاومت کششی مناسب در بتن‌های کم مقاومت حداکثر درصد استفاده از بنتونیت به جای سیمان ۱۰٪ می‌باشد.

*با توجه به نتایج مشاهده می‌شود با افزایش درصد بنتونیت (به دلیل کاهش مقاومت فشاری و مقاومت کششی)، ضرایب به دست آمده از رابطه بین مقاومت کششی و مقاومت فشاری، کمتر از ضریب ارائه شده در استاندارد (۰/۵۶) می‌باشد. به همین دلیل حداکثر درصد جایگزینی بنتونیت ۲۰٪ است.

با توجه به اهداف این پژوهش و براساس یافته‌های آن، می‌توان از پوزولان‌های طبیعی از جمله بنتونیت به عنوان جایگزین بخشی از سیمان استفاده کرد. این جایگزینی باعث بهبود عملکرد بتن و کاهش مصرف سیمان و همچنین حفظ منابع انرژی و مواد اولیه و در نتیجه سبب کاهش آسیب‌های زیست محیطی می‌شود. درصد بهینه جایگزینی بنتونیت نسبت به وزن سیمان در بتن، ۵٪ و ۱۰٪ می‌باشد که بتن به دست آمده مقاومت فشاری و مقاومت کششی مطلوبی کسب می‌کند. همچنین باید در نظر داشت امروزه در کشورهای پیشرفته از موادی همچون بنتونیت به جای سیمان، به منظور صرفه‌جویی در انرژی و افزایش دوام بتن استفاده نمی‌شود.

۵- سپاسگزاری

بدینوسیله از آزمایشگاه دانشگاه سمنان و مسئولین مربوطه که با مساعدت و راهنمایی‌ها و تدابیر اتخاذ شده، برای به انجام رسیدن آزمایشات موفق و دستیابی به نتایج قابل اطمینان نقش موثری داشته‌اند، کمال تشکر و سپاس به عمل می‌آید.

۶- مراجع

1. *Yılmaz M, Bakış A. Sustainability in Construction Sector. Procedia - Soc Behav Sci. 2015;195:2253–62.*
2. *Oikonomou ND. Recycled concrete aggregates. Cem Concr Compos. 2005;27(2):315–8.*
3. *Marinković S, Dragaš J, Ignjatović I, Tošić N. Environmental assessment of green concretes for structural use. J Clean Prod. 2017;154:633–49.*
4. *Bouzoubaa N, Zhang MH, Malhotra VM. Mechanical properties and durability of concrete made with high-volume fly ash blended cements using a coarse fly ash. Cem Concr Res. 2001;31(10):1393–402.*

5. *Lübeck A, Gastaldini ALG, Barin DS, Siqueira HC. Compressive strength and electrical properties of concrete with white Portland cement and blast-furnace slag. Cem Concr Compos. 2012;34(3):392–9.*
6. *Huang C-H, Lin S-K, Chang C-S, Chen H-J. Mix proportions and mechanical properties of concrete containing very high-volume of Class F fly ash. Constr Build Mater. 2013;46:71–8.*
7. *Nagrockiene D, Pundienė I, Kicaite A. The effect of cement type and plasticizer addition on concrete properties. Constr Build Mater. 2013;45:324–31.*
8. *Onyelowe KC, Amhadi T, Ezugwu C, Ugwuanyi H, Iro U, Jideofor I, et al. Strength of pozzolan soil blend in chemically improved lateritic soil for pavement base material purpose. Int J Low-Carbon Technol. 2019;14(3):410–6.*
9. *Trümer A, Ludwig H-M, Schellhorn M, Diedel R. Effect of a calcined Westerwald bentonite as supplementary cementitious material on the long-term performance of concrete. Appl Clay Sci. 2019;168:36–42.*
10. *Zhang L, De Schryver P, De Gusseme B, De Muynck W, Boon N, Verstraete W. Chemical and biological technologies for hydrogen sulfide emission control in sewer systems: a review. Water Res. 2008;42(1–2):1–12.*
11. *Noeiaghaei T, Mukherjee A, Dhami N, Chae S-R. Biogenic deterioration of concrete and its mitigation technologies. Constr Build Mater. 2017;149:575–86.*
12. *Heidari A, Hashempour M, Tavakoli D. Using of backpropagation neural network in estimating of compressive strength of waste concrete. Soft Comput Civ Eng. 2017;1(1):54–64.*
13. *Polder RB. Effects of slag and fly ash on reinforcement corrosion in concrete in chloride environment: Research from the Netherlands. Heron, 57 3. 2012;*
14. *Caballero CE, Sanchez E, Cano U, Gonzalez JG, Castano V. On the effect of fly ash on the corrosion properties of reinforced mortars. Corros Rev. 2000;18(2–3):105–12.*
15. *Aydın S, Yiğiter H, Baradan B. Sulfuric acid resistance of high-volume fly ash concrete. Build Environ. 2007;42(2):717–21.*
16. *Goyal S, Kumar M, Sidhu DS, Bhattacharjee B. Resistance of mineral admixture concrete to acid attack. J Adv Concr Technol. 2009;7(2):273–83.*
17. *Mane KM, Kulkarni DK, Prakash KB. Prediction of Flexural strength of Concrete Produced by Using Pozzolanic Materials and Partly Replacing NFA by MS. J Soft Comput Civ Eng [Internet]. 2019 Apr 1 [cited 2019 Nov 16];3(2):69–77. Available from: http://www.jsoftcivil.com/article_95795.html*
18. *Qiyami Taklimy SM, Rezaifar.Omid, Gholhaki M. Effect of Substitution of Natural Calcareous and Clay Materials with Cement in Low-Carbon Concretes. Transp Infrastruct Eng (JTIE)-(In Persian) [Internet]. 2019;5(4):40–9. Available from: https://jtie.semnan.ac.ir/article_4174.html*
19. *Astm C. ASTM-C618. 2010.*
20. *Moghanloo R, Aghajani H. Study of the effect of bentonite and cement on the strength and permeability of plastic concrete in laboratory conditions (In Persian). In 2013.*
21. *Faday M, Nekoiy M, Javadi P. Investigation of the effects of dry and saturated bentonite on the compressive strength of plastic concrete (In Persian) [Internet]. 2nd National Conference on Applied Researches in Structural Engineering and Construction Management. Tehran: University Sharif; 2018. Available from: https://www.civilica.com/Paper-SECM02-SECM02_006.html*
22. *Khaloo A, Bahadori S. Parameters Influencing Behavior of plastic Concrete (In Persian). In: The 1st Seminar on Erth & Rockfill Dams. Tehran; 1997. p. 334–45.*
23. *Khaloo A. Parameters Influencing Behavior of plastic Concrete (In Persian). Tehran: Sharif University of Technology; 1996.*
24. *Memon SA, Arsalan R, Khan S, Lo TY. Utilization of Pakistani bentonite as partial replacement*

of cement in concrete. Constr Build Mater. 2012;30:237–42.

25. *Reddy GVK, Rao VR, Reddy MAK. Experimental investigation of strength parameters of cement and concrete by partial replacement of cement with Indian calcium bentonite. Int J Civ Eng Technol. 2017;8(1):512–8.*
26. *Abbaslou H, Tavana Amlashi A, Ghanizadeh A, Azemi S. Effects of mixing design and curing time on compressive and tensile strength of bentonite plastic concrete (In Persian). Concr Res. 2017;10(2):109–24.*
27. *ASTM C. ASTM-C 136: Standard test method for sieve analysis of fine and coarse aggregates. 2006.*
28. *ASTM C. ASTM-C128: Standard test method for specific gravity and absorption of. 2001;*
29. *BSI. BS EN 12390-3: 2009: Testing hardened concrete. Compressive strength of test specimens. BSI London, UK; 2011.*
30. *ASTM C. Standard test method for splitting tensile strength of cylindrical concrete specimens. 496, editor. 2011.*
31. *ASTM C. ASTM-C143: Standard test method for slump of hydraulic cement concrete, ASTM International, West Conshohocken, PA, USA. Vol. 4. 1996.*
32. *Standard A. C311-07: Standard Test Methods for Sampling and Testing Fly Ash or Natural Pozzolans for Use in Portland-Cement Concrete. Annu B ASTM Stand. 2007;*
33. *Marsh BK, Day RL. Pozzolanic and cementitious reactions of fly ash in blended cement pastes. Cem Concr Res. 1988;18(2):301–10.*
34. *Monteiro P. Concrete: microstructure, properties, and materials. McGraw-Hill Publishing; 2006.*
35. *Mehta PK, Monteiro PJM. Concrete microstructure, properties and materials. 2017.*
36. *Akram T, Memon SA, Iqbal K. Utilization of bagasse ash as partial replacement of cement. In: International Conference on Advances in Cement Based Materials and Applications in Civil Infrastructure ACBM-ACI, Lahore, Pakistan. 2007. p. 235–45.*
37. *Bogas JA, de Brito J, Figueiredo JM. Mechanical characterization of concrete produced with recycled lightweight expanded clay aggregate concrete. J Clean Prod. 2015;89:187–95.*
38. *Neville AM. Properties of concrete. Vol. 4. Longman London; 1995.*
39. *Falihy R. Causes of using sodium bicarbonate in cement slurry for injection in rocks (in Persian). In.*
40. *Erfany H. Crystallography (in Persian). Tehran: Tehran University;*
41. *318 ACIC. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14): An ACI Standard: Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-14): an ACI Report. American Concrete Institute; 2014.*

Compressive Strength of Fibrous Concrete Containing Crumb Rubber Under Fire

Shayan Fakhrian[1*], *Shayan Mashhadi*[2], *Hamid Behbahani*[3]
M.Sc. Graduate, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering and Technology, Maziar University, Royan, Iran
M.Sc. Graduate, Department of Petroleum Engineering, Faculty of Chemical Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran
Professor, Department of Road and Transportation, School of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran

Abstract
Using waste rubber materials such as crumb tires in the concrete mix is regarded as one of the efficient ways to recycle these waste materials. Given that the presence of waste aggregate in concrete degrades its properties, adding fibers to the concrete mix has been shown to improve mechanical performance. In this study, the compressive strength of the concrete reinforced with steel fibers and containing recycled crumb rubber aggregate was evaluated after exposure to fire. Here, a total of nine mix designs were prepared, with the test variables being the volume percentage of tire rubber (0, 5, and 10%), the volume fraction of steel fibers (0, 0.5, and 1%), and temperature (20, 200, 400, and 600 °C). Moreover, the compressive strength values were compared with those predicted by the ACI 216 and EN 1994-1-2 codes. The results showed that adding steel fibers together with tire rubber aggregate in the concrete mix led to a decrease in the compressive strength of the heated and unheated concrete specimens. Also, as temperature increased, the compressive strength of all the concrete specimens saw a considerable reduction. In this regard, after exposure to 600 °C, the compressive strength loss rate was higher compared to that after exposure to other temperatures, such that the compressive strength of the reference specimen and those containing tire aggregate and fibers decreased by 59.5-76.9% relative to that of the corresponding specimens at ambient temperature. ACI 216 and EN 1994-1-2 provide a relatively good estimation for the normalized compressive strength of all the concrete specimens containing tire rubber and steel fibers at 200 and 400 °C; however, they give an overestimation for the reference concrete. Besides, the above codes give a relatively good prediction for the normalized compressive strength of the specimens exposed to 600 °C (except for specimens ST0TR10, ST0.5TR10, and ST1.0TR5).
Keywords*: Compressive Strength, Steel Fiber, Crumb Rubber, Fire Resistance.*

مقاومت فشاری بتن الیافی حاوی خرده لاستیک تحت آتش

دریافت مقاله: ۲۵-۰۲-۱۳۹۹
پذیرش مقاله: ۱۴-۰۴-۱۳۹۹

شایان فخریان*
دانش آموخته کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه مازیار، رویان، ایران

شایان مشهدی
دانش آموخته کارشناسی ارشد، گروه مهندسی نفت، دانشکده مهندسی شیمی، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران

حمید بهبهانی
استاد، گروه راه و ترابری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران

چکیده

استفاده از ضایعات لاستیکی از جمله خرده لاستیک در مخلوط بتن به عنوان یکی از روش های موثر جهت کاهش مواد زائد می باشد. علاوه بر این، امروزه استفاده از مواد ضایعاتی به عنوان جایگزین بخشی از سنگدانه های طبیعی در بتن، راه حلی موثر برای رفع مشکلات زیست محیطی است که با توجه به تنزل خصوصیات بتنِ حاصل ناشی از حضور مواد ضایعاتی، افزودن الیاف به مخلوط بتن، می تواند عملکرد مکانیکی آن را بهبود بخشد. از این رو در این مطالعه، مقاومت فشاریِ بتن مسلح شده به الیاف فولادی حاوی خرده لاستیک بازیافتی پس از قرارگیری در دماهای بالا به طور آزمایشگاهی مورد ارزیابی قرار گرفته است. در مجموع ۹ طرح مخلوط در طول آزمایش ساخته شد و متغیرهای آزمایش شامل درصد حجمی لاستیک تایر بازیافتی جایگزین ماسه طبیعی(۰، ۵ و ۱۰ ٪)، درصد حجمی الیاف فولادی (۰، ۰٫۵ و ۱ ٪)، و دمای آتش (۲۵، ۲۰۰، ۴۰۰ و ۶۰۰ درجه) می باشند. علاوه بر این، مقاومت فشاری با مقادیر پیش بینی آیین نامه¬های ACI 216، EN 1994-1-2 مقایسه شدند. نتایج نشان می دهد که افزودن الیاف فولادی به حجم بتن و اضافه کردن لاستیک تایر جایگزین ماسه به مخلوط بتن منجر به کاهش مقاومت فشاری نمونه¬های بتنی حرارت دیده و حرارت ندیده می شود . همچنین، با افزایش درجه حرارت، مقاومت فشاری کلیه نمونه¬های بتنی با یک افت قابل توجهی رو به رو شده است. از این رو، در دمای ۶۰۰ درجه سانتیگراد، نرخ افت مقاومت فشاری نمونه ها در مقایسه با سایر دماها بیشتر بود به طوری که مقاومت فشاری نمونه مرجع و نمونه¬های بتنی حاوی تایر و الیاف نسبت به مقاومت نمونه متناظر در دمای محیط، با کاهش مقاومت در محدوده ۵۹٫۵ – ۷۶٫۹ ٪ رو به رو شدند. همچنین، پیش بینی آیین نامه¬ها، نتایج مقاومت فشاری بتن حرارت دیده را اندکی دست بالا تخمین می زنند.

کلمات کلیدی: مقاومت فشاری، الیاف فولادی، خرده لاستیک، مقاومت برابر آتش.

۱- مقدمه

بتن ساده به دلیل مزایایی مانند هزینه کم و در دسترس همه بودن، به طور گسترده در ساختار اصلی بیشتر سازه‌ها استفاده می‌شود. اما در کنار این مزایا، دارای معایبی از جمله رفتار شکننده، مقاومت کششی کم و ظرفیت کرنش اندک می‌باشد. با پیشرفت تکنولوژی و توسعه علم مهندسی سازه، تقاضا برای ساخت انواع جدیدی از بتن‌ها که باید دارای خصوصیات بهبود یافته‌ای باشند، افزایش یافت. یکی از این نوع بتن‌ها، بتن الیافی می‌باشد که نسبت به بتن معمولی دارای رفتار شکل پذیرتر با کنترل رشد و انتشار ترک و قابلیت باربری بعد از ترک خوردگی می‌باشد [۱]. امروزه، ثابت شده است که استفاده از الیاف در مخلوط بتن علاوه بر بهبود خواص مکانیکی از قبیل مقاومت فشاری، کششی و خمشی، رفتار شکننده بتن را کاهش داده و رشد و انتشار ترک‌ها را از طریق مکانیزم پل انداختگی الیاف کنترل می‌کند [۲].

با پیشرفت صنعت و تکنولوژی و رشد جمعیت انسانی، تولید زباله‌های جامد جهانی در حال تسریع است. در حال حاضر، دفع لاستیک‌های استفاده شده به دلیل عدم تجزیه پذیری آنها یک چالش جهانی است [۳]. در بیشتر کشورها لاستیک تایر به عنوان مواد ضایعاتی می‌باشد که به دلیل افزایش استفاده از اتومبیل به عنوان وسیله اصلی حمل و نقل باعث رشد چشم گیر تولید تایر

شده است که بخش بزرگی از زباله‌های شهری را به خود اختصاص داده‌اند. بطور کلی، سه روش برای دفع چنین مواد زائدی در طبیعت مثل دفن، سوزاندن و بازیافت وجود دارد، که بازیافت تایرهای فرسوده به یک راه حل بالقوه برای مدیریت چنین پسماند تبدیل شده است [۴]. در این بین محققان در زمینه بازیافت مواد زائد و استفاده آنها در مهندسی عمران، تلاش‌های زیادی انجام داده‌اند. یکی از روش‌های موثر جهت بازیافت ضایعات لاستیکی از جمله تایرها، استفاده از آنها در بتن می‌باشد که علاوه بر آن که مانع برگرداندن مستقیم ضایعاتِ تایر به محیط زیست، می‌شود به عنوان یک جایگزین برای سنگدانه‌های طبیعی در مخلوط بتن به حساب می‌آید. استفاده از لاستیک تایر به عنوان مواد بازیافتی و جایگزین سنگدانه‌های طبیعی در بتن باعث بهبود برخی از خواص مکانیکی و فیزیکی بتن از جمله کاهش چگالی، افزایش مقاومت در برابر ضربه، افزایش جذب انرژی میگردد [۴]. هر چند، بر روی برخی از خواص مکانیکی بتن مانند مقاومت فشاری، مقاومت کششی و سختی اثرات منفی دارد [۵،۶]. علاوه بر این، برای بهبود خصوصیات افت کرده بتن ناشی از افزودن لاستیک تایر بازیافتی، افزودن الیاف به مخلوط بتن می‌تواند موثر واقع شود.

امروزه به دلیل قرار گرفتن سازه‌های بتنی در برابر آتش سوزی، طراحی سازه‌ها بر مبنای عملکرد مقاومتی در معرض دماهای بالا مورد توجه قرار گرفتند. بنابراین، برای بررسی نحوه پاسخ سازه در دماهای بالا، ابتدا لازم است نحوه تغییر مشخصات مصالح با افزایش دما مشخص گردد. ازجمله خصوصیات مکانیکی بتن متاثر از حرارت بالا، مقاومت فشاری است که تنزل آنها ناشی از ایجاد تنش‌های داخلی، ایجاد ریز ترک‌ها و تجزیه ترکیبات شیمیایی خمیر سیمان در طی فرایند حرارت دهی می‌باشد [۷،۸].

گوا و همکاران [۹] در مطالعه خود مقاومت فشاری بتن سازه‌ای حاوی سنگدانه‌ی بازیافتی، لاستیک تایر و الیاف فولادی در معرض دماهای بالا را مورد بررسی قرار داده‌اند. نتایج آنها نشان داد که مقاومت فشاری نمونه‌های بتنی

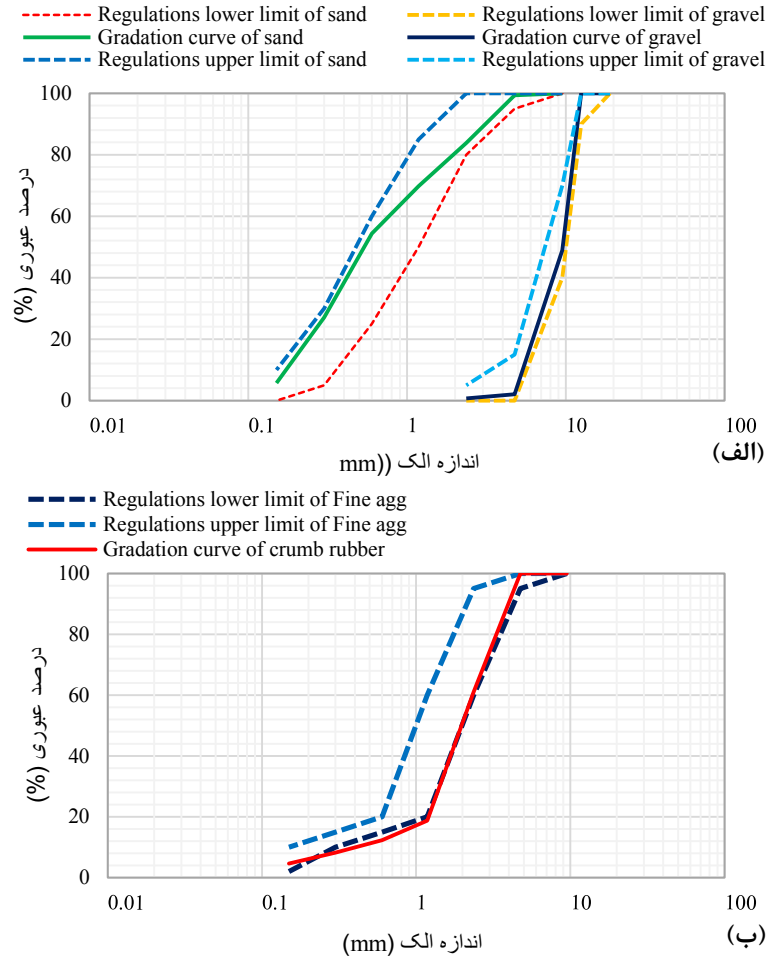
بعد از قرار گرفتن در دماهای بالا کاهش یافت، و نیز جایگزینی بالاتر ریزدانه‌های لاستیک منجر به مقاومت فشاری و سختی کمتر شد. با این وجود، تایر بازیافتی به طور قابل توجهی ظرفیت جذب انرژی و مقاومت در برابر پوسته شدن ناگهانی را بهبود دادند. علاوه بر تحقیقات انجام شده توسط محققین ذکر شده و سایر تحقیقات در این زمینه [۱۰-۱۵] به ندرت عملکرد بتن الیافی حاوی خرده لاستیک مورد بررسی قرار گرفته است.

این تحقیق با هدف بررسی مقاومت فشاری فشاری بتن حاوی خرده لاستیک و الیاف فولادی پس از قرار گرفتن در معرض آتش، انجام شد. متغیرهای آزمایش شامل درصد حجمی خرده لاستیک جایگزین ماسه، درصد حجمی الیاف فولادی، و دمای هدف می‌باشند. از آنجایی که لاستیک تایر بازیافتی در مخلوط بتن عمدتاً موجب کاهش دوام و مقاومت بتن می‌شود [۵،۶]، از الیاف فولادی به منظور بهبود این خواص استفاده شد. برای این هدف، پارامتر موثر بر مقاومت فشاری بتن الیافی حاوی تایر خرده تحت درجه حرارت‌های ۲۵، ۲۰۰، ۴۰۰ و ۶۰۰ درجه سانتیگراد مورد بررسی قرار گرفت. علاوه بر این، مقاومت فشاری با مقادیر پیش بینی آیین نامه‌های EN 1994-1-2 و ACI 216 مقایسه شدند.

۲- برنامه آزمایشگاهی

۲-۱- مصالح و نمونه‌ها

در این مطالعه، از سیمان پرتلند تیپ ۱، ماسه شکسته به عنوان ریزدانه با مدول نرمی، چگالی و جذب آب به ترتیب ۲،۹، ۲،۴۳ و ۲،۲ ٪ و سنگ شکسته به عنوان درشت‌دانه با چگالی، جذب آب و حداکثر اندازه اسمی به ترتیب ۲،۵۳، ۰،۸ ٪ و ۱۲،۵ میلیمتر مورد استفاده قرار گرفت. همچنین، از خرده لاستیک به عنوان جایگزین ریزدانه با چگالی ۰،۸۹ و حداکثر اندازه اسمی ۴،۷۵ میلیمتر و بدون جذب آب در این مطالعه مورد استفاده قرار گرفت. برای تایر مصرف شده، ۴۷ درصد وزنی مصالح بین الک‌های ۴،۷۵ و ۲،۳۶ و ۳۶ درصد آنها بین الک‌های ۲،۳۶ و ۱،۱۸ قرار دارند و مابقی دانه‌ها ریزتر بودند. منحنی دانه‌بندی سنگدانه‌های مصرفی در شکل ۱ نشان داده شده است. الیاف فولادی با طول ۳۰ میلیمتر و نسبت ظاهری ۶۰ در ۳ درصد حجمی مختلف ۰، ۰،۵ و ۱ ٪ استفاده شد. خواص مکانیکی و فیزیکی الیاف فولادی در جدول ۱ ارائه شده است. تصاویر خرده لاستیک و الیاف فولادی در شکل ۲ نشان داده شده است. در این تحقیق، از یک فوق روان کننده بر پایه پلی کربوکسیلات اتر با نام تجاری ناب با محتوای جامد ۴۲ ٪ و چگالی ۱،۰۹ در تمام مخلوط‌های بتن مورد استفاده قرار گرفت. فوق روان کننده برای کمک به پراکندگی الیاف در بتن، و رسیدن به کارایی خوب بتن می‌باشد.



شکل ۱- دانه‌بندی (الف) سنگدانه‌های طبیعی و (ب) خرده لاستیک

شکل ۲ – خرده لاستیک و الیاف فولادی مورد استفاده

جدول ۱- خواص مکانیکی و فیزیکی الیاف فولادی

نوع الیاف	شکل الیاف	طول (mm)	قطر (mm)	نسبت ظاهری	چگالی (g/cm^3)	مقاومت کششی (MPa)	مدول الاستیسیته (GPa)	دمای ذوب (°C)
فولادی	دو سر قلاب	۳۰	۰,۵	۶۰	۷,۸۵	۱۱۰۰	۲۰۰	۱۵۱۶

در این تحقیق، به طور کلی ۳۶ نمونه استوانه‌ای به قطر ۱۰۰ میلیمتر و ارتفاع ۲۰۰ میلیمتر ساخته شدند تا مقاومت فشاری بتن الیافی حاوی لاستیک تایر بازیافتی پس از قرارگیری در دماهای بالا مورد بررسی قرار گیرد. ضمناً، از هرگروه آزمایش، ۳ نمونه مشابه جهت کاهش خطا انتخاب شده و میانگین نتایج آنها گزارش شدند.

۲-۲- نسبت مخلوط‌ها

نسبت مخلوط‌ها برای بتن حاوی لاستیک تایر و الیاف فولادی با استفاده از ACI 211.4R [۱۶] برای حجم یک متر مکعب در جدول ۲ ارائه شده است. در این مطالعه، ۹ سری طرح مخلوط با نسبت آب به مواد سیمانی ثابت و برابر با ۰,۳۵ برای تمام طرح مخلوط‌ها در نظر گرفته شد. خرده لاستیک به عنوان مصالح بازیافتی بر اساس جایگزینی درصد حجمی ماسه در مخلوط‌های بتن مورد استفاده قرار گرفت. نسبت‌های جایگزینی حجمی لاستیک به صورت ۰، ۵ و ۱۰ ٪ در نظر گرفته شد. لازم به ذکر است که مقدار فوق روان کننده مصرفی به صورت درصد وزنی سیمان می‌باشد و مقدار آب داخل فوق روان کننده نیز در نسبت آب به سیمان لحاظ شده است. لازم به ذکر است در این مطالعه، مقاومت فشاری ۶۰ مگاپاسکال به عنوان مقاومت هدف در نظر گرفته شد. برای نامگذاری نمونه‌ها ST و TR، به ترتیب نشان دهنده حضور الیاف فولادی و لاستیک تایر در مخلوط بتن و عدد پس از آنها بیانگر درصد حجمی آنها است. به عنوان مثال ST0.5TR5 به معنی نمونه بتنی حاوی لاستیک تایر بازیافتی به میزان ۵ ٪ جایگزینی با حجم ماسه به همراه ۰,۵ ٪ حجمی الیاف فولادی می‌باشد.

۲-۳- نحوه ساخت و آماده‌سازی نمونه‌ها

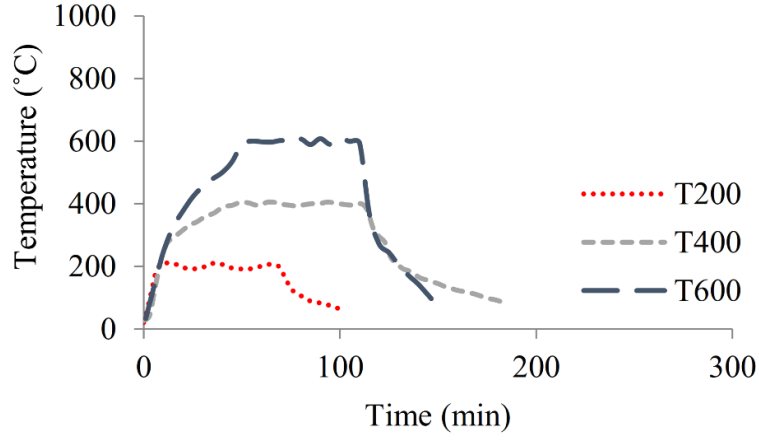
برای ساخت بتن حاوی الیاف و خرده لاستیک، ابتدا مصالح سنگی شامل شن و ماسه همراه با لاستیک تایر در درون میکسر به مدت ۳۰ ثانیه مخلوط شد. سپس سیمان اضافه شد تا به مدت ۱ دقیقه درون میکسر مخلوط شد. پس از آن مخلوطی از فوق روان کننده و آب که شامل آب لازم برای رساندن رطوبت سنگدانه‌ها به وضعیت اشباع با سطح خشک نیز می‌باشد، به آرامی درون میکسر ریخته شد و تا مدت ۲ دقیقه هم زده شد. نهایتاً، الیاف مورد استفاده به مخلوط اضافه شد و تا ۲ دقیقه دیگر در داخل میکسر هم خورد. پس از اختلاط بتن، برای تعیین کارایی بتن تازه، آزمایش اسلامپ مخلوط‌های بتنی مطابق با ASTM C143 [۱۷] اندازه گیری شد که مقدار آن در جدول ۲ ذکر شده است. پس از ریختن بتن تازه در قالب، به منظور تراکم و کاهش مقدار حباب‌های هوا از میز لرزه استفاده شد. نمونه‌ها بعد از ۲۴ ساعت از قالب بیرون آورده شده و در مخزن آب آهک به مدت حداقل ۲۸ روز در دمای استاندارد ۲۰ درجه سانتی گراد، اشباع و عمل آوری شدند.

جدول ۲- نسبت طرح مخلوط‌ها

شماره	شناسه طرح	آب	سیمان	لاستیک	ماسه	شن	الیاف	فوق روان کننده	اسلامپ
		(kg/m^3)							(mm)
۱	ST0TR0	۱۹۲,۵	۴۹۵	۰	۶۱۳,۸	۹۰۲	۰	۰,۶۸	۸,۹
۲	ST0TR5	۱۹۲,۵	۴۹۵	۱۰,۹	۵۸۳,۳	۹۰۲	۰	۰,۷۴	۸,۶
۳	ST0TR10	۱۹۲,۵	۴۹۵	۲۱,۸	۵۵۲,۷	۹۰۲	۰	۰,۷۷	۸,۱
۴	ST0.5TR0	۱۹۲,۵	۴۹۵	۰	۶۱۳,۸	۹۰۲	۳۹,۲	۰,۸۴	۸,۷
۵	ST0.5TR5	۱۹۲,۵	۴۹۵	۱۰,۹	۵۸۳,۳	۹۰۲	۳۹,۲	۰,۸۸	۸,۰
۶	ST0.5TR10	۱۹۲,۵	۴۹۵	۲۱,۸	۵۵۲,۷	۹۰۲	۳۹,۲	۰,۹۰	۹,۳
۷	ST1.0TR0	۱۹۲,۵	۴۹۵	۰	۶۱۳,۸	۹۰۲	۷۸,۵	۰,۹۱	۸,۵
۸	ST1.0TR5	۱۹۲,۵	۴۹۵	۱۰,۹	۵۸۳,۳	۹۰۲	۷۸,۵	۰,۹۴	۸,۹
۹	ST1.0TR10	۱۹۲,۵	۴۹۵	۲۱,۸	۵۵۲,۷	۹۰۲	۷۸,۵	۰,۹۷	۹,۳

۴-۲- دستورالعمل آزمایشگاهی

در این مطالعه ۴ دسته حرارتی شامل ۲۵، ۲۰۰، ۴۰۰ و ۶۰۰ درجه سانتیگراد بر هر گروه از نمونه‌های بتنی اعمال شد که دمای ۲۵ درجه سانتیگراد به عنوان دمای محیط و بقیه به عنوان دماهای بالا در نظر گرفته شدند. کلیه نمونه‌ها تحت حرارت‌های ۲۰۰ تا ۶۰۰ درجه سانتیگراد، قبل از رسیدن به دماهای هدف تحت دمای ۶۰ درجه (برای خشک کردن و از بین بردن رطوب ت سطحی نمونه‌ها) به مدت ۲۴ ساعت مطابق ISO 834 [۱۸] قرار گرفتند. نمونه‌های تحت حرارت‌های بالا در یک کوره الکتریکی قرار گرفتند و پس از رسیدن دمای نمونه‌ها به دمای هدف، به مدت ۱ ساعت در کوره در آن دما باقی ماندند تا دمای مرکز نمونه‌ها با دمای محیط کوره کمترین اختلاف را داشته باشند. دمای داخل کوره توسط ترموکوپل‌های داخلی قرائت شده و نمونه‌ها بتنی پس از اتمام بارگذاری حرارتی تا رسیدن به دمای محیط در کوره باقی ماندند. جهت اطمینان از رسیدن دمای داخلی نمونه‌ها به دمای محیط پس از بارگذاری حرارتی، کلیه تست‌های آزمایشگاهی ۷ روز پس از اعمال حرارت به نمونه‌ها انجام شدند. پس از رسیدن نمونه‌ها بتنی به دمای محیط عملیات بارگذاری فشاری در دمای محیط اعمال شد. رژیم گرمایی برای نمونه‌های بتنی تحت حرارت در شکل ۳ نشان داده شده است. آزمایش مقاومت فشاری نمونه‌های بتنی پس از حداقل ۲۸ روز از مراقبت و نگهداری بر اساس استاندارد ASTM C39 [۱۹] انجام شد. سرعت بارگذاری در آزمایش فشاری نمونه‌های بتن استوانه‌ای ۱۰۰ × ۲۰۰ میلیمتر برای نمونه‌های تحت دمای محیط برابر با ۱ ($\frac{mm}{min}$) و برای نمونه‌های تحت حرارت برابر ۰٫۵ ($\frac{mm}{min}$) انتخاب شد. همچنین، سطوح بالا و پایین هر یک از نمونه‌ها، تخته‌های نازک چوبی قرار داده شد تا بار فشاری بطور یکنواخت بر کل سطح انتهایی اعمال شود و از تمرکز تنش ناشی از ناهمواری سطح، جلوگیری شود.



شکل ۳- رژیم گرمایی داخل کوره الکتریکی برای نمونه‌های بتنی

۳- نتایج و بحث

نتایج حاصل از آزمایش مقاومت فشاری بر روی نمونه‌های بتنی در جدول ۳ و در شکل ۴ ارائه شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، مقادیر مقاومت فشاری نمونه‌های حرارت ندیده بین ۳۵٫۳ تا ۵۷٫۱ مگاپاسکال میباشد. با حجم ثابت الیاف فولادی در بتن از شکل ۴-الف می‌توان مشاهده کرد که مقاومت فشاری بتن با جایگزینی لاستیک تایر به جای ماسه طبیعی، کاهش پیدا کرده است. علت این کاهش این است که ذرات تایر نرم‌تر و انعطاف پذیرتر از ریزدانه‌های طبیعی میباشد. از این رو، در نمونه‌های بتنی حاوی لاستیک تایر، کاهش چسبندگی بین ذرات نرم تایر و خمیر سیمان باعث عدم پیوستگی بین آنها و ضعف لایه مرزی شده که منجر به کاهش مقاومت فشاری بتن میگردد. علاوه بر این، میزان آب ملات اطراف ذرات لاستیک بدلیل عدم جذب آب توسط این ذرات، افزایش یافته که خود موجب ضعف بیشتر لایه مرزی و افت بالاتر مقاومت فشاری می‌شود. از شکل ۴-ب همچنین مشاهده می-

شود که افزودن الیاف فولادی به بتن حاوی تایر و فاقد تایر باعث کاهش مقاومت فشاری بتن نسبت به بتن فاقد الیاف شده است. همچنین، نمونه‌های بتنی ST0TR5، ST0TR10، ST0.5TR0، ST0.5TR5، ST0.5TR10، ST1.0TR0، ST1.0TR5، ST1.0TR10 به ترتیب با یک کاهش مقاومت ۱۹، ۲۸,۵، ۵,۵، ۳۳,۳، ۳۸,۲، ۱۹,۳، ۳۰,۲ و ۳۱,۸ ٪ نسبت به نمونه مرجع (ST0TR0) در دمای محیط، رو به رو شدند.

جدول ۳- مقاومت فشاری نمونه‌های بتنی حرارت دیده و حرارت ندیده

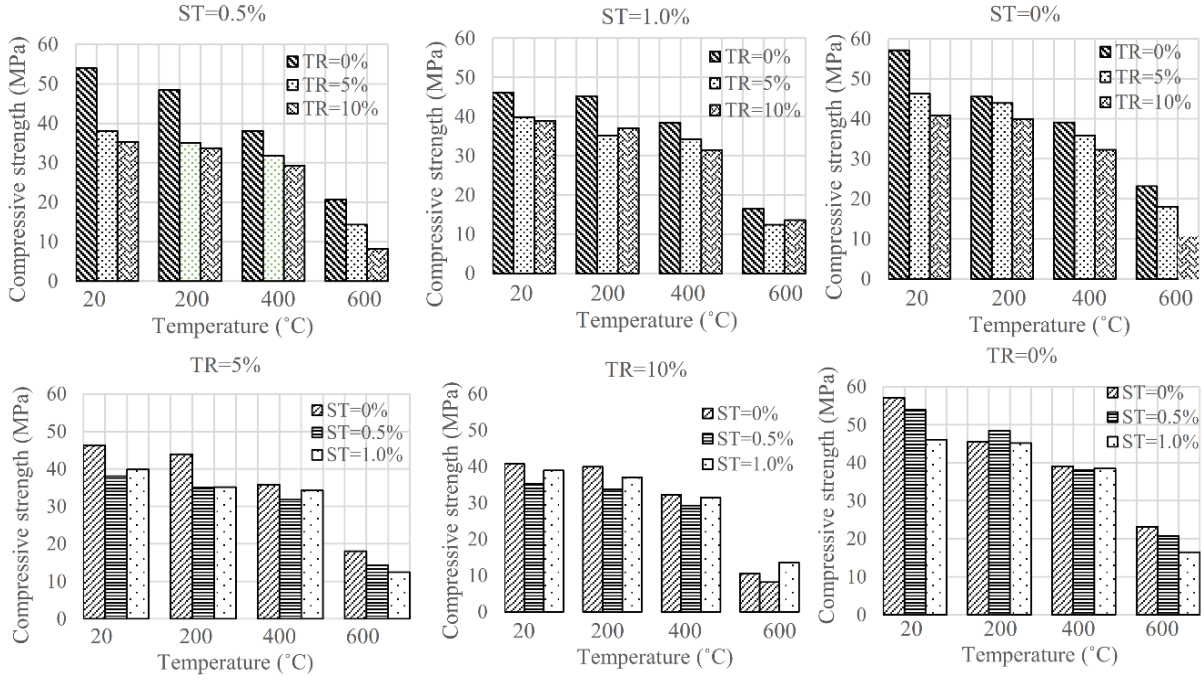
شناسه طرح	$f20$		$\Delta f200/f20^a$		$\Delta f400/f20^a$		$\Delta f600/f20^a$	
ST0TR0	۵۷,۱	(۰,۰)	۲۰,۳	(۰,۰)	۳۱,۶	(۰,۰)	۵۹,۵	(۰,۰)
ST0TR5	۴۶,۲	(۱۹,۰)	۵,۰	(۳,۵)	۲۲,۶	(۸,۵)	۶۱,۰	(۲۱,۹)
ST0TR10	۴۰,۸	(۲۸,۵)	۲,۱	(۱۲,۲)	۲۱,۰	(۱۷,۶)	۷۴,۱	(۵۴,۳)
ST0.5TR0	۵۴,۰	(۵,۵)	۱۰,۳	(۶,۴)	۲۹,۵	(۲,۷)	۶۱,۷	(۱۰,۵)
ST0.5TR5	۳۸,۱	(۳۳,۳)	۸,۱	(۲۳,۱)	۱۶,۵	(۱۸,۸)	۶۲,۳	(۳۸,۰)
ST0.5TR10	۳۵,۳	(۳۸,۲)	۴,۵	(۲۵,۹)	۱۷,۱	(۲۵,۱)	۷۶,۹	(۶۴,۶)
ST1.0TR0	۴۶,۱	(۱۹,۳)	۲,۰	(۰,۷)	۱۶,۵	(۱,۶)	۶۴,۳	(۲۸,۷)
ST1.0TR5	۳۹,۸	(۳۰,۲)	۱۱,۸	(۲۲,۸)	۱۴,۱	(۱۲,۴)	۶۸,۸	(۴۶,۲)
ST1.0TR10	۳۸,۹	(۳۱,۸)	۴,۹	(۱۸,۶)	۱۹,۲	(۱۹,۵)	۶۵,۱	(۴۱,۱)

نکته: نماد f بیانگر مقاومت فشاری بتن است. نماد Δf بیانگر تفاضل مقدار مقاومت فشاری از مقدار مقاومت فشاری مرجع است به عنوان مثال $\Delta f600$ بیانگر $f600 - f20$ می‌باشد. نماد 20^a بیانگر بتن مرجع است به عنوان مثال $\Delta f600/f20^a$ بیانگر نسبت مقاومت فشاری بتن در دمای ۶۰۰ °C به مقاومت فشاری بتن مرجع می‌باشد. اعداد داخل پرانتز بیانگر میزان درصد تغییرات مقاومت فشاری نمونه‌ها نسبت به بتن ST0TR0 در همان دما می‌باشد.

با افزایش درجه حرارت، مقاومت فشاری نمونه‌های بتنی در گروه‌های مختلف، کاهش قابل توجهی پیدا کرد. در دمای ۲۰۰ درجه سانتیگراد، مقاومت فشاری بتن مرجع (ST0TR0) ۲۰,۳ ٪ نسبت به مقاومت نمونه متناظر در دمای محیط کاهش یافت. همچنین، نمونه‌های بتنی ST0TR5، ST0TR10، ST0.5TR0، ST0.5TR5، ST0.5TR10، ST1.0TR0، ST1.0TR5، ST1.0TR10 به ترتیب با یک کاهش مقاومت ۵، ۲,۱، ۱۰,۳، ۸,۱، ۴,۵، ۲، ۱۱,۸ و ۴,۹ نسبت به مقاومت نمونه متناظر در دمای محیط روبرو شدند. نتایج نشان دهنده افت کمتر مقاومت در این دما نسبت به دمای ۲۰ درجه برای نمونه‌های بتنی حاوی تایر در مقایسه با بتن معمولی می‌باشد. به طور کلی افت مقاومت فشاری نمونه‌ها در این دما می‌تواند ناشی از خروج آب محفوظ شده شیمیایی در ژل سیلیکات کلسیم هیدراته در طی فرایند حرارت دهی باشد که منجر به کاهش مقاومت فشاری بتن می‌شود [۷].

علاوه بر این شکل ۴-الف نشان می‌دهد که مقاومت فشاری بتن با جایگزینی لاستیک تایر به جای ماسه طبیعی، کاهش پیدا کرده است. در بتنهای حاوی ۰,۵ و ۱ درصد الیاف فولادی در مقایسه با بتن فاقد الیاف، کاهش مقاومت فشاری نمونه‌ها حاوی لاستیک تایر بازیافتی نسبت به نمونه بدون تایر بازیافتی بیشتر می‌باشد. همچنین از شکل ۴-ب می‌توان دریافت که افزودن الیاف فولادی به بتن حاوی تایر و فاقد تایر باعث کاهش مقاومت فشاری بتن نسبت به بتن فاقد الیاف شده است؛ هر چند افزودن ۰,۵ درصد الیاف فولادی در بتن فاقد تایر بازیافتی باعث افزایش مقاومت فشاری به میزان ۶,۴ ٪ شده است. با افزایش دما و رسیدن آن به ۴۰۰ درجه سانتیگراد، بتن مرجع (ST0TR0) با یک افت مقاومت ۳۱,۶ ٪ نسبت به مقاومت نمونه متناظر در دمای محیط مواجه شد. علت این کاهش، تجزیه و تبخیر آب شیمیایی موجود در سیلیکات کلسیم هیدراته در طی فرایند حرارت دهی میباشد که منجر به ایجاد ریز ترک‌های سطحی و تنش‌های داخلی و در نهایت تنزل مقاومت می‌شود [۷،۲۰]. همچنین با توجه

بـــه جـــدول ۳ نمونـــه‌هـــای بتنـــی ST0TR5، ST0TR10، ST0.5TR0، ST0.5TR5، ST0.5TR10، ST1.0TR0، ST1.0TR5، ST1.0TR10 بـــه ترتیـــب بـــا یـــک کـــاهش مقاومـــت ۲۲,۶، ۲۱، ۲۹,۵، ۱۶,۵، ۱۷,۱، ۱۶,۵، ۱۴,۱ و ۱۹,۲ نسبت به مقاومت نمونه متناظر در دمای محیط روبرو شدند.

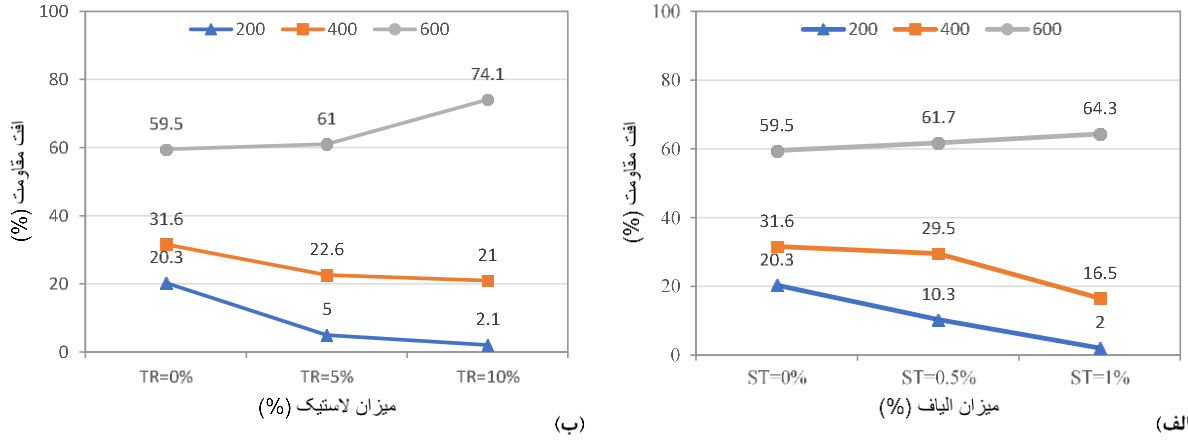


شکل ۴- مقاومت فشاری نمونه‌های بتنی بر حسب دما؛ الف) متغیر لاستیک، ب) متغیر الیاف

علاوه بر این شکل ۴-الف نشان می‌دهد که افزودن لاستیک تایر بازیافتی به جای ماسه در بتن، مقاومت فشاری نمونه‌های بتنی نسبت به نمونه بتنی فاقد تایر کاهش یافته است که علت اصلی این افت، تجزیه شدن لاستیک تایر در این دما می‌باشد. با توجه به اینکه نقطه تنزل یا شروع دمای تجزیه برای لاستیک تایر بازیافتی حدوداً ۳۶۰ درجه سانتیگراد بدست آمده است، افت جرم لاستیک تایر در دمای ۴۰۰ درجه عامل مهم دیگری برای افت مقاومت نمونه بتنی حرارت دیده می‌باشد. شکل ۴-ب نشان می‌دهد که افزودن الیاف فولادی به بتن حاوی تایر و فاقد تایر باعث کاهش غیر قابل توجه (ناچیز) مقاومت فشاری بتن نسبت به بتن فاقد الیاف شده است. علاوه بر این، از شکل ۴-ب می‌توان دریافت که افزودن ۱ ٪ الیاف فولادی نسبت به ۰,۵ ٪ الیاف به بتن باعث افت کمتر مقاومت فشاری شده است.

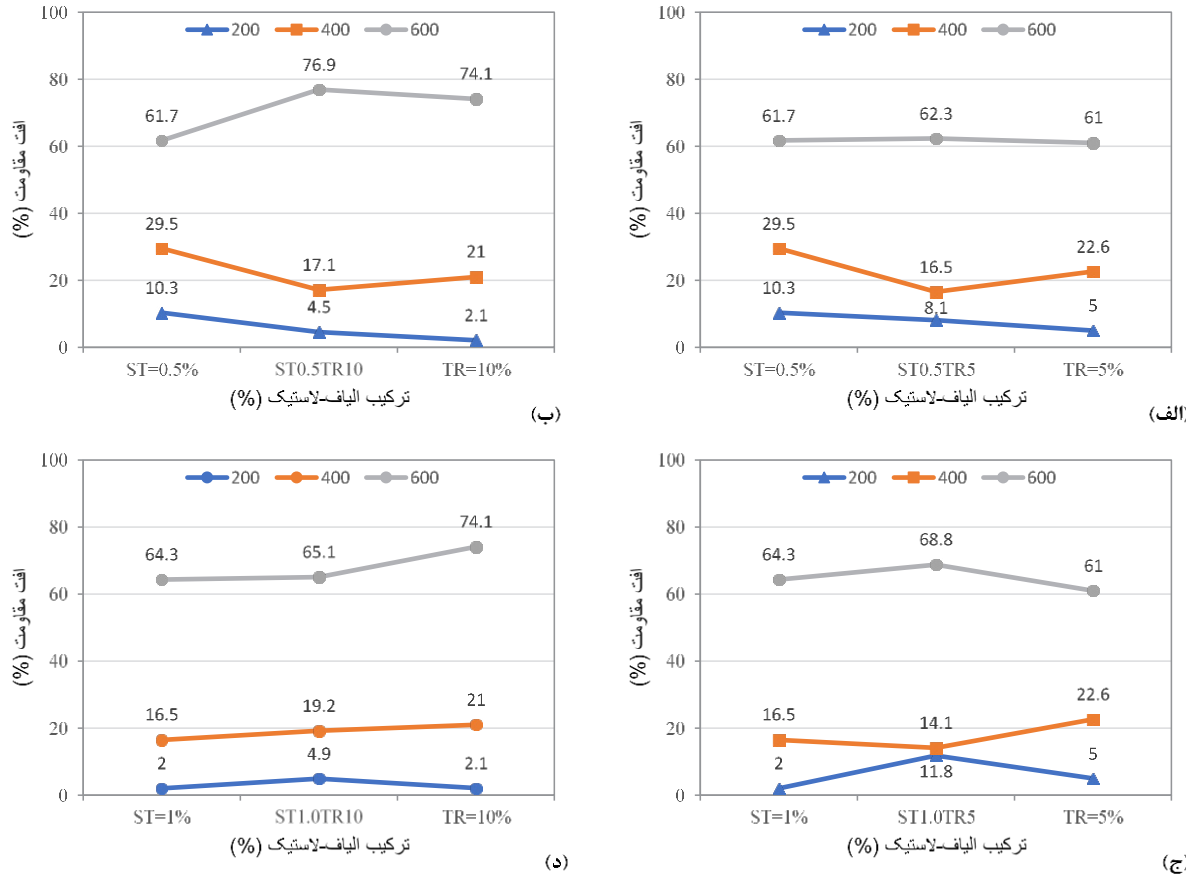
در دمای ۶۰۰ درجه سانتیگراد، نرخ افت مقاومت فشاری نمونه‌ها در مقایسه با سایر دماها بیشتر بود به طوری که مقاومت فشاری نمونه مرجع با کاهش ۵۹,۵ ٪ نسبت به نمونه متناظر در دمای محیط رو به رو شد. همچنین، نمونـــــه‌هـــــای بتنـــــی ST0TR5، ST0TR10، ST0.5TR0، ST0.5TR5، ST0.5TR10، ST1.0TR0، ST1.0TR5، ST1.0TR10 بـــه ترتیـــب بـــا کـــاهش مقاومـــت ۲۱,۹، ۵۴,۳، ۱۰,۵، ۳۸، ۶۴,۶، ۲۸,۷، ۴۶,۲ و ۴۱,۱ نســـبت بـــه نمونـــه مرجع (ST0TR0) در دمای ۶۰۰ درجه، مواجه شدند. علت افت شدید مقاومت نمونه در این دما، از یک طرف افت جرم قابل توجه لاستیک تایر بازیافتی می‌باشد که باعث تخلخل و افزایش انتقال حرارت بیشتر در نمونه شده و در نتیجه منجر به کاهش مقاومت فشاری نمونه حاوی تایر بازیافتی می‌شود و از طرف دیگر به علت تجزیه و تبخیر آب شیمیایی موجود در کریستال‌های کلسیم هیدروکسید (CH) می‌باشد که به پدیده دهیدراسیون معروف است [۷،۲۱]. در دمای ۶۰۰ درجه سانتیگراد، شکل ۴-الف نشان می‌دهد که مقاومت فشاری بتن با جایگزینی لاستیک تایر به جای ماسه طبیعی، کاهش پیدا کرده است. همچنین از شکل ۴-ب می‌توان دریافت که افزودن الیاف فولادی

به بتن حاوی تایر و فاقد تایر باعث کاهش مقاومت فشاری بتن نسبت به بتن فاقد الیاف شده است؛ هر چند افزودن ۱ درصد الیاف فولادی در بتن فاقد تایر بازیافتی ۲۸,۳ ٪ شده است.



شکل ۵- افت مقاومت در اثر حرارت؛ الف) متغیر الیاف، ب) متغیر لاستیک

افت مقاومت فشاری بتن در اثر حرارت برای نمونه‌های حاوی الیاف فولادی و خرده لاستیک (در مقایسه با نمونه شاهد) در شکل ۵ نشان داده شده است. شکل ۵-الف افت مقاومت در اثر حرارت برای دماهای ۲۰۰، ۴۰۰ و ۶۰۰ درجه سانتیگراد نسبت به دمای محیط در نمونه‌های حاوی ۰، ۰,۵ و ۱ درصد الیاف فولادی را نشان می‌دهد. این شکل بیانگر آن است که با افزایش میزان الیاف، مقدار افت مقاومت فشاری در دماهای ۲۰۰ و ۴۰۰ درجه کاهش یافته است. برای مثال با اضافه کردن ۱ درصد الیاف فولادی، افت مقاومت از ۲۰,۳ درصد در نمونه شاهد به ۲ درصد (در دمای ۲۰۰ درجه سانتیگراد) تقلیل می‌یابد. البته در دمای ۶۰۰ درجه تفاوت چشمگیری بین نمونه شاهد و نمونه‌های الیافی وجود ندارد (حدود ۵ درصد). در شکل ۵-ب افت مقاومت در اثر حرارت در دماهای مورد مطالعه نسبت به دمای محیط در نمونه‌های حاوی ۰، ۵ و ۱۰ درصد ذرات لاستیک بازیافتی نشان داده شده است. این شکل نشان می‌دهد با افزایش میزان خرده لاستیک، میزان افت مقاومت فشاری در دماهای ۲۰۰ و ۴۰۰ درجه کاهش یافته است. برای مثال با اضافه کردن ۱۰ درصد لاستیک بازیافتی، افت مقاومت از ۳۱,۶ درصد در نمونه شاهد به ۲۱ درصد (در دمای ۴۰۰ درجه) تقلیل می‌یابد. البته در دمای ۶۰۰ روندی دیگر رخ داده است که دلیل آن می‌تواند از یک طرف کاهش جرم قابل توجه لاستیک تایر بازیافتی باشد که باعث تخلخل و افزایش انتقال حرارت بیشتر در نمونه شده و در نتیجه منجر به کاهش مقاومت فشاری نمونه حاوی تایر بازیافتی می‌شود و از طرف دیگر به علت تجزیه و تبخیر آب شیمیایی موجود در کریستال‌های کلسیم هیدروکسید (CH) باشد.



شکل ۶- افت مقاومت در اثر حرارت برای نمونه‌های حاوی الیاف و لاستیک؛ الف) ST0.5TR5، ب) ST0.5TR10، ج) ST1.0TR5، د) ST1.0TR10

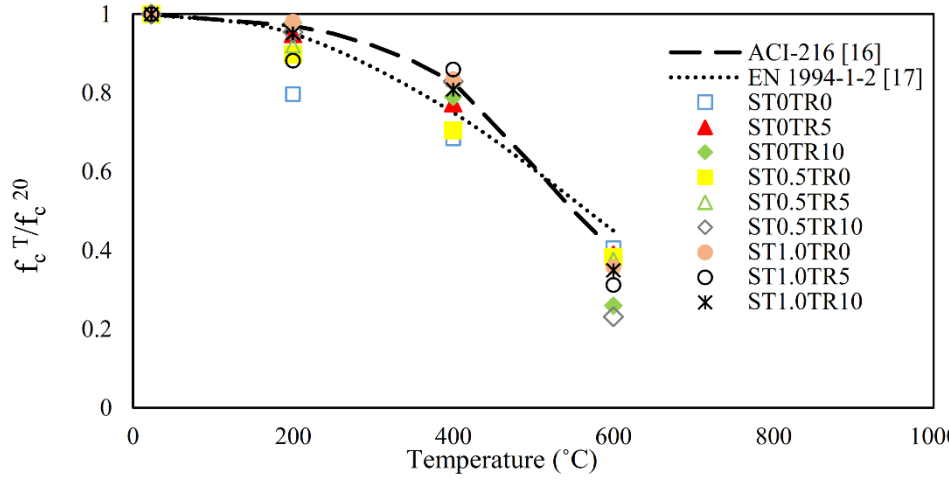
شکل ۶ افت مقاومت فشاری بتن در اثر حرارت برای نمونه‌های حاوی ترکیب الیاف فولادی و خرده لاستیک (در مقایسه با نمونه‌های حاوی الیاف فولادی یا ذرات لاستیک) در اثر حرارت بالا نشان می‌دهد. نمونه ترکیبی ۰٫۵ درصد الیاف فولادی و ۵ درصد لاستیک (شکل ۶-الف)، رفتاری در حد واسط نمونه‌های بتنی حاوی ۰٫۵ درصد الیاف و ۵ درصد لاستیک در دمای ۲۰۰ درجه نشان می‌دهد. این نمونه در دمای ۴۰۰ درجه افت مقاومت کمتری نسبت به دو نمونه مورد مقایسه داشته است و در دمای ۶۰۰ درجه رفتاری تقریبا یکسان را نشان می‌دهد. همچنین، در نمونه ST0.5TR10 (شکل ۶-ب) رفتاری بینابینی در دماهای ۲۰۰ و ۴۰۰ درجه مشاهده شد. این نمونه در دمای ۶۰۰ افت مقاومت بیشتری نسبت به نمونه‌های بتنی حاوی ۰٫۵ درصد الیاف فولادی و ۱۰ درصد خرده لاستیک داشته است. در حالت حضور توامان ۱ درصد الیاف فولادی و ۵ درصد لاستیک ضایعاتی (شکل ۶-ج)، افت مقاومت بیشتری نسبت به نمونه‌های مورد مقایسه، در دماهای ۲۰۰ و ۶۰۰ درجه سانتیگراد، داشته است. البته در دمای ۴۰۰ درجه رفتاری مغایر با سایر دماها مشاهده شد. نمونه ST1.0TR10 رفتاری متوسط نسبت به نمونه‌های بتنی حاوی ۱ درصد الیاف و ۱۰ درصد لاستیک داشته است (شکل ۶-د). از این مشاهدات می‌توان دریافت که با افزایش میزان الیاف فولادی و خرده لاستیک، میزان افت مقاومت، در مقایسه با نمونه شاهد، کاهش یافته است و در حالت ترکیبی دارای رفتاری متوسط می‌باشد.

نسبت مقاومت فشاری در دمای هدف f_c^T به مقاومت در دمای محیط f_c^{20}، معروف به مقاومت فشاری نرمالایز، بر حسب دما برای نمونه‌های مختلف بتنی در شکل ۷ نشان داده شده است. علاوه بر این، مقاومت فشاری نرمالایز برای بتن با سنگدانه‌های سیلیسی در مقابل دما، پیشنهاد شده توسط آیین نامه‌های ACI 216 [۲۲] و EN 1994-1-2 [۲۳] (روابط ۱ و ۲) در شکل ۷ ارائه شده است. از شکل ۷ می‌توان مشاهده کرد که آیین نامه‌های ACI 216 و

EN 1994-1-2 نتایج آزمایشگاهی مقاومت فشاری نرمالایز کلیه نمونه‌های بتن حاوی لاستیک تایر و الیاف فولادی را در دماهای ۲۰۰ (به جز بتن مرجع)، ۴۰۰ و ۶۰۰ (به جز برای نمونه‌های ST0TR10، ST0.5TR10) درجه سانتیگراد نسبتا خوب تخمین می‌زنند.

$$\frac{f_c^T}{f_c^{20}} = 1 - 2.5 \times 10^{-6} T^2 + 4.7 \times 10^{-4} T \quad (۱)$$

$$\frac{f_c^T}{f_c^{20}} = 1 - 1.6 \times 10^{-6} T^2 + 2.6 \times 10^{-5} T \quad (۲)$$



شکل ۷- مقاومت فشاری نرمالایز شده نمونه‌های بتنی بر حسب دما

۴- نتیجه گیری

بر اساس کار آزمایشگاهی انجام شده در این تحقیق، نتایج زیر حاصل شد:

-افزودن الیاف فولادی به حجم بتن و اضافه کردن لاستیک تایر جایگزین ماسه منجر به کاهش مقاومت فشاری اکثر نمونه‌های بتنیِ حرارت دیده و حرارت ندیده شد. از طرفی با افزایش درجه حرارت، مقاومت فشاری کلیه نمونه‌های بتنی با یک افت قابل توجهی رو به رو شد.

-در دمای ۶۰۰ درجه سانتیگراد، نرخ افت مقاومت فشاری نمونه‌ها در مقایسه با سایر دماها بیشتر بود به طوری که مقاومت فشاری نمونه‌ها با یک کاهش مقاومت در حدود ۶۰ تا ۷۵ ٪ نسبت به مقاومت نمونه متناظر در دمای محیط روبرو شدند.

-آیین نامه‌های EN 1994-1-2 و ACI 216 نتایج آزمایشگاهی مقاومت فشاری نرمالایز کلیه نمونه‌های بتن حاوی لاستیک تایر و الیاف فولادی را در دماهای ۲۰۰ (به جز بتن مرجع)، ۴۰۰ و ۶۰۰ درجه سانتیگراد (به جز نمونه‌های حاوی ۰ و ۰٫۵ ٪ الیاف فولادی همراه با ۱۰ ٪ خرده لاستیک) نسبتاً خوب تخمین میزنند.

تقدیر و تشکر

کلیه آزمایش‌های این تحقیق با همکاری آزمایشگاه بتن دانشکده فنی و مهندسی دانشگاه مازیار انجام شده است. نویسندگان این مقاله بدین وسیله از همکاری عوامل یاد شده تقدیر و تشکر می‌نمایند.

مراجع

[1] Rashiddadash, P., Ramezanianpour, A. A., & Mahdikhani, M. (2014). Experimental investigation on flexural toughness of hybrid fiber reinforced concrete (HFRC) containing metakaolin and pumice. Construction and Building Materials, 51, 313-320.

[2] Shah, A. A., & Ribakov, Y. (2011). Recent trends in steel fibered high-strength concrete. Materials & Design, 32(8-9), 4122-4151.

[3] Samarakoon, S. S. M., Ruben, P., Pedersen, J. W., & Evangelista, L. (2019). Mechanical performance of concrete made of steel fibers from tire waste. Case Studies in Construction Materials, e00259.
[4] Gupta, T., Sharma, R. K., & Chaudhary, S. (2015). Impact resistance of concrete containing waste rubber fiber and silica fume. International Journal of Impact Engineering, 83, 76-87.
[5] Toutanji, H. A. (1996). The use of rubber tire particles in concrete to replace mineral aggregates. Cement and Concrete Composites, 18(2), 135-139.
[6] Ganjian, E., Khorami, M., & Maghsoudi, A. A. (2009). Scrap-tyre-rubber replacement for aggregate and filler in concrete. Construction and Building Materials, 23(5), 1828-1836.
[7] Hertz, K. D. (2005). Concrete strength for fire safety design. Magazine of Concrete Research, 57(8), 445-453.
[8] Arioz, O. (2007). Effects of elevated temperatures on properties of concrete. Fire safety journal, 42(8), 516-522.
[9] Guo, Y. C., Zhang, J. H., Chen, G. M., & Xie, Z. H. (2014). Compressive behaviour of concrete structures incorporating recycled concrete aggregates, rubber crumb and reinforced with steel fibre, subjected to elevated temperatures. Journal of cleaner production, 72, 193-203.
[10] Han, Q., Yang, G., Xu, J., Fu, Z., Lacidogna, G., & Carpinteri, A. (2019). Acoustic emission data analyses based on crumb rubber concrete beam bending tests. Engineering Fracture Mechanics, 210, 189-202.
[11] Adeboje, A. O., Kupolati, W. K., Sadiku, E. R., Ndambuki, J. M., & Kambole, C. (2020). Experimental investigation of modified bentonite clay-crumb rubber concrete. Construction and Building Materials, 233, 117187.
[12] Jamnongwong, M., & Sukontasukkul, P. (2019). Use of Surfactant to Improve Properties of Crumb Rubbers in Concrete Products. In Rheology and Processing of Construction Materials (pp. 27-35). Springer, Cham.
[13] Abd-Elaal, E. S., Araby, S., Mills, J. E., Youssf, O., Roychand, R., Ma, X., ... & Gravina, R. J. (2019). Novel approach to improve crumb rubber concrete strength using thermal treatment. Construction and Building Materials, 229, 116901.
[14] Abd-Elaal, E. S., Araby, S., Mills, J. E., Youssf, O., Roychand, R., Ma, X., ... & Gravina, R. J. (2019). Novel approach to improve crumb rubber concrete strength using thermal treatment. Construction and Building Materials, 229, 116901.
[15] Guo, Q., Zhang, R., Luo, Q., Wu, H., Sun, H., & Ye, Y. (2019). Prediction on damage evolution of recycled crumb rubber concrete using quantitative cloud imagine correlation. Construction and Building Materials, 209, 340-353.
[16] ACI Committee 211, Guide for Selecting Proportions for High-Strength Concrete Using Portland Cement and Other Cementitious Materials ACI 211.4R-08, American Concrete Institute, Farmington Hills (MI), 2008.
[17] ASTM C143/C143M-98, (2010). Standard Test Method for Slump of Hydraulic Cement Concrete. Annual Book of ASTM Standards.
[18] International Organization for Standardization. (2012). Fire-resistance Tests: Elements of Building Construction. Commentary on Test Method and Guide to the Application of the Outputs from the Fire-resistance Test. ISO834.
[19] ASTM C39/C39M. (2012). Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens. Annual Book of ASTM Standards.
[20] Behnood, A., & Ghandehari, M. (2009). Comparison of compressive and splitting tensile strength of high-strength concrete with and without polypropylene fibers heated to high temperatures. Fire Safety Journal, 44(8), 1015-1022.
[21] Yesilata, B., Isıker, Y., & Turgut, P. (2009). Thermal insulation enhancement in concretes by adding waste PET and rubber pieces. Construction and Building Materials, 23(5), 1878-1882.
[22] ACI Committee 216. Guide for determining the fire endurance of concrete elements (ACI 216R-89). American Concrete Institute; 1989,Detroit.
[23] Eurocode 4, EN 1994-1-2:2004. Design of composite steel and concrete structures–Part 1-2: General rules for structural fire design.

A review on Characteristics of Ultra-High Performance Concrete (UHPC) and its Application in Bridge Engineering

Mohammad Shekarchi*
Professor, School of civil engineering, University of Tehran and President of Construction Material Institute (CMI)
shekarch@ut.ac.ir

Khosro Bargi
Professor, School of civil engineering, University of Tehran

Amirmahdi Rabiee
kbargi@ut.ac.ir
M.Sc. of earthquake engineering, School of civil engineering, University of Tehran
amirmahdirabiee@ut.ac.ir

Abstract
The necessity of attention to the sustainable development in civil engineering for the progress of modern societies has highlighted concrete as the most widely used construction material for researchers. In this way, Ultra High Performance Concrete (UHPC) has been highly appreciated as one of the recent inventions in the field of concrete technology. The purpose of this article is to: 1- depict outstanding properties of UHPC that make its utilization in construction, rehabilitation and strengthening projects efficient and 2- promote the application of UHPC in bridge engineering in the national scale relying on extensive domestic studies in order to localize it. Much effort has been made to present a comprehensive report on innovations and gained experiences in the field of using UHPC in the bridge industry during the last two decades and investigate the main direction of future research pointing to the key constraints of the widespread use of this material for constructing and maintaining bridges.
Keywords: *Ultra-High Performance Concrete (UHPC), Bridge Engineering, Rehabilitation and Strengthening, Mix Design*

مروری بر خصوصیات بتن فوق توانمند و کاربرد آن در مهندسی پل

دریافت مقاله: ۱۱-۰۵-۱۳۹۹
پذیرش مقاله: ۲۸-۰۷-۱۳۹۹

محمد شکرچی زاده*
استاد دانشکده مهندسی عمران دانشگاه تهران و رئیس انستیتو مصالح ساختمانی
shekarch@ut.ac.ir

خسرو برگی
استاد دانشکده مهندسی عمران دانشگاه تهران
kbargi@ut.ac.ir

امیرمهدی ربیعی
دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران دانشگاه تهران
amirmahdirabiee@ut.ac.ir

چکیده

لزوم توجه ویژه به توسعه پایدار در رشته مهندسی عمران به منظور پیشرفت جوامع امروزی، بتن را به عنوان پرمصرف‌ترین ماده در این زمینه، مورد توجه محققین قرار داده است. در این راستا بتن فوق توانمند الیافی در جایگاه یکی از جدیدترین نوآوری‌های اخیر در عرصه تکنولوژی بتن مورد توجه ویژه قرار گرفته است. هدف نوشتار پیش رو ۱ـ آشنایی با ویژگی‌های برجسته بتن فوق توانمند که بکارگیری آن را در پروژه‌های ساخت و ساز، بهسازی و مقاوم‌سازی کارآمد می‌کند و ۲ـ ترویج استفاده از بتن فوق توانمند در مهندسی پل در عرصه ملی با تکیه بر مطالعات همه‌جانبه داخلی برای بومی‌سازی آن می‌باشد. سعی شده است که گزارشی جامع از نوآوری‌ها و تجارب حاصله در حوزه بکارگیری بتن فوق توانمند در صنعت پل طی دو دهه اخیر ارائه و ضمن اشاره به محدودیت‌های کلیدی استفاده گسترده این مصالح برای احداث و نگهداری پل‌ها، سمت و سوی اصلی تحقیقات آینده بررسی شود.

واژه‌های کلیدی: بتن فوق توانمند، مهندسی پل، بهسازی و مقاوم‌سازی، طرح اختلاط

۱ ـ مقدمه

لـزوم توجـه ویـژه بـه توسـعه پایـدار در رشـته مهندسـی عمـران بـه منظـور پیشـرفت جوامـع امـروزی، بـتن را بـه عنـوان پرمصرف‌ترین ماده در این زمینه مـورد توجـه محققـین قـرار داده اسـت. در ایـن راسـتا بـتن فـوق توانمنـد یکـی از جدیـدترین نوآوری‌ها در زمینه تکنولوژی بتن بـه شـمار مـی‌رود کـه بـر اسـاس توصـیه انجمـن مهندسـین عمـران فرانسـه مـاده‌ای اسـت بـا بدنـه سـیمانی کـه مقاومـت فشـاری بـیش از ۱۵۰ مگاپاسـکال داشـته و بـرای دارا بـودن رفتـار شـکل‌پـذیر حـاوی مقـدار کـافی الیـاف باشـد[1]. ایـده بـتن فـوق توانمنـد اولـین بـار در اوایـل دهـه ۱۹۹۰ توسـط ریچـارد[1] و شـقزی[2] مطـرح و در آزمایشـگاه بوییـگ[3] در فرانسـه تولیـد شـد [2]. در ایـن دوره ۳۰ سـاله تحقیقـات گسـترده‌ای روی ویژگـی‌هـای ایـن بـتن و تلاش کثیری برای ارزیابی عملکـرد آن در پـروژه‌هـای گونـاگون صـورت پذیرفتـه اسـت. امـروزه بـتن فـوق توانمنـد بـه شـکل محصولات پیش‌ساخته و بـتن‌هـای آمـاده و پاششـی بـا نـام تجـاری دوکتـال[4] توسـط شـرکت لفقـژ ـ اُلسـیم[5] سـوئیس تولیـد و در ۷۰ کشور دنیا عرضه می‌شود که خود گواهی بر ترویج بکارگیری آن در صنعت ساخت و ساز دنیا است.

البتـه اسـتفاده از بـتن فـوق توانمنـد بـا محـدودیت‌هـایی نیـز مواجـه اسـت. از آنجاکـه بـتن فـوق توانمنـد حـدود ۲۰ برابـر گران‌تر از بـتن معمـولی اسـت و نیازمنـد عمـل‌آوری ۴۸-۷۲ سـاعته بـا آب داغ یـا بخـار اسـت، اسـتفاده از آن بـه زیرسـازها و ساختمان‌های خـاص محـدود مـی‌شـود. از طرفـی عـدم وجـود مقـررات آیـین‌نامـه‌ای طراحـان را از بکـارگیری گسـترده بـتن فـوق توانمنـد بازداشـته اسـت. اسـترالیا [3]، فرانسـه [1] و ژاپـن [4] راهنماهـایی توسـعه داده‌انـد کـه گرچـه بـه انـدازه مقررات طراحی حالت حدی پل آمریکا [5] کامل نیستند، به التزام‌های اصلی طراحی اشاره می‌کنند [6].

در ایران نیـز پـژوهش روی بـتن فـوق توانمنـد آغـاز شـده و دانشـگاه تهـران در ایـن خصـوص پیشـگام اسـت. شـکرچی‌زاده و همکاران در سال ۱۳۸۳ روی بهینـه‌سـازی طـرح اخـتلاط و عمـل‌آوری بـتن فـوق توانمنـد بـرای دسـتیابی بـه مقاومـت ۲۰۰ الـی ۳۵۰ مگاپاسـکال [7] و پـیش‌بینـی مقاومـت فشـاری بـا اسـتفاده از سیسـتم رابـط فـازی مبتنـی بـر شـبکه انطبـاقی [8] مطالعه و نتـایج را در سـمپوزیوم بـین المللـی بـتن فـوق توانمنـد در کسـل[6] آلمـان ارائـه کردنـد. انسـتیتو مصـالح سـاختمانی دانشـگاه تهـران (CMI) مطـابق بـا جـدول ۱ بـرای بـتن فـوق توانمنـد یـک طـرح اخـتلاط بهینـه‌شـده بـا مصـالح بـومی بـه‌دسـت‌آورده اسـت. ایـن بـتن داری مقاومـت فشـاری ۱۶۵ مگاپاسـکال، وزن خصـوص ۲۴۹۶ کیلـوگرم بـر متـر مکعـب و روانی (بر اساس [9] ASTM C1437) ۱۵۵ میلی‌متر می‌باشد.

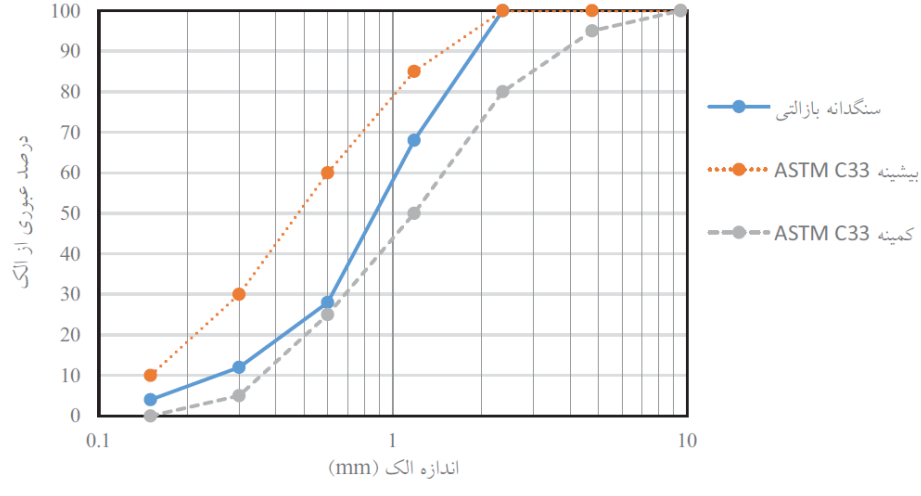
جدول ۱ ـ طرح اختلاط بهینه‌شده با مصالح بومی برای بتن فوق توانمند

جزء تشکیل‌دهنده	نوع	مقدار (کیلوگرم در مترمکعب)
سیمان	تیپ ۱-۵۲۵ محصول کارخانه شهرکرد	۹۶۰
میکروسیلیس	محصول شرکت صنایع فروآلیاژ ایران (ازنا)	۲۴۰
ماسه	سنگدانه بازالتی دلیجان با حداکثر اندازه ۲٫۴ میلی‌متر و جذب آب ۱٫۸٪	۶۷۸
الیاف فولادی	با طول ۱۳ میلی‌متر و نسبت طول به قطر ۷۴ محصول شرکت STRATEC	۷۸
فوق روانساز	P10N (با پایه پلی کربوکسیلات) محصول شرکت شیمی ساختمان	۳۶
آب	آب شرب	۲۰۴

Richard [1]
Cheyrezy [2]
Bouygues [3]
Ductal® [4]
LafargeHolcim [5]
Kassel [6]

در بتن فوق توانمند سیمان با جمع‌شدگی کم و نرمی متوسط ارجح است. مطابق مطالعات سیمان تیپ ۱-۵۲۵ شهرکرد با مقاومت فشاری ۲۸ روزه ملات استاندارد ۶۰ مگاپاسکال مناسب‌ترین گزینه ارزیابی می‌شود. میکروسیلیس ـ ذرات بسیار ریز سیلیس آمورف تولیدی در کوره‌های قوس الکتریکی ـ نه تنها با انجام واکنش‌های پوزولانی و تشکیل هیدرات سیلیکات کلسیم نقش به سزایی در کسب مقاومت و یکپارچگی بتن دارد؛ بلکه با بهبود مقاومت چسبندگی بین الیاف و بتن موجب افزایش مقاومت کششی و خمشی بتن فوق توانمند می‌شود. این مصالح باید خالص و دارای محتوای کربنی اندک باشد؛ زیرا کربن با جذب رطوبت مخلوط از روانی آن می‌کاهد. از این حیث، میکروسیلیس ازنا با محتوای سیلیس ۹۰-۹۵ و کربن ۰٫۸-۲ درصد وزنی مطلوب می‌باشد. ابعاد و شکل الیاف فلزی که جهت تامین شکل‌پذیری و افزایش ظرفیت کششی استفاده می‌شود، تاثیرگذارترین عامل روی روانی بتن فوق توانمند است. در این طرح اختلاط از الیاف فلزی صاف ۱۳ میلی‌متری استفاده شد. با توجه به اینکه محصول شرکت صنایع مفتولی زنجان به عنوان تنها تولیدکننده الیاف فولادی در کشور فاقد کیفیت مورد نظر است، این مصالح از آلمان وارد شد. الیاف مورد اشاره دارای مدول الاستیسیته ۲۰۰ گیگاپاسکال و مقاومت کششی ۲۵۰۰ مگاپاسکال است.

در بتن‌های عادی به دلیل ضعف باربری خمیر سیمان، ترک‌خوردگی معمولا در این ناحیه رخ می‌دهد و مقاومت فشاری سنگدانه نقش چندان تأثیرگذاری در مقاومت نهایی مخلوط ندارد. با افزایش قابل توجه مقاومت فشاری بتن، در حدود بتن فوق توانمند، امکان گسیختگی خود سنگدانه‌ها نیز وجود دارد. لذا الویت با سنگدانه‌های کوارتزی و بازالتی شکسته می‌باشد. منحنی دانه‌بندی سنگدانه مورد استفاده در طرح اختلاط پیشنهادی در شکل ۱ ارائه شده است. ضمنا فرآیند ترکیب مواد تشکیل‌دهنده در میکسر به شرح روبرو بود: الف ـ اختلاط اجزای خشک مخلوط (۳ دقیقه با سرعت کند)؛ ب ـ اضافه کردن تدریجی آب و فوق روان‌ساز (۲ دقیقه با سرعت کند)؛ ج ـ اختلاط (۲ دقیقه با سرعت متوسط) د ـ توقف و استراحت مخلوط (۲ دقیقه)؛ هـ ـ اختلاط (۲ دقیقه با سرعت متوسط)؛ و ـ اضافه کردن تدریجی الیاف فولادی (۲ دقیقه با سرعت تند)؛ ز ـ اختلاط (۲ دقیقه با سرعت تند). قابل ذکر آن که سرعت‌های کند، متوسط و تند میکسر به ترتیب ۱۰۲، ۱۸۰ و ۳۵۴ دور در دقیقه بود.



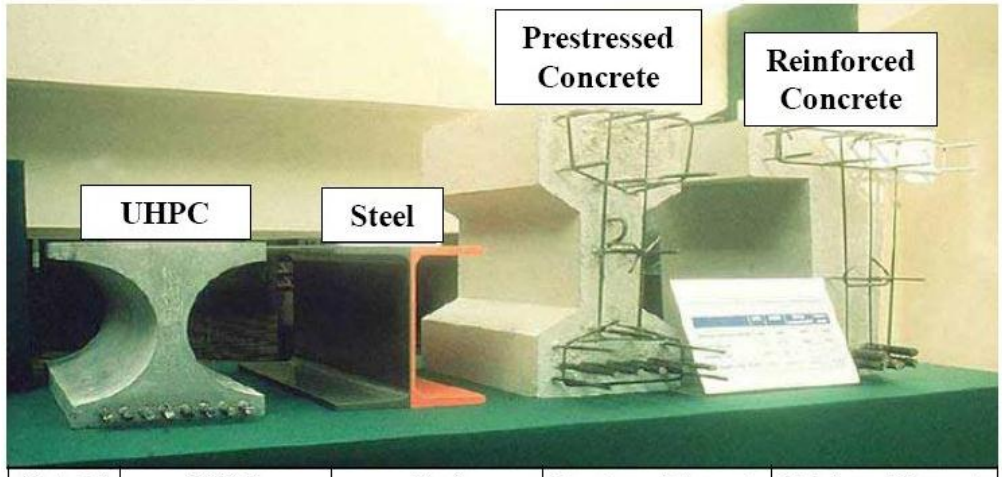
شکل ۱ ـ منحنی دانه‌بندی سنگدانه مورد استفاده و ارضای حدود تعیین‌شده توسط ASTM C33 [10]

۲ ـ ویژگی‌های ممتاز بتن فوق توانمند

۲ ـ ۱ ـ مشخصات مکانیکی

به دلیل مقاومت فشاری بسیار بالا، سازه‌های بتن فوق توانمند دارای اعضای ظریف‌تر و وزنی معادل ثلث تا نصف سازه‌های بتن معمولی متناظر هستند (شکل ۲). به دلیل مقاومت کششی و خمشی مناسب بتن فوق توانمند، در

مـواردی مـی‌تـوان بـا حـذف میلگردهـای فـولادی هزینـه نیـروی انسـانی را کـاهش داده و آزادی معمـاری بـیش‌تـری بـرای طراحان تامین نمود. بـه دلیـل خصوصـیت کـرنش سـخت شـوندگی بـتن فـوق توانمنـد، مـی‌تـوان بـا جـاگزینی ایـن بـتن در تیرهای بـتن معمـولی مسـلح بـه میلگردهـای پلیمـر الیـافی[1] مشـکل خیزهـای بـزرگ در حالـت حـد بهـره بـرداری را مرتفـع نمود.



Material	UHPC	Steel	Prestressed Concrete	Reinforced Concrete
Depth	14 in. (360 mm)	14 in. (360 mm)	28 in. (700 mm)	28 in. (700 mm)
Weight	94 lb/ft (141 kg/m)	75 lb/ft (110 kg/m)	313 lb/ft (466 kg/m)	355 lb/ft (528 kg/m)

شکل ۲ ــ مقایسه هندسه و وزن تیرهای ساخته‌شده از بتن فوق توانمند، فولاد، بتن پیش‌تنیده و بتن مسلح معمولی دارای ظرفیت لنگر برابر [11]

در دانشـگاه تهـران حـاجی اسـمعیلی مشخصـات مکـانیکی بـتن فـوق توانمنـد را بررسـی کـرد [12]. نتـایج آزمـایش‌هـای مقاومـت فشـاری، خمشـی، کششـی، مـدول الاستیسـیته و مـدول برشـی در جـدول ۲ و نتـایج آزمـایش سـه محـوری بـر اساس روش آزمایش اسـتاندارد مربوطـه [18] در جـدول ۳ ارائـه شـده اسـت. شـایان ذکـر اسـت کـه تمـامی نمونـه‌هـا بعـد از قالـب گیـری ۲۴ سـاعت عمـل آوری مرطـوب شـده و سـپس بـه مـدت ۴ شـبانه روز داخـل حوضـچه آب گـرم بـا دمـای ۸۰ درجه سانتی گـراد قـرار گرفتـه‌انـد. عربعلـی نیـز معیـارهـای گسـیختگی و مـدل رفتـاری مناسـب بـرای بـتن فـوق توانمنـد را مطالعه کـرد [19]. مـدل رفتـاری بـا تـابع دراکـر ــ پراگـر بـا قـانون جریـان غیـرمتحـد و سـخت‌شـدگی ایزوتروپیـک انطبـاق خوبی با نتایج آزمایشگاهی دربرداشت.

جدول ۲ ــ مشخصات مکانیکی بتن فوق توانمند

مشخصه	آیین‌نامه	مقدار (MPa)
مقاومت فشاری	ASTM C39 [13]	۱۴۹,۷
مقاومت خمشی	ASTM C78 [14]	۱۶,۴
مقاومت کششی (برزیلی)	ASTM C496 [15]	۱۱,۶
مقاومت کششی (مسقیم)	ASTM C190 [16]	۴,۹۵
مدول الاستیسیته	ASTM C469 [17]	۳۵,۷e۳
مدول برشی	ASTM C469 [17]	۱۵,۱e۳

جدول ۳ ــ نتایج آزمایش سه محوری بتن فوق توانمند (MPa)

فشار همه جانبه	تنش نهایی	مدول الاستیسیته
۵	۲۰۰,۴	۳۹,۲e۳
۱۰	۲۲۲,۷	۳۹,۹e۳
۱۵	۲۲۱,۲	۳۹e۳
۲۰	۲۴۰,۳	۳۹,۵e۳

[1] *Fiber Reinforced Polymer (FRP)*

۲ ـ ۲ ـ دوام

بتن معمولی می‌تواند در مواجهه با عوامل فیزیکی مانند فرسایش، چرخه‌های ذوب و انجماد، کریستاله شدن نمک و حرارت زیاد یا عوامل شیمیایی مانند واکنش‌های قلیائی سیلیسی، نفوذ یون کلر و خوردگی فولاد، حملات سولفاتی و تشکیل اترینگایت تاخیری دچار تخریب شود. یکی از مهم‌ترین مزیت‌های بتن فوق توانمند نسبت به بتن معمولی، دوام فوق العاده بالای آن در برابر عوامل مخرب محیطی می‌باشد که این مزیت مرهون ریزساختار فوق العاده متراکم و عاری از تخلخل آن است. جدول ۴ که از مراجع [20,21] اتخاذ شده است را می‌توان شاهدی بر این مدعا دانست. بنا بر مطالعات صورت‌پذیرفته روی بتن فوق توانمند، پوسته‌شدگی در مجاورت نمک‌های یخ‌زدا تقریبا صفر [22,23]، مقاومت نسبت به واکنش‌های قلیایی سنگدانه‌ها بسیار مناسب [22,24] و شاخص دوام در برابر پدیده ذوب و انجماد در برخی نمونه‌ها حتی بیش از ۱۰۰ درصد می‌باشد [22] (مطلب اخیر با هیدراته شدن سیمان‌های هیدراته‌نشده در شرایط ذوب و انجماد توجیه شده است). البته در صورتی که بتن فوق توانمند در دماهای بالای حاصل از آتش‌سوزی قرار گیرد، ممکن است به دلیل فشار داخلی ایجادشده ناشی از تبخیر آب موجود، ریزساختار متراکم بتن به صورت ناگهانی متلاشی شود. از آن جا که این پدیده یکی از خطرناک‌ترین مکانیزم‌های تخریب بتن فوق توانمند محسوب می‌شود، استفاده از الیاف پلی‌پروپیلن به منظور رفع کامل این مشکل توصیه شده است [25,26]. ضمنا در مرجع [27] المان‌های بتن فوق توانمند در محیط‌های سولفات آمونیوم، سولفات کلسیم، اسید استیک، نیترات و آب دریا آزمایش شد و هیچ افتی در وزن و مقاومت مشاهده نگردید. لذا این بتن می‌تواند گزینه‌ای جالب توجه برای کاهش هزینه نگهداری سازه‌های ساحلی تلقی شود.

جدول ۴ ـ مقایسه مشخصات دوامی بتن توانمند و بتن فوق توانمند

مشخصه	بتن ۶۰ مگاپاسکال	بتن ۸۰ مگاپاسکال	بتن فوق توانمند
نفوذپذیری یون کلرید (×e-۸ سانتی‌مترمربع بر ثانیه)	۲,۵۵۶	۱,۰۸	۰,۴۰۵
عمق کربناتاسیون (میلی‌متر در ۲۸ روز)	۴	۱,۳۷	۰
ضریب مقاومت سایشی	۴	۲,۸	۱,۳

در دانشگاه تهران خدابنده استفاده از روکش بتن فوق توانمند برای حفاظت از خوردگی میلگرد را بررسی نمود [28]. وی با انجام آزمایش‌های دوام (جذب آب ۲۴ ساعته، عمق نفوذ آب، نفوذپذیری کلرید تسریع‌شده، نفوذ اکسیژن، مقاومت الکتریکی) بر روی نمونه‌های بتن معمولی، بتن فوق توانمند و کامپوزیت (بتن معمولی با روکش بتن فوق توانمند) که نتایج آن در جدول ۵ ارائه شده است، بهبود قابل توجه دوام نمونه کامپوزیت نسبت به نمونه بتن معمولی راگزارش کرد. همچنین با انجام آزمایش تسریع خوردگی و اعمال جریان ۳۱ ولتی نشان داد که نمونه‌های شاهد (بتن معمولی مسلح) بعد از یک هفته شروع به خوردگی کردند و پس از ۲۳ روز دچار خوردگی ۴۷ درصدی شدند؛ در حالی که در نمونه‌های دارای روکش ۵ سانتی‌متری از بتن فوق توانمند پس از گذشت ۴۵ روز کماکان هیچ اثری از خوردگی دیده نشد.

جدول ۵ ـ نتایج آزمایش‌های دوام بتن معمولی، بتن فوق توانمند و کامپوزیت

نمونه	جذب آب ۲۴ ساعته (٪)	عمق نفوذ آب (میلی‌متر)	نفوذپذیری کلرید تسریع‌شده (کولمب)	نفوذ اکسیژن (e-۱۶×مترمربع)	مقاومت الکتریکی (کیلواهم.سانتی‌متر)
آیین‌نامه	BS 1881-122 [29]	BS EN 12390-8 [30]	ASTM C1202 [31]	AFPC-AFREM [32]	-
بتن معمولی	۵,۸۶	۲۱,۱	۲۱۸۷	۰,۴۶	۲۳,۵
بتن فوق توانمند	۰,۴۵	۰,۷	۴۱	۰,۰۰۱۵	۱۸۹,۴
کامپوزیت	-	-	۵۳	۰,۰۰۱۵	۱۸۶,۸
تغییرات کامپوزیت نسبت به بتن پایه	بهبود ۱۳ برابری	بهبود ۳۰ برابری	بهبود ۴۱ برابری	بهبود ۳۰۷ برابری	بهبود ۸ برابری

۲ ـ ۳ ـ مقاومت در برابر زمین‌لرزه، ضربه و انفجار

بتن فوق توانمند به دلیل مشخصات مکانیکی عالی می‌تواند نقش به سزایی در ایمن‌سازی لرزه‌ای سازه‌ها داشته باشد. پژوهشگران مرکز تحقیق مهندسی زلزله آمریکا رفتار لرزه‌ای دو تیر T شکل عرشه که با اجرای درجای بتن فوق توانمند مسلح به میلگردهای صاف کوتاه به یکدیگر متصل شده بودند را بررسی کردند و گزارش دادند که این اتصال تحت بارگذاری‌های شدید لرزه‌ای می‌تواند مقاوم باشد [33]. مرجع [34] روی ستون‌های بتن فوق توانمند آزمایش کرد و نتیجه گرفت نسبت خاموت، نسبت فشار محوری و محتوای الیاف فولادی روی شکل‌پذیری و ظرفیت اتلاف انرژی موثر است. مرجع [35] نیز رفتار دیوار برشی بتن فوق توانمند را مورد بررسی قرار داد و عملکرد لرزه‌ای بتن فوق توانمند را به مراتب بهتر از بتن معمولی ارزیابی نمود.

در سال‌های اخیر تهدید تروریسم جهانی افزایش یافته است. برای محافظت از افراد غیرنظامی در مقابل حملات تروریستی ساختمان‌ها و زیرسازهای عمرانی باید در برابر بارگذاری‌های شدید مثل ضربه و انفجار مقاوم باشند. بتن معمولی به دلیل ظرفیت جذب انرژی پایین و طبیعت شکننده تحت چنین بارهای شدیدی ضعیف است. روش‌های متنوعی برای غلبه بر مشکلات بتن معمولی توسط محققین معرفی شده است که از این بین افزودن الیاف ناپیوسته به دلیل سهولت افزودن آن‌ها به مخلوط بتن و پدیده پل‌زنی ترک‌ها که ظرفیت جذب انرژی تحت ضربه یا انفجار را به صورت موثری بهبود می‌بخشد، گسترده‌ترین استفاده را داشته است. البته بتن فوق توانمند در مقایسه با بتن معمولی و توانمند مسلح به الیاف فلزی یا پلیمری قادر به اتلاف انرژی بیش‌تری حین ضربه بوده و عملکرد پس‌ماند بهتری نشان می‌دهد [36].

با توجه به هزینه زیاد الیاف فولادی، استفاده از الیاف جایگزین و یا ترکیب چند نوع الیاف و بررسی مشخصات آن‌ها به یکی از موضوعات مد نظر محققین بدل شده است. در دانشگاه تهران خان‌احمدی عملکرد پنل‌های بتن فوق توانمند حاوی الیاف فولادی صاف، الیاف فولادی قلاب‌دار و الیاف پلی‌الفین در برابر ضربه را به کمک سقوط وزنه روی پنل‌هایی به ابعاد ۵۰×۵۰×۵ سانتی‌متر بررسی نمود [37]. گرچه الیاف فولادی صاف، فولادی قلاب‌دار و پلی‌الفین به ترتیب بیشترین میزان تاثیر در بهبود مشخصات مکانیکی را نشان دادند، اما پارامتر مقاومت ضربه، از دیگر مشخصات مکانیکی مستقل بوده و نمونه‌های حاوی الیاف ترکیبی در آزمایش ضربه رفتار متفاوتی نسبت به تخمین جبری مقاومت داشتند. فرنام نیز رفتار پنل بتن فوق توانمند تحت بارگذاری ضربه را به کمک مدل MAT-SOIL-CONCRETE در نرم‌افزار LS-DYNA شبیه‌سازی و مطالعه پارامتری کرد [38]. الگوهای ترک و گسیختگی پیش‌بینی‌شده در هر دو سمت پنل انطباق خوبی با نتایج آزمایشگاهی داشت.

۳ ـ سازه های مرکب بتن معمولی ـ بتن فوق توانمند

اجرای یک لایه بتن فوق توانمند سختی شرایط خدمت را افزایش، تغییرشکل‌ها به ازای نیروهای تحمیلی را حداقل، عرض و فضای ترک‌خوردگی را کاهش و شکل‌گیری ماکروترگ‌ها را به تاخیر می‌اندازد [39]. مرجع [40] مدل‌های عددی و تحلیلی ارائه‌شده برای تیرها و دال‌های مقاوم‌سازی شده با بتن فوق توانمند را مرور و انطباق خوب آن‌ها با نتایج آزمایشگاهی را گزارش کرد. بنابر داده‌های جمع‌آوری‌شده، اکثر نمونه‌ها در وجه کششی تقویت شده بودند تا از رفتار کرنش سخت‌شوندگی بتن فوق توانمند در کشش و ظرفیت مقاومت فشاری بتن معمولی بهره گرفته شود. نتایج نشان داد گرچه بتن فوق توانمند می‌تواند تا ۴۰۰ درصد مقاومت خمشی تیر و دال را بهبود بخشد، هزینه آن نسبت به پلیمر الیاف کربن بیش‌تر است. البته با درنظرگیری دوام و هزینه نگهداری کمتر بتن فوق توانمند، این اختلاف قیمت می‌تواند در طول عمر خدمت‌دهی سازه جبران شود. یکی از بزرگ‌ترین چالش‌های یک ترمیم موفق سازگاری ابعادی نسبی لایه جدید با بتن زیرین می‌باشد. به دلیل مقاومت کششی بالا، رفتار سخت‌شوندگی کرنشی و ویسکوالاستیک قابل توجه بتن فوق توانمند، اختلاف مشخصات مکانیکی بتن فوق توانمند و بتن پایه مشکل‌زا نمی‌باشد. مقاومت پیوستگی بین بتن پایه و بتن فوق توانمند موضوعی بسیار حائز اهمیت است که در دانشگاه تهران توسط جعفری نژاد بررسی شد [41]. مطالعه وی حاکی از آن بود که مقاومت پیوستگی بین بتن فوق توانمند و بتن پایه به شدت متأثر از چگونگی آماده‌سازی سطح بتن پایه است. نتایج آزمایش‌های مقاومت پیوستگی که در جدول ۶ ارائه شده است، نشان می‌دهد که از میان چهار روش آماده‌سازی سطح بتن پایه مطالعه شده (بدون آماده سازی، برس سیمی زده، شیار زده، سند بلست شده) روشهای سند بلست کردن و شیار زدن می توانند حداقل مقاومت قابل قبول ACI[1] را تامین کند. ضمنا در صورت اجرای سند بلست مقاومت پیوستگی مناسب در دوره زمانی کوتاهی بعد از اجرای بتن فوق توانمند (سه روز) وجود دارد. در این مطالعه، با انجام آزمایش برش مستقیم پارامترهای اصطکاکی اتصال سند بلست شده $\varphi = 56.00°$ و $C = 4.41\text{MPa}$ تخمین زده شد.

جدول ۶ ـ نتایج آزمایش‌های مقاومت پیوستگی بتن معمولی و بتن فوق توانمند (MPa)

روش آماده‌سازی سطحی	آزمایش Pull off	آزمایش Slant shear
آیین‌نامه	ASTM C1583 [42]	ASTM C882 [43]
بدون آماده‌سازی	۰,۵۹	۱۱,۵۵
برس سیمی زده	۰,۵۵	۱۳,۵۵
شیار زده	۲,۷۲	۱۹,۵۹
سند بلست شده	۳,۶۷	۲۹,۴۳
حداقل مقاومت قابل قبول بر اساس ACI 546.3R-06 [44]	۱,۷-۲,۱	۱۴-۲۱

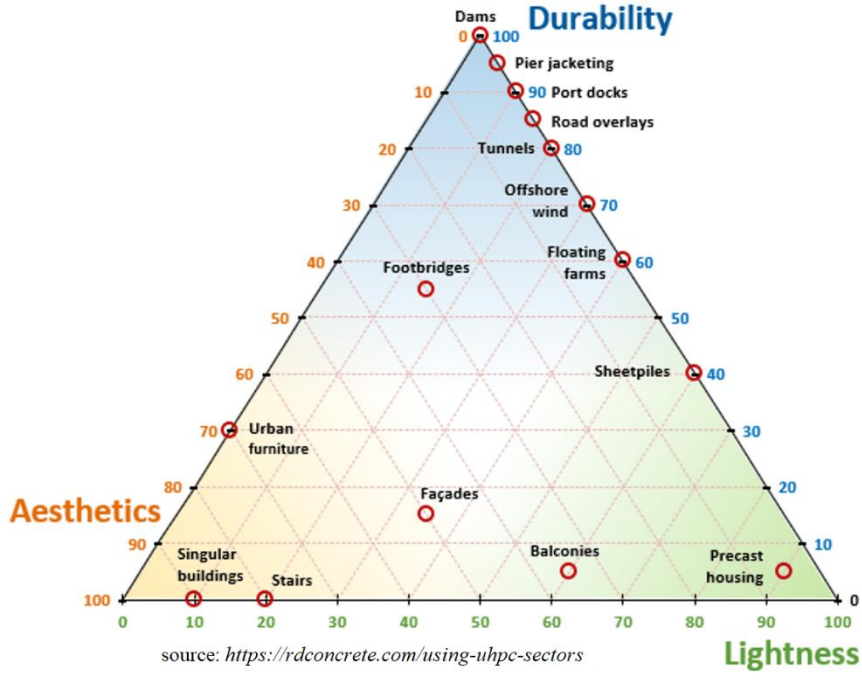
۴ ـ استفاده از بتن فوق توانمند در مهندسی پل

با توجه به مطالب عنوان‌شده، برای بتن فوق توانمند می‌توان کاربردهای متنوعی متصور شد که برخی از آن‌ها در شکل ۳ عنوان و بر حسب سه ویژگی کلیدی این مصالح (دوام، سبکی و زیبایی‌شناختی) ارزیابی شده اند. از میان این کاربردها، بتن فوق توانمند بهترین جایگاه را در ساخت و ترمیم پل‌ها به دست آورده است.

---

[1] American Concrete Institute

هر راهکار جدیدی که بتواند از عهده چالش‌های خاصی ـ که بسته به آب و هوا، تراکم جمعیت، تقاضای ترافیک و سن زیرساخت پل در یک منطقه متغیر است ـ برآید، همواره با استقبال کارفرما همراه می‌شود. در مناطقی که شبکه حمل و نقل اتصالات جدیدی را شکل می‌دهد، بتن فوق توانمند این فرصت را می‌دهد که با سازه فوقانی قوی دهانه‌های بزرگ‌تر و سازه تحتانی (پایه پل) کم‌تعدادتر داشته باشیم. از طرفی اجزای پیش‌ساخته بتن فوق توانمند راحت‌تر حمل و سرهم می‌شوند که در نواحی شهری و نیز دور دست مزیت محسوب می‌شود. در مناطقی که تقاضای در حال افزایش ترافیک به شبکه موجود بار بیش از حد تحمیل می‌کند، بتن فوق توانمند می‌تواند نیازهای متعدد حداقل ارتفاع آزاد، ظرفیت و طول عمر را مرتفع و با صرف هزینه و مدت زمان کم‌تری پل‌ها را بازسازی کند. در مناطقی که کهولت و زوال پل‌های موجود باعث نیاز به بهسازی با حداقل اختلال در خدمت‌دهی می‌شود، بتن فوق توانمند می‌تواند عمر خدمت‌دهی پل‌ها را بیش از آنچه با روش‌های سنتی قابل دست‌یابی است، ارتقا دهد.



شکل ۳ ـ مزایای کلیدی محصولات مختلف بتن فوق توانمند

امروزه بکارگیری بتن فوق توانمند در مهندسی پل به سرعت در حال پیشرفت و گسترش است و کشورهای مالزی، کره جنوبی، فرانسه، سوئیس و آمریکا در این زمینه پیشگام هستند. در این بخش پس از اشاره به پژوهش‌های نوآورانه صورت‌گرفته، به بررسی پروژه‌های متعدد بین المللی انجام‌شده در این حوزه پرداخته می‌شود.

۴ ـ ۱ ـ مروری بر مطالعات انجام‌شده

جایگزینی مصالح سنتی با بتن فوق توانمند در بهسازی پل می‌تواند تاثیر محیط زیستی را درچرخه عمر سازه تا ۴۰٪ کاهش دهد [45]. نوع جدیدی از بتن فوق توانمند با الیاف مصنوعی نیز معرفی شده است که در صورت استفاده از آن تاثیر محیط زیستی ترمیم پل نسبت به بتن فوق توانمند معمولی با ۲۹٪ کاهش همراه خواهد بود [46]. بکارگیری بتن فوق توانمند هزینه اولیه ساخت پل را حدودا ۸۰٪ افزایش می‌دهد ولی از آنجا که پل بتن فوق توانمند می‌تواند عمر خدمت سازه‌ای را افزایش دهد، با در نظرگیری هزینه سالانه معادل می‌توان ادعا کرد هزینه پل بتن فوق توانمند کم‌تر از پل معمولی است [47]. علاوه براین، استفاده از بتن فوق توانمند در تیرهای

پیش‌ساخته/پیش‌کشیده پل با کاهش قابل ملاحظه تعداد و ابعاد تیرها طراحی سازه فوقانی بهینه‌تری را در مقایسه با بتن توانمند به دست می‌دهد [48].

فن و همکاران برای محافظت ستون‌های پل‌ها در مقابل برخورد خودرو و کاهش آسیب خودرو و تلفات یک سازه محافظ جدید مبتنی بر بتن فوق توانمند توسعه دادند [49]. همچنین آن‌ها برای محافظت پل‌ها از برخورد کشتی‌ها یک سپر مرکب از فولاد و بتن فوق توانمند پیشنهاد دادند که در برابر خوردگی مقاوم است [50]. پژوهشگرانی نیز با بهره‌گیری توامان از خصوصیات پلیمر الیافی و بتن فوق توانمند دست به نوآوری زده‌اند. به عنوان نمونه مرجع [51]رفتار پل مرکب از خرپای پلیمر الیافی و دال بتن فوق توانمند را بررسی و معیار حاکم طراحی این سیستم را به جای تنش خرپا و دال خیز گزارش کرد. مرجع [52] نیز پل کابلی دهانه بزرگ مرکب از کابل‌های پلیمر الیاف کربنی و اعضای بتن فوق توانمند را بررسی و این سیستم را برای ساخت پل کابلی بتنی بادوام با حداکثر طول تقریبی ۱۰۰۰ متر برای دهانه اصلی کاربردی ارزیابی کرد. با توجه به نسبت‌های بالاتر مقاومت کششی به وزن و مدول به وزن پلیمر الیاف کربنی نسبت به فولاد، کابل‌های این سیستم در مقایسه با کابل‌های فولادی اثر افتادگی را به وضوح کاهش دادند.

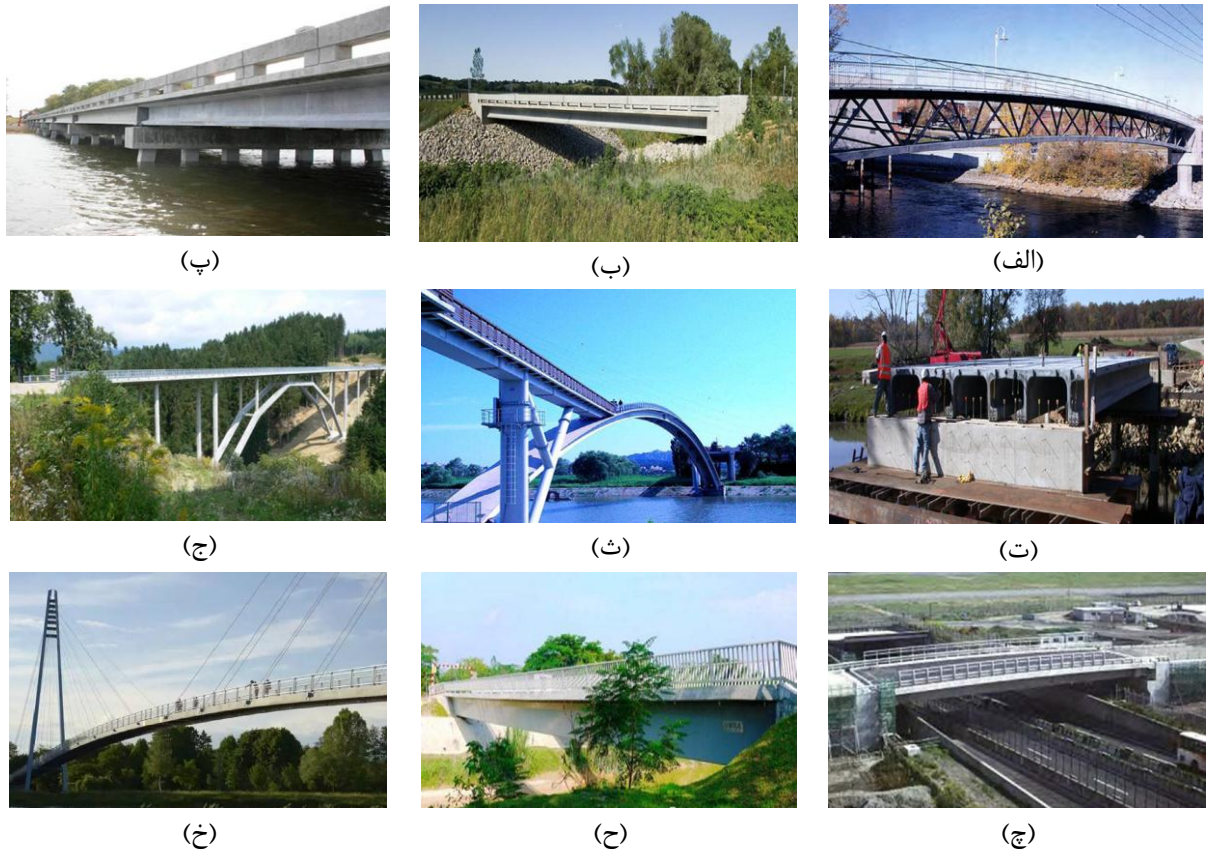
۴ ـ ۲ ـ استفاده از بتن فوق توانمند در ساخت پل‌ها

تعداد کمی پل بتن فوق توانمند در سراسر دنیا وجود دارد که عموما در آسیا (ژاپن، کره جنوبی، مالزی و چین)، اروپا (فرانسه، آلمان و اتریش) و آمریکای شمالی (آمریکا و کانادا) هستند. شکل ۴ شناخته‌شده‌ترین این پل‌ها را نمایش می‌هد. اولین پل عابر پیاده بتن فوق توانمند در سال ۱۹۹۷ در کبک[1] کانادا ساخته شد که شروع استفاده رسمی از بتن فوق توانمند در مهندسی پل بود (شکل۴ــ الف). اداره کل بزرگراه فدرال آمریکا (FHWA[2]) برنامه تحقیقاتی بتن فوق توانمند را در سال ۲۰۰۱ آغاز کرد و کاربردهای این مصالح در مهندسی پل را مستمرا ترویج داده است. اولین پل بتن فوق توانمند آمریکای شمالی در سال ۲۰۰۶ در آیووا آمریکا ساخته شد که پلی تک دهانه با سه تیر پیش‌ساخته پیش‌تنیده به طول ۳۳٫۵ متر می‌باشد (شکل ۴ــ ب). یکی از ۱۰ دهانه پل Cat Point Creek واقع در ویرجینیای آمریکا با بتن فوق توانمند ساخته شده است که شامل تیرهای باریک‌تر و سبک‌تر بدون نیاز به میلگردهای فولادی معمول می‌باشد (شکل ۴ــ پ). در سال ۲۰۰۸ اولین پل P شکل بتن فوق توانمند در میسوری آمریکا ساخته شد (شکل۴ــ ت). کره جنوبی نیز به پیشرفت‌های چشم‌گیری در زمینه بکارگیری بتن فوق توانمند در مهندسی پل نائل شده است. این کشور در سال ۲۰۰۲ موفق به تکمیل پروژه اولین و بزرگ‌ترین پل قوسی بتن فوق توانمند شد. دهانه قوس اصلی پل ۱۲۰ متر و متشکل از ۶ قطعه پیش‌ساخته با مقطع P شکل است که با پیش‌تنیدگی سرهم شده‌اند (شکل ۴ــ ث). در سال ۲۰۱۰ اتریش اولین پل قوسی بزرگراهی را بهره‌برداری نمود. طول این پل ۱۱ دهانه ۱۵۷ متر و دهانه و ارتفاع دو قوس مجاور آن به ترتیب ۶۹ و ۱۸٫۳ متر می‌باشد. این قوس‌ها مسلح به الیاف فولادی بوده و در آن‌ها خبری از میلگرد نیست (شکل ۴ــ ج). پل GSE ژاپن یک پل تک دهانه به طول ۴۶ متر و عرض ۱۶٫۲ متر با سازه‌ای متشکل از سه تیر U شکل پیش‌ساخته بتن فوق توانمند است. نسبت ارتفاع تیر به دهانه آن ۱/۲۵ بوده و وزن آن نسبت به حالت ساخته‌شدن با بتن متداول ۴۰ درصد کاهش یافته است (شکل ۴ــ چ). مالزی اولین پل بزرگراهی مرکب بتن مسلح ـ فوق توانمند را در سال ۲۰۱۰ ساخت. این پل ۵۰ متری که برای عمر خدمت ۱۲۰ سال طراحی شده است، دارای عرشه بتن مسلح و تیرهای U شکل بتن فوق

---

[1] *Quebec*
[2] *Federal Highway Administration*

توانمند بدون تسلیح برشی می‌باشد (شکل ۴ــ ح). جمهوری چک نیز در سال ۲۰۱۳ یک پل عابر پیاده کابلی به طول ۱۵۶ متر را احداث نمود که تبدیل به نماد ظرافت و سبکی شد (شکل۴ـ خ).

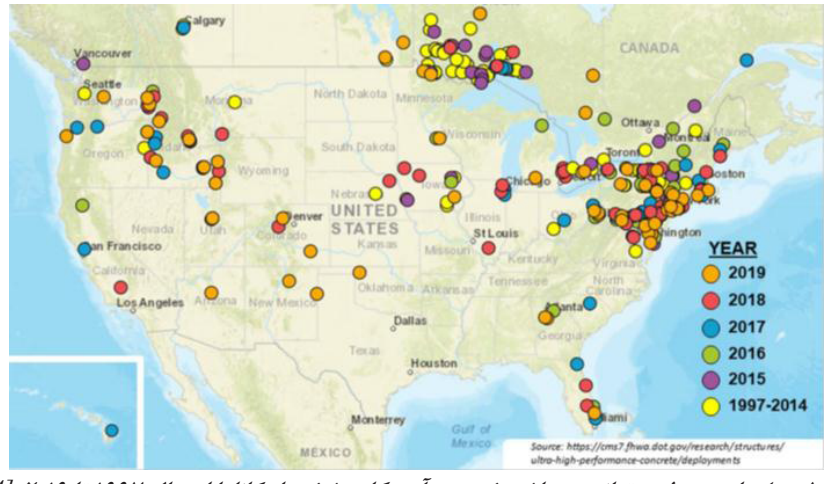


شکل ۴ ـ نمونه‌هایی از پل‌های ساخته شده از بتن فوق توانمند در سراسر دنیا: (الف) پل هوایی Sherbrooke (ب) پل Mars Hill (پ) پل Cat Point Creek (ت) پل Jakway Park (ث) پل Peace (ج) پل Wild (چ) پل GSE (ح) پل Kampung Linsum (خ) پل عابر پیاده Celakovice [53]

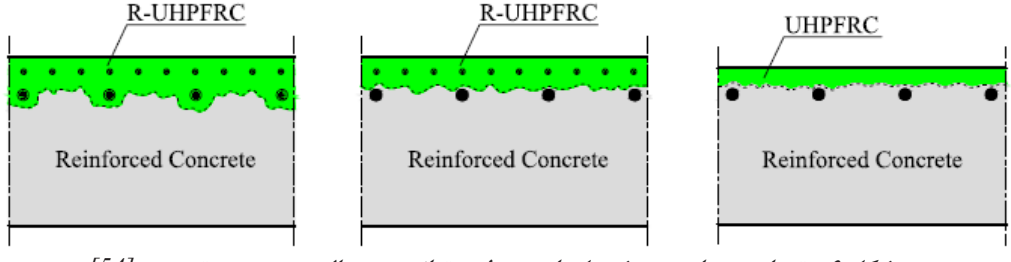
در جدول ۷ مهم‌ترین موارد بکارگیری بتن فوق توانمند در اجزای سازه‌ای پل‌ها گردآوری شده است. خاطر نشان می‌شود که در دهه اخیر نمونه‌های زیادی از استفاده از بتن فوق توانمند در پل‌ها به خصوص در محل اتصالات در آمریکا و کانادا گزارش شده است که به جهت حفظ اختصار از اشاره به آن‌ها خودداری می‌شود. شکل ۵ تعدد و پراکندگی پروژه‌های انجام‌شده بین سال‌های ۱۹۹۷ و ۲۰۱۹ در آمریکای شمالی را به تصویر می‌کشد. گفتنی است که کشور مالزی با بیش از ۱۲۰ پروژه به اتمام‌رسیده از سال ۲۰۱۰ تاکنون، در زمینه پل بتن فوق توانمند در دنیا حائز جایگاه نخست است. نمودار شکل ۶ پیشرفت این کشور طی سال‌های اخیر را به خوبی نمایش می‌دهد .

جدول ۷ ـ موارد استفاده از بتن فوق توانمند در اجزای سازه‌ای پل‌ها

نام	کشور	سال	مورد استفاده	هدف استفاده
Mars Hill Bridge	ایالات متحده	۲۰۰۶	تیر I شکل	ترویج بتن فوق توانمند و یافتن خصوصیات مصالح
Cat Point Creek Bridge	ایالات متحده	۲۰۰۸	تیر I شکل	استفاده از مشخصات کششی مصالح برای ساده‌سازی ساخت و ساز
Jakway Park Bridge	ایالات متحده	۲۰۰۸	تیر P شکل	تهیه راهنما برای طراحیهای آینده که تیر بتن فوق توانمند P شکل به کار می‌برند
Sherbrooke Overpass	کانادا	۱۹۹۷	خرپای فضایی پیش-تنیده‌ی پس‌کشیده	شناخت مصالح و سازه‌های جدید، بهبود دوام و تامین تناسب با محیط زیست
Glenmore Pedestrian Bridge	کانادا	۲۰۰۷	تیر پیش‌تنیده T شکل	مقاومت در برابر هوازدگی و نگهداری آسان
PS34 Bridge	فرانسه	۲۰۰۵	شاه‌تیر قوطی	اصلاح طراحی و سبک‌سازی پل در کنار یکپارچگی آن با محیط مربوطه
Pinel Bridge	فرانسه	۲۰۰۷	تیر پیش‌تنیده T شکل	استفاده از مشخصات دوام بتن و سرعت ساخت بیش‌تر
Pont du Diable Pedestrian Bridge	فرانسه	۲۰۰۸	تیر U شکل	افزایش طول دهانه و اتخاذ شکل دلپذیر و سبک
Friedberg Bridge	آلمان	۲۰۰۷	تیر P شکل	استفاده از مشخصات دوام بتن برای جایگزینی یک سازه چوبی آسیب‌دیده موجود
Shepherds Gully Creek Bridge	استرالیا	۲۰۰۵	تیر پیش‌ساخته پیش-تنیده I شکل	اجرای پل‌های آزمایشی برای بهبود ظرفیت باربری و جایگزینی پل چوبی کهنه اصلی
WILD Bridge	اتریش	۲۰۱۰	تیرک قوسی	احداث سازه سبک و لاغر هماهنگ با محیط زیست
GSE Bridge	ژاپن	۲۰۰۸	تیر U شکل	استفاده از مقاومت زیاد بتن برای ساخت و ساز سبک‌تر و بهره‌وری بیشتر مصالح
Papatoetoe footbridge	نیوزیلند	۲۰۰۵	تیر P شکل	کاهش ارتفاع تیر و هزینه زیرسازی و احداث
Peace Bridge	کره جنوبی	۲۰۰۲	تیر P شکل	یادبود روابط دیپلماتیک با فرانسه و بهبود عملکرد قوس
Office Pedestrian Bridge	کره جنوبی	۲۰۰۹	پل کابلی	اجرای سازه سبک‌وزن با تنش معقول
Kampung Linsum Bridge	مالزی	۲۰۱۰	تیر U شکل	حذف اجزای برشی و استفاده از بتن فوق توانمند برای تامین ظرفیت خمشی و برشی قابل ملاحظه
Celakovice Pedestrian Bridge	جمهوری چک	۲۰۱۳	قطعات عرشه	هزینه نگهداری کم و هزینه چرخه حیات معقول
Luan Bai trunk Railway Bridge	چین	۲۰۰۶	تیر T شکل	بهبود دوام و عملکرد در طول عمر پل
Fuzhou University Landscape Bridge	چین	۲۰۱۵	تیرک قوسی	احداث پل آزمایشی برای ترویج استفاده از بتن فوق توانمند
Yuan Jiahe Bridge	چین	۲۰۱۷	تیر P شکل	کاهش وزن برای ساخت و ساز آسان



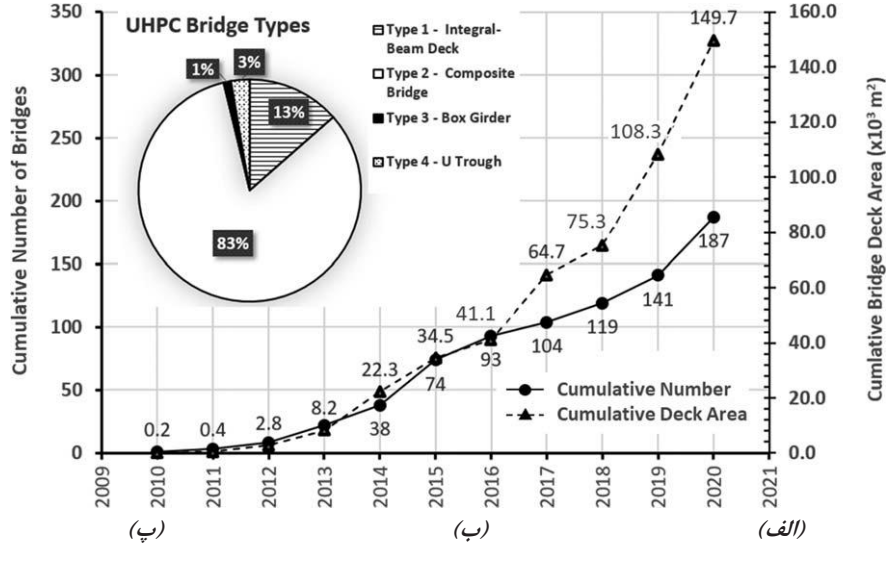
شکل ۵ ـ پل‌های بتن فوق توانمند ساخته‌شده در آمریکا و بخشی از کانادا از سال ۱۹۹۷ تا ۲۰۱۹ [54]



شکل ۶ ـ تعداد و مساحت عرشه پل‌های بتن فوق توانمند در مالزی به صورت تجمعی [54]

۴ ـ ۳ ـ استفاده از بتن فوق توامند در بهسازی پل‌ها

پل های جدید با انتظار ۷۵ سال خدمت‌دهی ساخته می‌شوند ولی فرسودگی معمول طول عمرشان را به حدود ۳۰ سال کاهش می‌دهد. مشخصا عرشه‌ها به دلیل تاثیر مستقیم از ترافیک، آب و هوا و مواد شیمیایی نظیر یخ‌زدا نسبت به سایر بخش‌های پل با سرعت بیشتری تخریب می‌شوند. از این رو متداول‌ترین استفاده از بتن فوق توانمند در زمینه ترمیم پل‌ها مربوط به این بخش است. شکل ۷ پیکربندی‌های اصلی بهسازی عرشه‌های بتن مسلح را نشان می‌دهد.



شکل ۷ ـ پیکربندی‌های اصلی بهسازی عرشه بتن مسلح پل: (الف) لایه بتن فوق توانمند تنها با عملکرد محافظتی؛ (ب) لایه بتن فوق توانمند مسلح با عملکرد سازه‌ای و محافظتی؛ (پ) لایه بتن فوق توانمند مسلح برای بهسازی میلگردهای خورده‌شده موجود نیز استفاده می‌شود.

در چین به دلیل بار سنگین ترافیک، در بسیاری از عرشه‌های فولادی ترک‌های خستگی مشاهده است. اگر این ترک‌ها به خوبی ترمیم نشوند، عملکرد عرشه فولادی به سرعت رو به زوال می‌رود. برای بهبود مشخصات دینامیکی این عرشه‌ها اجرای لایه فوقانی بتن فوق توانمند پیشنهاد شده است [57-55]. لازم به ذکر است امروزه این روش تحت عنوان سیستم عرشه مرکب سبک (LWCD[1]) شناخته می‌شود و برای بهره‌گیری از وزن کم، ظرفیت بالا و راحتی احداث عرشه فولادی مورد توجه قرار گرفته است. مرجع [58] نیز مقاوم‌سازی خمشی عرشه بتن مسلح آسیب‌دیده پل به کمک بتن فوق توانمند را مورد بررسی قرار داده و با استفاده از ثمره مطالعه طرح بهسازی عرشه خسارت‌دیده یک پل کابلی را ارائه نمود. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که با قرارگیری لایه بتن فوق توانمند در سطح کششی ظرفیت‌های ترک‌خوردگی و نهایی به ترتیب حدود ۲٫۵ و ۲ برابر افزایش می‌یابد؛ در حالی که اجرای این لایه در سطح فشاری ظرفیت ترک‌خوردگی را تغییر نداده و ظرفیت نهایی را تنها ۳۰ درصد بهبود می‌بخشد. ضمنا با کاهش تنش کششی در تسلیح فولادی، سختی به طور مشهودی افزایش یافت و به دلیل شکل‌پذیری بسیار بالا و رفتار کرنش سخت‌شوندگی بتن فوق توانمند، گسترش ترک‌ها در دال‌های بتن مسلح مهار شد و به تاخیر افتاد. استفاده از بتن فوق توانمند در ترمیم روسازی نیز با استقبال مواجه شده است که چند نمونه اجراشده آن در چین در جدول ۸ گردآوری شده است.

جدول ۸ ـ موارد بکارگیری بتن فوق توانمند در ترمیم روسازی عرشه پل‌ها در چین

نام	سال	موقعیت	نوع پل
Ma Fang Bridge	۲۰۱۱	استان گوانگ دونگ	تیر قوطی ساده
Buddha Chen Bridge	۲۰۱۴	استان گوانگ دونگ	تیر قوطی فولادی پیوسته مقطع متغیر
Hai He Bridge	۲۰۱۵	شهر تیانجین	پل کابلی با تیر مختلط
Tong Hui Bridge	۲۰۱۵	شهر پکن	پل ترکیبی عرشه، تیر و قوس
Dong Ting Lake Second Bridge	۲۰۱۵	استان هونان	پل معلق مرکب قاب-خرپا
Rong Jiang Bridge	۲۰۱۶	استان گوانگ دونگ	پل کابلی با تیر مختلط

البته باید گفت که استفاده از بتن فوق توانمند در بهسازی پل‌ها منحصر به ترمیم و تقویت عرشه نیست. به عنوان مثال می‌توان به پل راه‌آهن CN در کبک کانادا اشاره کرد که برای محافظت ستون پل در برابر نفوذ کلرید و چرخه‌های ذوب و انجماد پس از تراشیدن بتن مضمحل لایه ۱۰ سانتی‌متری بتن فوق توانمند مسلح به میلگرد گالوانیزه اجرا شد.

[1] *LightWeight Composite Deck*

۵ ـ بحث و جمع‌بندی

در ایـن مقالـه ابتـدا توضـیحاتی در مـورد خصوصـیات منحصـر بـه فـرد بـتن فـوق توانمنـد بـا مـروری بـر پـژوهش‌هـای صورت‌گرفته در این حوزه در دانشـکده فنـی دانشـگاه تهـران بـه عنـوان پیشـگام مطالعـه و بـومی‌سـازی ایـن مصـالح سـیمانی در ایـران ارائـه شـد. سـپس فعالیـت‌هـای انجـام شـده در زمینـه بکـارگیری بـتن فـوق توانمنـد در مهندسـی پـل بـه عنـوان رایج‌ترین استفاده ایـن مصـالح ذیـل عنـاوین کارهـای تحقیقـاتی، پـروژه‌هـای سـاخت و پـروژه‌هـای بهسـازی تشـریح شـد. بـا توجه به کارآمدی استفاده از بـتن فـوق توانمنـد، در ایـن بخـش موانـع پـیش روی تـرویج بهـره‌گیـری از ظرفیـت فـوق العـاده این مصالح در اجرای پروژه‌ها بررسی و پیشنهادهایی برای مطالعات آینده ارائه می‌گردد.

محدودیت‌های کلیدی برای بکارگیری بتن فوق توانمند در مهندسی پل:

۱ ـ هزینه مصـالح: هزینـه بـتن فـوق توانمنـد مهـم‌تـرین عامـل بازدارنـده بـرای صـاحبان پـل و طراحـان اسـت کـه البتـه بـا لحـاظ نمـودن کـاهش مصـرف مصـالح و سـبک‌سـازی، سـود اقتصـادی کـلان بـرای بهبـود دوام و منفعـت اجتمـاعی بـرای حفظت محیط زیست و انرژی، این گزینه کماکان مطلوب به نظر می‌رسد.

۲ ـ الزام نگهـداری: بـتن فـوق توانمنـد بـرای بـه دسـت آورن مقاومـت بـالا نیـاز بـه نگهـداری بـا دمـای بـالا حـین سـاخت و ساز دارد ولی در کارگاه احـداث پـل نمـی‌تـوان تجهیـزات مـورد نیـاز را فـراهم آورد. در نتیجـه، بـتن فـوق توانمنـد اغلـب بـه صورت پیش‌ساخته اجرا می‌شود که انتخاب روش‌های ساخت و سازه‌های پل را با محدودیت مواجه می‌سازد.

۳ ـ مقـررات: متنـاظر آنچـه بـرای بـتن معمـولی داریـم، اسـتانداردها و راهنماهـای یکسـان بـرای مـدل‌سـازی عـددی، آزمـایش، طراحـی و سـاخت بایـد ایجـاد شـود. عـلاوه بـر ایـن، پـیش از اسـتفاده بـتن فـوق توانمنـد در ابعـاد بـزرگ، توسـعه روش‌ها برای جلوگیری از آسیب، نگهداری کارآمد و تعمیر یا جایگزینی اجزای بتن فوق توانمند ضروری است.

۴ ـ نقـص‌هـای بـتن فـوق توانمنـد: بـتن فـوق توانمنـد نسـبت آب بـه مصـالح سـیمانی پـایینی دارد و مقـادیر زیـادی از ترکیـب‌هـای فعـال را در خـود جـای داده اسـت. بـا پیشـرفت هیدراتاسـیون مصـالح سـیمانی، جمـع‌شـدگی نیـز افـزایش می‌یابد کـه مـی‌توانـد منجـر بـه تـرک شـود. عـلاوه بـر ایـن، خـوردگی الیـاف فلـزی سـطح بـتن در محـیط‌هـای مرطـوب یـا خورنده یک مسئله حائز اهمیت است.

سوی اصلی تحقیقات در آینده:

۱ ـ مدل‌سازی بنیادی بـرای رفتارهـای اسـتاتیک و دینامیـک اجـزای پـل و اتصـالات سـاخته‌شـده از بـتن فـوق توانمنـد. ایـن مدل‌ها می‌تواند در نرم‌افزارهای متداول موجود در بازار نظیر SAP2000 و ANSYS وارد شود.

۲ ـ توسـعه راهنماهـا و اسـتانداردها بـرای طراحـی، سـاخت، آزمـایش و ارزیـابی عملکـرد بلنـد مـدت (شـامل عملکـرد در مقابله با زمین‌لرزه، باد و برخورد کشتی و وسیله نقلیه).

۳ ـ روش طراحی و ساخت تیرهای بتن فوق توانمند توسعه‌یافته برای پل‌های دارای دهانه بزرگ.

۴ـ عملکرد بهینه و روش‌های طراحی مبتنی بـر قابلیـت اطمینـان مـوثر بـر هزینـه طـول عمـر پـل بـا در نظرگیـری طراحـی، ساخت، نگهداری و تعمیر اجزای آسیب‌دیده با پیشامدهای غیر مترقبه.

منابع و مراجع

[1] Bétons Fibrés à Ultra-Hautes Performances, Recommandations Provisoires. (2002). SETRA-AFGC, Groupe de travail BFUP.

[2] Richard, P., & Cheyrezy, M. (1995). Composition of reactive powder concretes. Cement and concrete research, 25(7), 1501-1511.

[3] Gowripalan, N. and Gilbert, R.I. (2000). Design Guidelines for Ductal Prestressed Concrete Beams. University of New South Wales.

[4] JSCE Guidelines for Concrete No. 9, Recommendations for Design and Construction of Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete Structures (Draft). (2006). Japan Society of Civil Engineers (JSCE).

[5] AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Sixth Edition. (2012). American Association of State Highway and Transportation Officials.

[6] Russell, H. G., Graybeal, B. A., & Russell, H. G. (2013). Ultra-high performance concrete: A state-of-the-art report for the bridge community (No. FHWA-HRT-13-060).

[7] Talebinejad, I., Bassam, S. A., Iranmanesh, A., & Shekarchizadeh, M. (2004, September). Optimizing mix proportions of normal weight reactive powder concrete with strengths of 200–350 MPa. In Proceedings of the International Symposium on UHPC, Kassel, Germany (pp. 133-141).

[8] Taghaddos, H., Mahmoudzadeh, F., Pourmoghaddam, A., & Shekarchizadeh, M. (2004, September). Prediction of compressive strength behaviour in RPC with applying an adaptive network-based fuzzy interface system. In Proceedings of the International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, Germany (pp. 273-284).

[9] ASTM C1437. (2013). Standard test method for flow of hydraulic cement mortar. American Society for Testing and Materials.

[10] ASTM C33. (2018). Standard Specification for Concrete Aggregates. American Society for Testing and Materials.

[11] Graybeal, B.A. (2005). Characterization of the behavior of ultra-high performance concrete. PhD thesis, University of Maryland.

[12] Hajiesmaeili, A. (2015). Experimental and numerical investigation of structural behavior of UHPFRC beam elements. M.Sc. thesis in structural engineering. School of civil engineering, College of engineering, University of Tehran (in Persian).

[12] حاجی اسمعیلی، امیر. (۱۳۹۴). بررسی آزمایشگاهی و عددی رفتار تیرهای ساخته شده از بتن فوق توانمند. پایان‌نامه کارشناسی ارشد در رشته مهندسی سازه. گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی، دانشگاه تهران.

[13] ASTM C39. (2020). Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens. American Society for Testing and Materials.

[14] ASTM, C78. (2018). Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading). American Society for Testing and Materials.

[15] ASTM C496. (2017). Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens. American Society for Testing and Materials.

[16] ASTM, C190. (1985). Standard Test Method for Tensile Strength of Hydraulic Cement Mortars. American Society for Testing and Materials.

[17] ASTM C469. (2014). Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poison's Ratio of Concrete in Compression. American Society for Testing and Materials.

[18] ASTM C801. (1998). Standard Test Method for Determining the Mechanical Properties of Hardened Concrete Under Triaxial Loads (withdrawn 2004). American Society for Testing and Materials.

[19] Arabali, P. (2011). Numerical study of the behavior of high performance fiber reinforced concrete under triaxial compression by available constitutive models. M.Sc. thesis in hydraulic structures. School of civil engineering, College of engineering, University of Tehran (in Persian).

[19] عربعلی ، پورا. (۱۳۹۰). مطالعه عددی رفتار بتن‌های الیافی توانمند بارگذاری‌شده به صورت سه محوری با مدل‌های رفتاری موجود. پایان‌نامه کارشناسی ارشد در رشته سازه‌های هیدرولیکی. گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی، دانشگاه تهران.

[20] Shao-min Song, Cui-xia Wei. (2006). Study on Durability of Reactive Powder Concrete. J. Concr, 2, 72–73.

[21] Li Li, Ying Wang, Wen-zhong Zheng. (2008). State of the art of durability of reactive powder concrete. Indust. Constr, S1, 773–776.

[22] Graybeal, B., & Tanesi, J. (2007). Durability of an ultrahigh-performance concrete. Journal of materials in civil engineering, 19(10), 848-854.

[23] Bonneau, O., Lachemi, M., Dallaire, E., Dugat, J., & Aïtcin, P. C. (1997). Mechanical properties and durability of two industrial reactive powder concretes. ACI Materials journal, 94(4), 286-290.

[24] Piérard, J., Dooms, B., & Cauberg, N. (2016). Durability evaluation of different types of UHPC. Newsletter.

[25] So, H. S., Yi, J. B., Khulgadai, J., & So, S. Y. (2014). Properties of strength and pore structure of reactive powder concrete exposed to high temperature. ACI Mater. J, 111(3),335-346.

[26] Peng, G. F., Kang, Y. R., Huang, Y. Z., Liu, X. P., & Chen, Q. (2012). Experimental research on fire resistance of reactive powder concrete. Advances in Materials Science and Engineering, 2012.

[27] Pimienta, P., & Chanvillard, G. (2004, April). Retention of the mechanical performances of Ductal® specimens kept in various aggressive environments. In Conference on fib Symposium" Concrete structures: the challenge of creativity", Avignon, France.

[28] Khodabandeh, P. (2020). Experimental investigation of UHPC coating for corrosion protection of reinforced concrete induced by chloride ions. M.Sc. thesis in structural engineering. School of civil engineering, College of engineering, University of Tehran (in Persian).

[28] خدابنده، پیمان. (۱۳۹۸). بررسی آزمایشگاهی استفاده از روکش بتن فوق توانمند برای حفاظت از خوردگی میلگرد سازه‌های بتنی توسط یون کلرید. پایان‌نامه کارشناسی ارشد در رشته مهندسی سازه. گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی، دانشگاه تهران.

[29] BS 1881: Part 122. (2011). Testing concrete-Method for determination of water absorption. British Standard, 3(2014), 420–457.

[30] BS EN 12390-8. (2019). Testing hardened concrete-Depth of penetration of water under pressure. British-Adopted European Standard.

[31] ASTM C1202. (2012). Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration. American Society for Testing and Materials.

[32] AFPC-AFREM. (1997). Détermination de la Masse Volumique Apparente et de la Porosité Accessible à l'Eau, Méthodes Recommandées pour la Mesure des Grandeurs Associées à la Durabilité. Compte-rendu des Journées Techniques, Toulouse, pp. 121-124.

[33] Lee, G. C., Huang, C., Song, J., & O'Connor, J. S. (2014). Seismic Performance Evaluation of Precast Girders with Field-Cast Ultra High Performance Concrete (UHPC) Connections. MCEER.

[34] Ju, Y. Z., Wang, D. H., & Bai, J. (2013). Seismic performance of reactive powder concrete columns. Journal of Harbin Institute of Technology, 45(8), 111-116.
[35] Tong, X. L., Fang, Z., & Luo, X. (2016). Experimental study on seismic behavior of reactive powder concrete shear walls. Journal of Building Structures, 37(01), 21-30.
[36] Yoo, D. Y., & Banthia, N. (2017). Mechanical and structural behaviors of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete subjected to impact and blast. Construction and building materials, 149, 416-431.
[37] Khanahmadi, Reza. (2019). impact behavior of ultra-high prformance concrete panels. M.Sc. thesis in structural engineering. School of civil engineering, College of engineering, University of Tehran (in Persian).
[37] خان احمدی، رضا. (۱۳۹۷). بررسی عملکرد پانل‌های بتن های فوق توانمند در برابر ضربه. پایان‌نامه کارشناسی ارشد در رشته مهندسی سازه. گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی، دانشگاه تهران.
[38] Farnam, Y. (2008). Experimental and numerical study of impact behavior of high performance fiber reinforced cement based composite panels. M.Sc. thesis in hydraulic structures. School of civil engineering, College of engineering, University of Tehran (in Persian).
[38] فرنام، یعقوب. (۱۳۸۶). بررسی آزمایشگاهی و شبیه‌سازی رفتار پانل‌های بتن الیافی توانمند در برابر ضربه. پایان‌نامه کارشناسی ارشد در رشته سازه‌های هیدرولیکی. گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی، دانشگاه تهران.
[39] Habel, K., Denarié, E., & Brühwiler, E. (2007). Experimental Investigation of Composite Concrete and Conventional Concrete Members. ACI Structural Journal, (104), 93–101.
[40] Zhu, Y., Zhang, Y., Hussein, H. H., & Chen, G. (2020). Flexural strengthening of reinforced concrete beams or slabs using ultra-high performance concrete (UHPC): A state of the art review. Engineering Structures, 205, 110035.
[41] Jafarinejad, S. (2017). Experimental investigation on bond strength between normal concrete and Ultra-High Performance Concrete (UHPC). M.Sc. thesis in structural engineering. School of civil engineering, College of engineering, University of Tehran (in Persian).
[41] جعفری‌نژاد، سهیل. (۱۳۹۶). بررسی آزمایشگاهی مقاومت پیوستگی بین بتن معمولی و بتن فوق توانمند. پایان‌نامه کارشناسی ارشد در رشته مهندسی سازه. گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی، دانشگاه تهران.
[42] ASTM C1583. (2004). Standard Test Method for Tensile Strength of Concrete Surfaces and the Bond Strength or Tensile Strength of Concrete Repair and Overlay Materials by Direct Tension (Pull-off Method). American Society for Testing and Materials.
[43] ASTM C882. (2013). Standard Test Method for Bond Strength of Epoxy-Resin Systems Used with Concrete by Slant Shear. American Society for Testing and Materials.
[44] ACI 546.3R-06. (2006). Guide for the selection of materials for the repair of concrete. American Concrete Institute (ACI).
[45] Habert, G., Denarié, E., Šajna, A., & Rossi, P. (2013). Lowering the global warming impact of bridge rehabilitations by using Ultra High Performance Fibre Reinforced Concretes. Cement and Concrete Composites, 38, 1–11.
[46] Hajiesmaeili, A., Pittau, F., Denarié, E., & Habert, G. (2019). Life Cycle Analysis of Strengthening Existing RC Structures with R-PE-UHPFRC. Sustainability, 11(24), 6923.
[47] Dong, Y. (2018). Performance assessment and design of ultra-high performance concrete (UHPC) structures incorporating life-cycle cost and environmental impacts. Construction and Building Materials, 167, 414–425.

[48] Almansour, H., & Lounis, Z. (2010). Innovative design approach of precast-prestressed girder bridges using ultra high performance concrete. Canadian Journal of Civil Engineering, 37(4), 511–521.
[49] Fan, W., Shen, D., Zhang, Z., Huang, X., & Shao, X. (2020). A novel UHPFRC-based protective structure for bridge columns against vehicle collisions: Experiment, simulation, and optimization. Engineering Structures, 207, 110247.
[50] Fan, W., Guo, W., Sun, Y., Chen, B., & Shao, X. (2018). Experimental and numerical investigations of a novel steel-UHPFRC composite fender for bridge protection in vessel collisions. Ocean engineering, 165, 1-21.
[51] Zou, X., & Wang, J. (2018). Experimental study on joints and flexural behavior of FRP truss-UHPC hybrid bridge. Composite Structures, 203, 414-424.
[52] Ren, L., Fang, Z., & Wang, K. (2019). Design and behavior of super-long span cable-stayed bridge with CFRP cables and UHPC members. Composites Part B: Engineering, 164, 72-81.
[53] Zhou, M., Lu, W., Song, J., & Lee, G. C. (2018, October 20). Application of Ultra-High Performance Concrete in bridge engineering. Construction and Building Materials. Elsevier Ltd.
[54] Graybeal, B., Brühwiler, E., Kim, B. S., Toutlemonde, F., Voo, Y. L., & Zaghi, A. (2020). International Perspective on UHPC in Bridge Engineering. Journal of Bridge Engineering, 25(11), 04020094.
[55] Yuan, Y., Wu, C., & Jiang, X. (2019). Experimental study on the fatigue behavior of the orthotropic steel deck rehabilitated by UHPC overlay. Journal of Constructional Steel Research, 157, 1-9.
[56] Shao, X., Qu, W., Cao, J., & Yao, Y. (2018). Static and fatigue properties of the steel-UHPC lightweight composite bridge deck with large U ribs. Journal of Constructional Steel Research, 148, 491-507.
[57] Zhang, X., Li, X., Liu, R., Hao, C., & Cao, Z. (2020). Dynamic properties of a steel–UHPC composite deck with large U-ribs: Experimental measurement and numerical analysis. Engineering Structures, 213, 110569.
[58] Zhang, Y., Zhu, Y., Yeseta, M., Meng, D., Shao, X., Dang, Q., & Chen, G. (2019). Flexural behaviors and capacity prediction on damaged reinforcement concrete (RC) bridge deck strengthened by ultra-high performance concrete (UHPC) layer. Construction and Building Materials, 215, 347-359.

Investigating the Effect of Vertical Component of Earthquake on Seismic Responses of Concrete Slabs with Opening

Majid Khosrow Beigi
M.Sc., Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Urmia Branch, Islamic Azad University, Urmia

Ashkan KhodaBandehLou ❋
Corresponding Author: Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Urmia Branch, Islamic Azad University, Urmia
a.khodabandehlou@iaurmia.ac.ir

ABSTRACT
Buildings are subjected to stimulations of earthquake seismic components, which affect the structure in three perpendicular directions. In estimations of the earthquake forces, the vertical component is usually neglected. However, the vertical earthquake component can lead to drastic stress changes in the structural elements, especially the concrete slabs with an opening. In this study, the effect of vertical earthquake component on concrete slabs with opening has been investigated. Three concrete structures with 5, 8, and 12 stories and slab openings of 0, 15, 30, and 45 percent were subjected to the effect of the near-field record of Bam, Northridge, and El Centro earthquakes. Non-linear time history analysis was used to study the structural displacements and stresses comparatively. The results indicated that the contribution of vertical earthquake component in slabs displacements was not significant compared to that of three direction combination. On the other hand, it was inferred that the resulting stresses have a direct relationship with deformations generated in the slabs, so that in models with larger displacements, higher stress levels were detected. For both the three direction combination and the vertical direction earthquakes, increasing the opening percentage would increase stress in the concrete slabs. Generally, the maximum produced stress in the slabs was about 60 percent of the maximum stresses induced by three-directional combined earthquakes in some cases.

Keywords: Earthquake vertical component, Concrete slab, Opening, Near-field earthquake, Non-linear time history analysis

بررسی پاسخ‌های ارتعاشی دال‌های بتنی دارای بازشو تحت تأثیر مولفه قائم زلزله

دریافت مقاله: ۱۸-۰۶-۱۳۹۹
پذیرش مقاله ۲۰-۰۸-۱۳۹۹

مجید خسروبیگی
کارشناسی ارشد مهندسی سازه، گروه مهندسی عمران، واحد ارومیه، دانشگاه آزاداسلامی، ارومیه، ایران

اشکان خدابنده لو*
نویسنده مسئول: استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد ارومیه، دانشگاه آزاد اسلامی، ارومیه، ایران
a.khodabandehlou@iaurmia.ac.ir

چکیده

ساختمان‌ها در اثر زمین‌لرزه تحت اثر تحریک مولفه‌های لرزه‌ای قرار می‌گیرند که در سه راستای متعامد بر سازه وارد می‌شوند. در بیشتر موردها، در برآورد نیروهای زلزله به‌طور معمول از زلزله‌های راستای قائم صرف نظر و یا اثر آن‌ها ناچیز در نظر گرفته می‌شود. در حالی که مولفه‌ی قائم زلزله می‌تواند باعث ایجاد تغییرمکان‌ها و تنش‌های شدیدی بر المان‌های سازه‌ای، به‌ویژه دال‌های بتنی دارای بازشو، شود. در این پژوهش به بررسی اثر مولفه‌ی قائم زلزله بر دال‌های بتنی دارای بازشو پرداخته شده است. برای این منظور ساختمان‌های بتنی ۵، ۸ و ۱۲ طبقه دارای دال‌های بتنی با ۰، ۱۵، ۳۰ و ۴۵ درصد بازشو تحت اثر سه رکورد زلزله حوزه نزدیک بم، نورثریج و السنترو قرار گرفتند و به کمک تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی مقایسه‌ای بین تغییرمکان‌ها و تنش‌های ایجاد شده در آن‌ها انجام شد. نتیجه‌ی بررسی‌ها نشان دادند که سهم زلزله‌ی راستای قائم در تغییرمکان دال‌ها نسبت به تغییرمکان دال‌ها در اثر ترکیب سه راستا مقدار قابل توجهی نمی‌باشد. از طرف دیگر، مقایسه‌ی تنش‌ها در دال‌های بتنی نشان داد که تنش‌های ایجادشده با تغییرشکل‌های به‌وجود آمده در دال‌ها رابطه‌ی مستقیم دارد، به‌طوری که در مدل‌هایی که تغییرمکان بیشتری مشاهده شده است، تنش‌های برشی ایجادشده نیز مقدارهای بالاتری نشان می‌دهند. در همه‌ی سازه‌ها، هم در زلزله ترکیبی و هم راستای قائم، با افزایش درصد بازشو، تنش ایجادشده در دال‌ها نیز افزایش می‌یابد. در حالت کلی، بیشینه تنش ایجادشده در دال‌ها در اثر رکوردهای راستای قائم در برخی از موردها به اندازه‌ی ۶۰ درصد بیشینه تنش‌های ایجادشده در اثر زلزله‌های ترکیبی می‌باشد.

کلمات کلیدی: مولفه‌ی قائم زلزله، دال بتنی، بازشو، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی.

۱- مقدمه

ساختمان‌ها در هنگام وقوع زمین‌لرزه تحت تاثیر تحریک مولفه‌های لرزه‌ای قرار می‌گیرند. زمین‌لرزه‌ها شامل دو مولفه‌ی افقی و یک مولفه‌ی قائم می‌باشند. در بیشتر آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای، به اندازه‌ی کافی تاثیر مولفه قائم منظور نشده است و مولفه‌های افقی را مولفه‌های غالب در تخریب سازه‌های مختلف می‌دانند [۱]. کاستی‌های موجود در آیین‌نامه‌ها در مورد مولفه‌های قائم زلزله‌ها، پژوهش‌گران را بر آن داشته است تا به ارزیابی اثر این مولفه‌ی زمین‌لرزه بر رفتار سازه‌ها بپردازند. نتیجه‌ی بررسی‌های برخی از پژوهش‌گران نشان می‌دهد که تاثیر مولفه قائم در زلزله‌های حوزه نزدیک با افزایش ارتفاع نسبت مستقیم دارد و باعث افزایش برش پایه در سازه می‌شود [۲ - ۶]. در سال‌های اخیر، با در نظر گرفتن ضریب‌هایی در طیف طرح، تاثیر مولفه‌های قائم زلزله در برخی از آیین‌نامه اعمال می‌شود. در ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ [۷] در بالکن‌ها و تیرهای با دهانه بیش از ۱۵ متر، اثر مولفه‌ی قائم زلزله در نظر گرفته شده است. در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ [۸] تاثیر نیروهای قائم ناشی از زلزله‌ها علاوه بر بالکن‌ها و تیرها با دهانه‌ی زیاد، در سازه‌ی ساختمان‌هایی که در پهنه‌ی با خطر نسبی زیاد واقع شده‌اند و تیرهای دارای بار قائم متمرکز نیز در نظر گرفته شده است. در پژوهش خوشنودیان و همکاران [۹] به بررسی اثر مولفه‌ی قائم نیروی زلزله و مطالعه این اثر بر روی ساختمانهای فولادی با سیستم قاب خمشی فولادی پرداخته شده است. در این پژوهش، نتیجه‌های به‌دست آمده با پیشنهادهای ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ [۷] مقایسه شده‌اند. نتیجه‌ی بررسی‌ها نشان دادند که در بیشتر موردها، طراحی ستون‌ها بر مبنای استاندارد ۲۸۰۰ محافظه کارانه است و هم‌چنین طراحی بالکن‌ها بر این مبنا باعث تشدید اثر مولفه‌ی قائم بر ستون‌های متصل به آن‌ها می‌شود. در پژوهشی دیگر، ان‌جی و همکاران [۱۰] به ارزیابی عددی ظرفیت باربری نهایی دال‌های مربعی‌شکل دارای بازشو پرداختند و اعلام کردند که تا ۳۰ درصد بازشو در دال‌ها اثری بر ظرفیت باربری ندارد و با افزایش بازشو بیش از ۵۰ درصد ظرفیت باربری دال به‌شدت کاهش می‌یابد. خواجه‌دهی و پناهشاهی [۱۱] تاثیر بازشو در دال‌های بتنی را مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها نشان دادند کاهش ظرفیت باربری در اثر بارگذاری خارج از صفحه، کم‌تر از کاهش ظرفیت در اثر بازشو در دال است و ساز و کار شکست دال در اثر وجود بازشو، تغییر می‌کند. حسین‌پور و همکاران [۱۲] اثر مولفه‌ی قائم نیروی زلزله بر سازه‌های بتنی را مورد بررسی قرار دادند. نتیجه‌ی بررسی آن‌ها نشان داد که افزایش نیروی زلزله با تاثیر هم‌زمان مولفه‌های قائم و افقی بین ۳۰ تا ۵۰ درصد نسبت به حالت تاثیر فقط مولفه افقی است. نتیجه‌های پژوهش مسلح و همکاران [۱۳] نشان می‌دهد که بیشینه تغییرمکان‌های نسبی به‌دست آمده از آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های بهسازی از روش‌های خطی، مقدارهای کم‌تری از تحلیل دینامیکی غیرخطی دارند و محاسبه‌ی تغییرمکان نسبی از روش‌های خطی در بعضی از طبقه‌ها تخمین بیشتر و در بعضی از طبقه‌ها تخمین کم‌تری نسبت به روش دینامیکی غیر خطی ارایه می‌دهد. از این رو، در آن پژوهش پیشنهاد شده است که در ارزیابی سازه‌ها به‌ویژه در اثر زلزله‌های نزدیک گسل از روش دینامیکی غیرخطی استفاده شود.

بررسی حرکت‌های قائم زمین در زلزله‌های مختلف نشان می‌دهد که حرکت قائم زمین به فاصله تا سایت مورد نظر و هم‌چنین، نسبت طیف پاسخ عمودی به افقی و زمان تناوب سازه وابسته است. این نسبت در نواحی حوزه نزدیک در زمان‌تناوب‌های کوتاه بیشتر است و تا مقدار ۳/۲ نیز می‌رسد. در زمان تناوب‌های بلندتر، از مقدار این نسبت کاسته می‌شود [۱۳]. در پژوهش هو و همکاران [۱۴] با بررسی‌هایی که بر روی یک قاب فلزی سه طبقه انجام دادند، دریافتند که هم‌زمانی دامنه‌ی حداکثر مولفه‌ی قائم و افقی زلزله تأثیر بسیار بزرگی بر روی پاسخ سازه دارد. هم‌چنین، آن‌ها به این نتیجه رسیدند که اگر بیشینه شتاب افقی و قائم زلزله هم‌زمان نباشد، بیشینه نیروی کششی در ستون‌های سازه باید به کمک نیروی محرک قائم زلزله تعیین شود. نتیجه‌های پژوهش یزدی و همکاران [۱۵] نشان می‌دهد که در مکان‌های نزدیک‌تر به منبع زلزله، تداوم زمین لرزه شدیدتر و سرعت طیفی سازه‌هادارای مقدارهای بیشتری نسبت به مکان‌های دور از منبع زلزله هستند. طیف دامنه‌ی فوریه برای مولفه‌ی قائم حوزه

نزدیک بیشینه مقدار خود را در گستره‌ی خیلی کوچکی از فرکانس‌ها یا یک فرکانس مشخص دارد. مشخصه‌ی دیگری از زلزله‌های حوزه نزدیک در مقایسه با زمین لرزه‌های حوزه دور، این است که طیف پاسخ مولفه قائم بزرگ‌تر از طیف طراحی معرفی می‌شود. کوهرنگی و همکاران [۱۶] اثر مولفه‌ی قائم ۱۰ زلزله حوزه نزدیک که مطابق با آیین‌نامه مقیاس شده بودند را روی سه ساختمان فولادی ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با مهاربندهای خارج از مرکز بررسی کردند. نتیجه‌ی تحلیل طیفی و تحلیل دینامیکی بر روی ساختمان‌ها نشان داد که اثر مولفه‌ی قائم با افزایش ارتفاع سازه بیشتر می‌شود و باید در ساختمان‌های بلند اثر مولفه‌ی قائم زلزله‌های حوزه نزدیک را منظور کرد. در پژوهش آن‌ها، بررسی ساختمان ۱۲ طبقه نشان داد که برش پایه و تغییرمکان جانبی حاصل از اثر مولفه‌ی قائم زلزله‌های حوزه نزدیک بیشتر از اثر مولفه‌ی افقی زلزله‌ها می‌باشد. هم‌چنین، با انجام تحلیل طیفی و دینامیکی مشاهده شد که پاسخ‌های به‌دست آمده از تحلیل طیف میانگین زلزله‌های حوزه نزدیک بسیار بیشتر از پاسخ سازه حاصل از طیف طرح استاندار آیین‌نامه می‌باشد و در نتیجه، طیف طرح نمی‌تواند نیاز لرزه‌ای سازه‌ها در برابر زلزله‌های حوزه نزدیک را برآورده کند. در پژوهشی دیگر، Xiang و همکاران [۱۷] اثر مولفه‌ی قائم زلزله‌های دور و نزدیک گسل بر سازه‌ها را مورد بررسی قرار دادند و نتیجه گرفتند که یکی از ویژگی‌های مولفه‌ی قائم زلزله که بر نوع خرابی ایجادشده تاثیر می گذارد، اثر نامتقارن مولفه‌ی قائم زلزله است. به عبارت دیگر، اثر مولفه‌ی افقی زلزله بر سازه، هنگامی که در راستای افقی و در جهت راست و یا در جهت چپ عمل میکند، یکسان است. ولی از آن‌جا که بارهای ثقلی همواره در جهت پایین بر سازه عمل می‌کنند، اثر مولفه‌ی قائم هنگامی که در راستای قائم و در جهت بالا عمل می‌کند با اثر آن در جهت پایین متفاوت است. از این رو، نوع خرابی ایجادشده در سازه بستگی به اثر ترکیبی مولفه‌های افقی و قائم در جهت‌های مختلف دارد. مولفه‌ی شتاب قائم از مشخصه‌های زلزله‌های حوزه نزدیک است که با افزایش فاصله نسبت به مرکز زلزله، مقدار آن باشدت بسیار شدیدتر از شتاب افقی کاهش می‌یابد. با بررسی مدل‌های ارایه‌شده، این نتیجه به‌دست آمد که از آن‌جایی که زمان تناوب سازه‌های بلند از زمان تناوب سازه‌های کوتاه و متوسط بیشتر است، سازه های بلند در زلزله‌های دور از گسل امکان تخریب بیشتری دارند. هم‌چنین، زلزله‌های حوزه نزدیک که پالس‌های موجود در رکورد مولفه قائم آن‌ها از شدت بیشتری برخوردار است.

در برخی از پژوهش‌ها به کمک تحلیل‌های غیرخطی، اثر استفاده از خاکستر بر افزایش مقاومت فشاری بتن [۱۸]، بهره‌جویی از کامپوزیت‌های مختلف برای افزایش مقاومت بتن [۱۹ و ۲۰] و هم‌چنین بهره‌جویی از مصالح هوشمند مانند آلیاژهای حافظه‌دار شکلی [۲۱] به‌ویژه در دال‌های بتنی دارای بازشو مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند. در بیشتر پژوهش‌های پیشین که در زمینه‌ی ارزیابی اثر مولفه‌های قائم زلزله بر روی رفتار سازه‌ها انجام شده است، مقدار تغییرمکان جانبی آن‌ها مورد بررسی قرار گرفته است [۲۲ – ۲۶]. در حالی که، خسارت‌های وارد بر ساختمان‌های مختلف بر اثر زمین لرزه، به‌صورت کلی ناشی از دو عامل اساسی جابجایی نسبی طبقه‌ها نسبت به یکدیگر و علاوه بر آن، شتاب ایجادشده در کف طبقه‌های ساختمان می‌باشد. تغییرشکل طبقه‌های ساختمان، در ارتفاع‌های مختلف، ایجاد جابجایی‌های نسبی می‌کند. از آن‌جا که طبقه‌ها در یک زمان و با یک سرعت حرکت نمی‌کنند، در هنگام وقوع زلزله، یک جابجایی نسبی افقی بین آن‌ها به وجود می‌آید. حتی گاهی بر اثر تغییر جهت نیروی وارده بر ساختمان، به علت همسان نبودن انتقال نیرو به تمامی طبقه‌ها، آن‌ها درجهت‌های مختلف حرکت می‌کنند که باعث تخریب دیوارهای داخلی، شکستن پنجره ها و انهدام تاسیسات خدماتی ساختمان می‌شود و امکان بهره‌برداری از آن را سلب می‌کند. از طرف دیگر، شتاب ناشی از زلزله به کف‌های ساختمان که محل تمرکز جرم سازه می‌باشند منتقل می‌شود و در هر کف، شتابی متناسب با جرم آن به‌وجود می‌آید. از این رو، مساله‌ی اصلی برای فراهم کردن مقاومت لرزه‌ای یک ساختمان، علاوه بر چگونگی به حداقل رساندن تغییرمکان بین طبقه‌ای، کاهش شتاب‌های به‌وجود آمده در طبقه‌های آن است. از این رو، در این پژوهش، به‌منظور پیشبرد پژوهش‌های پیشین و ارزیابی همه‌ی عامل‌های موثر بر رفتار سازه‌ها در برابر مولفه‌ی قائم زلزله، با تمرکز بر دو عامل جابجایی و شتاب، به بررسی اثر مولفه‌ی قائم زلزله

بـر دال‌هـای بتنـی دارای بازشـو پرداختـه شـده اسـت. بـرای ایـن منظـور سـاختمان‌هـای بتنـی ۵، ۸ و ۱۲ طبقـه دارای دال‌هـای بتنـی بـا ۰، ۱۵، ۳۰ و ۴۵ درصـد بازشـو تحـت اثـر سـه رکـورد زلزلـه حـوزه نزدیـک بـم، نـورثریج و السـنترو قـرار گرفتنـد و بـه کمـک تحلیـل تاریخچـه زمـانی غیرخطـی مقایسـه‌ای بـین تغییرمکـان‌هـا و تـنش‌هـای ایجـاد شـده در آن‌هـا انجام شد. در ادامه به بررسی مدل‌های عددی و نتیجه‌های به‌دست آمده از آن‌ها پرداخته می‌شود.

۲- مدل‌های عددی

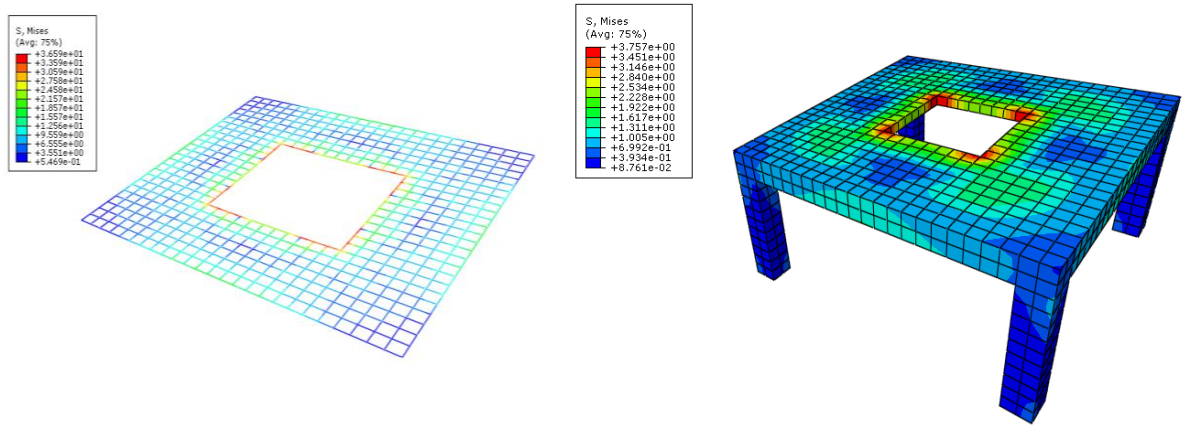
در ایـن پـژوهش، ابتـدا سـه سـازه بـا تعـداد ۵، ۸ و ۱۲ طبقـه در نـرم افـزار Etabs مـدل‌سـازی شـدند، مقطـع‌هـای هندسـی عضوهای آن‌هـا طراحـی شـد و ویژگـی‌هـای هندسـی سـازه‌هـا بـه‌دسـت آمدنـد. بـا توجـه بـه ایـن‌کـه سـازه‌هـا دارای تعـداد طبقات مختلفی بودند، به‌منظور مقایسه درسـت‌تـر و از بـین بـردن تـاثیر مقـاطع بـرای همـه‌ی موردهـا بـا توجـه بـه طراحـی انجام‌شده، تیرهـا و سـتون‌هـای سـازه‌هـای مختلـف بـه‌صـورت یکسـان و معـادل مقطـع‌هـایی بـا ابعـاد ۵۰۰mm × ۵۰۰mm و ابعاد دال‌هـای بتنـی نیـز برابـر ۵m × ۵m و ضـخامت همـه‌ی آن‌هـا برابـر ۲۰۰mm در نظـر گرفتـه شـدند. از سـوی دیگـر، به‌منظور بررسـی تـاثیر بازشـو در دال‌هـای بتنـی، چهـار حالـت بازشـو بـا نسـبت‌هـای ۰، ۱۵، ۳۰ و ۴۵ درصـد مـورد بررسـی قرار گرفتند.

در ایـن پـژوهش از روش تاریخچـه زمـانی غیرخطـی بـه کمـک سـه زلزلـه‌ی حـوزه نزدیـک بـم، نـورتریج و السـنترو بـرای تحلیل سازه‌ها استفاده شده است. برای این منظـور، هـر یـک از ایـن زلزلـه‌هـا بـه طـور هـم‌زمـان در سـه راسـتای متعامـد بـه سـازه اعمـال شـده اسـت و خروجـی آن‌هـا بـا یکـدیگر مقایسـه شـده‌انـد. بایـد اشـاره کـرد کـه مطـابق بـا ویـرایش چهـارم اسـتاندارد ۲۸۰۰ [۸] رکوردهـای راسـتای افقـی بـا ترکیـب ۱۰۰ درصـد رکـورد قـوی‌تـر و ۳۰ درصـد رکـورد ضـعیف‌تـر و هم‌چنین رکورد راستای قـائم نیـز بـه صـورت ۱۰۰ درصـد اعمـال شـده‌انـد. جـدول ۱، ویژگـی‌هـای سـازه‌هـای مـورد بررسـی در این پژوهش را گزارش کرده است.

جدول ۱: ویژگی‌های مکانیکی مصالح فولاد و بتن

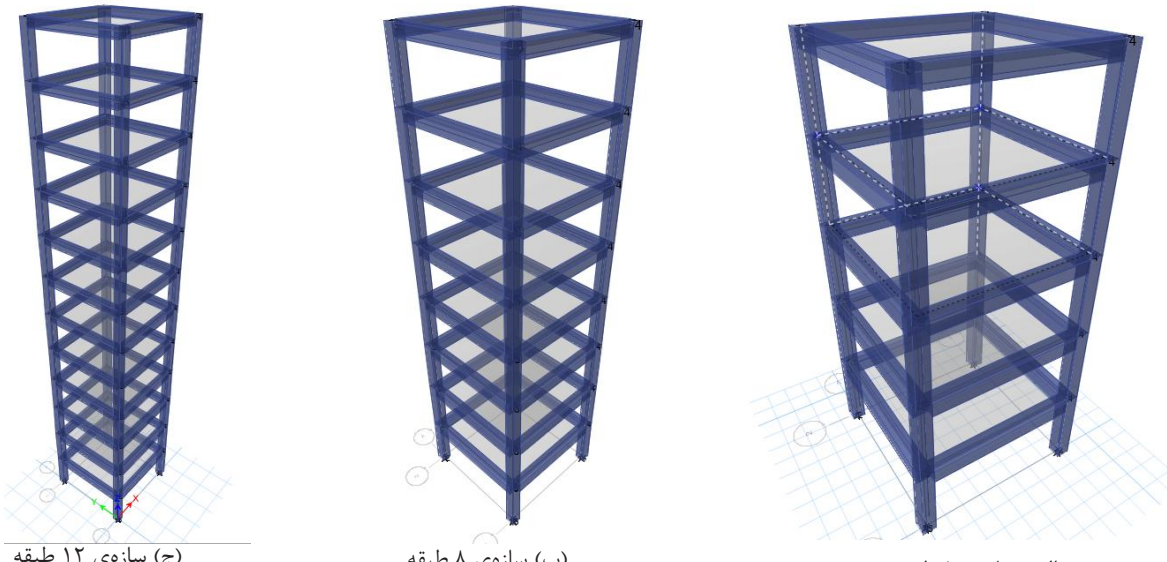
مصالح	ویژگی	مقدار
فولاد	چگالی (kg/m^3)	۷۸۵۰
	ضریب کشسانی (GPa)	۲۰۰
	تنش تسلیم (MPa)	۴۰۰
	ضریب پواسن	۰/۳
بتن	چگالی (kg/m^3)	۲۵۰۰
	ضریب کشسانی (GPa)	۲۳
	مقاومت فشاری (MPa)	۲۵
	ضریب پواسن	۰/۲

در ایـن پـژوهش، پـیش از انجـام مـدل‌سـازی در نـرم‌افـزار Etabs، بـه‌منظـور ارزیـابی رفتـار دال‌هـای بتنـی همـراه بـا بازشـو، ابتدا دال‌های مورد نظر بـا درصـدهـای بازشـو مختلـف در نـرم‌افـزار ABAQUS مـدل‌سـازی شـدند. شـکل ۱ نمـایی از دال بـا بازشـو کـه در نـرم افـزار ABAQUS [۲۷] مدلسـازی شـده اسـت را نشـان مـی‌دهـد. در الگوهـای عـددی سـاخته‌شـده در آباکوس، تمرکز بر رفتار دال‌هـا تحـت اثـر مولفـه‌هـای قـائم زلزلـه‌هـا بـوده اسـت و از ایـن رو، تیرهـای زیرسـری دال‌هـا دارای ارتفاعی برای با ضـخامت دال‌هـا و عرضـی برابـر بـا عـرض سـتون‌هـای متصـل بـه آن‌هـا در نظـر گرفتـه شـدند کـه دال‌هـا بـا تکیه‌گاه‌های ساده بر روی تیرهای زیرین در نظر گرفته شدند.



شکل ۱: نمایی از مدل‌سازی دال بتنی همراه با بازشو در نرم افزار ABAQUS

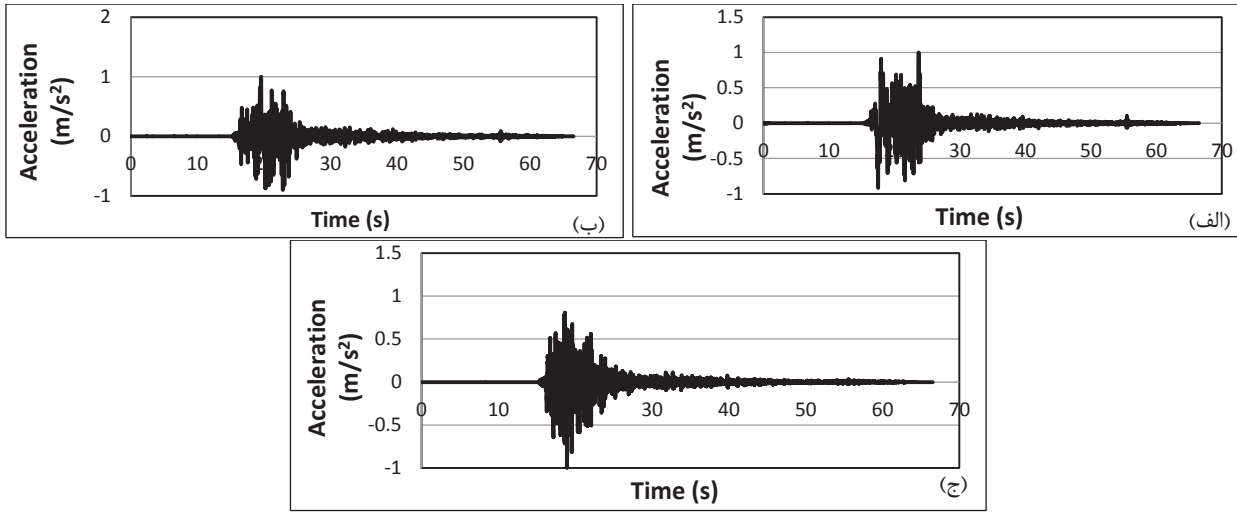
پس از ارزیابی رفتار دال‌های بتنی همراه با بازشو در نرم‌افزار ABAQUS، مطابق با شکل ۲، مدل عددی هر یک از سازه‌های ۵، ۸ و ۱۲ طبقه در نرم‌افزار Etabs [۲۸] ساخته می‌شود. از نتیجه‌های الگوهای عددی در آباکوس برای تعیین ویژگی‌ها و بیشینه تنش‌های ایجادشده در دال‌ها و به‌ویژه میزان تمرکز تنش در گوشه‌های بازشوها استفاده شده است. بر اساس این نتیجه‌ها، دال‌های دارای بازشو به‌صورت المان‌های صفحه‌ای در نرم‌افزار ایتبس الگوسازی شدند.



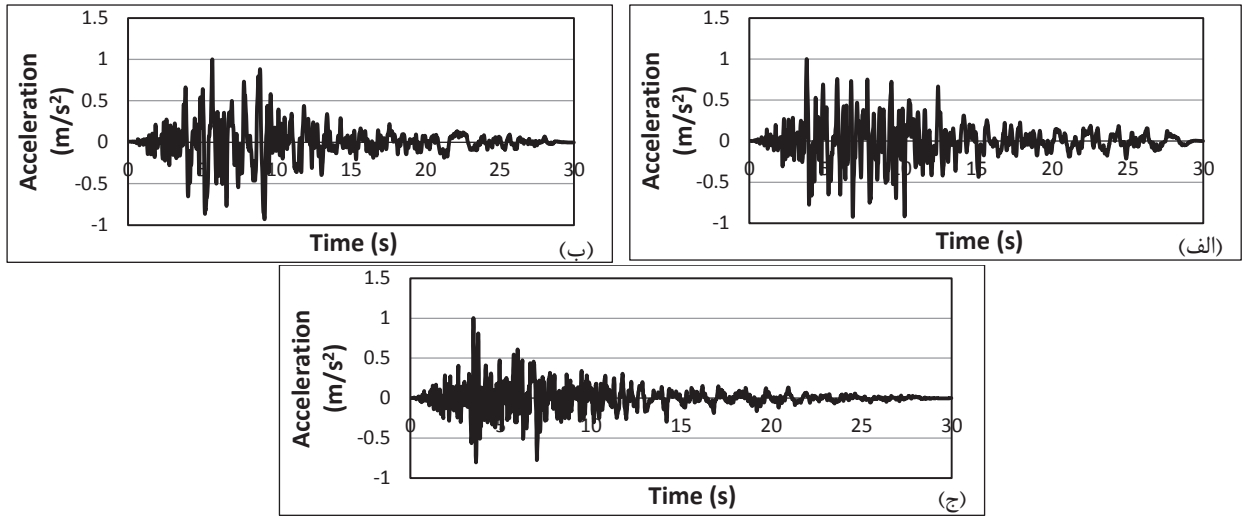
(الف) سازه‌ی ۵ طبقه (ب) سازه‌ی ۸ طبقه (ج) سازه‌ی ۱۲ طبقه

شکل ۲: مدل عددی سازه‌ها در نرم‌افزار Etabs: الف) ۵ طبقه؛ ب) ۸ طبقه و ج) ۱۲ طبقه

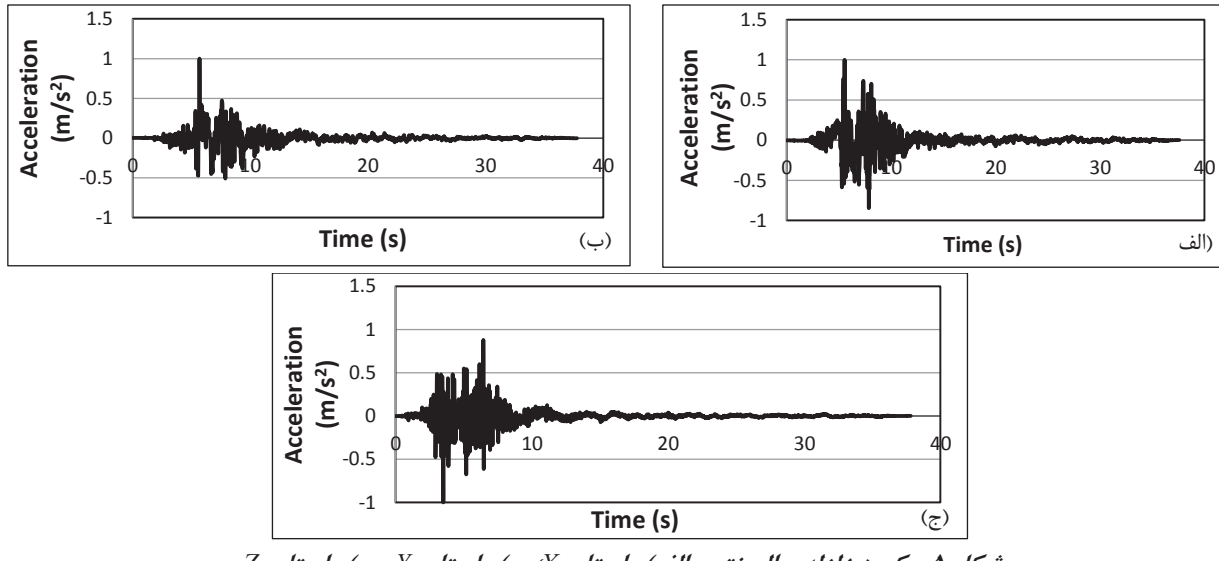
برای انجام تحلیل تاریخچه‌ی زمانی در این پژوهش، سه رکورد حوزه‌ی نزدیک گسل بم، نورتریج و السنترو در سه راستای X، Y و Z برای انجام تحلیل عددی در نظر گرفته شدند که به‌ترتیب در شکل ۳ تا شکل ۵ نشان داده شده‌اند.



شکل ۳: رکورد زلزله‌ی بم: الف) راستای X؛ ب) راستای Y و ج) راستای Z

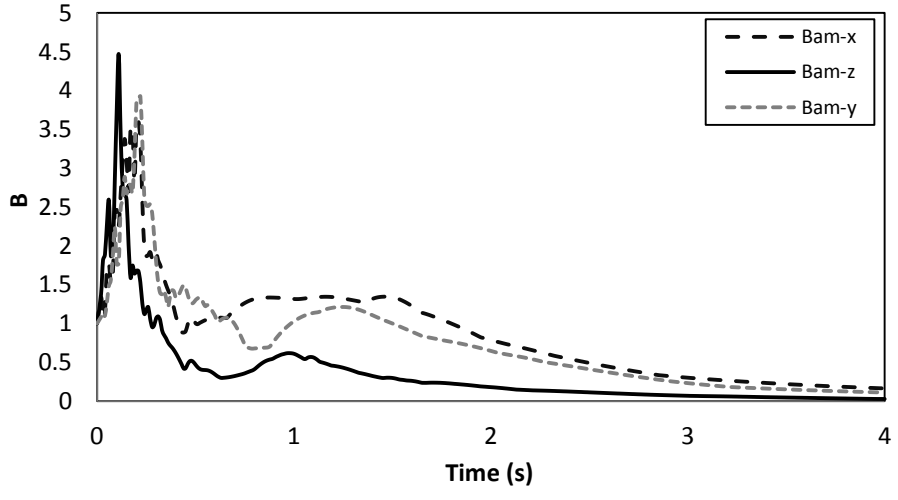


شکل ۴: رکورد زلزله‌ی نورتریج: الف) راستای X؛ ب) راستای Y و ج) راستای Z

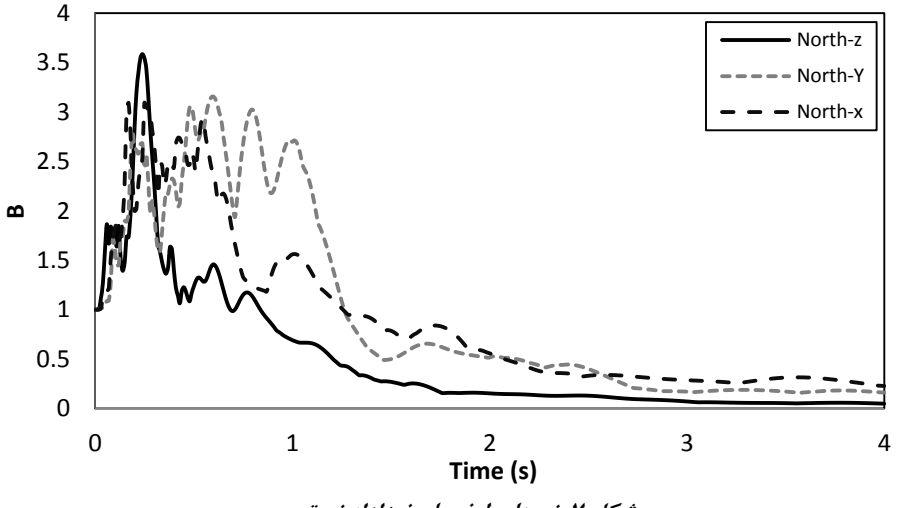


شکل ۵: رکورد زلزله‌ی السنترو: الف) راستای X؛ ب) راستای Y و ج) راستای Z

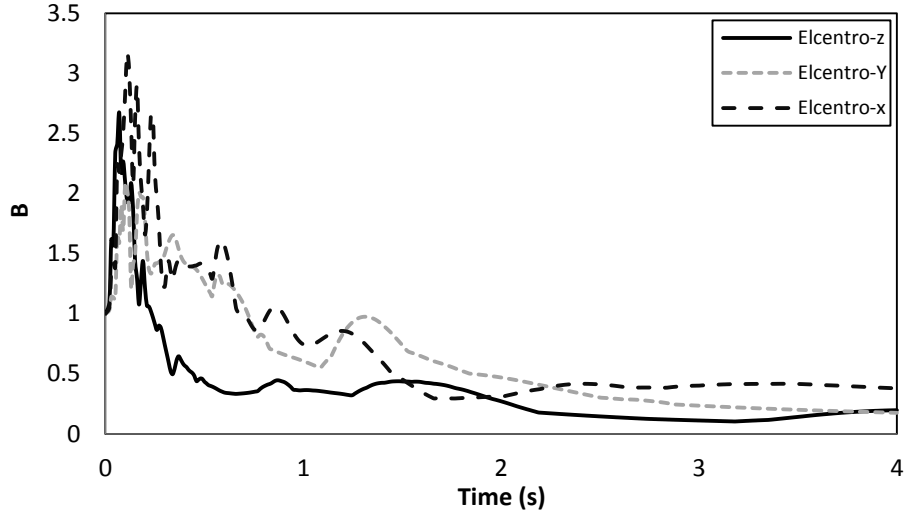
برای انجام تحلیل تاریخچه‌ی زمانی، در ابتدا باید رکوردهای زلزله به بزرگ‌ترین مقدار خود مقیاس شوند، به‌طوری که بزرگ‌ترین مقدار شتاب برابر ۱ شود. برای این منظور، ابتدا باید طیف پاسخ هر یک از رکوردهای زلزله برای میرایی ۵ درصد رسم شود. شکل ۶ تا شکل ۸ به‌ترتیب طیف زلزله‌های مربوط به رکوردهای بم، نورتریج و السنترو را نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل ۶ مشاهده می‌شود، طیف پاسخ رکورد بم در پریود پایین تک‌قله‌ی بلندی دارد و این بازتاب در زمان کوتاهی اتفاق می‌افتد. نکته حائز اهمیت آن‌که در طیف پاسخ زلزله بم حداکثر طیف پاسخ متعلق به راستای قائم است. مطابق با شکل ۷، طیف پاسخ زلزله‌ی نورثریج با قدرت زیادی تا حدود پریود ۱/۵ ثانیه ادامه پیدا می کند. در این حالت نیز زلزله قائم نسبت به دو راستای افقی حداکثر مقدار بیشتری دارد. در شکل ۸ مشاهده می‌شود که در طیف پاسخ زلزله السنترو نیز چند قله در پریود پایین اتفاق می‌افتد و در این زلزله حداکثر مقدار راستای قائم بین دو راستای متعامد افقی قرار دارد.



شکل ۶: نمودار طیف پاسخ زلزله بم

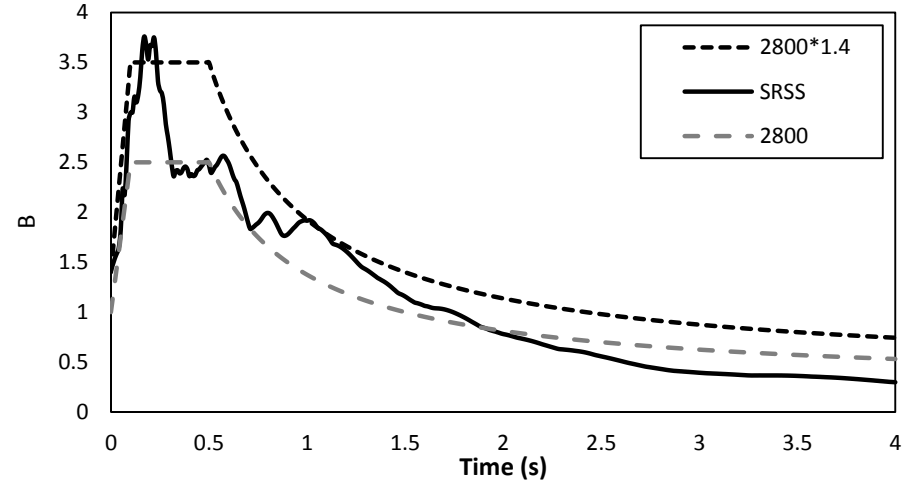


شکل ۷: نمودار طیف پاسخ زلزله نورتریج



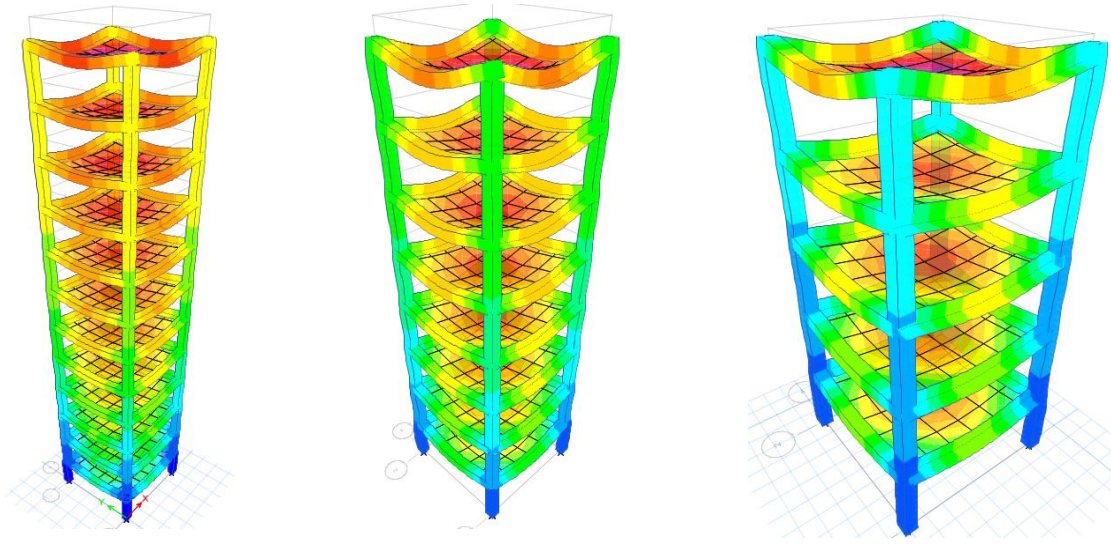
شکل ۸: نمودار طیف پاسخ زلزله السنترو

ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ و نشریه‌ی ۳۶۰ بیان می‌کنند که برای مقیاس نمودن رکوردها بایستی طیف‌های پاسخ ترکیبی سه زوج شتاب نگاشت به روش جذر مجموع مربعات متوسط‌گیری شده و در محدوده زمان‌های تناوب 1.5T تا 0.2T با طیف طرح استاندارد مقایسه شود و ضریب مقیاس آن چنان تعیین شود که در محدوده‌ی مقادیر متوسط‌ها در هیچ حالت کم‌تر از ۱/۴ برابر مقدار نظیر آن در طیف استاندارد نباشد. از آن‌جایی که برای زلزله قائم طیف پاسخ استانداردی در آیین نامه ۲۸۰۰ تعریف نشده است، برخی از مرجع‌های دیگر [۱] بیان می‌دارند برای این حالت ضریب مقیاس برای دو راستای افقی بر اساس طیف پاسخ محاسبه شود و برای راستای قائم نیز همان مقدار ضریب مقیاس در نظر گرفته شود. در شکل ۹ مقایسه‌ی طیف پاسخ ۲۸۰۰ مقیاس‌شده با متوسط جذر مجموع مربعات رکوردهای افقی سه زلزله نشان داده شده است.



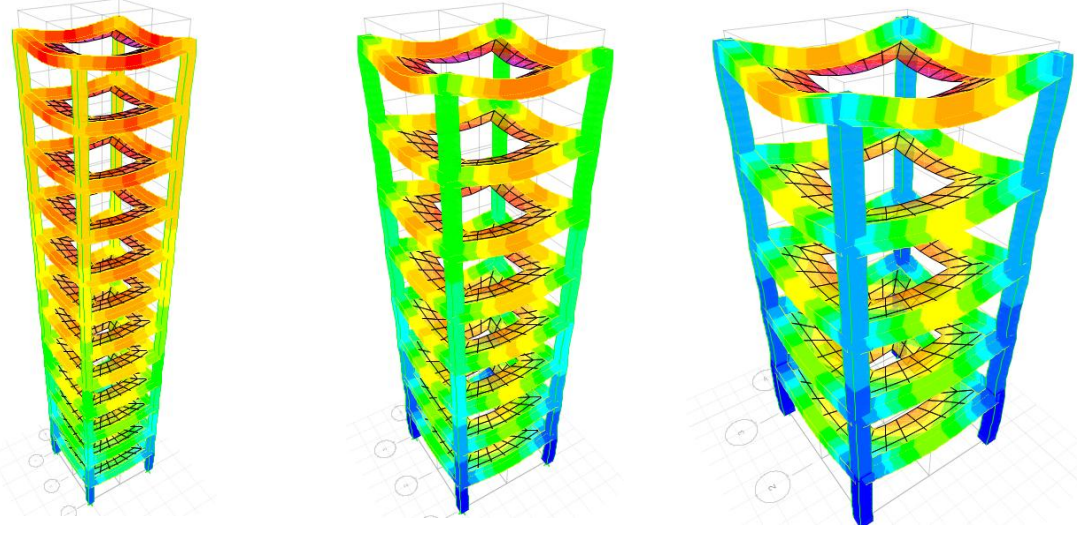
شکل ۹: مقایسه طیف پاسخ ۲۸۰۰ مقیاس شده با متوسط جذر مجموع مربعات رکورد های افقی سه زلزله

پس از تعیین ضریب مقیاس هر یک از زلزله‌ها در دو راستای افقی متعامد و راستای قائم، شتاب‌نگاشت‌های مقیاس‌شده در هر سه راستا به‌طور هم‌زمان بر هر یک از الگوهای عددی ساختمان‌های ۵، ۸ و ۱۲ طبقه اعمال شدند. به عنوان نمونه، شکل ۱۰ و شکل ۱۱ به‌ترتیب تغییرشکل‌های سازه‌های ۵، ۸ و ۱۲ طبقه در دو حالت دارای دال‌های بدون بازشو و دارای دال‌های بتنی با ۳۰ درصد بازشو را تحت بار ثقلی به همراه مولفه‌های قائم بار زلزله‌ها نشان می‌دهند.



(الف) سازه‌ی ۵ طبقه (ب) سازه‌ی ۸ طبقه (ج) سازه‌ی ۱۲ طبقه

شکل ۱۰: تغییرشکل‌های سازه‌های دارای دال بتنی بدون بازشو تحت بار ثقلی و مولفه‌های قائم بار زلزله



(الف) سازه‌ی ۵ طبقه (ب) سازه‌ی ۸ طبقه (ج) سازه‌ی ۱۲ طبقه

شکل ۱۱: تغییرشکل‌های سازه‌های دارای دال‌های بتنی با ۳۰ درصد بازشو تحت بار ثقلی و مولفه‌های قائم بار زلزله

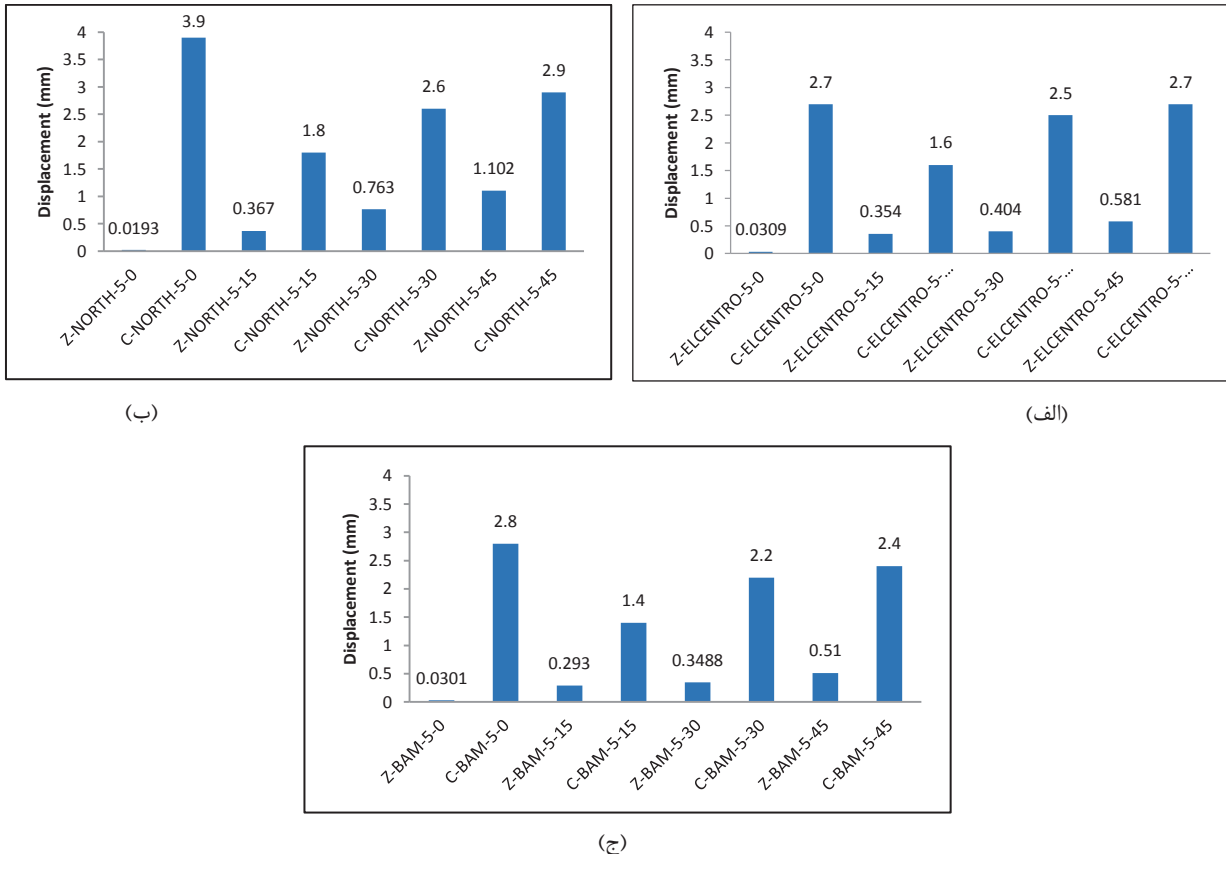
۳- نتیجه‌ها

رفتار و تغییرشکل دال‌ها در سازه‌های مختلف تحت اثر عوامل گوناگونی مانند نوع و شدت رکورد زلزله، سختی و درجه‌ی آزادی دال، طول دال طره‌ای شده، سطح بارگیر دال و طیف پاسخ طبقات سازه قرار دارد. هر یک از این عامل‌ها بر نتیجه‌های به‌دست آمده تا حدودی زیاد تاثیر می‌گذارند. از این رو، بررسی و نتیجه‌گیری کلی و تعمیم این نتیجه برای همه ی موردها کار دشواری است. با این رویکرد، در این پژوهش بیشینه تغییرمکان و بیشینه شتاب ایجادشده در دال های بتنی با درصدهای مختلف بازشو مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند. در ادامه، نتیجه‌های این ارزیابی ارایه می‌شوند.

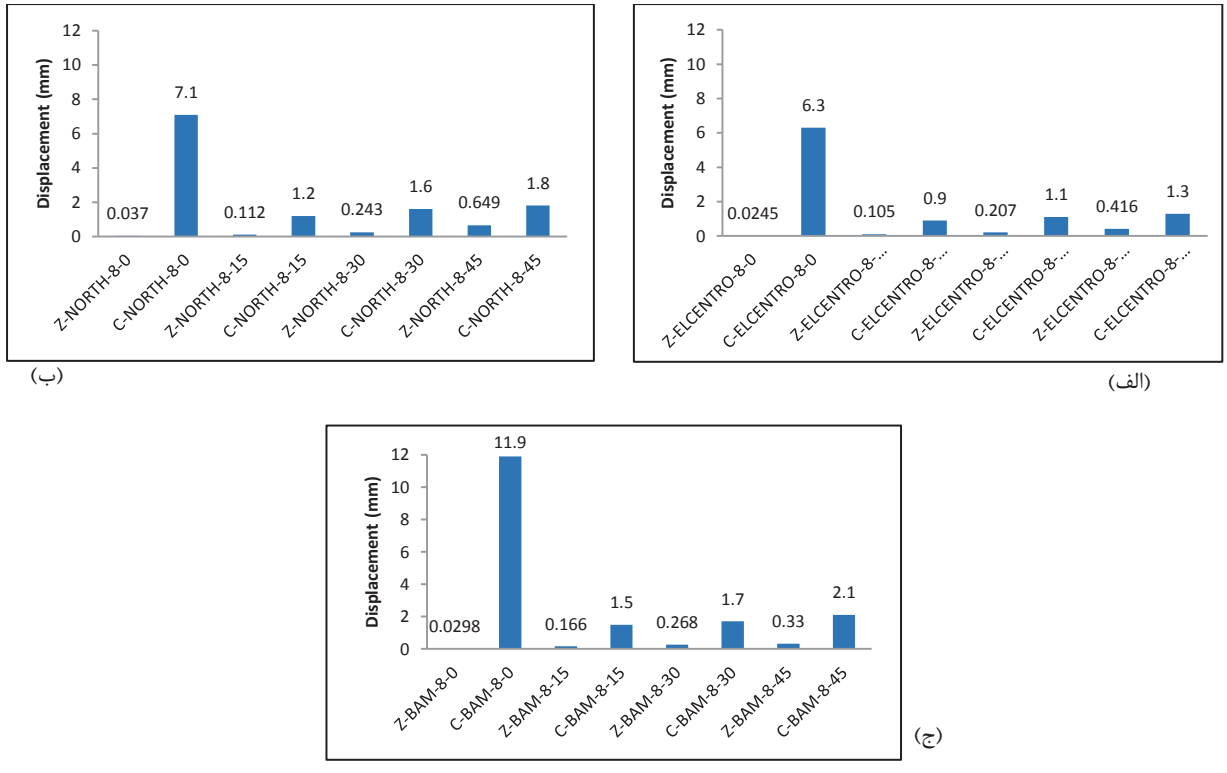
۳-۱- بیشینه تغییرمکان

با توجه به این‌که در این مقاله چهار حالت بازشو برای سازه‌های بررسی‌شده در نظر گرفته شده است، در حالت بدون بازشو، بازتاب تغییرمکان برای طبقات مختلف محاسبه شد و نتیجه‌ها نشان داد که بیشترین تغییر مکان در بالاترین طبقه اتفاق می‌افتد. از این رو، بررسی نمودارهای تاریخچه پاسخ تغییرمکان وسط دال در دال‌های بدون بازشو و تغییرمکان گوشه‌ی بازشو در دال‌های دارای بازشو نشان می‌دهد که بیشترین اثر زلزله بر سازه در محدوده‌ی زمانی ۱۰ ثانیه‌ای می‌باشد که قبل و بعد از این زمان، سازه تغییرشکل‌های بزرگی را تجربه نمی‌کند. رکورد های نورثریج و السنترو در حدود ۵ تا ۱۵ ثانیه بیشینه تغییرمکان‌ها را تجربه کرده‌اند ولی در رکورد بم این تغییرمکان‌های بزرگ در بازه زمانی ۲۰ تا ۳۰ ثانیه رخ داده است. نتیجه‌ها نشان می‌دهند که، شدت این تغییر مکان‌ها در رکوردهای مختلف و در سازه‌های با طبقات و درصدهای مختلف بازشو متفاوت است. از طرف دیگر، در حالت بدون بازشو در هر سه سازه، بیشینه تغییرمکان به سمت بالا و پایین در زمان‌های متفاوتی رخ داده است، ولی در حالت‌های دارای بازشو، این دو مقدار در یک زمان اتفاق افتاده است.

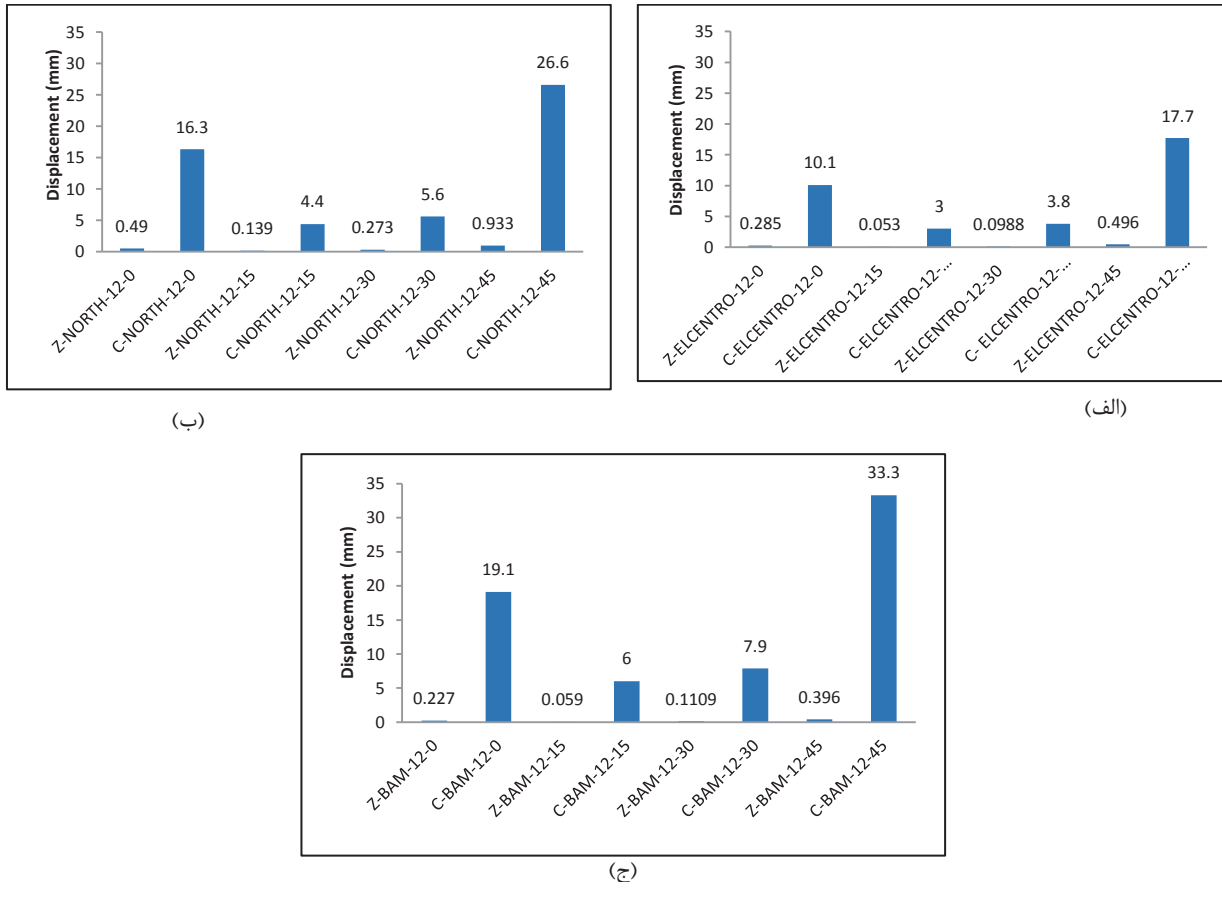
بیشینه تغییرمکان سازه‌های ۵، ۸ و ۱۲ طبقه به‌ترتیب در شکل ۱۲، شکل ۱۳ و شکل ۱۴ نشان داده شده است. در این شکل‌ها، نام‌گذاری مدل‌ها به‌صورت چندبخشی انجام شده است تا شناسایی آن راحت‌تر باشد. در بخش اول، C نشان‌گر سازه تحت زلزله‌ی ترکیبی و Z نشانگر اعمال رکورد راستای قائم به مدل می‌باشد. بخش دوم، نام رکورد زلزله و بخش سوم تعداد طبقات را نشان می‌دهد. بخش پایانی این نام‌گذاری درصد بازشو در دال را بیان می‌کند . به عنوان نمونه، مدل Z-Bam-8-30 بیانگر سازه ۸ طبقه با ۳۰ درصد بازشو و تحت اثر رکورد قائم زلزله بم می‌باشد.



شکل ۱۲: مقایسه‌ی تغییرمکان سازه‌ی ۵ طبقه تحت راستای قائم و ترکیبی زلزله‌های: الف) السنترو؛ ب) نورتریج و ج) بم



شکل ۱۳: مقایسه‌ی تغییرمکان سازه‌ی ۸ طبقه تحت راستای قائم و ترکیبی زلزله‌های: الف) السنترو؛ ب) نورتریج و ج) بم



شکل ۱۴: مقایسه‌ی تغییرمکان سازه‌ی ۱۲ طبقه تحت راستای قائم و ترکیبی زلزله‌های: الف) السنترو؛ ب) نورتریج و ج) بم

مطابق با شکل ۱۲، در سازه‌های ۵ طبقه، سازه بدون بازشو در همه‌ی رکوردهای زلزله بیشترین مقدار تغییرمکان قائم را نشان می‌دهد و در سازه‌های دارای بازشو، با افزایش درصد بازشو، تغییرمکان قائم دال افزایش می‌یابد، ولی هم‌چنان به مقدار تغییرمکان دال بدون بازشو نمی‌رسد. بیشترین میزان این تغییرمکان تحت رکورد زلزله نورتریج برای سازه بدون بازشو برابر ۴ میلیمتر بوده است. در سازه‌های دارای بازشو نیز بیشترین تغییر مکان مربوط به سازه با ۴۵ درصد بازشو و تحت رکورد نورتریج بوده است که برابر ۲/۹ میلیمتر می‌باشد.

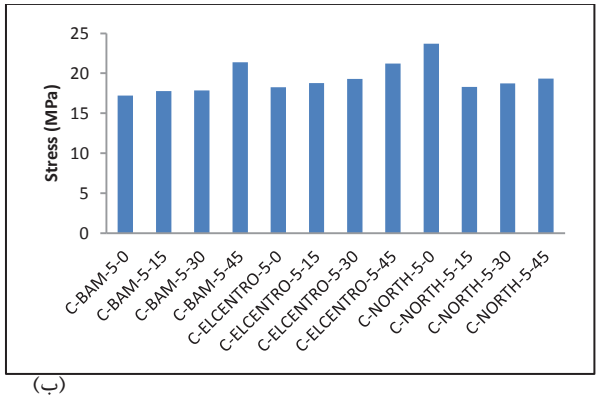
بررسی شکل ۱۳ نشان می‌دهد که در سازه‌های ۸ طبقه، مهم‌ترین نکته‌ی حائز اهمیت اختلاف چند برابری دال‌های بدون بازشو و دارای بازشو تحت اثر هر یک از سه رکود زلزله است. در این حالت، بیشترین تغییر مکان قائم مربوط به سازه بدون بازشو تحت زلزله بم برابر ۱۱/۹ میلیمتر می‌باشد. در دال‌های دارای بازشو نیز بیشترین تغییرمکان قائم مربوط به دال ۴۵ درصد بازشو و تحت زلزله بم برابر ۲/۱ میلیمتر می‌باشد.

نتیجه‌های ارایه‌شده در شکل ۱۴ نشان می‌دهد که در سازه‌های ۱۲ طبقه، بر خلاف سازه‌های ۵ و ۸ طبقه، بیشترین تغییرمکان در دال‌های دارای ۴۵ درصد بازشو رخ داده است. در این حالت نیز، بیشترین تغییرمکان قائم مربوط به سازه‌ی دارای دال‌هایی با ۴۵ درصد بازشو و تحت زلزله بم بوده است.

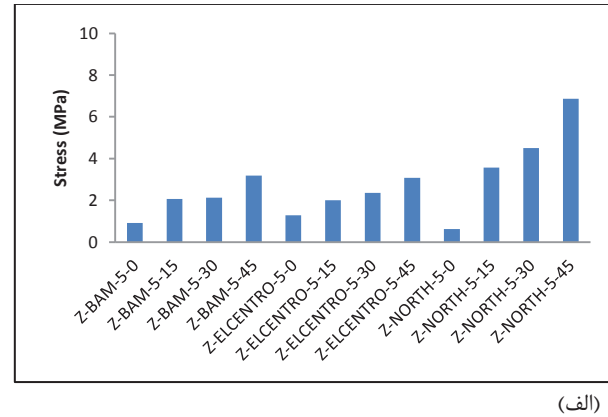
در حالت کلی می‌توان بیان کرد که در سازه‌هایی که تنها تحت اثر رکود زلزله در راستای قائم قرار گرفته‌اند، نتیجه‌ها نشان می‌دهند که در سازه‌های ۵ طبقه با افزایش میزان بازشو تغییرمکان دال نیز در تمامی رکوردها افزایش می‌یابد. از سوی دیگر، در سازه‌های ۵ طبقه، بیشینه تغییرمکان دال‌ها در اثر رکوردهای ترکیبی در دال بدون بازشو رخ داده است، درحالی‌که در حالت زلزله در یک راستا، تغییر مکان حداکثر در دال با بیشترین بازشو رخ می‌دهد. در سازه‌های ۸ طبقه نیز روال به همین صورت است. ولی در سازه‌های ۱۲ طبقه، تغییرمکان دال‌های بدون بازشو از تغییرمکان دال‌های دارای ۱۵ و ۳۰ درصد بازشو بیشتر است، ولی در دال‌های دارای ۴۵ درصد بازشو، تغییرمکان افزایش می‌یابد. علاوه بر آن، با مقایسه‌ی تغییرمکان دو حالت ترکیب زلزله در راستاهای متعامد و زلزله در راستای قائم می‌توان بیان کرد که سهم زلزله‌ی راستای قائم در تغییرمکان دال‌ها نسبت به تغییرمکان دال‌ها در اثر ترکیب سه راستا مقدار قابل توجهی نمی‌باشد، به‌طوری که بیشینه تغییرمکان دال‌ها در اثر زلزله‌های راستای قائم در بیشتر موردها از ۱ میلیمتر کم‌تر است.

۳-۲- بیشینه تنش برشی

علاوه بر بیشینه مقدار تغییرمکان، تنش ایجادشده در دال‌ها یکی از عامل‌های مهم در بررسی رفتار دال‌ها تحت اثر رکود زلزله‌های ترکیبی و قائم می‌باشد. در این مقاله، مطابق با شکل ۱۵، شکل ۱۶ و شکل ۱۷، به‌ترتیب، بیشینه شتاب‌های ایجادشده در دال‌های بتنی سازه‌های ۵، ۸ و ۱۲ طبقه با دال‌های دارای درصدهای مختلفی از بازشو مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند.

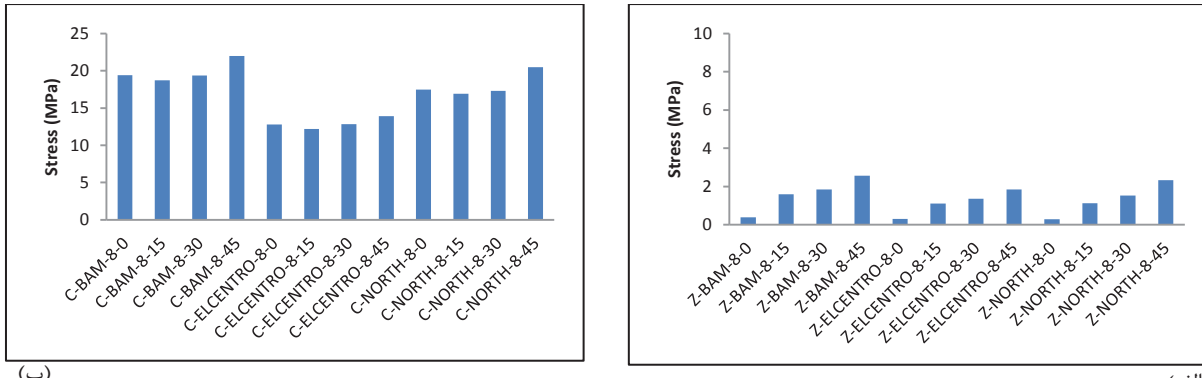


(ب)



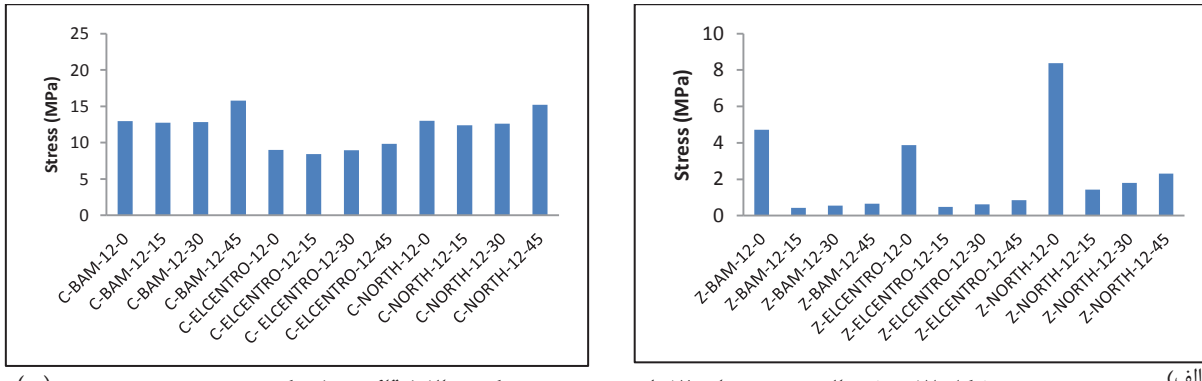
(الف)

شکل ۱۵: تنش دال بتنی در سازه ۵ طبقه تحت تحت رکورد: الف) قائم ؛ ب) ترکیبی



(الف) (ب)

شکل ۱۶: تنش دال بتنی در سازه ۸ طبقه تحت تحت رکورد: الف) قائم ؛ ب) ترکیبی



(الف) (ب)

شکل ۱۷: تنش دال بتنی در سازه ۱۲ طبقه تحت تحت رکورد: الف) قائم ؛ ب) ترکیبی

بر اساس نتیجه‌های ارایه‌شده در شکل ۱۵، شکل ۱۶ و شکل ۱۷، می‌توان بیان کرد که تنش‌های ایجادشده با تغییرشکل‌های به‌وجود آمده در دال‌ها رابطه‌ی مستقیم دارد، به‌طوری که در مدل‌هایی که تغییرمکان بیشتری مشاهده شده است، تنش‌های ایجادشده نیز مقدارهای بالاتری را نشان می‌دهند. همان‌طور که در شکل ۱۵، شکل ۱۶ و شکل ۱۷ مشاده می‌شود، در همه‌ی سازه‌ها، هم در زلزله ترکیبی و هم راستای قائم، با افزایش درصد بازشو، تنش ایجادشده در دال‌ها نیز افزایش می‌یابد. در سازه‌های مورد بررسی در این مقاله تحت زلزله قائم، بیشینه تنش حدود ۸ مگاپاسگال است که در سازه‌ی ۱۲ طبقه تحت زلزله قائم نورتریج رخ داده است. در اثر زلزله‌های ترکیبی، بیشینه تنش حدود ۲۳ مگاپاسگال است که در سازه‌ی ۵ طبقه تحت زلزله سه راستای متعامد نورتریج به‌وجود آمده است. در حالت کلی، نتیجه‌ی بررسی‌ها نشان می‌دهند که بیشینه تنش ایجادشده در دال‌ها در اثر رکوردهای راستای قائم در برخی از موردها به اندازه‌ی ۶۰ درصد بیشینه تنش‌های ایجادشده در اثر زلزله‌های ترکیبی می‌باشد.

۴- نتیجه‌گیری

در این مقاله به بررسی اثر مولفه‌ی قائم زلزله بر دال‌های بتنی دارای بازشو پرداخته شده است. برای این منظور، ساختمان‌هایی با ۵، ۸ و ۱۲ طبقه دارای دال‌های بتنی با ۰، ۱۵، ۳۰ و ۴۵ درصد بازشو تحت اثر سه رکورد زلزله حوزه نزدیک بم، نورثریج و السنترو قرار گرفتند. سپس، مقایسه‌ای بین بیشینه تغییرمکان‌ها و تنش‌ها در اثر زلزله‌ها در سه راستای متعامد و فقط زلزله‌ها در راستای قائم به کمک تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی انجام شد.

نتیجه‌ی بررسی تغییرمکان‌ها نشان می‌دهد که در حالت کلی تحت اثر رکود زلزله در راستای قائم، در سازه‌های ۵ طبقه با افزایش میزان بازشو تغییرمکان دال نیز در تمامی رکوردها افزایش می‌یابد. در این سازه‌ها، بیشینه تغییرمکان دال‌ها در اثر رکوردهای ترکیبی در دال بدون بازشو رخ داده است، درحالی‌که در حالت زلزله در یک راستا، تغییر مکان حداکثر در دال با بیشترین بازشو رخ می‌دهد. در سازه‌های ۸ طبقه نیز روال به همین صورت است. ولی در سازه‌های ۱۲ طبقه، تغییرمکان دال‌های بدون بازشو از تغییرمکان دال‌های دارای ۱۵ و ۳۰ درصد

بازشـو بیشـتر اسـت، ولـی در دال‌هـای دارای ۴۵ درصـد بازشـو، تغییرمکـان افـزایش مـی‌یابـد. عـلاوه بـر آن، بـا مقایسـه‌ی تغییرمکـان دو حالـت ترکیـب زلزلـه در راسـتاهای متعامـد و زلزلـه در راسـتای قـائم مـی‌تـوان بیـان کـرد کـه سـهم زلزلـه‌ی راستای قائم در تغییرمکـان دال‌هـا نسـبت بـه تغییرمکـان دال‌هـا در اثـر ترکیـب سـه راسـتا مقـدار قابـل تـوجهی نمـی‌باشـد، به‌طوری که بیشینه تغییرمکان دال‌ها در اثر زلزله‌های راستای قائم در بیشتر موردها از ۱ میلیمتر کم‌تر است.

مقایسـه‌ی تـنش‌هـا در دال‌هـای بتنـی نشـان داد کـه تـنش‌هـای ایجادشـده بـا تغییرشـکل‌هـای بـه‌وجـود آمـده در دال‌هـا رابطه‌ی مستقیم دارد، به‌طوری که در مـدل‌هـایی کـه تغییـرمکـان بیشـتری مشـاهده شـده اسـت، تـنش‌هـای ایجادشـده نیـز مقـدارهای بـالاتری را نشـان مـی‌دهنـد. در همـه‌ی سـازه‌هـا، هـم در زلزلـه ترکیبـی و هـم راسـتای قـائم، بـا افـزایش درصـد بازشو، تنش ایجادشده در دال‌ها نیز افـزایش مـی‌یابـد. در سـازه‌هـای مـورد بررسـی در ایـن مقالـه تحـت زلزلـه قـائم، بیشـینه تـنش در سـازه‌ی ۱۲ طبقـه و تحـت اثـر زلزلـه‌ی نـورتریچ رخ داده اسـت، در حـالی کـه در اثـر زلزلـه‌هـای ترکیبـی، بیشـینه تـنش در سـازه‌ی ۵ طبقـه تحـت زلزلـه سـه راسـتای متعامـد نـورتریچ بـه‌وجـود آمـده اسـت. در حالـت کلـی، نتیجـه‌ی بررسی‌ها نشان می‌دهنـد کـه بیشـینه تـنش ایجـادشـده در دال‌هـا در اثـر رکـوردهـای راسـتای قـائم در برخـی از موردهـا بـه اندازه‌ی ۶۰ درصد بیشینه تنش‌های ایجادشده در اثر زلزله‌های ترکیبی می‌باشد.

منابع

[1] H. Kawase, Y. Mori, F. J. E. Nagashima, Planets et al., "Difference of horizontal-to-vertical spectral ratios of observed earthquakes and microtremors and its application to S-wave velocity inversion based on the diffuse field concept," vol. 70, no. 1, pp. 1, 2018.

[2] B. J. K. J. o. C. E. Shrestha, "Seismic response of long span cable-stayed bridge to near-fault vertical ground motions," vol. 19, no. 1, pp. 180-187, 2015.

[3] S. J. George, "Effects of Vertical Ground Motion on Seismic Performance of Reinforced Concrete Flat-Plate Buildings," 2016.

[4] H. Abdollahiparsa, P. Homami, and F. J. K. J. o. C. E. Khoshnoudian, "Effect of vertical component of an earthquake on steel frames considering soil-structure interaction," vol. 20, no. 7, pp. 2790-2801, 2016.

[5] Z. Gülerce, R. Kamai, N. A. Abrahamson et al., "Ground motion prediction equations for the vertical ground motion component based on the NGA-W2 database," vol. 33, no. 2, pp. 499-528, 2017.

[6] L.-h. Zhao, X. Cheng, H.-c. Dan et al., "Effect of the vertical earthquake component on permanent seismic displacement of soil slopes based on the nonlinear Mohr–Coulomb failure criterion," vol. 57, no. 2, pp. 237-251, 2017.

[7] I. S. Code, "Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings, Standard No. 2800 (3th Edition)," Building and Housing Research Center, Iran Google Scholar, 2005.

[8] I. S. Code, "Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings, Standard No. 2800 (4th Edition)," Building and Housing Research Center, Iran Google Scholar, 2015.

[9] F. Khoshnoudian, and H. V. Rezaei, "Response of pure-friction sliding structures to three components of earthquake excitation considering variations in the coefficient of friction," 2009.

[10] C. K. Ng, T. J. Edward, and D. Lee, "Theoretical Evaluation on Effects of Opening on Ultimate Load-carrying Capacity of Square Slabs," vol. 8, no. 2008, 2004.

[11] R. Khajehdehi, and N. Panahshahi, "Effect of openings on in-plane structural behavior of reinforced concrete floor slabs," vol. 7, pp. 1-11, 2016.

[12] F. Hosseinpour, A. J. S. D. Abdelnaby, and E. Engineering, "Effect of different aspects of multiple earthquakes on the nonlinear behavior of RC structures," vol. 92, pp. 706-725, 2017.

[13] A. Mosleh, H. Rodrigues, H. Varum, A. Costa, A. Arêde, "Seismic behavior of RC building structures designed according to current codes." In Structures (Vol. 7, pp. 1-13). Elsevier. 2016

[14] H. Hou, W. Fu, W. Wang, B. Qu, Y. Chen, C. Qiu, "Horizontal seismic force demands on nonstructural components in low-rise steel building frames with tension-only braces." Engineering Structures, 168, 852-864. 2018.

[15] S. M. Z. Yazdi, M. T. J. I. J. o. S. S. Kazemi, and Dynamics, "Investigation of Damages in RC Frames Under Near Field Earthquakes Using a Damage Index," vol. 16, no. 02, pp. 1450094, 2016.
[16] M. Kohrangi, P. Bazzurro, D. Vamvatsikos, A. Spillatura, "Conditional spectrum-based ground motion record selection using average spectral acceleration." Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 46(10), 1667-1685. 2017
[17] Y. Xiang, Y.-f. Luo, Q.-l. Huang et al., "Vertical ductility demand and residual displacement of roof-type steel structures subjected to vertical earthquake ground motions," vol. 104, pp. 259-275, 2018.
[18] Jahangir, H., Bagheri, M., Delavari, S.M.J., "Estimation of Concrete Compressive Strength by Substitution of Pinyon Pine Ash for Cement (In Persian)" Journal of Structural and Construction Engineering, 2018; 5(Special Issue 2): 5-19. DOI: 10.22065/jsce.2018.126900.1517.
[19] Bagheri, M., Chahkandi, A., and Jahangir, H., "Seismic Reliability Analysis of RC Frames Rehabilitated by Glass Fiber-Reinforced Polymers" International Journal of Civil Engineering, 2019; 17: 1785–1797. DOI: 10.1007/s40999-019-00438-x.
[20] Jahangir, H., Esfahani, M.R., "Strain of Newly – Developed Composites Relationship in Flexural Tests (In Persian)" Journal of Structural and Construction Engineering, 2018; 5(Special Issue 3): 92-107. DOI: 10.22065/jsce.2017.91828.1255.
[21] Jahangir, H., Bagheri, M. "Evaluation of Seismic Response of Concrete Structures Reinforced by Shape Memory Alloys" International Journal of Engineering, 2020; 33(3): 410-418. DOI: 10.5829/IJE.2020.33.03C.05.

[22] A. R. Salazar, A. J. C. Haldar, and Structures, "Structural responses considering the vertical component of earthquakes," vol. 74, no. 2, pp. 131-145, 2000.
[23] V. Loghman, F. Khoshnoudian, M. J. J. o. V. Banazadeh et al., "Effect of vertical component of earthquake on seismic responses of triple concave friction pendulum base-isolated structures," vol. 21, no. 11, pp. 2099-2113, 2015.
[24] F. J. B. o. E. E. Mazza, "Effects of near-fault vertical earthquakes on the nonlinear incremental response of rc base-isolated structures exposed to fire," vol. 14, no. 2, pp. 433-454, 2016.
[25] F. Mazza, M. Mazza, and A. J. E. S. Vulcano, "Nonlinear response of rc framed buildings retrofitted by different base-isolation systems under horizontal and vertical components of near-fault earthquakes," vol. 12, pp. 135-144, 2017.
[26] J. C. Guzman Pujols, K. L. J. E. E. Ryan, and S. Dynamics, "Computational simulation of slab vibration and horizontal-vertical coupling in a full-scale test bed subjected to 3D shaking at E-Defense," vol. 47, no. 2, pp. 438-459, 2018.
[27] Hibbitt, Karlsson, Sorensen. ABAQUS/Explicit: user's manual. Hibbitt, Karlsson and Sorenson Incorporated; 2016.
[28] Wilson EL, Hollings JP, Dovey HH. ETABS: Three Dimensional Analysis of Building Systems (extended Version). National Information Service for Earthquake Engineering/Computer Applications, Earthquake Engineering Research Center, University of California; 2013.

Numerical Study of RC Columns Strengthened by the Combination of Steel Strips and CFRP Sheets

Arash Asefi
Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Azarshahr Branch, Islamic Azad University, Azarshahr, Iran

Ramin K. Badri*
MSc Student, Department of Civil Engineering, Azarshahr Branch, Islamic Azad University, Azarshahr, Iran.

Abstract
The carbon-fiber-reinforced polymer sheets (CFRP) and steel jackets are typically used for strengthening of the concrete columns. In the current study, a new approach is considered for the columns retrofitted applying those materials simultaneously. The effect of hybrid methods on the performance of columns under lateral loading is investigated numerically. For this purpose, the numerical models are verified using valid laboratory tests on the columns confined with FRP or steel jackets. Strengthening methods of concrete columns in the present study include the combination of a CFRP layer of different thicknesses and a steel cage, which is made as a complete steel jacket or the combination of L-shaped sections with steel bands. The results show that the concurrent use of steel jacketing and CFRP wrapping techniques increase the bearing capacity of the column, up to 4 times the bearing capacity of the unreinforced column. The alternative steel jackets composed of the connection strips lead to better performance in terms of the increasing strength, as well as the ease of execution. Ultimately, it should be noted that the presence of carbon fibers reduces the ductility of the columns.
Keywords: *Retrofitting, Steel Strips, CFRP sheets, Reinforced Concrete Column*

بررسی عددی مقاوم‌سازی ستونهای بتن‌آرمه با استفاده از ترکیب تسمه‌های فولادی و ورق‌های CFRP

دریافت مقاله: ۱۱-۰۷-۱۳۹۹
پذیرش مقاله: ۲۴-۰۹-۱۳۹۹

رامین کتابفروش بدری*
استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد آذرشهر، دانشگاه آزاد اسلامی، آذرشهر، ایران. (نویسنده مسئول)
ramin.badri@gmail.com

آرش آصفی
دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، واحد آذرشهر، دانشگاه آزاد اسلامی، آذرشهر، ایران.

چکیده

کاربرد ورق‌های پلیمری تقویت شده با الیاف کربن (CFRP) و روکش فولادی برای مقاوم‌سازی ستون‌های بتن‌آرمه رایج است. در پژوهش حاضر، روش جدیدی برای مقاوم‌سازی ستون‌ها، با استفاده همزمان از این مصالح پیشنهاد می‌شود. اثر روش ترکیبی بر روی عملکرد ستونها در بارگذاری جانبی، به صورت عددی بررسی می‌گردد. بدین منظور، مدل‌های عددی با استفاده از مدل‌های آزمایشگاهی معتبر در زمینه ستون‌های محصور با پوششی از الیاف کربن یا روکش فولادی صحت‌سنجی می‌شوند. روش مقاوم‌سازی ستونهای بتنی در مطالعه حاضر، شامل ترکیب لایه‌ای از CFRP در ضخامت‌های مختلف با قفسی فولادی است که به صورت روکش کامل یا ترکیبی از مقاطع L شکل با تسمه‌های فولادی ساخته می‌شود. نتایج حاصل از این پژوهش نشان می‌دهد که استفاده همزمان از روکش فولادی و CFRP باعث افزایش ظرفیت باربری ستون، حداکثر تا ۴ برابر ظرفیت باربری ستون تقویت نشده می‌گردد. همچنین، روکش جایگزین که متشکل از تسمه اتصال است موجب عملکرد بهتر از نظر افزایش مقاومت و نیز سهولت اجرا می‌شود. در نهایت باید دقت داشت که وجود الیاف کربنی باعث کاهش شکل‌پذیری ستونهای مورد مطالعه می‌گردد.

کلمات کلیدی: مقاوم‌سازی، تسمه‌های فولادی، ورقهای پلیمری مسلح با الیاف کربن، ستون بتن‌آرمه

۱-مقدمه

ستون‌ها از اعضای مهم سازه‌ای هستند که باید توانایی مقاومت در برابر بارها و نیروهای مختلف را دارا باشند. از این‌رو برای جلوگیری از وقوع خرابی‌های شدید در سازه، باید همواره اهتمام ویژه‌ای به ایمن سازی ستون‌های مستعد خرابی داشت. از جمله شرایطی که ستون‌ها در آن مستعد خرابی هستند، طبقات نرم می‌باشد. معمولاً در سازه‌هایی که طبقه اول آن‌ها به عنوان پارکینگ استفاده می‌شود یا در تالارها یا فروشگاه‌هایی که به دلیل ایجاد فضای بیشتر برخی از دیوارها حذف می‌شوند، سختی طبقه دچار کاهش و طبقه نرم ایجاد می‌گردد و ستون‌های این طبقه مستعد خرابی می‌شوند. در مقابل ستون طبقات بالاتر چون تغییر شکل چندانی نداشته‌اند، کاملا سالم باقی می‌مانند [۱۳،۱۴].

در سال‌های اخیر، استفاده از الیاف مسلح پلیمری (FRP[1]) برای تعمیر و مقاوم‌سازی اعضای سازه‌ای به طور پیوسته افزایش یافته است. این امر بدلیل برتری‌های متعدد این کامپوزیت در مقایسه با مصالح سنتی حادث شده است. این مزایا عبارتند از وزن کم، سهولت اجرا، دوام و مقاومت کششی بالا، خنثی بودن الکترومغناطیسی و دسترسی نامحدود در اندازه و شکل [۱۱]. هنگامی‌که ستون تحت بارهای لرزه‌ای قرار می‌گیرد، مسئله ظرفیت جذب انرژی و شکل‌پذیری ستون اهمیت می‌یابد. با افزایش میزان بار محوری وارده بر ستون، بتن تمایل دارد در جهت عمود بر جهت اعمال بار از هم باز شود. محصور کردن عرضی بتن (دور پیچ کردن) با پوشش FRP، مقاومت نهایی ستون را تا ۲ برابر افزایش می‌دهد [۶،۱۰]. زیرا محصور کردن ستون باعث ایجاد فشار جانبی بر بتن می‌شود و وجود فشار محیطی بر ستون بتنی سبب افزایش مقاومت فشاری آن می‌شود. این امر همچنین باعث افزایش شکل‌پذیری اعضا تحت ترکیب نیروهای محوری و خمشی می‌شود. بدین سبب، اجرا و نصب استاندارد و اطمینان از چسبندگی کامل بین بتن و FRP در این روش مقاوم سازی بسیار حائز اهمیت می‌باشد.

اولین بار در سال ۱۹۸۷ موضوع استفاده از ورق‌های FRP جهت مقاوم‌سازی ارائه شد. محققان بسیاری سعی نموده‌اند رفتار ستون‌های تقویت شده را بررسی کنند. کاتسوماتا [۹] در سال ۱۹۹۶ اثر ورق‌های FRP را بر رفتار ۵ ستون دایره‌ای و ۱۰ ستون مستطیلی تحت بار چرخه‌ای بررسی کرد. کاستره [۳] در سال ۲۰۱۰ تاثیر تقویت ستون بتنی دایره‌ای با استفاده از ورق‌های CFRP[2] را بر روی مقاومت و شکل پذیری محوری آنها مورد آزمایش قرار داد که نتایج نشان از بهبود این دو ویژگی در نمونه‌های تقویت شده داشت. مطالعات موجود در زمینه مقاوم سازی ستونها با ورقهای پلیمری مذکور بسیار گسترده است. در ادامه تنها به نتایج برخی از مهمترین مطالعات در یک دهه گذشته پرداخته می‌شود.

حبیب پور و فرهنگ [۸] در سال ۲۰۱۵ مقاوم‌سازی ستون‌های بتن مسلح دایروی با الیاف CFRP چند جهته را مورد بررسی عددی قرار دادند. نتایج مطالعه آن‌ها نشان داد این روش راهکار خوبی برای افزایش شکل‌پذیری ستون‌های بتن مسلح است. دائمی و خالو [۴] در سال ۲۰۱۶ عملکرد لرزه‌ای ستون با بتن مقاومت بالا را به هنگام تقویت با ورق‌های FRP مورد ارزیابی قرار دادند. همان سال، در مطالعه پالتره و همکاران [۱۲] مشاهده شد که مقاوم سازی ستون با الیاف CFRP در نمونه‌هایی با مسلح شدگی عرضی نسبتا بالا و با نسبت بار محوری کم، موجب افزایش استهلاک انرژی می‌گردد. در سال ۲۰۱۷، وانگ و همکاران [۱۶] نتیجه گرفتند که نسبت بار محوری و مقدار الیاف کربنی در سختی موثر ستون‌ها اثر زیادی نمی‌گذارد. دلزوپو و همکاران [۵] در یک مطالعه جداگانه، نشان دادند که در نمونه‌هایی با بتن کم کیفیت، الیاف CFRP موجب افزایش مقاومت برشی می‌شوند. ولی نمونه‌ها

---

[1] *Fiber Reinforced Polymer*
[2] *Carbon Fiber Reinforced Polymer*

با شکست ترد مواجه می‌گردند. در حالی که در نمونه‌های با بتن با کیفیت متوسط، مقاوم سازی باعث شکل پذیرتر شدن ستون‌ها می‌شود.

در سال ۲۰۱۸، ژنگ و همکاران [۲۰] به بررسی تاثیر مقاوم‌سازی ستون بتنی با الیاف CFRP تحت بارگذاری فشاری پرداختند. نتایج نشان داد که استفاده از الیاف پلیمری در مقاوم‌سازی ستون‌ها باعث افزایش ظرفیت و شکل‌پذیری نمونه‌ها می‌شود. وانگ و همکاران [۱۷] در همان سال نشان دادند که با افزایش زاویه بارگذاری جانبی از محور قوی، استهلاک انرژی و ظرفیت جابجایی نسبی ستون مقاوم سازی شده کاهش می‌یابد. یانگ و وانگ [۱۹] در سال ۲۰۱۸ عملکرد لرزه‌ای ستون‌های کنترل شونده با برش را به وسیله الیاف کربنی مورد بهسازی و ارزیابی قرار دادند. طبق مشاهدات، این الیاف موجب افزایش ظرفیت برشی و شکل‌پذیری ستون‌ها گردید. افشین و همکاران [۱] در سال ۲۰۱۹ یک روش جدید ترکیبی پیشنهاد دادند که در آن الیاف CFRP در پیرامون ستون و به صورت حلقوی دورپیچ قرار داده می‌شود. نتایج این مطالعه تجربی نشان داد که روش بهسازی پیشنهادی جذب انرژی و نیز مقاومت را بهبود می‌بخشد. وانگ و همکاران [۱۸] در همان سال با بررسی عملکرد لرزه‌ای ستون‌های بتن‌آرمه با مقاومت بالا که با الیاف CFRP مقاوم‌سازی شده، نشان دادند که شکل‌پذیری و رفتار لرزه‌ای ستون‌های مسلح شده با این الیاف تحت بارگذاری چرخه‌ای به طور واضح بهبود پیدا می‌کند. بررسی اجمالی این مطالعات نشان می‌دهد که استفاده از الیاف پلیمری در مقاوم‌سازی ستون‌ها در مجموع باعث افزایش ظرفیت و شکل‌پذیری نمونه‌ها می‌شود.

محصور نمودن ستون‌های بتنی با پوشش فولادی یکی دیگر از روش‌های بهسازی لرزه‌ای ستون‌های بتنی است. در این روش، افزایش ناچیزی در ابعاد و وزن ستون بوجود می‌آید. موثر بودن این روش منوط به سختی مناسب روکش فولادی در برابر تغییرشکل‌های جانبی بتن است. روکش فولادی در تمامی طول خود به هم جوش می‌شوند و فضای اندک بین روکش فولادی و ستون توسط ملات منبسط شونده پر می‌گردد. برای بهبود عملکرد مجموعه می‌توان از کاشت میلگرد برای انتقال برش بین ورق و بتن استفاده نمود.

روکا و همکارانش در سال ۲۰۱۲ [۷] ۱۶ مدل ستون بتنی، در نرم‌افزار اجزای محدود مدل‌سازی کردند. ستون‌ها با روکش فولادی مقاوم‌سازی شدند و تحت بارگذاری خمشی و محوری قرار گرفتند. نتایج آنها اثر مطلوب روکش فولادی را در ظرفیت‌های باربری نشان می‌داد. عزالدین [۶] در سال ۲۰۱۶ به بررسی تاثیر تسمه‌های فولادی در مقاوم سازی ستون با بارگذاری فشاری دارای خروج از مرکزیت پرداخت. نتایج مطالعه نشان داد که استفاده از تسمه فولادی در مقاوم‌سازی ستون‌ها باعث افزایش ظرفیت باربری نمونه‌ها می‌شود. تارابیا و همکاران [۱۵] در سال ۲۰۱۴ به بررسی مشابهی را با بارگذاری چرخه‌ای انجام دادند. نتایج مطالعه آن‌ها نیز نشان از افزایش ظرفیت باربری نمونه‌ها بود. بلال و همکاران [۲] در سال ۲۰۱۵ به بررسی تاثیر فاصله تسمه‌های فولادی در مقاوم‌سازی ستون با بارگذاری فشاری پرداختند. نتایج آن‌ها نشان داد که استفاده از تسمه فولادی در مقاوم‌سازی ستون‌ها باعث افزایش ظرفیت باربری نمونه‌ها و کاهش شکل‌پذیری آن می‌شود.

ورقه‌های FRP عموما بر روی سطح المان‌هایی که لازم است مقاوم‌سازی شوند، چسبانده می‌شوند. این روش با عنوان تسلیح خارجی[1] شناخته می‌شود. تحقیقاتی که تاکنون انجام گرفته‌اند، نشان می‌دهند که در این روش به علت جداشدگی پیش از موقع، استفاده از کل مقاومت کششی مصالح FRP امکان پذیر نمی‌باشد [۴،۲۰]. از آنجایی که در روش مذکور مصالح FRP در سطوح خارجی نمایان هستند، عملکرد مسلح کنندگی می‌تواند تحت تاثیر اثرات منفی چرخه‌های ذوب و یخبندان و نیز حرارت ناشی از آتش‌سوزی قرار گیرد [۴]. یکی از روش‌های مورد استفاده جهت غلبه بر این ضعف‌ها، استفاده از روش‌های ترکیبی مقاوم‌سازی می‌باشد. در این روش ابتدا ستون توسط

---

[1] *Externally Bonded Reinforcement (EBR)*

دورپیچ FRP مقاوم‌سازی شده و سپس توسط روکش فولادی مورد محصورشدگی قرار می‌گیرد. استفاده از روکش فولادی علاوه بر افزایش ظرفیت باربری ستون، امکان ایجاد جداشدگی بین سطح بتن و FRP را به حداقل می‌رساند. به علاوه، به عنوان لایه پوششی جهت کاهش صدمات وارده به لایه FRP عمل می‌کند.

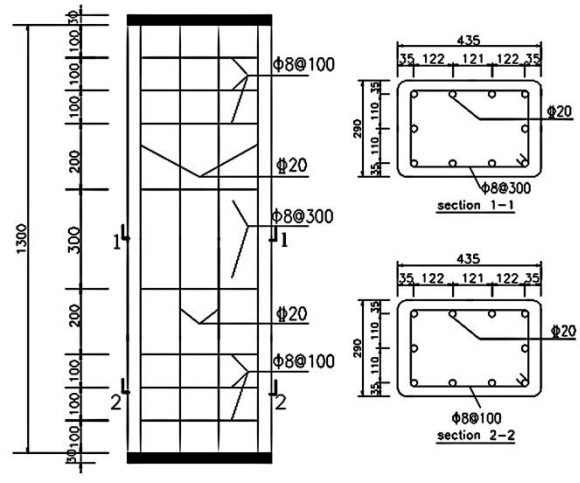
لی و همکاران [۱۰] در سال ۲۰۰۹ طی آزمایش‌های، به اثر ترکیب همزمان الیاف پلیمری و روکش فولادی در مقاوم‌سازی ستون های بتنی پرداختند که آرماتورهای آنها دچار خوردگی شده بودند. آنها برای این منظور از روش الکتروشیمیایی برای ایجاد خوردگی در آرماتورها استفاده نمودند. نتایج مطالعه آن‌ها نشان داد که استفاده از پلیمر تقویت شده با الیاف کربن و روکش فولادی در مقاوم‌سازی ستون‌ها باعث افزایش ظرفیت و شکل‌پذیری نمونه‌ها می‌شود. همچنین استفاده همزمان از این روش‌ها نیز تاثیر زیادتری در افزایش ظرفیت و شکل پذیری ستون‌ها نسبت به حالت استفاده غیرهمزمان می‌شود. مطالعه حاضر برای بررسی دقیقتر روش مقاوم سازی ترکیبی، با رویکردی تحلیلی مسئله را مورد کنکاش دقیقتر قرار می‌دهد. البته نمونه‌های تحلیلی مورد استفاده برای این منظور فاقد هرگونه آسیب اولیه هستند که به نظر نویسندگان نتایج حاصل برای نشان دادن قابلیت‌های روش مفروض در مقام مقایسه کافی است.

۲-مدل‌سازی عددی

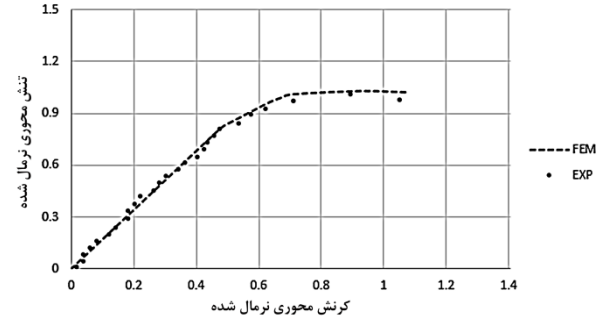
به منظور صحت‌سنجی نتایج بدست آمده از مدل‌سازی عددی، دو مدل آزمایشگاهی معتبر که به ترتیب با ورق‌های FRPو روکش فولادی تقویت شده‌اند، مورد بررسی قرار گرفته است. برای این منظور مدل آزمایش شده، توسط نرم‌افزار ABAQUS شبیه سازی می‌شود. سپس نتایج حاصل از آزمایش با نتایج تحلیل مقایسه می‌گردد. به منظور مدل‌سازی هریک از نمونه‌ها، ابتدا هندسه هر قسمت از مدل به صورت جداگانه مطابق جزییات آزمایشگاهی در نرم‌افزار مدل می‌شود. سپس خواص فیزیکی و مکانیکی نظیر هر یک از قسمت‌های مدل به نرم‌افزار معرفی می‌گردد. اجزای مختلف مدل، مطابق مدل آزمایشگاهی بر روی هم سوار و تماس بین این اجزا تعریف می‌شود. در این پژوهش از المان سه بعدی Solid برای مدل‌سازی بتن و فولاد و از المان Shell برای مدل‌سازی ورق CFRP استفاده می‌شود.

۲-۱ مدل تقویت شده با الیاف FRP

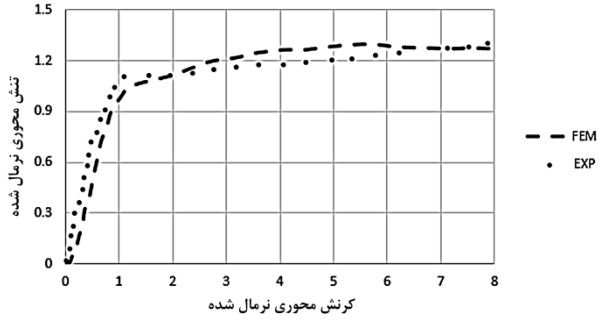
برای صحت‌سنجی از مدل آزمایشگاهی ژنگ [۲۰] استفاده شده است. تحقیق مذکور به بررسی اثر مقاوم‌سازی ستون‌های بتنی با استفاده از الیاف CFRP تحت بارگذاری فشاری پرداخته است. نمونه‌های ساخته شده، دارای ابعاد ۴۳۵×۲۹۰ میلی‌متر و ارتفاع خالص ۱۳۰۰ میلی‌متر می‌باشند (شکل ۱). مقاومت فشاری بتن برابر ۳۹/۶ مگاپاسکال و مقاومت تسلیم آرماتور طولی و عرضی به ترتیب برابر ۴۹۱/۴ و ۳۸۰ مگاپاسکال و مقاومت کششی CFRP برابر ۳۹۹۳ مگاپاسکال می‌باشد. نتایج حاصل از مدل‌سازی اجزای محدود در قیاس با نتایج آزمایشگاهی برای مدلهای مقاوم‌سازی نشده و مقاوم‌سازی شده به ترتیب در شکل (۲) و (۳) نشان داده شده است که تطابق مناسبی بین نتایج مشاهده می‌گردد. مقادیر تنش و کرنش محوری در این شکلها به ترتیب به مقاومت فشاری بتن و کرنش نظیر آن نرمال شده است.



شکل (۱): نحوه آرماتورگذاری نمونه‌های آزمایشگاهی (اندازه‌ها بر حسب میلی‌متر است) [۲۰]



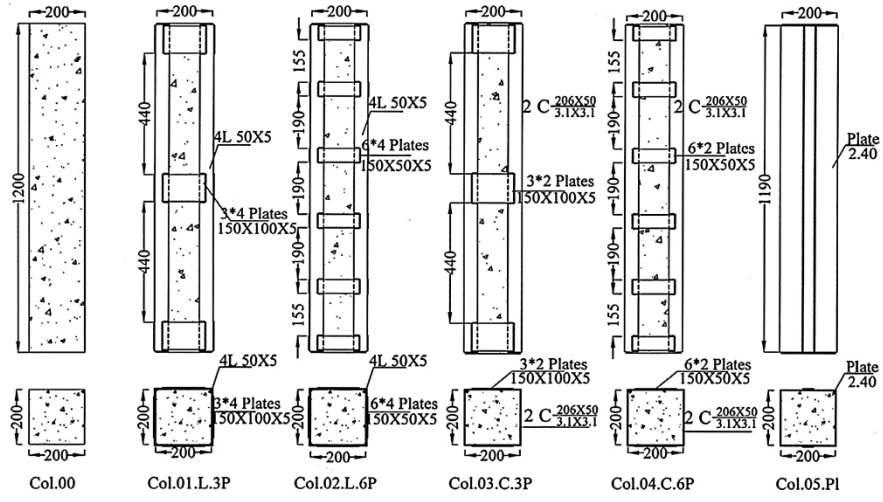
شکل (۲): منحنی‌های تنش- کرنش نرمال‌شده در ستون بتنی تقویت نشده



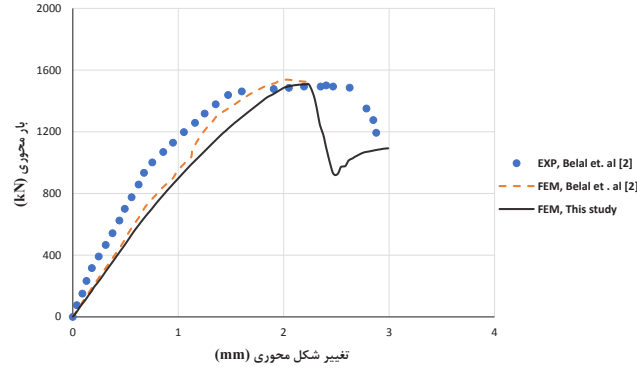
شکل (۳): منحنی‌های تنش- کرنش نرمال‌شده در ستون بتنی تقویت شده با CFRP

۲-۲ مدل تقویت شده با روکش فولادی

در این بخش برای صحت‌سنجی از مدل آزمایشگاهی بلال و همکاران [۲] استفاده شده است. آنها برای بررسی اثر انواع آرایش تسمه‌های فولادی درمقاوم‌سازی ستون‌های بتنی تحت بارگذاری فشاری، تعداد ۶ نمونه ستون بتنی (شامل ۱ نمونه کنترلی و ۵ نمونه مقاوم‌سازی شده) را مورد ارزیابی قرار دادند. نمونه‌های ساخته شده مطابق شکل (۴)، دارای ابعاد ۲۰۰×۲۰۰ میلی‌متر و ارتفاع خالص ۱۲۰۰ میلی‌متر می‌باشند. برای این قسمت، نمونه آزمایشگاهی با روکش فولادی کامل انتخاب می‌شود که در شکل (۴) با Col.05.Pl مشخص شده است. نتایج حاصل از مدل‌سازی اجزای محدود در قیاس با نتایج آزمایشگاهی در شکل (۵) نشان داده شده است که تطابق مناسبی بین مقدار بیشینه مقاومت ستون، در دو روش مشاهده می‌شود. به نظر نویسندگان، تفاوت موجود به دلیل نبود اطلاعات لازم برای خواص فیزیکی و مکانیکی ملات پرکننده بین بتن- ورق فولادی می‌باشد.



شکل (۴): نحوه مقاوم‌سازی توسط تسمه‌های فولادی در نمونه‌های آزمایشگاهی (ابعاد برحسب میلی‌متر است) [۲]



شکل (۵): منحنی‌های بار محوری- جابجایی ستون بتنی Col.05.Pl برای مدل آزمایشگاهی و تحلیلی

۳-مشخصات مصالح برای مدل تقویت شده به روش ترکیبی

برای بررسی تاثیر مقاوم سازی ستون بتن‌آرمه با ترکیبی از ورقهای پلیمری از جنس کربن (CFRP) و ورقهای فولادی، از مشخصات هندسی و مکانیکی ستونی که توسط سانگ و همکاران [۱۴] مورد مطالعه قرار گرفته است، استفاده می‌شود. مشخصات هندسی مدل و نحوه آرماتورگذاری این ستون مطابق شکل (۶-الف) است. شکل (۶-ب) ستون بتنی و شبکه آرماتوربندی آن را در نرم افزار نشان می‌دهد. ستون دارای مقطع مربعی به بعد ۴۰۰ میلی‌متر و ارتفاع ۱۴۳۰ میلی‌متر است که تحت بار جانبی متمرکزی با فاصله ۱۸۵ میلی‌متر از لبه بالایی ستون قرار دارد. با توجه به ابعاد پی و بر اساس قضاوت مهندسی فرض می‌شود که در مدل عددی، ستون دارای تکیه‌گاه گیردار است و پی مدل نمی‌گردد. بار محوری به صورت یک بار گسترده معادل در مقطع فوقانی به ستون اعمال و به جای بار جانبی متمرکز، از یک بار گسترده سطحی معادل در محل بار جانبی استفاده می شود. مشخصات مکانیکی مصالح بکار رفته در ستون و نیز مقدار بار محوری آن به صورت جدول (۱) است. رفتار فولاد در مدل‌ها به صورت الاستیک-پلاستیک کامل [1] در نظر گرفته شده است و رفتار بتن با استفاده از مدل خرابی پلاستیک [2] در نرم افزار شبیه‌سازی شده است.

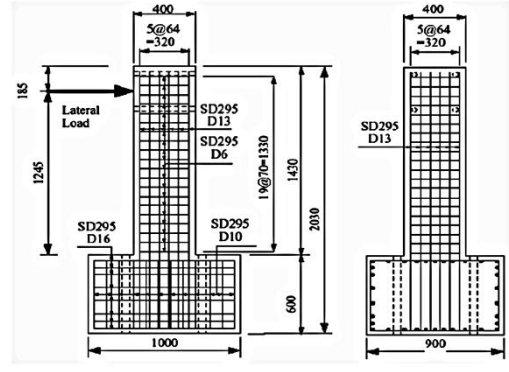
---

[1] *Elastic-perfectly plastic*
[2] *Plastic damage model*

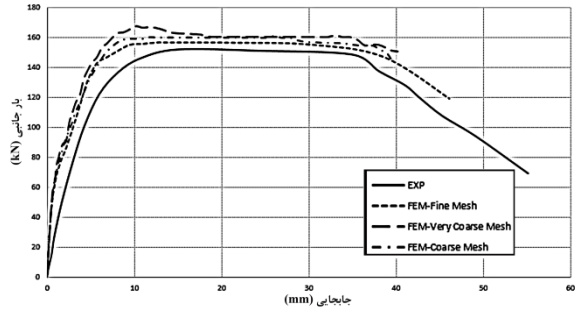
جدول (۱): مشخصات مکانیکی و آرماتورگذاری ستون [۱۴]

مشخصه مورد نظر	مقدار
مقاومت فشاری بتن (مگاپاسکال)	۳۵/۹
تنش تسلیم فولاد طولی (مگاپاسکال)	۳۶۳
تنش تسلیم فولاد عرضی (مگاپاسکال)	۳۶۸
پوشش بتنی (میلی‌متر)	۲۷/۵
بار محوری (کیلونیوتن)	۱۵۷

با استفاده از مشخصات ذکر شده و به روشی که در قبل گفته شد، این ستون در نرم‌افزار ABAQUS مدل و نمودار پوش‌آور آن در شکل (۷) ارائه می‌گردد. ابعاد مش مورد استفاده و زمان تحلیل آنها به صورت جدول (۲) می‌باشد. با توجه به تفاوت اندک مابین نتایج (در حدود ۷ درصد) که بدلیل عدم مدل‌سازی پی ستون بوده، از نتایج بدست آمده در تحلیل المان محدودی با مش ریز جهت مقایسه نتایج استفاده شده است.



شکل (۶): ستون نمونه آزمایشگاهی (ابعاد به میلی‌متر است) [۱۴]



شکل (۷): نمودار پوش‌آور ستون مورد مطالعه بر اساس اندازه مش

جدول (۲): اندازه مش و زمان تحلیل آن

زمان (ساعت)	اندازه
۱/۱۵	خیلی درشت (حداکثر ۷۵ mm)
۲/۵۰	درشت (حداکثر ۶۰ mm)
۶	ریز (حداکثر ۴۵ mm)

۳-۱ مشخصات لایه پلیمری تقویت شده با الیاف کربن (CFRP)

در اغلب حالات، خرابی ستون بتنی مقاوم‌سازی شده با کامپوزیت CFRP به دو صورت مشاهده می‌شود : الف) جدا شدن لایه کامپوزیت CFRP از پوشش بتنی ستون بدلیل گسیختگی چسب اپوکسی و متعاقب آن گسیختگی در خود لایه و ب) گسیختگی بتن در ناحیه کششی و خردشدگی بتن در ناحیه فشاری. برای مقاوم‌سازی ستونها از CFRP با مشخصاتی مطابق با جدول (۳) استفاده شده است.

جدول (۳): مشخصات مکانیکی کامپوزیت CFRP [۱۱]

مشخصه مکانیکی	مقدار (مگاپاسکال)
مدول یانگ در جهت الیاف	۱۷۲۰۰۰
مدول یانگ در جهت عمود بر الیاف	۵۷۲۳۰
ضریب پواسون*	۰/۲۵
مدول برشی	۲۲۹۰۰
مقاومت کششی در جهت طولی الیاف	۲۸۶۲
مقاومت فشاری در جهت طولی الیاف	۲۲۹۰
مقاومت کششی در عرضی الیاف	۵۷/۲۴
مقاومت فشاری در عرضی الیاف	۱۷۲
مقاومت برشی در جهت طولی	۵۷/۲۴
مقاومت برشی در جهت عرضی	۸۶

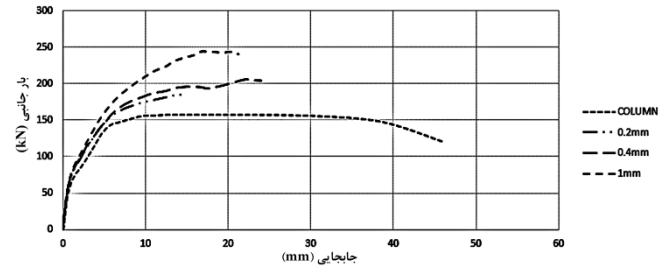
*بدون بعد

ابتدا جهت بررسی نحوه خرابی ستون مقاوم‌سازی شده، فقط از نمونه‌های تقویت شده با ورق CFRP استفاده می شود. در حین بارگذاری، اثر چسبندگی موجود بین لایه الیاف کربنی و بتن پوششی با معرفی یک لایه برای ماده چسبنده در نظر گفته می‌شود. تحلیل‌های نرم‌افزاری برای سه ضخامت مختلف (به مقدار ۰/۲، ۰/۴ و ۱ میلی‌متر) از لایه CFRP همراه با مدل‌سازی چسب اپوکسی با مشخصات مکانیکی مطابق جدول (۴) انجام شده است. نمودار پوش‌آور مربوط به این تحلیل‌ها به همراه نمودار رفتاری ستون تقویت نشده در شکل (۸) ارائه شده است. مطابق شکل (۸) استفاده از الیاف کربنی باعث افزایش توان باربری ستون می‌گردد. به طوری که این ظرفیت از حدود ۱۵۰ کیلونیوتن برای ستون مقاوم سازی نشده به حدود ۲۵۰ کیلونیوتن در ستون مقاوم سازی شده با لایه‌ای از CFRP به ضخامت ۱ میلی‌متر می‌رسد. افزایش نزدیک به ۶۰ درصدی مقاومت ستون با کاهش شکل پذیری آن همراه است.

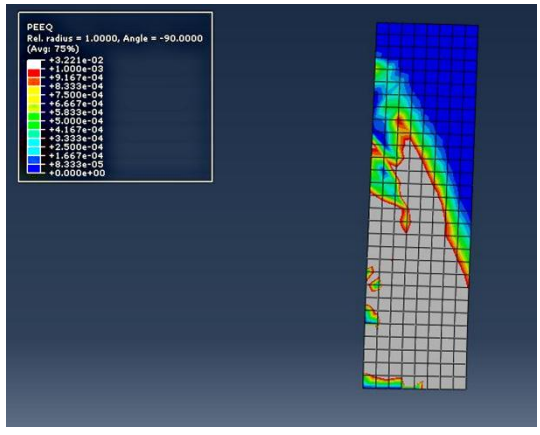
جدول (۴): مشخصات مکانیکی چسب اپوکسی [۱۱]

مشخصه مکانیکی	مقدار مشخصه
مدول الاستیسیته (گیگاپاسکال)	۲/۵
مدول برشی (گیگاپاسکال)	۰/۶۶۵
ضریب پواسون	۰/۳۸

نحوه خرابی ستون مقاوم‌سازی شده برای لایه ۱ میلی‌متری از CFRP مطابق شکل (۹) است. ناحیه خاکستری در این شکل نشان دهنده ناحیه‌ای با تنش نزدیک به مقدار مقاومت فشاری بتن است. مطابق شکل خرابی ستون در اثر گسیختگی و خردشدگی بتن اتفاق افتاده است. مطابق نتایج بدست آمده، در تمامی حالات تحلیل شده گسیختگی بین بتن و چسب اتفاق نیافتاده و مود خرابی مشابه شکل (۹) است. همچنین در تمامی حالات، لایه CFRP دچار گسیختگی نشده است. از آنجایی که در هنگام استفاده همزمان از الیاف کربن و ورق فولادی برای مقاوم‌سازی ستون بتنی، محصوریت کامل ستون بتنی رخ می‌دهد و با فرض این که مابین لایه کامپوزیتی با ورق فولادی و ستون به ترتیب از گروت و چسب کافی جهت جلوگیری از جدایش بین لایه ها استفاده می‌شود، جهت ادامه تحلیل از گسیختگی بین چسب و بتن صرفنظر شده است.



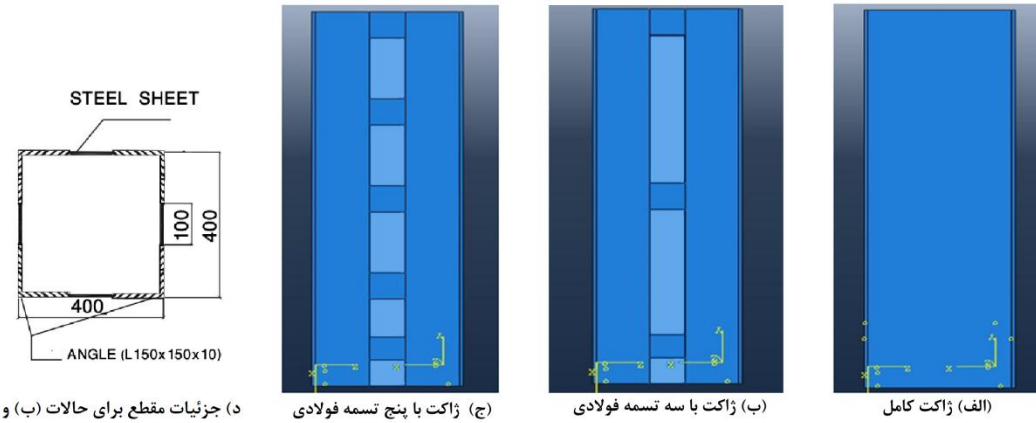
شکل (۸): نمودار پوش‌آور ستون مقاوم‌سازی شده با CFRP



شکل (۹): نحوه خرابی ستون مقاوم‌سازی شده با لایه CFRP به ضخامت ۱ میلی‌متر

۳-۲ مشخصات ورق فولادی و نحوه روکش گذاری

در مقاوم سازی ستونها با ترکیبی از الیاف کربنی و روکش فولادی، رفتار ورق‌های فولادی به صورت ارتجاعی-خمیری کامل با تنش جاری شدگی ۴۰۰ MPa در نظر گرفته می‌شود. جهت مقاوم‌سازی ستون بتنی در مطالعه حاضر، یک لایه از CFRP به ضخامت‌های ۰/۲، ۰/۴ و ۱ میلی‌متر در سه حالت با (۱) روکش کامل، (۲) ۴ مقطع L شکل (۱۵۰×۱۵۰×۱۰mm) با ۳ تسمه (۱۰۰×۱۰۰×۱۰mm) و (۳) ۴ مقطع L شکل (۱۵۰×۱۵۰×۱۰mm) با ۵ تسمه (۱۰۰×۱۰۰×۱۰ mm) فولادی مسلح می‌شود. شکل (۱۰)، نمایی از حالات روکش‌گذاری فولادی ستونها را در نرم‌افزار نشان می‌دهد. مقطع عرضی روکش فولادی برای دو حالت ۲ و ۳ نیز در این شکل مشخص شده است.



(الف) ژاکت کامل (ب) ژاکت با سه تسمه فولادی (ج) ژاکت با پنج تسمه فولادی د) جزئیات مقطع برای حالات (ب) و (ج)

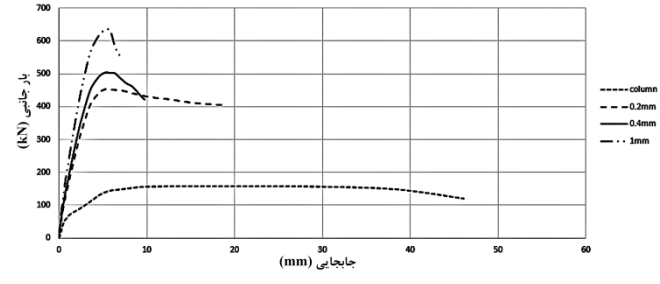
شکل (۱۰) : انواع روکش فولادی در مطالعه حاضر (ابعاد بر حسب میلی‌متر است)

۳- نتایج و بحث

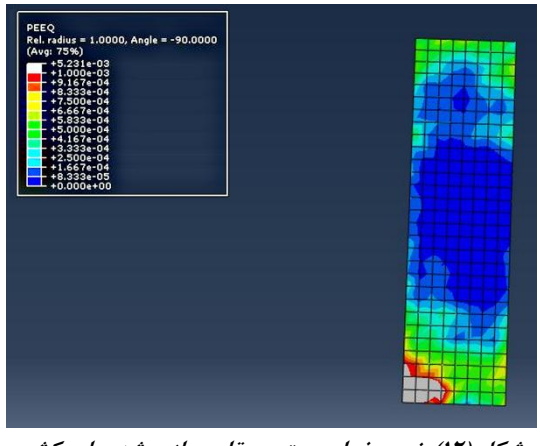
۳-۳ نتایج ستون مقاوم‌سازی شده با CFRP و روکش فولادی کامل

نمودار پوش‌آور و نحوه خرابی ستون مقاوم‌سازی شده با روکش فولادی کامل به صورت اشکال (۱۱) و (۱۲) می‌باشد. برای مشخص شدن میزان تغییر در توان باربری و شکل پذیری ستون در اثر مقاوم سازی، نمودار رفتار ستون مقاوم سازی نشده نیز در شکل (۱۱) نشان داده شده است. در مقایسه با شکل (۸) مشخص است که با اضافه شدن روکش فولادی به لایه CFRP، مقاومت ستون به مراتب بیشتر می‌شود. به طوریکه ظرفیت باربری در این نحوه مقاوم سازی نسبت به ظرفیت باربری ستون مقاوم سازی نشده در حدود ۳ الی ۴ برابر است. افزودن روکش فولادی کامل به ستون مسلح به الیاف کربنی مقدار توان باربری آن را در حدود ۲/۵ برابر افزایش داده است و این افزایش

ارتباطی به ضخامت لایه کربنی ندارد. همانطور که مشاهده می‌شود، با افزایش ضخامت لایه کامپوزیت، ظرفیت ستون نیز افزایش می‌یابد. با افزایش ضخامت این لایه از ۰/۲ به ۱ میلی‌متر، ظرفیت ستون حدود ۱/۴ برابر می‌گردد.
نحوه خرابی ستون مسلح به الیاف کربنی با توجه به مشخصات مورد استفاده برای چسب و توضیحات بخش ۳-۱ در اثر گسیختگی و خردشدگی بتن است. با افزودن روکش فولادی به ستون، مود خرابی جدیدی که ناشی از تسلیم فولاد است، به مسئله اضافه می‌شود. این وضعیت در حالت استفاده از کامپوزیت کربن با ضخامت ۱ میلی‌متر قابل مشاهده است و در آن روکش فولادی در باری نزدیک به kN ۵۷۰ دچار تسلیم شدگی می‌شوند. البته ناحیه‌ای که در آن تسلیم رخ داده است، گسترده نیست و برای اختصار این وضعیت نشان داده نشده است. در این حالت محصورشدگی بتن قابلیت جذب انرژی بالایی در هسته بتنی فراهم می‌آورد و روکش فولادی فرصت رسیدن به مقاومت تسلیم را دارد. با کاهش ضخامت لایه کربنی، مطابق شکل(۱۲)، مشاهده می‌شود که هسته بتنی در ناحیه کششی دچار گسیختگی می‌گردد و ستون توان باربری خود را از دست می‌دهد. در این حالت امکان بروز تسلیم در روکش فولادی بوجود نمی‌آید که برای اختصار آورده نشده است.
افزایش ضخامت لایه CFRP در این حالت نیز مشابه بخش ۳-۱ از شکل‌پذیری ستون کاسته است که این امر بدلیل انرژی زیاد جذب شده توسط بتن محصور در الیاف توجیه‌پذیر است. البته نکته قابل تامل در کاهش شکل پذیری ستون با افزوده شدن روکش فولادی است. با مقایسه شکل‌های (۸) و (۱۱) می‌توان دریافت که اضافه شدن روکش فولادی کامل برخلاف افزایش توان باربری ستون، موجب بهبود شکل‌پذیری سیستم نشده است. وقوع این حالت ناشی از عدم بروز رفتار غیرارتجاعی در روکش فولادی در حین باربری جانبی است. از این رو، عملکرد روکش فولادی محدود به افزایش محصور شدگی هسته بتنی است که منجر به بالا رفتن ظرفیت باربری ستون می‌گردد.



شکل (۱۱): نمودار پوش‌آور ستون با روکش فولادی کامل برای ضخامت‌های مختلف کامپوزیت CFRP

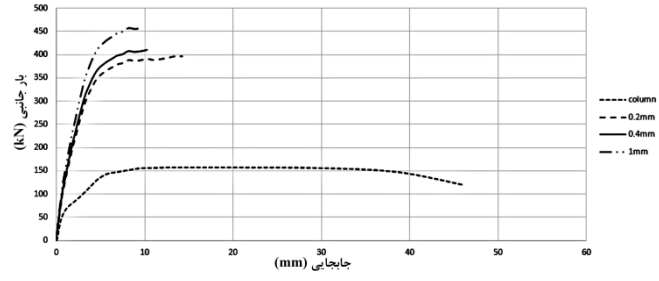


شکل (۱۲): نحوه خرابی ستون مقاوم‌سازی شده با روکش فولادی کامل و کامپوزیت CFRP به ضخامت ۰/۲ میلی‌متر

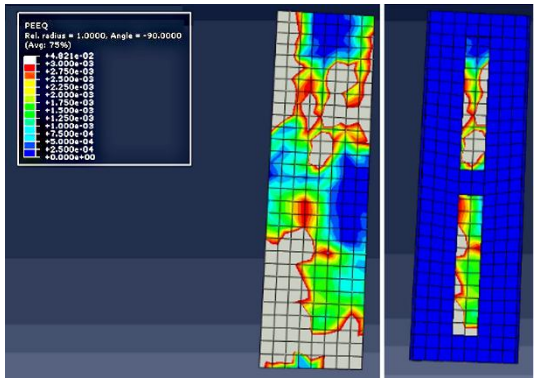
۳-۴ نتایج ستون مقاوم‌سازی شده با ورق فولادی L شکل و تسمه‌ها

استفاده از روکش فولادی کامل از نظر اقتصادی و اجرایی پر هزینه است. از این رو ارائه جایگزینی با حفظ ویژگی های مورد انتظار از آن گزینه مناسبی به لحاظ مهندسی است. برای این منظور در این بخش به جای روکش کامل از ۴ پروفیل L شکل در گوشه‌های ستون استفاده می‌شود و برای حفظ انسجام و عملکرد مناسب توسط تسمه‌هایی به هم متصل می‌گردد. برای بررسی اثر تعداد تسمه‌ها بر عملکرد این سیستم دو حالت سه و پنج تسمه‌ای مورد توجه قرار می‌گیرد.
نمودار پوش‌آور و نحوه خرابی ستون مقاوم‌سازی شده با ورق فولادی L شکل و سه تسمه به صورت اشکال (۱۳) و (۱۴) می‌باشد. با مقایسه نمودارهای رفتاری در شکل (۱۳) با نتایج مربوط به روکش فولادی کامل در شکل (۱۱)

می‌توان دریافت که کم شدن مقطع روکش موجب کاهش توان باربری ستون می‌شود. این کاهش ظرفیت برای ستون‌هایی که ضخامت لایه CFRP در آنها به ۰/۲ و ۰/۴ میلی‌متر می‌رسد، در حدود ۲۰ درصد است. با این حال برای ستون تقویت شده با لایه ۱ میلی‌متری از این الیاف، مقدار کاهش ۴۰ درصدی مشاهده می‌گردد. همانطور که در بخش قبل اشاره شد، روکش فولادی در چنین ستونی دچار تسلیم می‌شود و کاهش مقطع فولادی موجب بالا رفتن تنش در فولاد و وقوع تسلیم زودرس در آن خواهد شد. دلیل شدیدتر بودن کاهش ظرفیت باربری، برای ستون تقویت شده با لایه ۱ میلی‌متری از الیاف کربنی نسبت به ستون‌هایی با ضخامت پوششی کمتر، با بروز تسلیم زودرس در روکش فولادی قابل توجیه است.

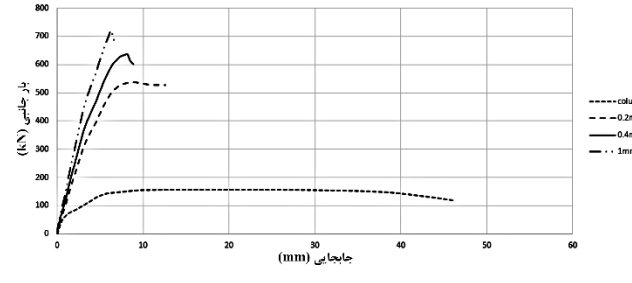


شکل (۱۳): نمودار پوش‌آور ستون با ورق فولادی L شکل و سه تسمه برای ضخامت‌های مختلف کامپوزیت CFRP

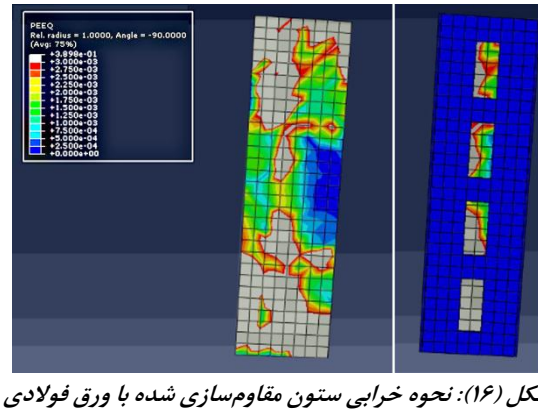


شکل (۱۴): نحوه خرابی ستون مقاوم‌سازی شده با ورق فولادی L شکل و سه تسمه و کامپوزیت CFRP به ضخامت ۰/۲ میلی‌متر

اشکال (۱۵) و (۱۶)، نمودار پوش‌آور و نحوه خرابی ستون مقاوم‌سازی شده با ورق فولادی L شکل و پنج تسمه را نشان می‌دهد. با مقایسه نمودارهای رفتاری این ستون در شکل (۱۵) با نتایج مربوط به ستون مقاوم‌سازی شده با سه تسمه، مطابق شکل (۱۱)، می‌توان دریافت که کم شدن فاصله تسمه‌ها موجب افزایش توان باربری ستون می‌شود. این مسئله بدلیل افزایش محصورشدگی هسته بتنی با افزایش تعداد تسمه‌ها است. نکته قابل توجه در این است که ظرفیت باربری ستون مقاوم‌سازی شده با پنج تسمه در مقایسه با ستونی با روکش فولادی کامل نیز بیشتر است؛ به طوری که به طور متوسط، ظرفیت باربری ستون‌های مقاوم‌سازی شده با پنج تسمه، ۱/۲ برابر توان باربری ستونهایی با روکش فولادی کامل است. این در حالی است که مقطع روکش فولادی در حدود ۴۰۰ میلی‌متر مربع کاهش یافته است. این موضوع با توجه به میزان گسترش خرابی در ستون بتنی توجیه‌پذیر است که در ادامه بدان اشاره می‌شود.



شکل (۱۵): نمودار پوش‌آور ستون با ورق فولادی L شکل و پنج تسمه برای ضخامت‌های مختلف کامپوزیت CFRP



شکل (۱۶): نحوه خرابی ستون مقاوم‌سازی شده با ورق فولادی L شکل و پنج تسمه و کامپوزیت CFRP به ضخامت ۰/۲ میلی‌متر

در هر حال، ضخیم‌تر شدن لایه کامپوزیتی موجب افزایش ظرفیت ستون می‌گردد. با افزایش ضخامت این لایه از ۰/۲ به ۱ میلی‌متر ظرفیت ستون با روکش کامل فولادی ۱/۴ برابر گردید. همانطور که در شکل‌های (۱۳) و (۱۵) مشاهده می‌شود، برای ستونی با مقطع کاهش یافته (۴ پروفیل L شکل) این افزایش تابع تعداد تسمه‌های متصل کننده است. برای ستون با سه تسمه اتصال، افزایش ظرفیت باربری در حدود ۱۵ درصد است. به ازای پنج تسمه این افزایش به حدود ۳۵ درصد می‌رسد که تفاوت اندکی با حالت روکش فولادی کامل دارد. این تفاوت اندک نشان می‌دهد که با استفاده از تعداد مناسبی از تسمه های فولادی می‌توان میزان مصرف فولاد را در فرآیند مقاوم‌سازی کاهش داد.

همچنین، افزایش ضخامت لایه کامپوزیت موجب کاهش شکل‌پذیری ستون می‌گردد و این مسئله مستقل از تعداد تسمه‌های مورد استفاده است. با این حال مقایسه نمودارهای رفتاری در دو حالت از روکش‌گذاری با پروفیل L شکل (شکلهای ۱۳ و ۱۵) نشان می‌دهد که هر چه فاصله تسمه‌ها کمتر گردد، میزان شکل‌پذیری کاهش می‌یابد. به طوری که وضعیت شکل پذیری به حالت روکش فولادی کامل، مطابق شکل (۱۱)، سوق می‌یابد. مطابق شکلهای (۱۴) و (۱۶) روکش فولادی در حین بارگذاری دچار رفتار غیرارتجاعی نشده است و مود خرابی ستون ناشی از خردشدگی هسته بتنی است. از این رو، استدلال حاکم بر کاهش شکل‌پذیری برای ستونی با روکش فولادی کامل برای این دسته از ستونهای مورد مطالعه نیز برقرار است.

نحوه خرابی ستونهای مقاوم سازی شده در شکل‌های (۱۲)، (۱۴) و (۱۶) نشان داده شده است. مقادیر تنش ون‌میزس بر روی کانتور تنش بر حسب کیلونیوتن بر میلی‌متر مربع است. ناحیه خاکستری بر روی ستونها نشان دهنده بخشهایی است که در آن بتن بدلیل کشش دچار ترک خوردگی یا بعلت فشار دچار خردشدگی شده است. در برخی از بخش‌ها، نظیر پای ستون، ناحیه خاکستری برای نواحی تحت کشش و فشار به هم می‌رسد که به معنی گسیختگی کامل ستون بتنی در آن بخش است. برای ستون‌هایی که با مجموعه ای مقاطع L شکل و تسمه‌های فولادی مسلح شده است، افزایش تعداد تسمه‌ها، موجب کاهش ناحیه خاکستری برای ناحیه تحت فشار ستون در محدوده تسمه‌های میانی می‌گردد. این محصورشدگی اثر قابل ملاحظه‌ای بر روی جذب انرژی توسط ستون دارد؛ به طوری که با افزایش تعداد تسمه‌ها ظرفیت باربری ستون بالاتر می‌رود. با استفاده از روکش فولادی کامل، میزان محصور شدگی بتن به نهایت می‌رسد؛ به طوری که تنها بخش کوچکی از ناحیه کششی در پای ستون دچار آسیب شده است. مشارکت حداکثری فولاد در تحمل بارهای وارده عامل دیگری است که آسیب پذیری بتن را به حداقل رسانده است. با این حال حداکثر جذب انرژی ورودی توسط بتن و فولاد تنها زمانی مقدور شده است که هر دو ماده امکان رفتارهای فرا ارتجاعی را دارند. این حالت برای ستون‌های مورد مطالعه، در حالت روکش فولادی کامل رخ نمی‌دهد، بلکه ستون مقاوم سازی شده با ۴ مقطع L شکل ظرفیت باربری بالاتری را با پنج تسمه فولادی فراهم می‌آورد. لذا با استفاده از تعداد مناسب از تسمه ها، می‌توان با حفظ ظرفیت باربری بالا فولاد کمتری مصرف نمود.

۴- نتیجه‌گیری

در مقاله حاضر، مقاوم‌سازی ستون بتن‌آرمه در برابر بار جانبی با استفاده از ترکیب همزمان الیاف CFRP و ورق‌های فولادی بررسی شده و اثر برخی پارامترها مورد بحث و کنکاش قرار گرفته است. باید توجه داشت که این مطالعه دارای محدودیت هایی است که نتایج حاصل در چارچوب آن معتبر است. یکی از این محدودیت ها مربوط به چسبندگی بین لایه کربنی و ستون است. برای مطالعات بیشتر مودهای خرابی مربوط به گسیختگی لایه CFRP از ستون نیز باید مورد توجه قرار گیرد. محدودیت بعدی در مورد ابعاد ستون است. ارتفاع کم ستون در این مطالعه عاملی است که موجب کم رنگ شدن مودهای خرابی ناشی از خمش ستون می‌شود که از آن جمله می‌توان به تسلیم زود هنگام روکش‌ها اشاره نمود. یکی دیگر از محدودیت های این مطالعه مربوط به پیوستگی بین روکش

فولادی و الیاف کربنی است. البته اهمیت این موضوع ناشی از خطاهای حین اجرا است که پیوستگی را زیر سوال می‌برد. با توجه به تحلیل‌های انجام شده، نتایج حاصل به شرح زیر می‌باشد:

*استفاده از ترکیب همزمان CFRP و روکش فولادی در مقاوم‌سازی ستون بتن‌آرمه باعث افزایش ظرفیت باربری ستون (به طور میانگین تا ۳ برابر) شده است. به طوریکه در هنگام استفاده از مقاطع L شکل با ۵ تسمه متصل کننده و یک لایه کامپوزیت CFRP به ضخامت ۱ میلی‌متر، ظرفیت ستون تا ۴ برابر نیز افزایش یافته است.

*در حالت کلی استفاده از روش‌های مقاوم‌سازی ترکیبی باعث کاهش شکل‌پذیری عضو شده و در بیشترین حالت باعث کاهش ۹۰ درصدی برای حداکثر جابجایی ستون بتنی شده است. از جمله دلایل آن می‌توان به جذب انرژی بسیار زیاد توسط سیستم ترکیبی اشاره کرد که در نهایت باعث خردشدگی هسته بتنی و فروپاشی ناگهانی ستون می‌شود.

*استفاده از تسمه متصل کننده بجای روکش کامل، منجر به بروز عملکرد بهتر در ستون می‌گردد. از جمله می‌توان به افزایش ظرفیت باربری و حفظ شکل‌پذیری مناسب در ستون مقاوم‌سازی شده اشاره کرد. همچنین از نقطه نظر اجرایی نیز استفاده از تسمه بجای روکش کامل می‌تواند دارای مزایای اقتصادی باشد و امکان نگهداری طولانی مدت را فراهم آورد.

*در حالت کلی استفاده از ترکیب همزمان الیاف CFRP و ورق‌های فولادی در مقاوم‌سازی ستون بتن‌آرمه می‌تواند باعث محصورشدگی بیشتر هسته بتنی گردد و از جدایش بتن از الیاف کربنی و ورق‌های فولادی جلوگیری کند که این خود از مزایای این روش بحساب می‌آید.

مراجع

[1]. Afshin H, Shirazi MRN, Abedi K. (2019). Experimental and numerical study about seismic retrofitting of corrosion-damaged reinforced concrete columns of bridge using combination of FRP wrapping and steel profiles. Steel and Composite Structures, 30:231-251.

[2]. Belal MF, Mohamed HM, Morad SA. (2015). Behavior of reinforced concrete columns strengthened by steel jacket. HBRC Journal, 11:201-212.

[3]. Chastre C, Silva MA. (2010). Monotonic axial behavior and modelling of RC circular columns confined with CFRP. Engineering Structures, 32:2268-2277.

[4]. Daemi A, Khaloo A. (2016). A Finite Element Study on Seismic Behavior of Various Concrete Column Retrofitting Methods. Journal of Concrete Structures and Materials, 1:5-22. doi:10.30478/jcsm.2016.47141.

[5]. Del Zoppo M, Di Ludovico M, Balsamo A, Prota A, Manfredi G. (2017). FRP for seismic strengthening of shear controlled RC columns: Experience from earthquakes and experimental analysis. Composites Part B: Engineering, 129:47-57.

[6]. Ezz-Eldeen H. (2016). Steel jacketing technique used in strengthening reinforced concrete rectangular columns under eccentricity for practical design applications. International Journal of Engineering Trends and Technology (IJETT), 35

[7]. Garzón-Roca J, Adam JM, Calderón PA, Valente IB. (2012). Finite element modelling of steel-caged RC columns subjected to axial force and bending moment. Engineering Structures, 40:168-186.

[8]. Habibpour M, Farhang F. (2015). Strengthening Of RC Columns Using Multi Directional FRP Composites. Journal of concrete research, 8:101-115.

[9]. Katsumata H, Kobatake Y. (1996). Seismic Retrofit with carbon fibers for reinforced concrete columns. Strain, 12:4.

[10]. Li J, Gong J, Wang L. (2009). Seismic behavior of corrosion-damaged reinforced concrete columns strengthened using combined carbon fiber-reinforced polymer and steel jacket. Construction and Building Materials, 23:2653-2663.

[11]. Obaidat YT. (2011). Structural Retrofitting of Concrete Beams Using FRP. Doctoral thesis, Lund University, Lund, Sweden

[12]. Paultre P, Boucher-Trudeau M, Eid R, Roy N. (2016). Behavior of Circular Reinforced-Concrete Columns Confined with Carbon Fiber–Reinforced Polymers under Cyclic Flexure and Constant Axial Load. Journal of Composites for Construction, 20:04015065.
[13]. Salman HM, Al-Sherrawi MH. (2018). Finite Element Modeling of a Reinforced Concrete Column Strengthened with Steel Jacket. Civil Engineering Journal, 4:916-925.
[14]. Sung YC, Liu KY, Su CK, Tsai IC, Chang KC. (2005). A study on pushover analyses of reinforced concrete columns. Structural Engineering and Mechanics, 21:35-52.
[15]. Tarabia A, Albakry H. (2014). Strengthening of RC columns by steel angles and strips. Alexandria Engineering Journal, 53:615-626.
[16]. Wang D, Huang L, Yu T, Wang Z. (2017). Seismic performance of CFRP-retrofitted large-scale square RC columns with high axial compression ratios. Journal of Composites for Construction, 21:04017031.
[17]. Wang D, Wang Z, Yu T, Li H. (2018). Seismic performance of CFRP-retrofitted large-scale rectangular RC columns under lateral loading in different directions. Composite Structures, 192:475-488.
[18]. Wang J, Yang J, Cheng L. (2019). Experimental study of seismic behavior of high-strength RC columns strengthened with CFRP subjected to cyclic loading. Journal of Structural Engineering, 145:04018240.
[19]. Yang J, Wang J. (2018). Seismic performance of shear-controlled CFRP-strengthened high-strength concrete square columns under simulated seismic load. Journal of Composites for Construction, 22:04018061.
[20]. Zeng J, Lin G, Teng J, Li L. (2018). Behavior of large-scale FRP-confined rectangular RC columns under axial compression. Engineering structures, 174:629-645.

Modeling the Lateral Behavior of Concrete Rocking Walls Using Multi-Objective Neural Network

Amir Ali Shahmansouri
Graduate Student, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering and Technology, University of Mazandaran, Babolsar, Iran

Habib Akbarzadeh Bengar*
Associate Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering and Technology, University of Mazandaran, Babolsar, Iran (h.akbarzadeh@umz.ac.ir)

Abouzar Jafari
Ph.D., University of Michigan and Shanghai Jiao Tong University Joint Institute, Shanghai Jiao Tong University, China

Abstract
Concrete rocking walls (CRWs) are an appropriate alternative for common concrete shear walls. The exact behavior of structural elements is generally achieved by conducting comprehensive experiments, which are costly and time-consuming. According to previous studies and research trends in the field of rocking walls, it is necessary to provide a comprehensive model for design purposes. It is difficult to provide a theoretical model for predicting the behavior of concrete rocking walls, which includes a variety of parameters, and simultaneous calculation of the effect of those parameters requires a detailed model. Providing such a model through classical or numerical methods, due to the complexity of the problem or modeling difficulties, requires much time and complex calculations. However, solving this problem by soft computing methods makes it possible to simplify and speed up these calculations. Therefore, this paper aims to develop a multi-objective neural network (MNN) model to predict the lateral behavior of CRWs. To generate the required data for modeling, experimental results were employed, and all the parameters affecting the lateral bearing capacity of CRWs were extracted to use them as input parameters. Finally, the lateral force-displacement and neutral axis-displacement curves were predicted as the output parameters. Besides, the accuracy of the existing equations presented in international concrete codes and developed by researchers in predicting the flexural strength of CRWs was investigated using the results of experiments performed on these walls. This study shows that the MNN model predicts the lateral behavior of CRWs with acceptable accuracy as well as initial stiffness, secondary stiffness, maximum strength, and rotational capacity. According to the results, ACI 318-14, NZS 3101, and AS 3600 predict the flexural strength of CRWs in the range of 0.59 to 0.99 actual values. Also, CSA-A23.3-04 provides a highly unconservative prediction of the walls' flexural strength. Nevertheless, the MNN model showed more accurate predictions in comparison with the investigated codes and existing expressions.
Keywords: *Concrete Rocking Walls, Multi-Objective Neural Network, Post-Tensioning, Lateral Behavior Estimation..*

مدل‌سازی رفتار جانبی دیوارهای گهواره‌ای بتنی با استفاده از شبکه عصبی چند هدفه

دریافت مقاله: ۲۱-۱۱-۱۳۹۷
پذیرش مقاله: ۰۹-۱۲-۱۳۹۹

امیرعلی شاه منصوری
دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه مازندران، بابلسر، ایران

حبیب اکبرزاده بنگر*
دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه مازندران، بابلسر، ایران
h.akbarzadeh@umz.ac.ir

ابوذر جعفری
دکتری، انستیتوی مشترک دانشگاه میشیگان و دانشگاه شانگهای جیائوتونگ، دانشگاه شانگهای جیائوتونگ، شانگهای، چین

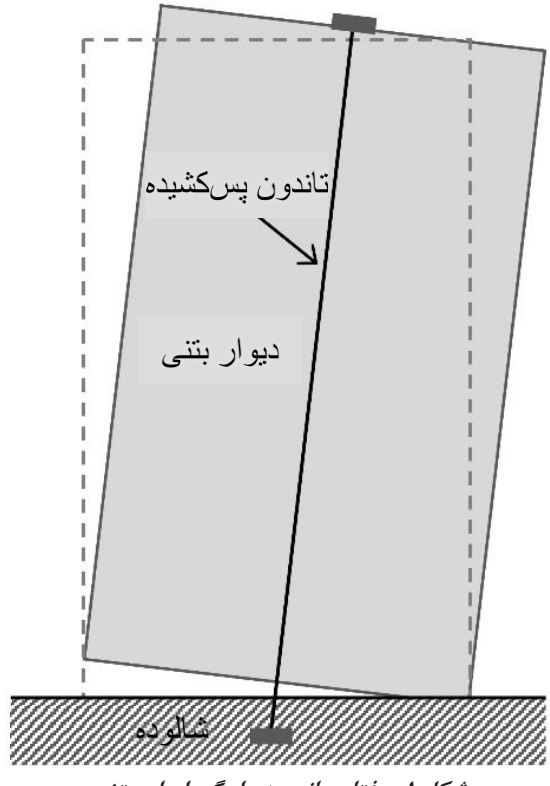
چکیده

دیوارهای گهواره‌ای بتنی به دلیل هزینه‌های خرابی و تعمیر کمتر، یک جایگزین مناسب برای دیوارهای برشی بتنی معمولی هستند. شناخت رفتار دقیق عناصر سازه‌ای به طور کلی با انجام آزمایشات جامع، که پرهزینه و زمان‌بر است، حاصل می‌شود. با توجه به مطالعات پیشین و روند پژوهش در زمینه دیوارهای گهواره‌ای، ضرورت ارائه یک مدل جامع به منظور طراحی دیده می‌شود. ارائه یک مدل تئوری جهت پیش‌بینی رفتار دیوارهای گهواره‌ای بتنی، که پارامترهای متنوعی را شامل شود، امری دشوار می‌باشد و محاسبه همزمان اثر آن پارامترها نیازمند یک مدل جامع است. ارائه چنین مدلی از طریق روش‌های کلاسیک یا عددی، به دلیل پیچیدگی مسئله یا دشواری‌های مدل‌سازی، نیازمند صرف زمان زیاد و محاسبات پیچیده است. اما حل این مسئله به وسیله روش‌های محاسبات نرم امکان ساده‌سازی و تسریع این محاسبات را فراهم می‌سازد. از این رو، این پژوهش با هدف ارائه یک مدل شبکه عصبی چند هدفه برای پیش‌بینی رفتار جانبی دیوارهای گهواره‌ای بتنی انجام شده است. برای ایجاد داده‌های مورد نیاز جهت مدل‌سازی، از نتایج آزمایشگاهی استفاده شد و تمام پارامترهای موثر بر ظرفیت باربری جانبی دیوارهای گهواره‌ای بتنی استخراج شد تا از آنها به عنوان پارامترهای ورودی استفاده شود. سرانجام، منحنی‌های بار جانبی-تغییر مکان و تار خنثی-تغییر مکان به عنوان پارامترهای خروجی پیش‌بینی شدند. علاوه بر این، دقت روابط موجود ارائه شده در آیین‌نامه‌های بتن بین‌المللی و توسعه یافته توسط محققان در پیش‌بینی مقاومت خمشی دیوارهای گهواره‌ای بتنی با استفاده از نتایج آزمایشات انجام شده بر روی این دیوارها بررسی شد. این پژوهش نشان می‌دهد که مدل شبکه عصبی چند هدفه با دقت قابل قبولی رفتار جانبی دیوارهای گهواره‌ای بتنی را پیش‌بینی می‌کند. این مدل قادر است سختی اولیه، سختی ثانویه، مقاومت بیشینه و ظرفیت دورانی را به درستی پیش‌بینی کند. مطابق با نتایج، روابط آیین‌نامه‌های طراحی بتن ایالات متحده (ACI 318-14)، نیوزیلند (NZS 3101) و استرالیا (AS 3600) مقاومت خمشی دیوارهای گهواره‌ای بتنی را در محدوده ۰٫۵۹ تا ۰٫۹۹ مقادیر واقعی پیش‌بینی می‌کنند. همچنین، آیین‌نامه طراحی بتن کانادا (CSA-A23.3) پیش‌بینی بسیار محافظه کارانه‌ای از مقاومت خمشی دیوارها ارائه می‌دهد. با وجود این، مدل شبکه عصبی چند هدفه پیش‌بینی‌های بسیار دقیقی را در مقایسه با آیین‌نامه‌های بررسی شده و عبارات موجود نشان داد.

کلمات کلیدی: دیوارهای گهواره‌ای بتنی، شبکه عصبی چند هدفه، پس‌کشیدگی، برآورد رفتار جانبی.

۱- مقدمه

در طول سه دهه گذشته تحقیقات جامعی برای درک پاسخ المان‌های سازه‌ای و سیستم‌های بتنی پیش‌ساخته انجام شده است [۱-۱۴]. تحقیقات نشان داده است که دیوارهای گهواره‌ای بتنی پیش‌ساخته[1] می‌توانند در حالی که سطح بالایی از بارهای لرزه‌ای را تحمل می‌کنند، یک پاسخ شکل‌پذیر نشان دهند [۱۵]. پس‌کشیدگی مجزا باعث ایجاد رفتار مرکزگرایی[2] در دیوارهای بتنی پس‌کشیده می‌شود که باعث کاهش تغییر مکان جانبی نسبی پس‌ماند و آسیب سازه‌ای در پاشنه دیوارها در صورت وقوع زلزله می‌شود و همچنین این کار هزینه‌های تعمیر و خرابی را کاهش می‌دهد. ساده‌ترین شکل یک دیوار مرکزگرا شامل یک دیوار بتنی پیش‌ساخته با تاندون‌های پس‌کشیده مجزا است که در بالای دیوار و پایین شالوده مهار می‌شود. رفتار دیوار مرکزگرا هنگامی که تحت نیروی جانبی قرار می‌گیرد، همانطور که در شکل ۱ نشان داده شده است، با جداشدگی در پاشنه‌های دیوار و مقاومت جانبی توسط تاندون‌های پیش‌تنیدگی مشخص می‌شود.



شکل ۱- رفتار جانبی دیوار گهواره‌ای بتنی

تغییر شکل‌های دیوارهای گهواره‌ای بتنی در طی یک رویداد زلزله عمدتا به مکانیسم گهواره‌ای یعنی دوران دیوار در پایه (پاشنه) نسبت داده می‌شود [۱۶]. مکانیسم گهواره‌ای به دلیل تغییر طول تاندون‌ها مجزا منجر به تغییر در سطح نیروی پس‌کشیدگی در آنها می‌شود که بر مقاومت جانبی دیوار تأثیر می‌گذارد. از این رو، سطح نیروی پس‌کشیدگی باید با در نظر گرفتن تغییر مکان و شرایط سازگاری هندسی به جای فرضیات سازگاری کرنش، معمول در آرماتورهای پیوسته، تعیین شود [۱۷،۱۸]. ضوابطی که در حال حاضر در استانداردهای بتن ارائه شده است، تغییر طول میلگردهای پس‌کشیده را در نظر می‌گیرد؛ در صورتی که آنها در اصل برای المان‌های تیر مانند توسعه داده شده‌اند [۱۶-۱۹]. از این رو، توانایی روابط آیین‌نامه‌ها در ارائه پیش‌بینی دقیق مقاومت خمشی در اعضای دیوار، به دلیل تفاوت‌های ذاتی در مکانیسم رفتاری عناصر تیر و دیوار، زیر سوال می‌رود. در مقایسه با

---

[1] *Precast concrete rocking walls*
[2] *Self-centering*

تیرها، دیوارها به طور کلی نسبت ابعادی کوچکتری دارند و معمولاً تحت بارهای محوری بسیار بیشتری قرار می‌گیرند. از همه مهمتر، برخلاف تیرها، میلگردهای پس‌کشیده در اعضای دیوار معمولا در طول دیوار توزیع می‌شوند [۲۰].

آگاهی از یک رفتار دقیق بار-تغییر مکان از اهمیت بالایی در زمینه طراحی مبتنی بر عملکرد برخوردار است [۲۱]. با این حال، تا به امروز مطالعات محدودی وجود دارد که رفتار بار جانبی دیوارهای گهواره‌ای بتنی را پیش-بینی کند. کوراما و همکاران [۱] با استفاده از تحلیل اجزاء محدود و المان‌های رشته‌ای، پاسخ بار-تغییر مکان دیوارهای گهواره‌ای بتنی را تخمین زدند. اگرچه روش آنها می‌تواند به طور موثری پاسخ را پیش‌بینی کند، اما دشواری‌های محاسباتی آن، آن را برای اهداف طراحی نامناسب ساخته است [۲۲]. پرز و همکاران [۴] یک روش ساده‌شده برای پیش‌بینی رفتار غیرخطی بار جانبی دیوارهای گهواره‌ای بتنی پس‌کشیده مجزا پیشنهاد دادند. در روش پیشنهادی آنها، رفتار بار-تغییر مکان با استفاده از یک منحنی ایده‌آل شده سه خطی با محاسبه پاسخ دیوار در سه حالت حدی تخمین زده شد: حد خطی موثر، حد تسلیم تاندون پس‌کشیدگی و حد خردشدگی بتن. اگرچه این روش قادر به پیش‌بینی پاسخ دیوارهای بتنی پس‌کشیده بود، اما دارای محدودیت‌هایی است. پاسخ بار جانبی توسط یک تابع سه خطی ایده‌آل شده است. عمق تار خنثی بر اساس این فرض که همه تاندون‌های پس-کشیده تسلیم شده‌اند در نظر گرفته می‌شود و در نهایت کرنش سخت‌شدگی در میلگردهای پس‌کشیده نادیده گرفته شده است.

برای غلبه بر محدودیت‌های فوق‌الذکر، آلتی و سریساران [۲۲] رویکرد ساده‌ای را با استفاده از تقریب سه خطی عمق تار خنثی ارائه کردند. با این حال، این روش نیز دارای محدودیت‌هایی است. پاسخ بار جانبی یک تابع سه خطی است، برای تعریف تغییرات سه خطی، تار خنثی، با استفاده از عمق تار خنثی محاسبه شده در تغییر مکان جانبی نسبی ۲ ٪، تخمین زده می‌شود و یک توزیع بلوک تنش معادل برای ارزیابی تنش‌ها و لنگرهای موجود در بتن در نظر گرفته شده است. حسن‌لی و همکاران [۲۳] با به کارگیری رویکرد تحلیلی بر اساس مکانیک دیوارهای گهواره‌ای و شرایط سازگاری هندسی تغییر مکان‌ها، روشی جدید برای پیش‌بینی مقاومت خمشی درون صفحه‌ای دیوارهای بتنی پس‌کشیده توسعه دادند. این روش با استفاده از نتایج آزمایشگاهی هنری [۱۵] صحت‌سنجی شده و نتایج قابل قبولی در پیش‌بینی ظرفیت دیوار (برش پایه-تغییر مکان) و تغییرات طول محورخنثی ارائه می‌دهد، اما دقت این روابط در پیش‌بینی نیروی توسعه یافته در تاندون‌ها پایین‌تر است.

با توجه به مطالعات پیشین و روند پژوهش در زمینه دیوارهای گهواره‌ای، ضرورت ارائه یک مدل جامع و دقیق‌تر به منظور طراحی دیده می‌شود. ارائه یک مدل تئوری، جهت پیش‌بینی رفتار دیوارهای گهواره‌ای بتنی، که پارامترهای متنوعی را شامل شود، به دلیل لحاظ کردن همزمان اثر پارامترهای موثر امری بسیار دشوار است. ارائه چنین مدلی از طریق روش‌های کلاسیک، به دلیل پیچیدگی مسئله، نیازمند صرف زمان زیاد و محاسبات پیچیده در روش‌های تحلیلی یا دشواری‌های مدل‌سازی در روش‌های عددی است. اما حل این مسئله به کمک روش‌های محاسبات نرم به دلیل کارایی این روش‌ها در حل مسائل با تعداد پارامترهای بالا امکان پذیر است. در این پژوهش، ابتدا از نتایج آزمایشگاهی گذشته کلیه پارامترهای تأثیرگذار بر ظرفیت باربری جانبی دیوارهای گهواره‌ای بتنی استخراج شده تا با استفاده از آنها و شبکه عصبی چند هدفه، رفتار جانبی این دیوارها پیش‌بینی شود. در همین راستا، پارامترهایی از قبیل طول، ارتفاع و ضخامت دیوار، تعداد، مساحت و تنش تسلیم تاندون‌ها، فاصله هر تاندون از لبه دیوار، درصد پس‌کشیدگی تاندون‌ها، مقاومت فشاری بتن و نسبت تنش محوری دیوار به عنوان پارامترهای ورودی در مدل‌سازی انتخاب شدند و منحنی‌های بار جانبی-تغییر مکان و تار خنثی-تغییر مکان به عنوان پارامترهای خروجی پیش‌بینی می‌شوند. پیش‌بینی این پارامترها، به معنی کنترل و طراحی همزمان یک دیوار گهواره‌ای بتنی است که خود رویکردی جدید در زمینه طراحی این دیوارها تحت بار جانبی می‌باشد. ارائه یک مدل تئوری، با ویژگی‌های فوق‌الذکر، از دو جنبه حائز اهمیت است؛ از یک سو این رویکرد تلاشی جدید در

زمینه بررسی رفتار جانبی دیوارهای گهواره‌ای بتنی است و از سوی دیگر می‌تواند توانایی این روش جدید محاسباتی، که خود به عنوان ابزاری جدید در زمینه مهندسی سازه و زلزله محسوب می‌شود، را نشان دهد.

۲- بررسی فرمول‌های پیشنهادی موجود

پیش‌بینی مقاومت خمشی دیوارهای گهواره‌ای بتنی، نیاز به ارزیابی دقیق تنش‌های ایجاد شده در تاندون‌های پس‌کشیده در دیوارها دارد. در این بررسی‌ها، چهار آیین‌نامه طراحی بین‌المللی به ترتیب آیین‌نامه‌های طراحی بتن ایالات متحده (ACI 318) [۲۴]، نیوزیلند (NZS 3101) [۲۵]، استرالیا (AS 3600) [۲۶] و کانادا (CSA-A23) [۲۷] و همچنین دو رابطه که توسط هنری [۱۵] و حسن‌لی [۲۰] پیشنهاد شده‌اند، به منظور پیش‌بینی مقاومت خمشی دیوار به کار گرفته شد.

۲-۱- آیین‌نامه‌های طراحی آمریکا، نیوزیلند و استرالیا

آیین‌نامه‌های طراحی آمریکا [۲۴]، نیوزیلند [۲۵] و استرالیا [۲۶] معادلات زیر را برای تخمین تنش تاندون‌ها، در اعضا خمشی غیرپیوسته در مقاومت بیشینه در نظر می‌گیرند.

(۱) نسبت دهانه به عمق ۳۵ >

$$f_{ps} = f_{se} + ۷۰ + \frac{f_c'}{۱۰۰\rho_p} \leq f_{py}\ (MPa)$$

(۲) نسبت دهانه به عمق ۳۵ ≤

$$f_{ps} = f_{se} + ۷۰ + \frac{f_c'}{۳۰۰\rho_p} \leq f_{py}\ (MPa)$$

که به ترتیب f_{ps} تنش تاندون در مقاومت خمشی نهایی، f_{se} تنش پس‌کشیدگی در تاندون، f_c' مقاومت فشاری بتن، ρ_p نسبت آرماتور پیش‌تنیدگی و f_{py} تنش تسلیم فولاد پیش‌تنیدگی می‌باشد. بر اساس آیین‌نامه‌های مذکور، f_{ps} در رابطه (۱) نمی‌تواند به ترتیب بیشتر از $f_{se} + ۴۲۰$ (آیین‌نامه‌های آمریکا و نیوزیلند) و $f_{se} + ۴۰۰$ (آیین‌نامه کانادا) و در رابطه (۲) نمی‌تواند به ترتیب بیشتر از $f_{se} + ۲۱۰$ (آیین‌نامه آمریکا) و $f_{se} + ۲۰۰$ (آیین-نامه‌های نیوزیلند و کانادا) افزایش یابد. برای اعضای دیوار نسبت دهانه به عمق به طور قابل توجهی کمتر از ۳۵ است؛ از این رو، رابطه (۱) باید استفاده شود.

۲-۲- آیین‌نامه طراحی کانادا

آیین‌نامه کانادایی [۲۷] از رابطه (۳) برای تعیین f_{ps} استفاده می‌کند.

$$f_{ps} = f_{se} + \frac{۸۰۰۰}{l_{ps}} \sum_n (d - c_y)\ (MPa) \tag{۳}$$

که l_{ps} طول غیرپیوستگی تاندون و $\sum_n (d - c_y)$ مجموع فاصله $d - c_y$ برای هر یک از مفصل‌های پلاستیک در دهانه مورد بررسی است. برای دیوار با رفتار خمشی، شکل‌گیری مفصل پلاستیک به پایین دیوار محدود می‌شود. از این رو، رابطه (۳) می‌تواند به صورت زیر بازنویسی شود.

$$f_{ps} = f_{se} + \frac{۸۰۰۰}{l_{ps}} (d - c_y)\ (MPa) \tag{۴}$$

روابط فوق‌الذکر فرض می‌کنند که میلگردهای پس‌کشیده در مرکز سطح میلگردها متمرکز می‌شوند، بنابراین، باید یک مقدار واحد برای عمق موثر (d) در نظر گرفته شود. بنابراین، اگر روابط (۱-۴) برای ارزیابی تنش در میلگردهای پس‌کشیده استفاده شود، ظرفیت خمشی دیوارهای بتنی پس‌کشیده را می‌توان به صورت زیر محاسبه کرد.

$$M_n = f_{ps} A_{ps} \left(d - \frac{a}{۲} \right) + N \left(\frac{l_w}{۲} - \frac{a}{۲} \right) \tag{۵}$$

$$a = \frac{f_{ps} A_{ps} + N}{\beta f_c' b_w} \tag{۶}$$

۳-۲- رابطه پیشنهادی هنری

اگرچه فرض یک مقدار واحد برای عمق موثر (d) در تیر یک فرض معقول است، اما چنین پدیده‌ای در دیوار نمی‌تواند فرض قابل قبولی باشد. اخیرا، محققان تلاش کرده‌اند تا روابط طراحی را برای توزیع تاندون‌های پس‌کشیده مجزا در طول دیوار با استفاده از روش‌های عددی توسعه دهند. برای اعضای بتنی، با استفاده از مدل‌سازی اجزای محدود، هنری [۱۵] یک مطالعه پارامتری انجام داد و معادلات زیر را برای پیش‌بینی f_{ps} ارائه کرد.

$$f_{ps} = f_{se}\left(\frac{\varepsilon_{cu}E_{ps}}{۸l_{ps}}\right)\left(\frac{l_{ps}f_c'}{l_w f_c}\right)^{۰.۷}\left[d_i - ۱.۳۶\left(\frac{f_c l_w}{\alpha\beta f_c'}\right)\right] \leq f_{py}\ (MPa) \tag{۷}$$

$$f_c = \frac{f_{se}A_{ps} + N}{l_w b_w} \tag{۸}$$

۳-۴- رابطه پیشنهادی حسن‌لی

اخیرا، حسن‌لی [۲۰] با مدل‌سازی اجزای محدود و یک مطالعه پارامتری بر روی دیوارهای گهواره‌ای، عبارت زیر را برای پیش‌بینی تنش هر میلگرد پس‌کشیده در بیش‌ترین مقاومت دیوار پیشنهاد کرد.

$$f_{ps\,i} = f_{se\,i} + \left(۰.۱۱l_w + ۳۴۷۵\frac{f_c}{f_c'}\right)\frac{\varepsilon_{cu}E_{ps}}{l_{ps}}\left(\frac{d_i}{c} - ۱\right) \leq f_{py}\ (MPa) \tag{۹}$$

که l_w طول دیوار به میلی‌متر و f_c/f_c' نسبت تنش محوری دیوار است. رابطه (۹) برای دیوارهای با طول کمتر از ۳ متر معتبر است [۲۰].

$$c = \frac{\sum f_{ps\,i}A_{ps\,i} + N}{\alpha\beta f_c' b_w} \tag{۱۰}$$

پارامتر $f_{ps\,i}$ با حل همزمان روابط (۹) و (۱۰) در یک فرایند تکراری تعیین می‌شود و مقدار ε_{cu}، ۰٫۰۰۳ پیشنهاد شده است. روابط (۷) و (۹) تنش‌های میلگردهای پس‌کشیده را بسته به موقعیت آنها در سطح مقطع متغیر در نظر می‌گیرند. از این رو، مقاومت خمشی دیوارهای بتنی پس‌کشیده به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$M_n = \sum f_{ps\,i}A_{ps\,i}\left(d - \frac{a}{۲}\right) + N\left(\frac{l_w}{۲} - \frac{a}{۲}\right) \tag{۱۱}$$

$$a = \alpha c \tag{۱۲}$$

که به ترتیب a عمق بلوک تنش مستطیلی معادل، α و β پارامترهای بلوک تنش معادل و c عمق تار خنثی می‌باشد.

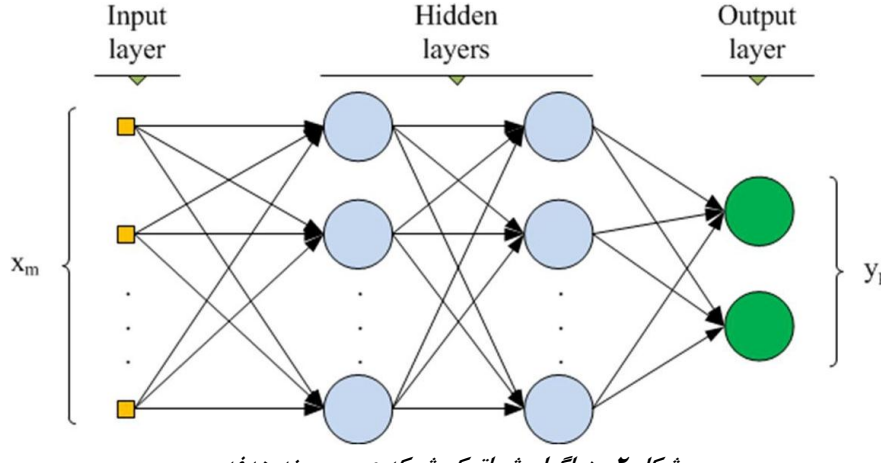
مقاومت بدست آمده با استفاده از فرمول‌های آیین‌نامه‌های طراحی بتن، ACI 318 [۲۴]، NZS 3101 [۲۵]، AS 3600 [۲۶]، CSA-A23.3 [۲۷] و روابط پیشنهادی هنری [۱۵] و حسن‌لی [۲۰] در ادامه این مقاله با در نظر گرفتن نتایج برنامه آزمایشگاهی که توسط هنری [۱۵] انجام شده است، در قسمت مقایسه با فرمول‌های پیشنهادی موجود، ارزیابی خواهد شد.

۳- شبکه عصبی مصنوعی

روش‌های بر پایه محاسبات نرم، به شرط آموزش صحیح و به کارگیری پارامترهای مناسب، با صرف زمان و هزینه بسیار کم، می‌توانند با دقت قابل قبولی مسایل پیچیده مهندسی را که در آنها پارامترهای بسیاری دخیل هستند را حل کنند [۲۸-۳۴]. به عنوان مثال، شبکه عصبی مصنوعی که یکی از پرکاربردترین روش‌ها در محاسبات نرم به شمار می‌رود، می‌تواند با بهره‌گیری از روند تحلیل مسائل مغز انسان، با استفاده از تجربیات قبلی، پاسخ صحیحی برای یک مسئله در موقعیت‌های جدید ارائه دهند [۳۵-۳۹]. امروزه یکی از مهم‌ترین کارکردهای این

شاخه از محاسبات نرم، شناسایی الگوی بین داده‌ها می‌باشد که در سال‌های اخیر استفاده از آن ها در زمینه مهندسی سازه و زلزله رشد قابل توجهی داشته است [۴۰-۵۳].

شبکه عصبی نوعی ساختار ریاضی است که بر اساس مدل بیولوژیکی مغز انسان به وجود آماده است. هر شبکه عصبی مشتمل بر مجموعه‌ای از اجزاء کوچک پردازنده به نام نورون می‌باشد که هر نورون به نورون‌های دیگر از طریق یک رابطه جهت‌دار که دارای وزن مختص به خود است، مرتبط می‌گردد. وزن‌ها نمایش دهنده اطلاعات مورد نیاز شبکه برای حل یک مساله هستند. مکانیزم سلول‌های عصبی به صورت سری و موازی می‌باشد، بدین گونه که مجموعه سلول های عصبی موازی هم که هر یک دارای ورودی مخصوص به خود است، پس از انجام عمل پردازش، مجموعه‌ای از خروجی‌ها را تولید می‌کند. این خروجی‌ها به نوبه خود می‌توانند به عنوان ورودی‌های مجموعه دیگر از سلول‌های عصبی که به طور سری به مجموعه سلول‌های اولیه متصل هستند بکار روند. بنابراین خروجی هر نورون در ضرایب وزنی ضرب و به تابع تحریک غیرخطی به عنوان ورودی داده می‌شود. به طور کلی مجموعه سلول‌های عصبی موازی تشکیل یک لایه را می‌دهند. هر شبکه عصبی برای تولید خروجی خود می‌تواند یک یا چند لایه داشته باشد که معمولا از این لایه‌ها تحت عنوان لایه‌های پنهان یاد می‌شود. آخرین لایه که در حقیقت خروجی شبکه را تولید می‌کند، لایه خروجی نام دارد. لایه خروجی با توجه به نوع مسئله می‌تواند دارای یک یا چند پارامتر خروجی باشد. در حالتی که بیش از یک خروجی مطلوب باشد، شبکه عصبی چند هدفه می‌تواند با آموزش هم‌زمان پارامترهای خروجی به مدلی سازگار با زمان رانش کمتر منجر شود [۵۴-۵۶]. دیاگرام شماتیک شبکه عصبی چند هدفه در شکل ۲ قابل مشاهده است.



شکل ۲- دیاگرام شماتیک شبکه عصبی چند هدفه

۴- نتایج آزمایشگاهی

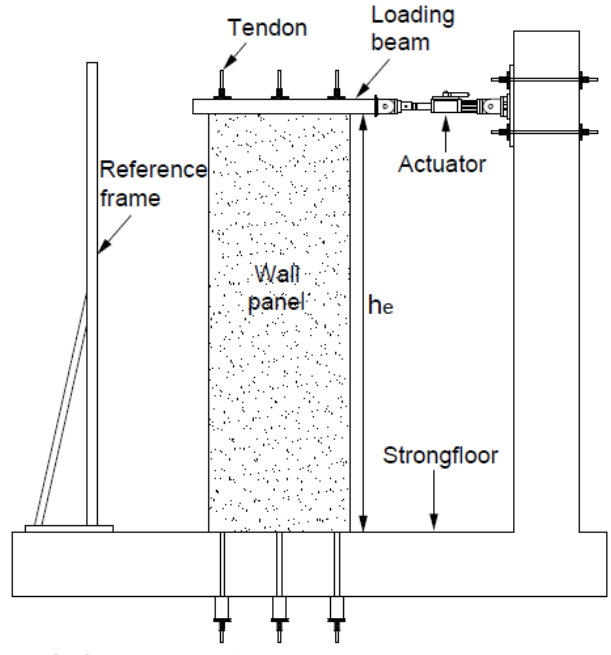
به منظور ساخت مدل شبکه عصبی چند هدفه نتایج آزمایشگاهی به عنوان داده‌های ورودی و خروجی به کار گرفته شد. در جدول ۱، مشخصات ۳۲ نمونه دیوار بتنی پیش‌ساخته که توسط هنری [۱۵] آزمایش شده است، آورده شده است. متغیرهای دیوارهای آزمایش شده شامل ابعاد دیوار، موقعیت، تعداد، تنش تسلیم، مساحت و نسبت پیش‌تنیدگی تاندون‌های پیش‌تنیدگی به کار رفته در دیوار و در نهایت مقاومت فشاری بتن و نسبت تنش محوری دیوار است. طبق جدول ۱، دیوارها دارای ارتفاعی (h_w) از ۲,۲ تا ۳,۳ متر، طول (l_w) مختلف از ۱,۰ تا ۲,۰ متر، مقاومت فشاری بتن (f_c') از ۲۵,۸ تا ۴۱,۰ مگاپاسکال و نسبت تنش محوری (f_c/f_c') از ۰,۰۱۶ تا ۰,۱۶۶ متغیر بودند. تنش محوری (f_c) به عنوان کل بار محوری اعمال شده شامل بار ثقلی وارده و نیروی وارده از طریق تاندون‌ها در فرایند پس‌کشیدگی اولیه تقسیم بر سطح مقطع خالص، تعریف می‌شود.

تمام دیوارها مستقیماً بر روی بستر مستحکم ساخته شد و یک لایه گچ بین دیوار و بستر، به منظور جلوگیری از خرابی زودرس دیوار، قرار داده شده است. تاندون‌های پس‌کشیدگی در بالای دیوار و زیر آن محکم شده بودند و طول غیرپیوستگی برابر با ارتفاع دیوار به اضافه ۷۵۰ میلی‌متر را تامین کردند. دیوارها تحت جابجایی جانبی یکنواخت مورد آزمایش قرار گرفتند

و با خردشدگی موضعی در پاشنه دیوار یا تسلیم یکی از تاندون‌های پیش‌تنیدگی، آزمایش خاتمه یافت. دیوارها به صورت شکل ۳ آزمایش شد.

جدول ۱- مشخصات دیوارهای آزمایش شده

Wall	l_w (m)	h_w (m)	b_w (m)	N_T $(\#)$	f_y (MPa)	A_t (mm^2)	f_{se} $(\%f_y)$	f_c' (MPa)	f_c/f_c'	A_t (mm^2)
A_1	2	3.0	0.14	5	1050	176.7	60	32.9	0.062	176.7
A_2	2	3.0	0.14	5	1050	176.7	40	32.9	0.044	176.7
A_3	2	3.0	0.14	2	1050	176.7	30	32.9	0.016	176.7
A_4	2	3.0	0.14	2	1050	176.7	60	32.9	0.026	176.7
B_1	1	3.3	0.14	1	1050	176.7	40	31.7	0.020	176.7
B_2	1	3.3	0.14	2	1050	176.7	40	31.7	0.038	176.7
B_3	1	3.3	0.14	3	1050	176.7	40	31.7	0.056	176.7
B_4	1	3.3	0.14	3	1050	176.7	60	31.7	0.079	176.7
$C1_1$	1	3.0	0.12	2	1580	146.6	50	25.8	0.074	146.6
$C1_2$	1	3.0	0.12	2	1580	146.6	50	27.9	0.074	146.6
$C1_3$	1	3.0	0.12	3	1580	146.6	75	25.8	0.166	146.6
$C1_4$	1	3.0	0.12	3	1580	146.6	75	27.9	0.166	146.6
$C2_1$	1	2.2	0.12	2	1580	146.6	50	27.9	0.068	146.6
$C2_2$	1	2.2	0.12	2	1580	146.6	50	28.1	0.068	146.6
$C2_3$	1	2.2	0.12	3	1580	146.6	75	27.9	0.154	146.6
$C2_4$	1	2.2	0.12	3	1580	146.6	75	28.1	0.154	146.6
$D1_1$	2	3.0	0.12	3	1580	146.6	50	25.9	0.055	146.6
$D1_2$	2	3.0	0.12	3	1580	146.6	50	26.1	0.055	146.6
$D1_3$	2	3.0	0.12	5	1580	146.6	70	25.9	0.129	146.6
$D1_4$	2	3.0	0.12	5	1580	146.6	70	26.1	0.129	146.6
$D2_1$	2	2.2	0.12	3	1580	146.6	30	28.1	0.031	146.6
$D2_2$	2	2.2	0.12	3	1580	146.6	50	28.1	0.051	146.6
$D2_3$	2	2.2	0.12	5	1580	146.6	50	28.1	0.086	146.6
$D2_4$	2	2.2	0.12	5	1580	146.6	70	28.1	0.120	146.6
E_1	1	3.0	0.12	1	1580	146.6	70	41.0	0.033	146.6
E_2	1	3.0	0.12	2	1580	146.6	50	41.0	0.047	146.6
E_3	1	3.0	0.12	3	1580	146.6	50	41.0	0.070	146.6
E_4	1	3.0	0.12	3	1580	146.6	75	41.0	0.105	146.6
F_1	2	3.0	0.12	3	1580	146.6	50	39.5	0.036	146.6
F_2	2	3.0	0.12	3	1580	146.6	70	39.5	0.051	146.6
F_3	2	3.0	0.12	5	1580	146.6	50	39.5	0.061	146.6
F_4	2	3.0	0.12	5	1580	146.6	70	39.5	0.085	146.6



شکل ۳- نمایش شماتیک آماده‌سازی آزمایش دیوارها [۱۵]

۵- مدل‌سازی شبکه عصبی

۵-۱- داده‌ها و آماده سازی

داده‌های مورد استفاده در این تحقیق از منحنی‌های بار جانبی-تغییر مکان و تار خنثی-تغییر مکان دیوارهای آزمایش شده بدست آمده است. یک مجموعه داده حاوی ۱۳۱۷۵ نقطه داده جمع آوری شد. جدول ۲ جزئیات پارامترهای ورودی و خروجی را نشان می‌دهد. متغیرهای دیوارهای آزمایش شده شامل ابعاد دیوار، موقعیت، تعداد، تنش تسلیم، مساحت و نسبت پیش‌تنیدگی تاندون‌های پیش‌تنیدگی به کار رفته در دیوار و در نهایت مقاومت فشاری بتن و نسبت تنش محوری دیوار است. به منظور مدل‌سازی، تمام پارامترهای موثر بر ظرفیت باربری جانبی دیوارهای گهواره‌ای بتنی استخراج شد تا از آنها به عنوان پارامترهای ورودی استفاده شود.

جدول ۲- جزئیات پارامترهای ورودی و خروجی

پارامتر			حداقل	میانگین	حداکثر	انحراف معیار
ورودی	طول دیوار	$l_w\ (m)$	۱,۰۰	۱,۳۴	۲,۰۰	۰,۵۰
	ارتفاع دیوار	$h_w\ (m)$	۲,۲۰	۲,۹۴	۳,۳۰	۰,۳۸
	ضخامت دیوار	$b_w\ (m)$	۰,۱۲	۰,۱۳	۰,۱۴	۰,۰۱
	تعداد تاندون	$N_T\ (\#)$	۱	۳	۵	۱,۲
	تنش تسلیم تاندون	$f_y\ (MPa)$	۱۰۵۰	۱۴۲۶	۱۵۸۰	۲۲۹,۵
	مساحت تاندون	$A_t\ (mm^2)$	۱۴۶,۶	۱۵۵,۳	۱۷۶,۷	۱۳,۱
	نسبت پس‌کشیدگی	$f_{se}\ (\%f_y)$	۳۰	۵۴,۳	۷۵	۱۳,۵
	مقاومت فشاری بتن	$f_c^{'}\ (MPa)$	۲۵,۸	۳۲,۳	۴۲,۴	۵,۴
	نسبت تنش محوری	$f_c/f_c^{'}$	۰,۰۱۶	۰,۰۶۸	۰,۱۶۶	۰,۰۴۳
	تغییر مکان	$d\ (mm)$	۰,۰	۲۶,۴	۱۱۲,۵	۲۱,۶
خروجی	بار جانبی	$LF\ (kN)$	۰,۰	۱۰۱,۱	۴۰۶,۱	۸۰,۸
	تار خنثی	$NA\ (mm)$	۵۲,۶	۲۲۱,۸	۲۰۰۰,۰	۱۹۴,۱

۲-۵- ارزیابی عملکرد

برای ارزیابی عملکرد مدل، ۷۵% از داده‌ها معادل ۲۴ دیوار به طور تصادفی به مرحله آموزش اختصاص یافته است و ۲۵٪ دیگر داده‌ها در قالب دو زیرمجموعه ۱۲,۵٪ معادل ۴ دیوار به مراحل ارزیابی و آزمایش اختصاص داده شده است. سپس، از خطای میانگین مربعات (MSE)، خطای جذر میانگین مربعات (RMSE)، ضریب همبستگی (r) و ضریب تعیین (R^2) به عنوان شاخص‌های عملکرد مدل استفاده شد. این شاخص‌های آماری را می‌توان به شرح زیر مشخص کرد:

$$MSE = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(t_i - o_i)^2 \tag{۱۳}$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(t_i - o_i)^2} \tag{۱۴}$$

$$r = \frac{n\sum t_i o_i - \sum t_i \sum o_i}{\sqrt{(n\sum {t_i}^2 - (\sum t_i)^2)(n\sum {o_i}^2 - (\sum o_i)^2)}} \tag{۱۵}$$

$$R^2 = \frac{(n\sum t_i o_i - \sum t_i \sum o_i)^2}{(n\sum {t_i}^2 - (\sum t_i)^2)(n\sum {o_i}^2 - (\sum o_i)^2)} \tag{۱۶}$$

که در آن n، t_i و o_i به ترتیب تعداد نقاط داده، مقادیر پیش‌بینی شده و نتایج آزمایشگاهی است.

۳-۵- معماری شبکه عصبی

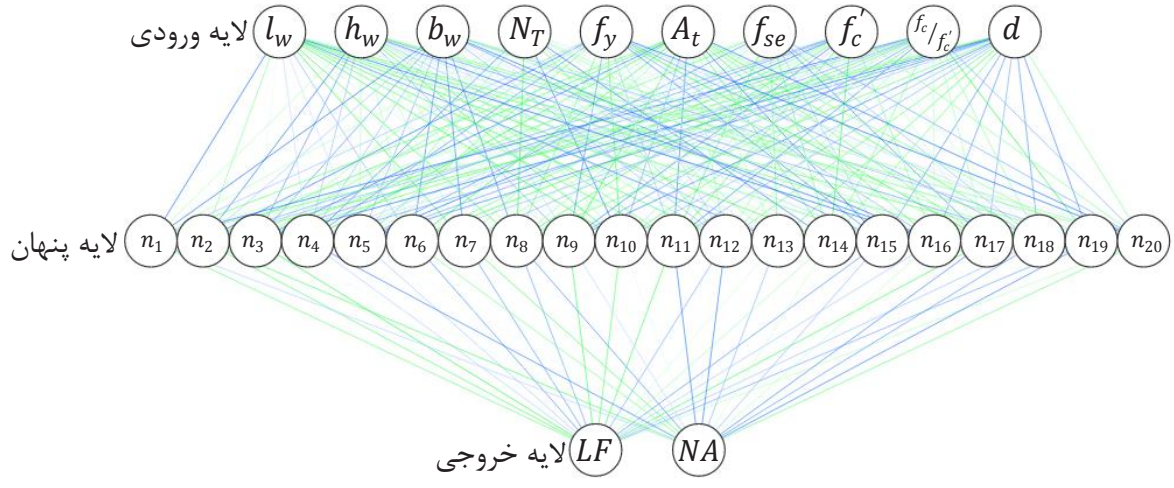
کارایی مدل به معماری شبکه عصبی، یعنی تعداد لایه پنهان و نورون‌ها، بستگی دارد. برای رسیدن به یک مدل با عملکرد بالا، چند معماری ناهمسان با یک لایه پنهان و تعداد نورون مختلف به کار گرفته شد. هر مدل بیست بار رانده شد؛ سپس، مقادیر متوسط خطای میانگین مربعات، خطای جذر میانگین مربعات، ضریب همبستگی و ضریب تعیین برای هر مدل محاسبه شد. جدول ۳ شاخص‌های عملکرد مدل شبکه عصبی برای خروجی‌های بار جانبی و تار خنثی را نشان می‌دهد.

جدول ۳- عملکرد مدل‌های رانده شده با معماری‌های ناهمسان

تعداد نورون‌ها	پارامتر	مرحله آموزش				مرحله ارزیابی				مرحله آزمایش			
		MSE	$RMSE$	r	R^2	MSE	$RMSE$	r	R^2	MSE	$RMSE$	r	R^2
۵	بار جانبی	۱۹۳,۷۲	۱۳,۹۲	۰,۹۸۵	۰,۹۶۹	۱۸۹,۶۸	۱۳,۷۷	۰,۹۸۵	۰,۹۷۰	۱۹۳,۵	۱۳,۹۱	۰,۹۸۵	۰,۹۶۹
	تار خنثی	۳۷۱۲,۷	۶۰,۹۳	۰,۹۴۸	۰,۸۹۸	۳۶۴۵,۵	۶۰,۳۸	۰,۹۴۸	۰,۸۹۹	۳۸۹۱,۹	۶۲,۳۹	۰,۹۴۴	۰,۸۹۱
۱۰	بار جانبی	۲۳,۳۸	۴,۸۴	۰,۹۹۸	۰,۹۹۶	۲۰,۶۱	۴,۵۴	۰,۹۹۸	۰,۹۹۷	۲۴,۷۶	۴,۹۸	۰,۹۹۸	۰,۹۹۶
	تار خنثی	۱۱۷۶۹,۸	۱۰۸,۴۹	۰,۹۵۴	۰,۹۱۰	۱۱۸۱۲,۳	۱۰۸,۶۸	۰,۹۵۲	۰,۹۰۷	۱۱۸۶۹,۴	۱۰۸,۹۵	۰,۹۵۵	۰,۹۱۲
۱۵	بار جانبی	۴,۹۳	۲,۲۲	۱,۰۰۰	۰,۹۹۹	۶,۳۲	۲,۵۱	۱,۰۰۰	۰,۹۹۹	۴,۹۸	۲,۲۳	۱,۰۰۰	۰,۹۹۹
	تار خنثی	۳۲۱,۱	۱۷,۹۲	۰,۹۹۶	۰,۹۹۱	۴۶۵,۹	۲۱,۵۹	۰,۹۹۴	۰,۹۸۸	۴۱۰,۳	۲۰,۲۶	۰,۹۹۵	۰,۹۹۰
۲۰	بار جانبی	۳,۴۰	۱,۸۴	۱,۰۰۰	۰,۹۹۹	۴,۱۱	۲,۰۳	۱,۰۰۰	۰,۹۹۹	۳,۹۱	۱,۹۸	۱,۰۰۰	۰,۹۹۹
	تار خنثی	۳۰۰,۵	۱۷,۳۴	۰,۹۹۶	۰,۹۹۲	۴۳۶,۷	۲۰,۹۰	۰,۹۹۴	۰,۹۸۸	۴۲۹,۸	۲۰,۷۳	۰,۹۹۵	۰,۹۸۹

همانطور که در این جدول مشاهده می‌شود، انتخاب تعداد ۲۰ نورون با داشتن کمترین مقادیر متوسط خطای میانگین مربعات و خطای جذر میانگین مربعات و بالاترین مقادیر ضریب همبستگی و ضریب تعیین می‌تواند منجر به نتایج بهتری شود. البته با توجه به اختلاف اندک در نتایج شبکه‌های آموزش دیده با ۱۵ و ۲۰ نورون، استفاده

بیش‌تر از این تعداد منطقی نمی‌باشد. از این رو، شبکه عصبی با یک لایه پنهان حاوی ۲۰ نورون، همانطور که در شکل ۴ نشان داده شده است، به عنوان مدل پیشنهادی در نظر گرفته شد.

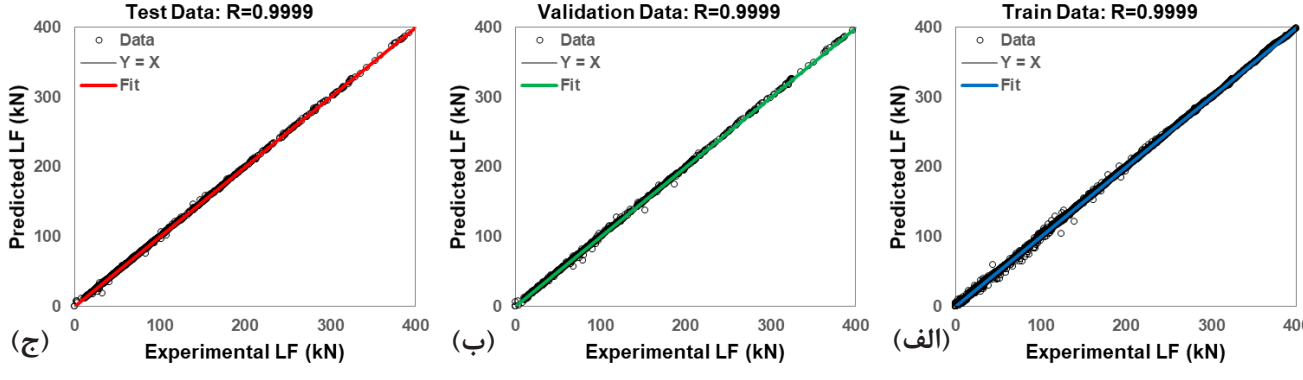


شکل ۴- معماری شبکه عصبی پیشنهادی

۶- نتایج و بحث

۶-۱- ارزیابی مدل

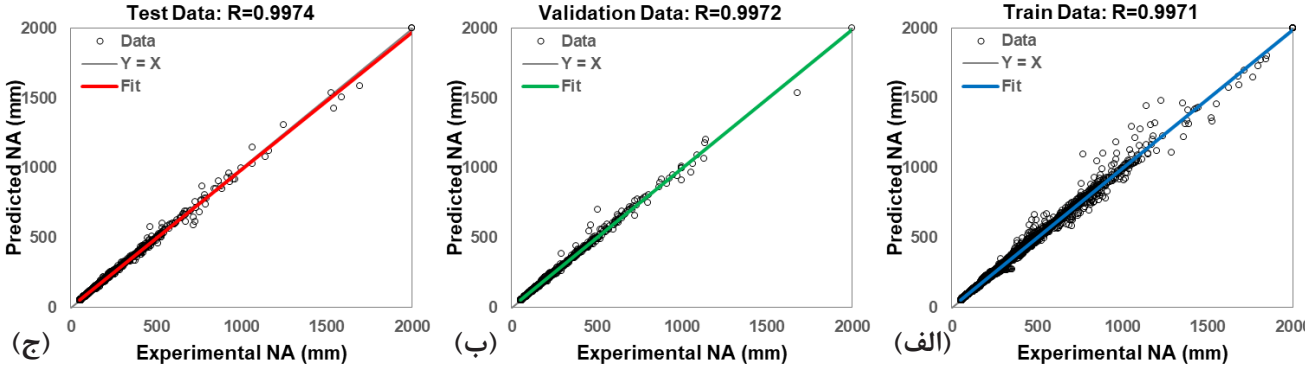
شکل ۵ مقادیر پیش‌بینی شده و آزمایشگاهی بار جانبی توسط مدل شبکه عصبی آموزش دیده را در نمودارهای پراکندگی نشان می‌دهد. این شکل مراحل آموزش (الف)، ارزیابی (ب) و آزمایش (ج) مدل را نشان می‌دهد که پارامترهای عملکرد آن به ترتیب خطای میانگین مربعات ۱,۳۱، ۱,۴۸، ۰,۸۷، خطای جذر میانگین مربعات ۱,۱۴، ۱,۲۲، ۰,۹۳، ضریب همبستگی ۱,۰۰، ۱,۰۰، ۱,۰۰ و ضریب تعیین ۱,۰۰، ۱,۰۰، ۱,۰۰ است. مقادیر بالای ضریب همبستگی و ضریب تعیین و مقادیر کم خطای میانگین مربعات و خطای جذر میانگین مربعات بیانگر عملکرد عالی مدل شبکه عصبی در پیش‌بینی بار جانبی است.



شکل ۵- مقایسه بار جانبی پیش‌بینی شده و آزمایشگاهی برای مراحل (الف) آموزش، (ب) ارزیابی و (ج) آزمایش

شکل ۶ نتایج پیش‌بینی تار خنثی توسط مدل شبکه عصبی را نشان می‌دهد. این شکل به ترتیب مراحل (الف) آموزش، (ب) ارزیابی و (ج) آزمایش مدل را نشان می‌دهد. پارامترهای عملکرد در آن مراحل به ترتیب خطای میانگین مربعات ۲۱۶,۲، ۱۸۷,۹، ۲۲۰,۱، خطای جذر میانگین مربعات ۱۴,۷۰، ۱۳,۷۱، ۱۴,۸۴، ضریب همبستگی ۰,۹۹۷، ۰,۹۹۷، ۰,۹۹۷ و ضریب تعیین ۰,۹۹۴، ۰,۹۹۴، ۰,۹۹۵ است. همانطور که قابل مشاهده است، مدل شبکه عصبی توانسته است عملکرد قابل قبولی را در پیش‌بینی تار خنثی نشان دهد، چرا که که مقادیر ضریب همبستگی و ضریب تعیین نزدیک به ۱ است، و مقدار خطای جذر میانگین مربعات در دامنه ۰ تا

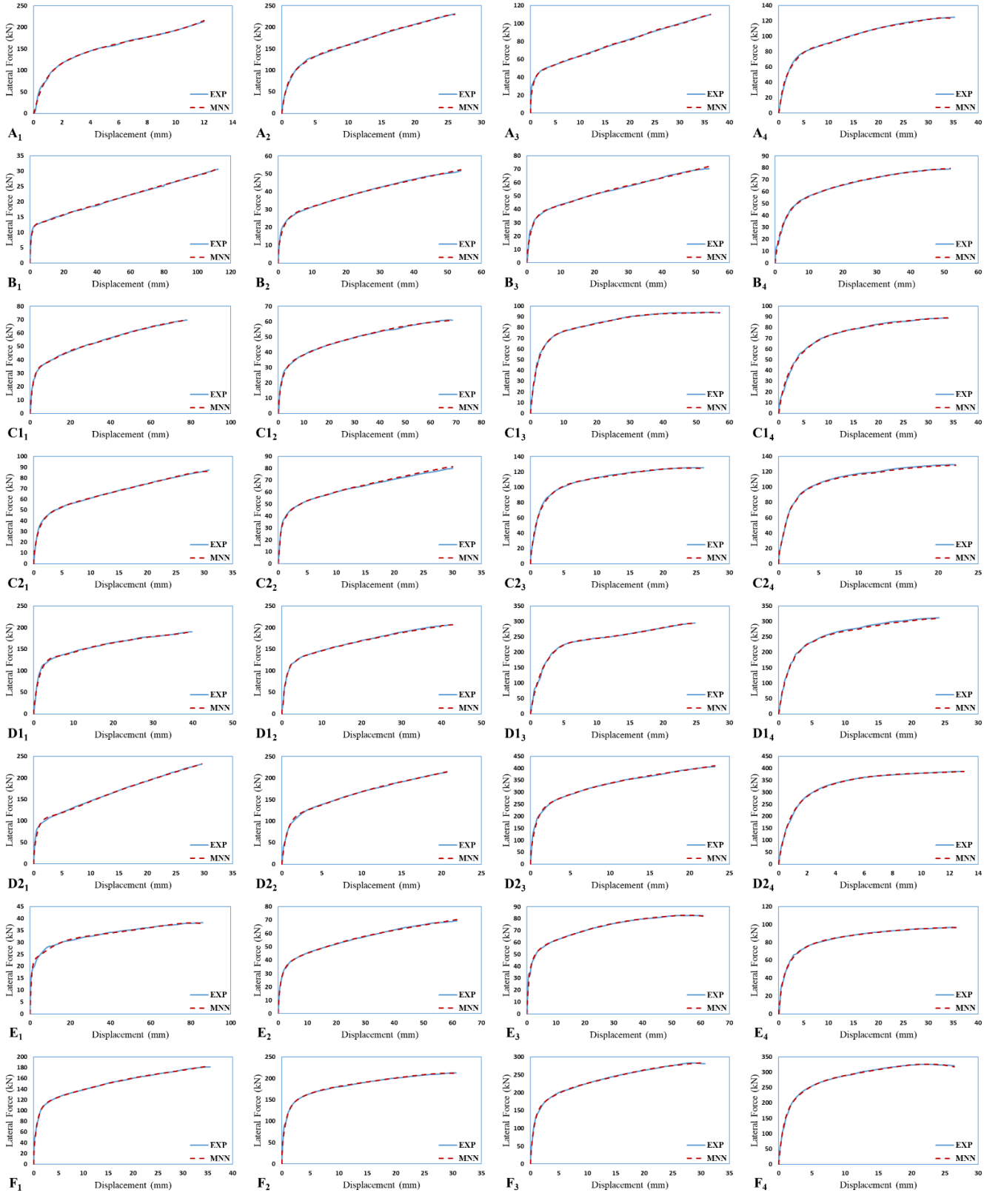
۱۵ میلی‌متر تار خنثی است که تقریبا کم می‌باشد. مقادیر شاخص‌های عملکرد در مراحل آموزش، ارزیابی و آزمایش در پیش‌بینی بار جانبی و تار خنثی، قابلیت اطمینان بالای مدل شبکه عصبی چند هدفه را تأیید می‌کند.



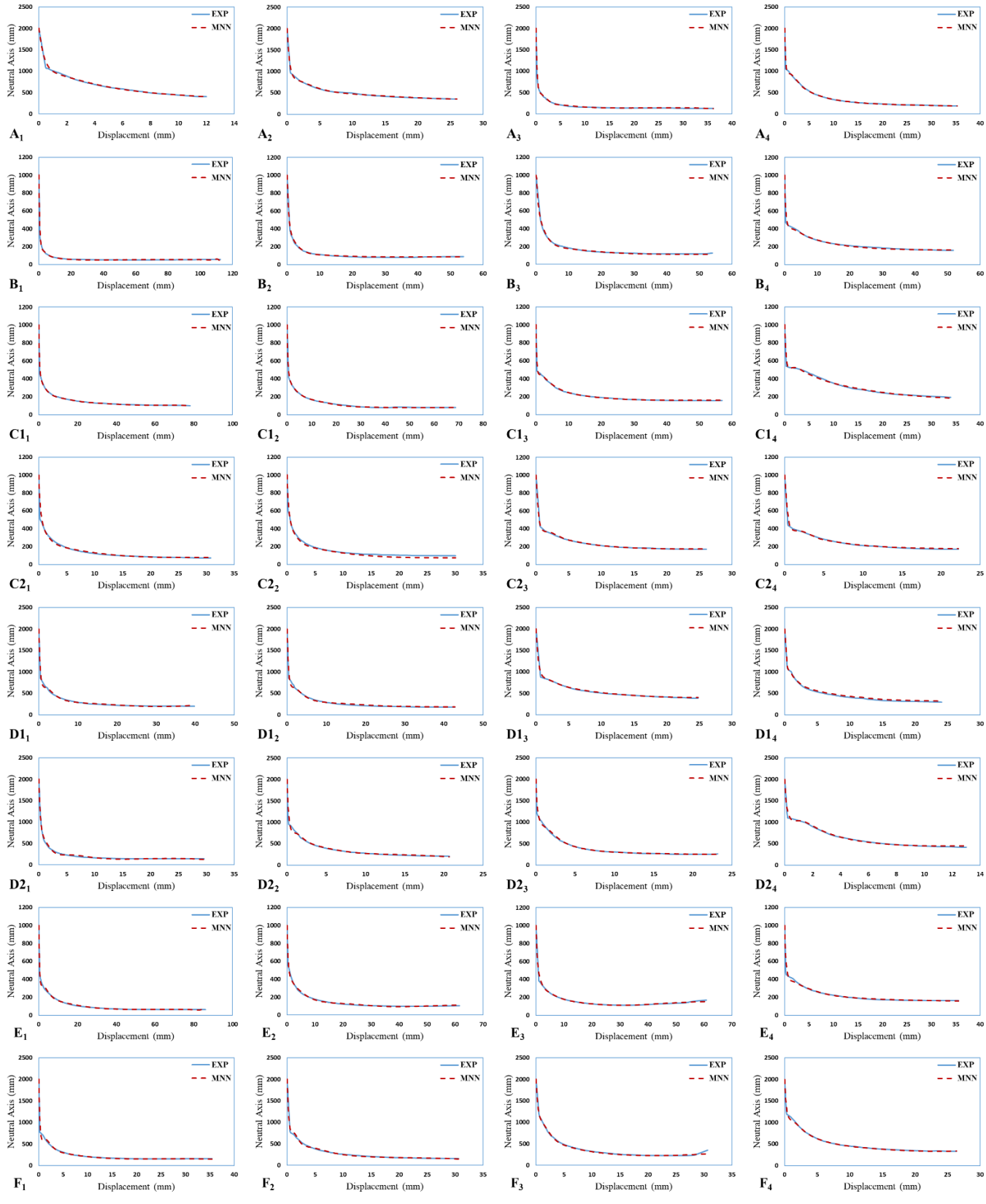
شکل ۶- مقایسه تار خنثی پیش‌بینی شده و آزمایشگاهی برای مراحل (الف) آموزش، (ب) ارزیابی و (ج) آزمایش

۲-۶- اعتبارسنجی مدل

مدل شبکه عصبی ارائه شده با استفاده از پاسخ‌های بار جانبی-تغییر مکان و تار خنثی-تغییر مکان از ۳۲ دیوار بتنی پس‌کشیده مجزا آزمایش شده توسط هنری [۱۵] (جدول ۱) اعتبارسنجی شد. شکل ۷ منحنی‌های بار جانبی-تغییر مکان را که با استفاده از روش شبکه عصبی و نتایج بدست آمده از برنامه آزمایشگاهی حاصل شده، مقایسه می‌کند. همانطور که در شکل‌ها نشان داده شده است، این مدل قادر است سختی اولیه، سختی ثانویه، مقاومت بیشینه و ظرفیت دورانی را به درستی پیش‌بینی کند. همچنین این مدل می‌تواند تغییر مکان متناظر با مقاومت بیشینه را بدست آورد.

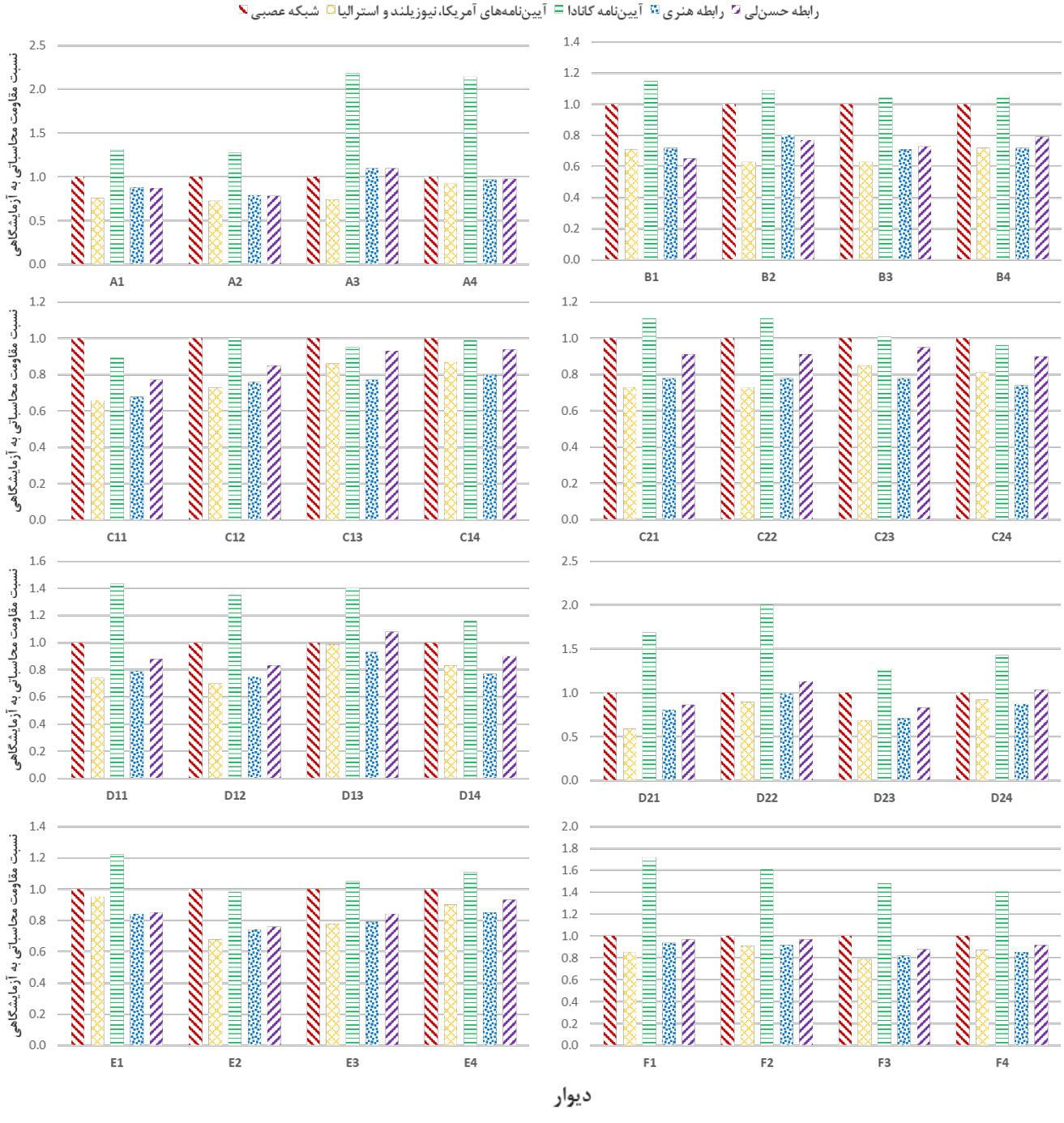


شکل ۷- مقایسه منحنی‌های آزمایشگاهی و پیش‌بینی شده بار جانبی-تغییر مکان دیوارها



شکل ۸- مقایسه منحنی‌های آزمایشگاهی و پیش‌بینی شده تار خنثی-تغییر مکان دیوارها

شکل ۸ عمق تار خنثی بدست آمده از رویکرد شبکه عصبی را با نتایج مستخرج از فعالیت آزمایشگاهی مقایسه می‌کند. از آنجایی که، پس از جدا شدن پاشنه دیوار تا تغییر مکان جانبی نسبی ۰٫۵ درصد (مرحله اول)، عمق تار خنثی دچار افت شدیدی می‌شود و بعد از آن تا انتهای بارگذاری (مرحله دوم) تقریبا ثابت می‌ماند [۲۲]؛ لازم به ذکر است، مدل شبکه عصبی ارائه شده تغییرات عمق تار خنثی را خصوصا در مرحله اول با دقت بسیار بالایی پیش‌بینی می‌کند. به طور کلی، مدل ارائه شده ارتباط منطقی با داده‌های آزمایشگاهی فراهم می‌کند. این دقت می‌تواند به روند تحلیل و طراحی دیوارهای بتنی گهواره‌ای کمک بسزایی کند.



شکل ۹- مقایسه مقاومت جانبی پیش‌بینی شده توسط شبکه عصبی و روابط موجود

۳-۶- مقایسه با فرمول‌های پیشنهادی موجود

نسبت بیش‌ترین مقاومت جانبی دیوارها، مستخرج از روابط آیین‌نامه‌ای، معادلات پیشنهادی و مدل شبکه عصبی در شکل ۷، به مقادیر متناظر از نتایج آزمایشی، در شکل ۹ ارائه شده است. مطابق این شکل، فرمول ارائه شده توسط آیین‌نامه‌های طراحی بتن ایالات متحده (ACI 318-19) [۲۴]، نیوزیلند (NZS 3101) [۲۵] و استرالیا (AS 3600) [۲۶] مقاومت خمشی دیوارهای گهواره‌ای بتنی را در محدوده ۰,۵۹ تا ۰,۹۹ مقادیر واقعی پیش‌بینی می‌کنند. همچنین، آیین‌نامه طراحی بتن کانادا (CSA-A23) [۲۷] پیش‌بینی بسیار محافظه کارانه‌ای از مقاومت خمشی دیوارهای گهواره‌ای بتنی ارائه می‌دهد. با وجود این، مدل شبکه عصبی چند هدفه می‌تواند مقاومت دیوارها را با دقت بسیار بیشتری در مقایسه با آیین‌نامه‌های مذکور و فرمول‌های موجود پیش‌بینی کند. مقاومت پیش‌بینی شده دیوارهای بتنی با استفاده از رویکرد اتخاذ شده در محدوده ۰,۰۱± درصد از میانگین نتایج آزمایشگاهی قرار می‌گیرد. در مقایسه با مقاومت‌های پیش‌بینی شده با استفاده از روابط مختلف ارائه شده در شکل ۹، روش شبکه عصبی منجر به پیش‌بینی بسیار بهتری شده است.

همانطور که توضیح داده شد، مدل شبکه عصبی ارائه شده قادر به پیش‌بینی دقیق رفتار جانبی دیوارهای بتنی پس‌کشیده می‌باشد. این رویکرد در مقایسه با روش‌های پیشین، که نیازمند تلاش محاسباتی بسیار و بعضا تکرار چرخه‌های محاسباتی هستند، دارای برتری‌های نظیر محاسبات ساده، سرعت بیشتر و دقت بالاتر است. به منظور رفع نیاز به انجام کارهای آزمایشی پرهزینه و وقت‌گیر، این مدل شبکه عصبی چند هدفه ارائه شد.

۷- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، قابلیت رویکرد محاسبات نرم در پیش‌بینی رفتار بار-تغییر مکان در دیوارهای گهواره‌ای بتنی، مورد بررسی قرار گرفت. از این رو، ابتدا از کارهای آزمایشگاهی گذشته کلیه پارامترهای تأثیرگذار بر ظرفیت باربری جانبی دیوارهای گهواره‌ای بتنی استخراج شد تا با استفاده از آنها و شبکه عصبی چند هدفه، رفتار جانبی این دیوارها پیش‌بینی شود. سرانجام، منحنی‌های بار جانبی-تغییر مکان و تار خنثی-تغییر مکان دیوارهای گهواره‌ای بتنی پیش‌بینی شدند. علاوه بر این، به بررسی دقت معادلات و روش‌های فعلی برای پیش‌بینی مقاومت خمشی دیوارهای گهواره‌ای بتنی بر اساس نتایج آزمایشگاهی گذشته پرداخته شد. یافته‌های اصلی این تحقیق عبارتند از:

- مدل شبکه عصبی ارائه شده با استفاده از پاسخ‌های بار جانبی-تغییر مکان و تار خنثی-تغییر مکان از ۳۲ دیوار بتنی پس‌کشیده مجزا آزمایش شده توسط هنری [۱۵] اعتبارسنجی شد. نتایج نشان داد که، این مدل قادر است سختی اولیه، سختی ثانویه، مقاومت بیشینه و ظرفیت دورانی را به درستی پیش‌بینی کند. همچنین این مدل می‌تواند تغییر مکان متناظر با بیش‌ترین مقاومت را بدست آورد.
- مدل شبکه عصبی چند هدفه، رفتار جانبی دیوارهای گهواره‌ای بتنی را با دقت بسیار بالایی پیش‌بینی می‌کند. پارامترهای عملکردی آن برای منحنی‌های بار جانبی-تغییر مکان و تار خنثی-تغییر مکان به ترتیب، خطای میانگین مربعات ۱,۲۸۱ و ۲۲۰,۱۲۵، خطای جذر میانگین مربعات ۱,۱۳۲ و ۱۴,۸۳۷، ضریب همبستگی ۱,۰۰و ۰,۹۹۷، و ضریب تعیین ۱,۰۰ و ۰,۹۹۵ است. مقادیر بالای ضریب همبستگی و ضریب تعیین و مقادیر کم خطای میانگین مربعات و خطای جذر میانگین مربعات بیانگر عملکرد عالی مدل ارائه شده در پیش‌بینی بار جانبی است.
- ارزیابی عملکرد پیش‌بینی مقاومت دیوارهای گهواره‌ای بتنی توسط روابط موجود نشان داد، روابط آیین‌نامه‌های آمریکا (ACI 318-19) [۲۴]، نیوزیلند (NZS 3101) [۲۵] و استرالیا (AS 3600) [۲۶] مقاومت خمشی دیوارهای گهواره‌ای بتنی را در محدوده ۰,۵۹ تا ۰,۹۹ مقادیر واقعی پیش‌بینی می‌کنند. همچنین، آیین‌نامه طراحی بتن کانادا (CSA-A23) [۲۷] پیش‌بینی بسیار محافظه کارانه‌ای از مقاومت خمشی دیوارهای گهواره‌ای بتنی ارائه می‌دهد.

مراجع

[1] Kurama Y, Sause R, Pessiki S, Lu L-W (1999). Lateral load behavior and seismic design of unbonded post-tensioned precast concrete walls. Structural Journal 96 (4):622-632.

[2] Priestley MN, Sritharan S, Conley JR, Pampanin S (1999). Preliminary results and conclusions from the PRESSS five-story precast concrete test building. PCI Journal 44 (6):42-67.

[3] Kurama YC, Sause R, Pessiki S, Lu L-W (2002). Seismic response evaluation of unbonded post-tensioned precast walls. Structural Journal 99 (5):641-651.

[4] Perez FJ, Sause R, Pessiki S (2007). Analytical and experimental lateral load behavior of unbonded posttensioned precast concrete walls. Journal of Structural Engineering 133 (11):1531-1540.

[5] ACI Innovation Task Group 5 (2007) Acceptance criteria for special unbonded post-tensioned precast structural walls based on validation testing. ACI ITG-5.1-07, American Concrete Institute.

[6] ACI Innovation Task Group 5 (2009) Requirements for Design of a Special Unbonded Post-tensioned Precast Shear Wall Satisfying ACI ITG-5.1 (ACI ITG-5.2-09) and Commentary: An ACI Standard. American Concrete Institute.

[7] Hassani B, Jafari A (2012). An investigation on the seismic performance of reinforced concrete panel structures. Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing) 13 (2):181-193.

[8] Zandi Y, Sadeghi M, Jafari A, Keyhani A (2013). Effect of height on the seismic behavior of reinforced concrete bearing wall structural systems with high ductility. Middle East Journal of Scientific Research 14 (10):1345-1353.

[9] Jafari A, Ghasemi MR, Akbarzadeh Bengar H, Hassani B (2016). Modeling of dynamic behavior and estimation of damage incurred by self-centering rocking walls. Journal of Rehabilitation in Civil Engineering 4 (2):93-108.

[10] Azadi Kakavand MR, Khanmohammadi M (2018). Seismic Fragility assessment of local and global failures in low-rise non-ductile existing RC buildings: Empirical shear-axial modelling vs. ASCE/SEI 41 approach. Computational Engineering and Physical Modeling 1 (1):38-57.

[11] Jafari A, Dugnani R (2018). Estimation of Load-Induced Damage and Repair Cost in Post-Tensioned Concrete Rocking Walls. Journal of Shanghai Jiaotong University (Science) 23 (1):122-131.

[12] Jafari A, Ghasemi MR, Bengar HA, Hassani B (2018). A novel method for quantifying damage to cast-in-place self-centering concrete stepping walls. Structural Concrete 19 (6):1713-1726.

[13] Jafari A, Ghasemi MR, Bengar HA, Hassani B (2018). Seismic performance and damage incurred by monolithic concrete self-centering rocking walls under the effect of axial stress ratio. Bulletin of Earthquake Engineering 16 (2):831-858.

[14] Ghoddusi M, Bakhshi H, Khosravi H (2019). Evaluation of seismic behavior of steel shear wall by time history analysis. Computational Engineering and Physical Modeling 2 (1):32-52.

[15] Henry R (2011) Self-centering precast concrete walls for buildings in regions with low to high seismicity. ResearchSpace@ Auckland,

[16] Wight GD (2006) Seismic performance of a post-tensioned concrete masonry wall system. ResearchSpace@ Auckland,

[17] ElGawady M, Booker AJ, Dawood HM (2010). Seismic behavior of posttensioned concrete-filled fiber tubes. Journal of Composites for Construction 14 (5):616-628.

[18] ElGawady MA, Sha'lan A (2011). Seismic behavior of self-centering precast segmental bridge bents. Journal of Bridge Engineering 16 (3):328-339.

[19] Mattock AH, Yamazaki J, Kattula BT Comparative study of prestressed concrete beams, with and without bond. In: Journal Proceedings, 1971. vol 2. pp 116-125.

[20] Hassanli R (2019) Experimental Investigation of Unbonded Post-tensioned Masonry Walls. In: Behavior of Unbounded Post-tensioned Masonry Walls. Springer, pp 163-194.

[21] Building Seismic Safety Council (2009) NEHRP Recommended Provisions for New Buildings and Other Structures, Part I (Provisions) and Part II (Commentary). FEMA P-750/2009 ed. Washington, DC.

[22] Aaleti S, Sritharan S (2009). A simplified analysis method for characterizing unbonded post-tensioned precast wall systems. Engineering Structures 31 (12):2966-2975.

[23] Hassanli R, ElGawady MA, Mills JE (2016). Force–displacement behavior of unbonded post-tensioned concrete walls. Engineering Structures 106:495-505.
[24] ACI 318 (2019) Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-19), ACI Committee 318. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
[25] NZS 3101 (2006) The design of concrete structures. Standards New Zealand, New Zealand.
[26] AS3600 (2009) Australian standard: concrete structures. Standards Australia International, Sydney, Australia.
[27] Canadian Standards Association (2004) CAN CSA A23. 3-04 Design of concrete structures. CSA, Rexdale, Ontario.
[28] Torkian H, Keshavarz Z (2018). Determining the drift in reinforced concrete building using ANFIS soft computing modeling. Computational Engineering and Physical Modeling 1 (1):1-11.
[29] Shahmansouri AA, Bengar HA, Jahani E (2019). Predicting compressive strength and electrical resistivity of eco-friendly concrete containing natural zeolite via GEP algorithm. Construction and Building Materials 229:116883.
[30] Naderpour H, Nagai K, Fakharian P, Haji M (2019). Innovative models for prediction of compressive strength of FRP-confined circular reinforced concrete columns using soft computing methods. Composite Structures 215:69-84.
[31] Shahmansouri AA, Akbarzadeh Bengar H, Ghanbari S (2020). Experimental investigation and predictive modeling of compressive strength of pozzolanic geopolymer concrete using gene expression programming. Journal of Concrete Structures and Materials 5 (1):92-117.
[32] Kanchidurai S, Krishnan P, Baskar K (2020). Compressive Strength Estimation of Mesh Embedded Masonry Prism Using Empirical and Neural Network Models. Journal of Soft Computing in Civil Engineering 4 (4):24-35.
[33] Shahmansouri AA, Bengar HA, Ghanbari S (2020). Compressive strength prediction of eco-efficient GGBS-based geopolymer concrete using GEP method. Journal of Building Engineering 31:101326.
[34] Hwang S-H, Mangalathu S, Shin J, Jeon J-S (2021). Machine learning-based approaches for seismic demand and collapse of ductile reinforced concrete building frames. Journal of Building Engineering 34:101905.
[35] Naderpour H, Rafiean AH, Fakharian P (2018). Compressive strength prediction of environmentally friendly concrete using artificial neural networks. Journal of Building Engineering 16:213-219.
[36] Mangalathu S, Heo G, Jeon J-S (2018). Artificial neural network based multi-dimensional fragility development of skewed concrete bridge classes. Engineering Structures 162:166-176.
[37] Shahmansouri AA, Yazdani M, Ghanbari S, Bengar HA, Jafari A, Ghatte HF (2020). Artificial neural network model to predict the compressive strength of eco-friendly geopolymer concrete incorporating silica fume and natural zeolite. Journal of Cleaner Production 279:123697.
[38] Abbaszadeh MA, Sharbatdar M (2020). Modeling of Confined Circular Concrete Columns Wrapped by Fiber Reinforced Polymer Using Artificial Neural Network. Journal of Soft Computing in Civil Engineering 4 (4):61-78.
[39] Nematzadeh M, Shahmansouri AA, Zabihi R (2021). Innovative models for predicting post-fire bond behavior of steel rebar embedded in steel fiber reinforced rubberized concrete using soft computing methods. Structures.
[40] Naderpour H, Fakharian P, Rafiean AH, Yourtchi E (2016). Estimation of the shear strength capacity of masonry walls improved with Fiber Reinforced Mortars (FRM) using ANN-GMDH approach. Journal of Concrete Structures and Materials 1 (2):47-59.
[41] Naderpour H, Fakharian P (2016). A synthesis of peak picking method and wavelet packet transform for structural modal identification. KSCE Journal of Civil Engineering 20 (7):2859-2867.
[42] Naderpour H, Fakharian P (2018). Predicting the torsional strength of reinforced concrete beams strengthened with FRP sheets in terms of artificial neural networks. Journal of Structural and Construction Engineering 5 (1):20-35.

[43] Azadi Kakavand MR, 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.
[44] Jafari A, Johnson S (2019). The inherent power efficiency of continuous tunable stiffness mechanisms. Mechanism and Machine Theory 135:208-224.
[45] Abdulla NA (2020). Using the artificial neural network to predict the axial strength and strain of concrete-filled plastic tube. Journal of Soft Computing in Civil Engineering 4 (2):63-86.
[46] Bengar HA, Shahmansouri AA, Sabet NAZ, Kabirifar K, Tam VW (2020). Impact of elevated temperatures on the structural performance of recycled rubber concrete: Experimental and mathematical modeling. Construction and Building Materials 255:119374.
[47] Azadi Kakavand MR, 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.
[48] Bengar HA, Shahmansouri AA (2020). A new anchorage system for CFRP strips in externally strengthened RC continuous beams. Journal of Building Engineering 30:101230.
[49] Naderpour H, Eidgahee DR, Fakharian P, Rafiean AH, Kalantari SM (2020). A new proposed approach for moment capacity estimation of ferrocement members using Group Method of Data Handling. Engineering Science and Technology, an International Journal 23 (2):382-391.
[50] Azadi Kakavand MR, Sezen H, Taciroglu E (2021). Data-Driven Models for Predicting the Shear Strength of Rectangular and Circular Reinforced Concrete Columns. Journal of Structural Engineering 147 (1):04020301.
[51] Shahmansouri AA, Bengar HA, AzariJafari H (2021). Life cycle assessment of eco-friendly concrete mixtures incorporating natural zeolite in sulfate-aggressive environment. Construction and Building Materials 268:121136.
[52] Feng D-C, Cetiner B, Azadi Kakavand MR, Taciroglu E (2021). Data-Driven Approach to Predict the Plastic Hinge Length of Reinforced Concrete Columns and Its Application. Journal of Structural Engineering 147 (2):04020332.
[53] Shahmansouri AA, Nematzadeh M, Behnood A (2021). Mechanical properties of GGBFS-based geopolymer concrete incorporating natural zeolite and silica fume with an optimum design using response surface method. Journal of Building Engineering 36:102138.
[54] Chatterjee S, Sarkar S, Hore S, Dey N, Ashour AS, Shi F, Le D-N (2017). Structural failure classification for reinforced concrete buildings using trained neural network based multi-objective genetic algorithm. Structural Engineering and Mechanics 63 (4):429-438.
[55] Moradi MJ, Hariri-Ardebili MA (2019). Developing a library of shear walls database and the neural network based predictive meta-model. Applied Sciences 9 (12):2562.
[56] Khaleghi M, Salimi J, Farhangi V, Moradi MJ, Karakouzian M (2021). Application of Artificial Neural Network to Predict Load Bearing Capacity and Stiffness of Perforated Masonry Walls. CivilEng 2 (1):48-67.

Seismic Response of Wind Turbines Supported by RC Mono-Pile in Liquefied Soil

Mehran Tirandazian
Ph.D. Candidate, Faculty of Engineering, Kharazmi University, Tehran, Iran

Gholamreza Nouri*
Assistant Professor, Faculty of Engineering, Kharazmi University, Tehran, Iran
r.nouri@khu.ac.ir

Abstract
Recent growth in the construction of wind farms with concrete piles in seismic areas with liquefaction potential has necessitated the evaluation of the seismic performance of these structures. In this paper, the effect of liquefaction on the seismic response of wind turbines supported by reinforced concrete mono-pile is investigated. Nonlinear dynamic analysis has been performed by finite element method in OpenSees software. Beams on a nonlinear Winkler foundation method was applied. The responses of reinforced concrete mono-pile foundation was studied for two sets of far and near field earthquake record and four different groups were considered for liquefied sandy soils with different coefficients of internal friction, shear wave velocity, relative compaction percentage and porosity. The results showed that with increasing the coefficient of internal friction and soil compaction rate, the amount of excess pore pressure of the soil adjacent to the RC mono-pile decreases. Also, as the thickness of the liquefied layer increases, the pressure of the extra pore water around the mono-pile will decrease but the displacement of the mono-pile will increase.
Keywords: *Wind turbin, RC Monopile, Excess pore pressures, Farfield erthquake, Nearfield erthquake*

پاسخ لرزه‌ای تک شمع‌های بتنی توربین‌های بادی مستقر بر خاک‌های روانگرا

دریافت مقاله: ۲۵-۱۱-۱۳۹۹
پذیرش مقاله: ۲۵-۱۲-۱۳۹۹

مهران تیراندازیان
دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران

غلامرضا نوری*
استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران

چکیده

رشد اخیر در ساخت نیروگاه های بادی با شمع بتنی در مناطق لرزه خیز با احتمال روانگرایی، ارزیابی عملکرد لرزه‌ای این سازه‌ها را ضروری کرده است. در این مقاله تأثیر پدیده روانگرایی بر پاسخ لرزه‌ای توربین‌های بادی تک شمع بتنی بررسی شده است. از روش اجزا محدود و روش مدل سازی همبسته تیر بروی بستر غیرخطی وینکلر به منظور شبیه سازی عددی استفاده شده است. با تحلیل های تاریخچه زمانی غیر خطی، پاسخ تک شمع بتنی مسلح برای دو دسته رکوردهای زلزله حوزه دور و نزدیک مورد بررسی قرار گرفت. اثر پارامترهای مختلفی نظیر تغییر مشخصات و ضخامت لایه خاک روانگرا و اثر زلزله های حوزه دور و نزدیک بررسی شده است. چهار گروه مختلف برای خاک ماسه ای روانگرا در نظر گرفته شد که دارای ضرایب اصطکاک داخلی، سرعت موج برشی، درصد تراکم و تخلل متفاوت هستند. نتایج این تحقیق نشان می دهد که با افزایش ضریب اصطکاک داخلی و درصد تراکم خاک میزان فشار آب منفذی اضافی خاک مجاور شمع و میزان جابجایی شمع کاهش می یابد. همچنین با افزایش ضخامت لایه روانگرا، فشار آب منفذی اضافی اطراف شمع کاهش اما جابجایی شمع افزایش خواهد یافت.

کلمات کلیدی: شمع بتنی، نیروگاه، تک شمع، خاک روانگرا، زمین لرزه، حوزه دور، حوزه نزدیک.

۱- مقدمه

اندرکنش بین خاک-شمع-سازه یک پدیده پیچیده است. در نتیجه، مدل‌های ساده‌شده‌ای که سعی بر ثبت جنبه‌های اصلی اندرکنش خاک-شمع-سازه دارد، توسعه‌یافته‌اند. از بین این مدل‌ها آن‌هایی که بر مبنای فنرهای غیرخطی وینکلر هستند، که به روش‌های P-y معروفند، اغلب اوقات برای بررسی اندرکنش خاک-شمع- سازه استفاده می‌شوند. بررسی دقیق پدیده اندرکنش، نیاز به مدل‌های سه‌بعدی جامع اجزا محدود دارد که ازنظر محاسباتی به‌خصوص برای سازه‌های بزرگ نظیر سکوهای دریایی بسیار پیچیده، زمان‌بر و نیازمند دقت بسیار زیاد در نحوه مدل‌سازی هستند. همچنین نیاز به اجزاءهای تماسی[1] دقیقی دارند که اثرات اندرکنشی شمع-خاک-سازه نظیر پدیده شکافت و لغزش[2] بین شمع و خاک را در نظر بگیرند. به‌عنوان روشی جایگزین، مدل‌های اندرکنشی تیر بر روی بستر غیرخطی وینکلر در حوزه مهندسی بسیار کاربرد دارد. انتخاب نوع پی مناسب به عمق آب، شرایط خاک، هزینه ساخت و اجرای پی و سایر عوامل بستگی دارد. انواع عمده پی‌های مورداستفاده در توربین‌های انرژی باد تک‌شمع‌های بتن مسلح، پی‌های ثقلی و پی‌های سه و چهارپایه هستند [۱].

یکی از مخاطرات لرزه‌ای بنا بر آمارهای موجود در زلزله‌های اخیر، پدیده روانگرایی است. این پدیده در دنیا با دو زلزله نیگاتا و آلاسکا در سال ۱۹۶۴ میلادی و در کشور ما با زلزله منجیل در سال ۱۳۶۹ شمسی به‌عنوان یک خطر لرزه‌ای مهم شناخته‌شده است. بررسی مسائل روانگرایی برای گسترش بنادر شمالی و جنوبی و اجزای سازه‌های ساحلی و فراساحلی در کشور ایران به دلیل قرار گرفتن در ناحیه با خطر لرزه‌خیزی بالا و وجود خاک روانگرا در مناطق ساحلی و فراساحلی از اهمیت بیشتری برخوردار است [۲]. خاک‌های سطحی موجود در مناطق ساحلی و فراساحلی در بعضی مواقع از نوع ماسه‌ای سست و یا نیمه متراکم و یا از نوع سیلت‌های غیر چسبنده هستند که ضخامت آن‌ها به چندین متر می‌رسد. به همین علت در این نواحی سازه‌ها معمولاً بر روی شالوده‌های عمیق ساخته می‌شوند. شمع‌ها که به‌طور مطمئنی در عمق‌های بیشتر ازآنچه روانگرایی ممکن است رخ دهد، دارای مقاومت هستند و می‌توانند تکیه‌گاه مطمئنی را فراهم آورند تا خطر جابجایی و نشست‌های غیرقابل‌قبول ناشی از پدیده روانگرایی را کاهش دهند. باید به این نکته توجه کرد که استفاده از پی‌های عمیق لزوماً جلوی رخداد صدمات در اثر تغییر مکان‌های جانبی غیریکنواخت در سازه را نمی‌گیرند [۲]. مشاهده تخریب و شکست پی‌های عمیق در اثر روانگرایی و گسترش جانبی در زلزله‌های جانبی گذشته لزوم شناخت کامل اثرات این پدیده را بر روی پی‌های عمیق آشکار ساخته است. تلاش‌های تحقیقاتی مهمی در این زمینه در طی چند سال گذشته انجام‌گرفته است که منجر به توسعه روش‌های تحلیلی همچون تیر بر روی بستر غیرخطی وینکلر، مدل‌سازی پیوسته دوبعدی و سه‌بعدی سیستم خاک– شمع- سازه شده است. این روش‌ها با محافظه‌کاری مناسبی می‌توانند بستر مناسبی برای تحلیل و طراحی پی‌های عمیق در خاک‌های روانگرا باشند.

تحقیقات متنوعی بر روی این روش مدل‌سازی در خاک‌های مستعد پدیده روانگرایی صورت پذیرفته است. لامبردی و همکاران (۲۰۱۴) [۳]، لامبردی و همکاران (۲۰۱۷) [۴]، روح الامین و همکاران (۲۰۱۷) [۵]، داش و همکاران (۲۰۱۷) [۶]، ژانگ و همکاران (۲۰۲۰) [۷]، اوزنر و همکاران (۲۰۲۰) [۸] به بررسی رابطه بین شرایط خاک و شرایط تنش با شروع روانگرایی و رفتار پس از روانگرایی انواع مختلف خاک‌های دانه‌ای پرداخته‌اند. بایرن و همکاران (۲۰۰۰) [۹]، چانگ و هاچینسون (۲۰۱۳) [۱۰]، جنالی‌زاده و زحمتکش (۲۰۱۵) [۱۱]، اسدی و همکاران (۲۰۱۷) [۱۲]، به مقایسه رفتار بدست آمده از مطالعات آزمایشگاهی و میدانی شالوده‌های قرار گرفته در خاک و بحث روانگرایی پرداختند. بادچاریا و ادیکاری (۲۰۱۱) [۱۳] در مطالعه‌ای به راستی‌آزمایی آزمایشگاهی تاثیرات اندرکنش

---

[1] *Contact Element*
[2] *Splitting and slip*

خـاک- سـازه را بـر تـوربین‌هـای بـادی دارای تـک شـمع بررسـی نمودنـد. ایـن محققـین بـا مدلسـازی کامـل تـوربین و تـک شـمع و خـاک بـه بررسـی تـاثیرات شـالوده و انـدرکنش بـر روی فرکـانس طبیعـی سـازه پرداختنـد. لمبـردی و همکـاران (۲۰۱۳) [۱۴] در مطالعـه‌ای آزمایشـگاهی انـدرکنش دینـامیکی خـاک- سـازه را بـرای تـک شـمع‌هـای تـوربین‌هـای بـادی قـرار گرفتـه در خـاک‌هـای چسـبنده بررسـی کردنـد. ژانـگ و همکـارن (۲۰۱۵) در مطالعـه‌ای عـددی بـه بررسـی تـاثیر تـک شمع‌ها بر توزیع فشار منفـذی، تـنش‌هـای خـاک و روانگرایـی پرداختنـد. نتـایج آن‌هـا نشـان داد کـه تـک شـمع تعبیـه شـده سبب کاهش عمق روانگرایی در اطـراف سـازه مـی‌شـود و ایـن تـاثیر بـرای درجـه اشـباع بیشـتر، نفوذپـذیری بیشـتر خـاک و ارتفـاع مـوج کـوچکتر نسـبتاً واضـح‌تـر اسـت [۱۵] . کـی‌نیـا (۲۰۲۰) [۱۶] در مطالعـه‌ای بـه بررسـی اثـرات انـدرکنش سینماتیکی بـر روی پاسـخ لـرزه‌ای تـوربین‌هـای بـادی دریـایی قـرار گرفتـه بـر تـک شـمع پرداخـت. لـویچکی و پرزولیچکـی (۲۰۲۰) [۱۷] در مطالعه‌ای به بررسی تحلیـل‌هـای اجـزا محـدودی سـه بعـدی انجـام شـده بـرای انـواع شـالوده تـوربین‌هـای بـادی پرداختنـد. هامـادا (۱۹۹۳)[۱۸] و بریـل (۲۰۰۱)[۱۹] بـا مشـاهدات، آزمـایش‌هـای صـحرایی و فنـون عکـس‌بـرداری، میـزان و محـل اصـلی خرابـی شـمع‌هـا، میـزان نشسـت و دوران شـالوده‌هـا و میـزان جابجـایی خـاک محـل پـس از وقـوع روانگرایی را بررسی کرده‌اند.

لمبـاردی و باتپاریـا (۲۰۱۶) [۲۰] بـه ارزیـابی عملکـرد لـرزه‌ای مـدل‌هـای مختلـف شـمع قـرار گرفتـه در خـاک روانگـرا پرداختند. شـیوکینگ و همکـاران (۲۰۱۸) [۲۱] بـه بررسـی اثـرات زلزلـه نزدیـک گسـل بـر روی شـمع‌هـای قـرار گرفتـه در خاک روانگـرا پرداختنـد. ایـن محققـین ۷۲ رکـود حـوزه نزدیـک بـدون پـالس و ۷۲ رکـورد زلزلـه حـوزه نزدیـک پـالس‌دار را برای این مطالعه به مدل سه بعـدی اجـزا محـدودی اعمـال کردنـد و پاسـخ شـمع را بـرای همـه رکوردهـای زلزلـه بـا یکـدیگر مقایسـه نمودنـد. وانـگ و همکـاران (۲۰۲۰) [۲۲] در مطالعـه‌ای بـه بررسـی عملکـرد لـرزه‌ای و مقایسـه چنـد تـک شـمع جدیـد ترکیبـی بـرای تـوربین‌هـای بـادی در خـاک‌هـای روانگـرا پرداختـه‌انـد. وانـگ و همکـاران (۲۰۱۹) [۲۳] در مطالعـه دیگـری پاسـخ لـرزه‌ای تـوربین‌هـای بـادی دریـایی قـرار گرفتـه بـر تـک شـمع را بـا اسـتفاده از آزمـایش سـانتریفیوژ مـورد بررسـی قـرار دادنـد. کـاظمی و کـی‌نیـا (۲۰۲۰) [۲۴] در مطالعـه‌ای بـه بررسـی پاسـخ لـرزه‌ای تـک شـمع‌هـا و پـی‌هـای صندوقه‌ای تـوربین‌هـای بـادی قـرار گرفتـه در خـاک روانگـرا پرداختنـد. در ایـن مقالـه اسـتفاده از مـدل پیشـرفته روانگرایـی در ارزیابی پاسخ تک شمع‌هـا و پـی صـندوقه‌ای بـرای تـوربین‌هـای بـادی دریـایی بررسـی مـی شـود. از نـرم افـزار FLAC3D و مـدل SANISAND بـرای انجـام تحلیـل دینـامیکی غیرخطـی بـرای تـوربین بـادی اسـتفاده شـد. پـاترا و هالـدر (۲۰۲۰) [۲۵] در مطالعه‌ای اثـر بارهـای موجـود و لـرزه‌ای بـر پاسـخ دینـامیکی طـرفین تـوربین‌هـای بـادی دریـایی دارای تـک شـمع در خـاک روانگـرا را مـورد بررسـی دادنـد. آن‌هـا از یـک مـدل دو بعـدی انـدرکنش خـاک- سـازه-شـمع در OpenSees استفاده کـرده‌انـد. ژانـگ و همکـاران (۲۰۲۰) [۲۶] در یـک مطالعـه آزمایشـگاهی بـه بررسـی فشـار آب و فشـار منفـذی تـک شـمع قـرار گرفتـه در ماسـه پرداختنـد. مـالی و همکـاران (۲۰۲۰)[۲۷] رویکردهـای مـدل‌سـازی تـوربین‌هـای بـادی دریـایی قـرار گرفتـه بـر تـک شـمع را بـا روش هـای مختلـف بـا یکـدیگر مقایسـه کـرده و بـه بحـث در مـورد نحـوه مـدل‌سـازی پرداختـه‌انـد. قربـانی و همکـاران (۲۰۲۰) [۲۸] بـه ارزیـابی پتانسـل روانگرایـی خـاک‌هـای ماسـه‌ای دارای تـک شـمع بـا در نظرگیـری انـدرکنش خـاک و شـمع تحـت بـار لـرزه‌ای پرداختنـد. کـو و لـی (۲۰۲۰) [۲۹] در یـک کـار آزمایشـگاهی پاسـخ توربین‌های بادی تک شمع قرار گرفتـه بـر گـروه شـمع و خـاک روانگـرا را بـا اسـتفاده از آزمـایش میـز لـرزان مـورد تحلیـل و بررسی قرار دادند.

تأثیر مشخصـات زلزلـه حـوزه نزدیـک روی شـالوده پـل‌هـا، سـاختمان‌هـا و سـدها در مطالعـات پیشـین، مطالعـه شـده اسـت. بسیاری از این مطالعات بـه وضـوح نشـان مـی‌دهدکـه زلزلـه حـوزه نزدیـک باعـث آسـیب جـدی‌تـر بـه شـالوده‌هـای سـازه‌هـا شده است. با این حال، هنـوز ابهامـاتی ماننـد اثـرات زلزلـه حـوزه نزدیـک بـر شـمع‌هـای قـرار گرفتـه در خـاک‌هـای مختلـف وجود دارد و براسـاس تاریخچـه بیـان شـده بیشـتر مطالعـات بـر روی مشخصـات شـمع و خـاک متمرکـز بـوده و اثـر زلزلـه و نـوع تحریکـات وارده کـه یـک عامـل تاثیرگـذار در بحـث انـدرکنش شـمع و خـاک و بحـث روانگرایـی بـه شـمار مـی‌آیـد بـا

جزییات کمتری مورد بررسی قرار گرفته است.در این مقاله اثر تغییر مشخصات خاک لایه روانگرا و نوع رکورد زلزله در عملکرد سازه‌ای- ژئوتکنیکی توربین‌های بادی تک شمع بتن مسلح قرار گرفته در یک ساختگاه چند لایه مورد بررسی قرار می‌گیرد. پارامترهای مختلفی نظیر مشخصات مصالح لایه روانگرا، ضخامت لایه روانگرا و زلزله‌های حوزه دور و نزدیک مورد بررسی خواهد شد. چهار گروه مختلف برای خاک ماسه‌ای روانگرا (لایه میانی) در نظر گرفته شده است که دارای ضرایب اصطکاک داخلی، سرعت موج برشی، درصد تراکم و تخلل متفاوت هستند. با استفاده از ۱۴ رکورد زمین‌لرزه حوزه دور و نزدیک در نرم افزار OpenSees و روش مدل‌سازی همبسته تیر بروی بستر غیرخطی وینکلر شبیه سازی عددی انجام شده است.

۲-مبانی تحلیلی و طراحی تک شمع بتنی

خاک در حالت اشباع به‌صورت یک محیط دوفازی (فاز جامد و سیال) است. برای خاک‌های اشباع زمانی که نفوذپذیری خاک بالا و سرعت بارگذاری پایین باشد، به علت رفتار زهکشی شده خاک می‌توان آن را به‌صورت یک محیط تک فازی در نظر گرفت. اما در حالتی که نفوذپذیری خاک پایین و سرعت بارگذاری بالا باشد (برای مثال هنگام اعمال بار زلزله) برای دستیابی به جواب‌های دقیق، خاک باید به‌صورت یک محیط دوفازی و با در نظر گرفتن اندرکنش فازهای جامد و سیال مدل‌سازی گردد. به این نوع تحلیل، تحلیل تنش مؤثر گفته می‌شود. تحلیل‌های تنش مؤثر به دو دسته همبسته و غیر همبسته تقسیم می‌شوند. در روش تحلیل غیر همبسته ابتدا تغییر شکل‌های خاک محاسبه می‌شود و سپس با استفاده از یک روش مناسب فشار آب حفره‌ای به دست می‌آید. اما در روش‌های همبسته تغییر شکل خاک و اضافه فشار آب حفره‌ای به‌صورت همبسته محاسبه می‌گردد. با توجه به تحقیقات گذشته می‌توان نتیجه گرفت که در تحلیل‌هایی که از فرمولاسیون همبسته استفاده می‌شود، نتایج بهتری به دست می‌آید. در این تحقیق براساس نظریه بیوت[1] [۳۰] خاک اشباع به صورت یک محیط دوفازه در نظر گرفته شده است. برای مدلسازی رفتار محیط متخلخل اشباع از فرمولاسیون u-p استفاده شده است. این معادلات براساس روابط ارائه شده توسط چن[2] [۳۱] قابل تعریف است. معادلات ۱ و ۲ به ترتیب معادله اندازه حرکت برای کل اجزا و معادل تعادل جرم برای فاز سیال است.

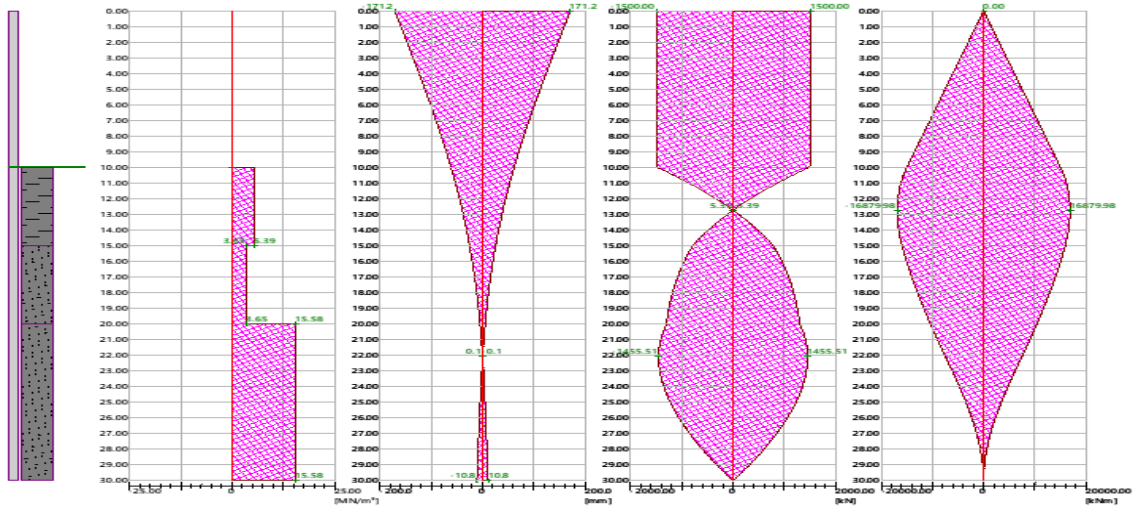
$$M\ddot{U} + \int B^T \sigma \, dV - QP - f^{(s)} = 0 \qquad (۱)$$

$$Q^T\dot{U} + HP + S\dot{P} - f^{(p)} = 0 \qquad (۲)$$

که در آن ها M ماتریس جرم، Q ماتریس همبستگی دومعادله، B ماتریس کرنش- جابجایی، S ماتریس تراکم پذیری و H ماتریس نفوذپذیری می باشد. همچنین بردارهای $f^{(s)}$ و $f^{(p)}$ به ترتیب مربوط به اثرات نیروهای حجمی و سطحی تعریف شده در مرزها می باشند.

در این مطالعه مطابق با شکل (۱) طراحی شمع بتنی مسلح انجام شده است. بر اساس محاسبات انجام شده بیشترین جابه‌جایی نوک شمع ستون ۱۷۱ میلی‌متر طرح شده است. همچنین بیشترین نیروی برشی ایجاد شده در شمع و ستون و لنگر خمشی طراحی شمع و ستون به ترتیب ۱۵۰۰ و ۱۶۸۷۷ کیلونیوتن در متر محاسبه شد و براساس این لنگر شمعی به قطر ۲ متر و ۶۳ میلگرد نمره ۳۶ (AIII) لازم طرح شده است.

[1] *Biot*
[2] *Chen*

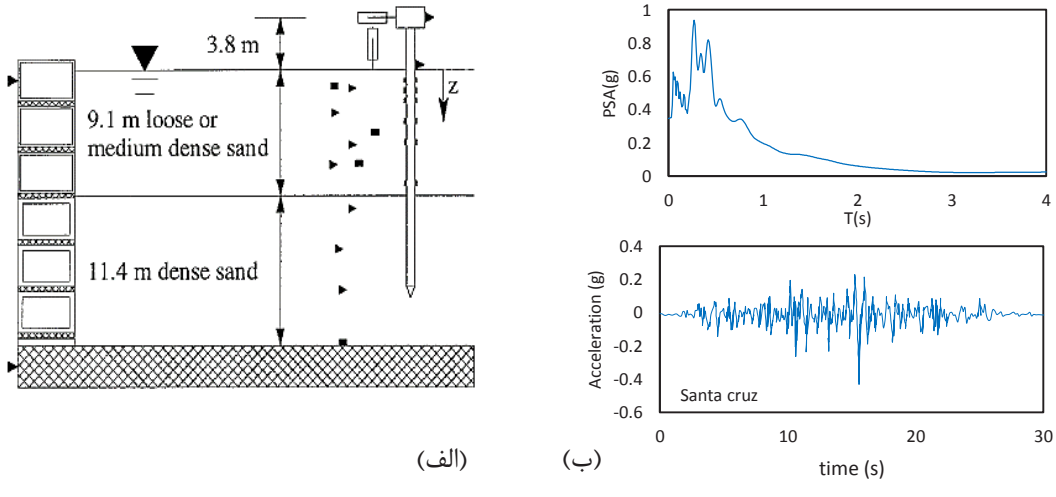


شکل ۱-نمودارهای طراحی شمع بتنی

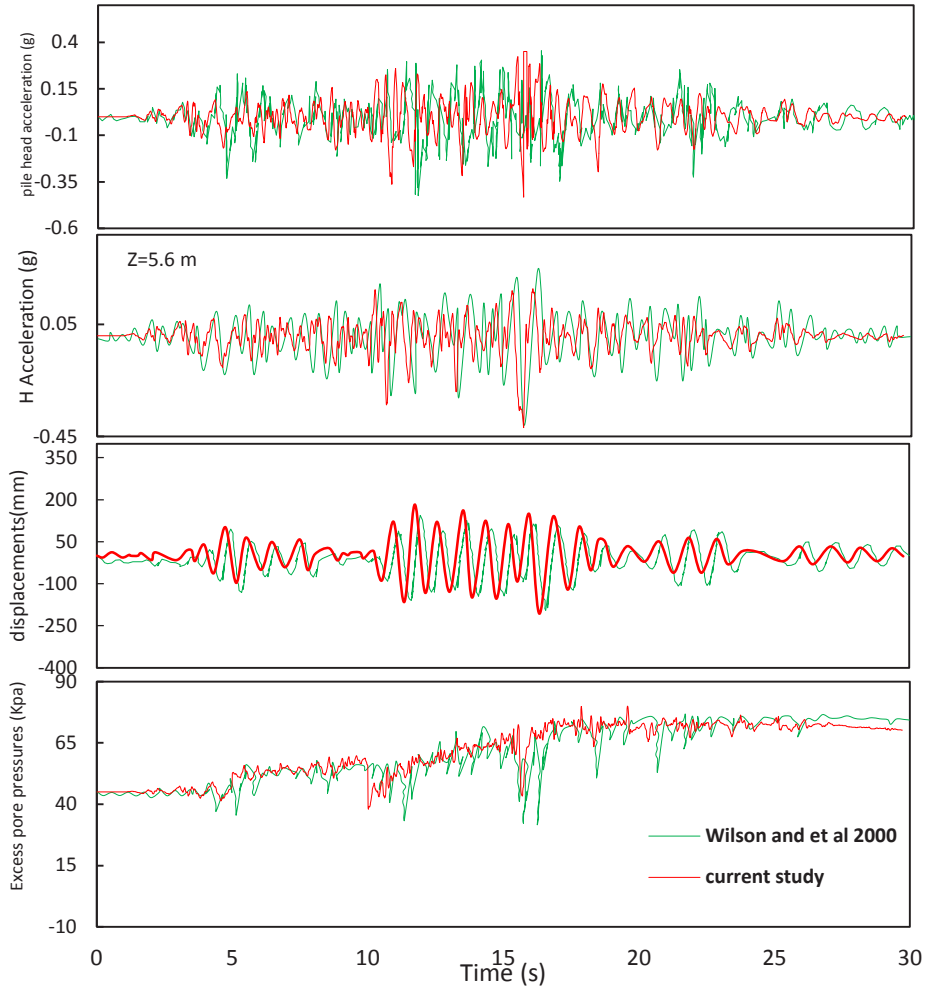
۳- مدل عددی

۳-۱-راستی‌آزمایی

همانطور که عنوان شد در این مقاله بررسی عملکرد لرزه‌ای تک‌شمع‌های بتن مسلح قرار گرفته در خاک‌های روانگرا مورد بررسی قرار خواهد گرفت. برای راستی‌آزمایی مدل‌های اصلی، نتایج مدل‌سازی عددی با نتایج آزمایش سانتریفیوژ انجام شده توسط ویلسون (۱۹۹۸) [۱۶] مورد مقایسه قرار گرفت. در مطالعه این محققین از ماسه یکنواخت نوادا با دو لایه نشان داده شده در شکل (۲-الف) استفاده شده است. ضخامت لایه پایین ۱۱/۴متر (۸۰٪ = D_r) و لایه سست فوقانی ۹/۱ متر ضخامت می‌باشد. پاسخ شمع تحت رکورد زلزله سانتاکروز مورد بررسی قرار گرفت. در شکل (۲-ب) تاریخچه زمانی و طیف رکورد زلزله سانتاکروز نشان داده شده است. مطابق با نمودارهای ارائه شده در شکل (۳) پاسخ‌های فشار آب منفذی اضافی، جابجایی و شتاب در بالای شمع و عمق ۵,۶ متر با آزمایش سانتریفیوژ مقایسه شد که تطابق مناسب بین مدل‌سازی عددی و آزمایشگاهی را نشان می‌دهد.



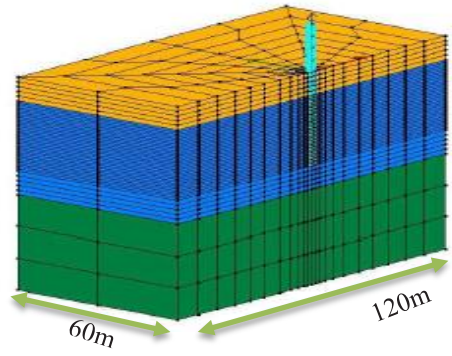
۲- الف) آزمایش سانتریفیوژ انجام شده توسط ویلسون و همکاران (۱۹۹۸) [۱۶]، ب) تاریخچه زمانی و طیف زلزله سانتاکروز شکل



ویلسون و همکاران (۱۹۹۸) [۱۶] تحت زلزله سانتاکروز شکل۳- مقایسه نتایج مدل عددی و مدل آزمایشگاهی

۳-۳-شبیه سازی عددی

مدل‌های مورد نظر برای ساختگاه، دارای ابعاد ۱۲۰ متر × ۱۲۰ متر با عمق ۲۵ متر می‌باشند (شکل۴) که در نرم افزار opensees مدل‌سازی شده‌اند. ساختگاه مورد نظر سه لایه، و لایه میانی مشخصات یک خاک روانگرا را دارد. لایه فوقانی از خاک رس به ضخامت ۵ متر تشکیل شده است، لایه خاک میانی، ماسه روانگرا با ضخامت‌های متغیر (۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰متر) است. لایه زیرین از شن و ماسه متراکم با ضخامت ۱۵ متر تشکیل شده است. ابعاد شبکه خاک و شرایط مرزی به گونه‌ای تعیین می‌شود که خاک در مرزهای انتهایی مانند میدان آزاد رفتار کند، به طوری که آن‌ها از وجود ستون شمع تحت تأثیر قرار نخواهند گرفت. ستون شمع بتن مسلح انتخاب شده با قطر دو متر طراحی شده است. میلگردهای طولی با قطر ۳۶میلی متر (پوشش ۷۵ میلی متر) و میلگردهای عرضی با قطر ۲۲ میلی متر (با فاصله ۵۰ میلی متر) در نظر گرفته شده است. ارتفاع ستون شمع بتن مسلح طراحی شده ۳۰ متر است که ۲۰ متر از آن در زمین و ۱۰ متر دیگر به صورت طره در خارج از زمین است.



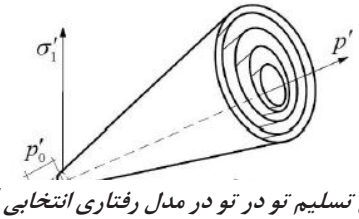
شکل ۴- ابعاد هندسی و نحوه مدلسازی شمع و لایه های خاک لایه

۴-۳-پارامترهای مدلسازی

۴-۳-۱- مشخصات مصالح

برای تعریف مصالح خاک رسی در میدان آزاد از ماده چند تسلیمی مستقل از فشار (PIMY) استفاده شده است. این مصالح برای شبیه‌سازی پاسخ یک‌جهته و سیکلی موادی که رفتار برشی آن‌ها به تغییر محصور شوندگی حساس نیست، به کار می‌رود. بعلاوه، از روش مدل‌سازی همبسته تیر بروی بستر غیرخطی وینکلر در خاک‌های ماسه‌ای مستعد پدیده روانگرایی استفاده می‌شود. مدل رفتاری در نظر گرفته‌شده برای ماسه بر پایه مطالعات انجام‌شده توسط پِروست (۱۹۸۵) [۳۲] است که در آن از رویکرد چند صفحه‌ای برای شبیه‌سازی رفتار سیکلی خاک استفاده شده است. این مدل رفتاری توسط اِل‌جمال و همکاران (۲۰۰۳) [۳۳] برای در نظر گرفتن اثرات روانگرایی اصلاح شده است. برای کسب جزئیات بیشتر به مطالعات اِل‌جمال (۲۰۰۳) ([۳۳] و [۳۴]) مراجعه شود. این مدل رفتاری در کتابخانه نرم‌افزار OpenSees بانام ماده چندتسلیمی وابسته به فشار نوع۲ (PDMY02) شناخته می‌شود و در شکل (۵) سطوح تسلیم آن نشان داده شده است. این ماده یک ماده کشسان- خمیری برای شبیه‌سازی خصوصیات مواد حساس به فشار تحت حالت‌های بارگذاری عمومی است. انبساط یا انقباض حجم در اثر برش و وقوع پدیده روانگرایی، که در ماسه‌ها و لایه‌ها در طول بارگذاری یک‌جهته یا دوره‌ای اتفاق می‌افتد، از خصوصیات این ماده هستند. در زمان اعمال بار ثقلی، رفتار این ماده الاستیک خطی در طول تحلیل دینامیکی، با به‌روز کردن رفتار ماده، پاسخ تنش-کرنش ماده کشسان- خمیری می‌گردد. رفتار این ماده به انتخاب پارامترهای آن بسیار حساس است. از این‌رو در این تحقیق پارامترهای انتخاب‌شده برای تعریف پارامترهای این ماده از کالیبراسیون انجام‌شده در مرجع [۳۵] استفاده شده است. مصالح استفاده‌شده برای اعضای سازه‌ای و شمع‌ها فولاد می‌باشد. برای تعریف مصالح فولاد، از مصالح Steel 02، استفاده شده است.

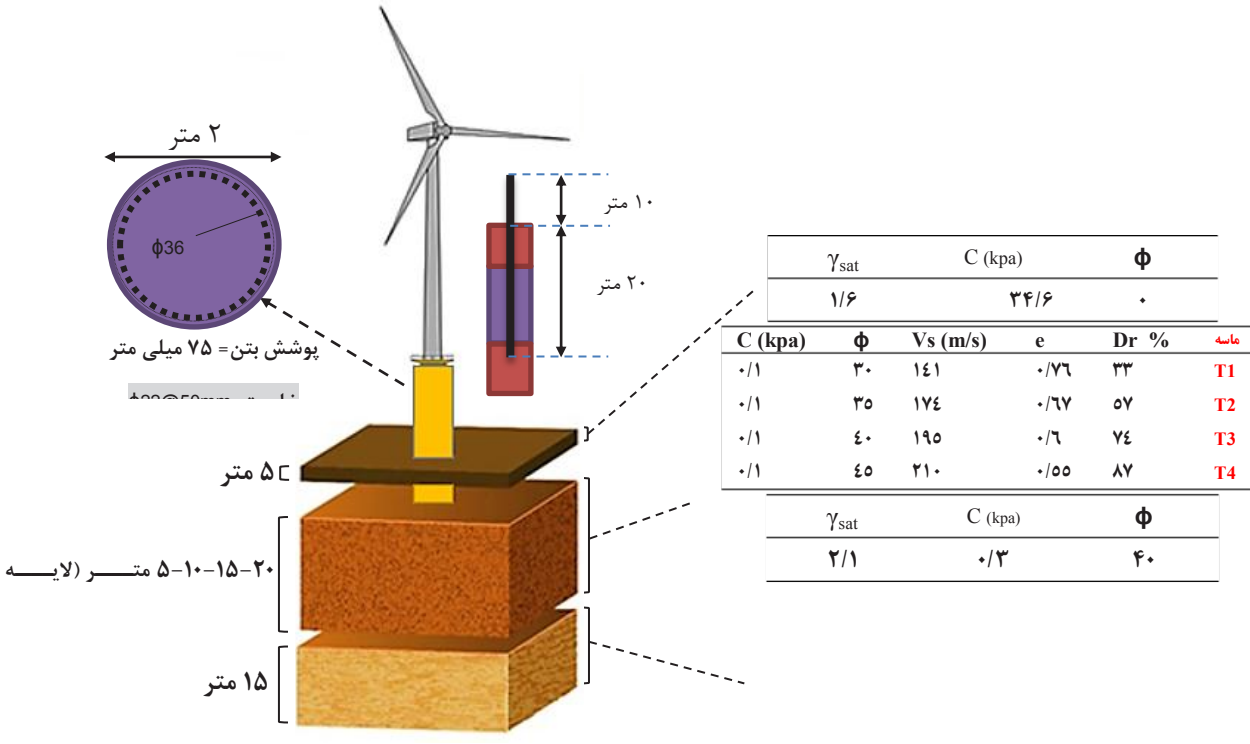
چهار گروه مختلف (T1 تا T4) برای خاک ماسه‌ای روانگرا مطابق با جداول ارائه شده در شکل (۶) در نظر گرفته شده است. مقادیر مختلفی برای ضریب اصطکاک داخلی، درصد تراکم و سرعت موج برشی فرض شده‌است. مشخصات سایر لایه‌ها و پارامترهای هندسی مورد نیاز شبیه سازی شمع در شکل (۶) نمایش داده شده است. همچنین مشخصات در نظرگرفته شده برای مصالح شمع (بتن) در جدول (۱) آورده شده است. جدول (۲) مشخصات کلی مدل‌های بررسی شده را نشان می‌دهد.



۵- سطوح تسلیم تو در تو در مدل رفتاری انتخابی [۳۲] شکل

جدول ۱- مشخصات بتن تک شمع

مقاومت فشاری استوانه ای	MPa	25.00
مقاومت کششی	MPa	2.60
مدول یانگ	MPa	31000.00
مدول برشی	MPa	12917.00



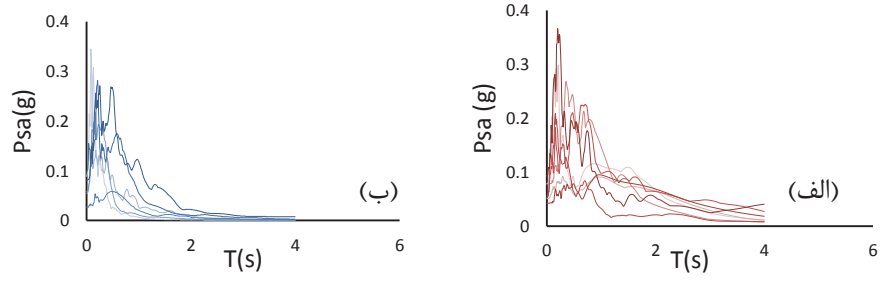
۶- مشخصات مصالح و هندسی لایه‌های خاک، شمع بتنی و توربین شکل

جدول۲- مشخصات کلی مدل‌های بررسی شده

نام رکورد زلزله	تیپ ماسه							Z (m)	نام مدل
	C (kpa)	ϕ	Vs (m/s)	e	D_r (%)	ماسه	مدل		
FAR7تFAR1 NER7تNER1 براساس جدول ۳	۰/۱	۳۰	۱۴۱	۰/۷۶	۳۳	T1	H10-1 H05-1 H20-1 H15-1	5 10 15 20	H05 H10 H15 H20
	۰/۱	۳۵	۱۷۴	۰/۶۷	۵۷	T2	H10-2 H05-2 H20-2 H15-2		
	۰/۱	۴۰	۱۹۵	۰/۶	۷۴	T3	H10-3 H05-3 H20-3 H15-3		
	۰/۱	۴۵	۲۱۰	۰/۵۵	۸۷	T4	H10-4 H05-4 H20-4 H15-4		

۲-۴-۳-انتخاب رکورد زلزله

تعداد ۷ رکورد زلزله حوزه دور و ۷ رکورد زلزله نزدیک انتخاب شده است (جدول ۳).



۷- طیف پاسخ رکورد های زلزله انتخابی الف) حوزه دور ب) حوزه نزدیک شکل

جدول۳- مشخصات زلزله های حوزه دور و نزدیک

	Record	Name	Year	Station	Pga(m/s^2)	t(s)
Far Field	FR1	Bishop (Rnd Val)	1984	McGee Creek - Surface	0.107g	7
	FR2	Whittier Narrows-02	1987	LA – Hollywood Stor FF	0.162g	39
	FR3	Lytle Creek	1970	Cedar Springs Pumphouse 126	0.203g	10
	FR4	Borah Peak	1983	CEM	0.346g	37
	FR5	Coyote Lake	1979	SJB Overpass_ Bent 3 g.l	0.539g	27
	FR6	Chalfant Valley	1986	Bishop – LADWP South St	0.569g	40
	FR7	Morgan Hill	1984	Corralitos	0.63g	28
Near Field	NR1	Northridge	1994	Sylmar - SCS	0.45g	20
	NR2	Manjil	1990	Abbar Station	0.51g	20
	NR3	Erizacan	1992	ERZ	0.51g	20
	NR4	Loma Prieta	1989	Los Gatos (LGP)	0.563g	20
	NR5	Bam	2003	BAM	0.79g	30
	NR6	Kobe	1995	KJM	0.821g	20
	NR7	Tabas	1978	TAB	0.852g	30

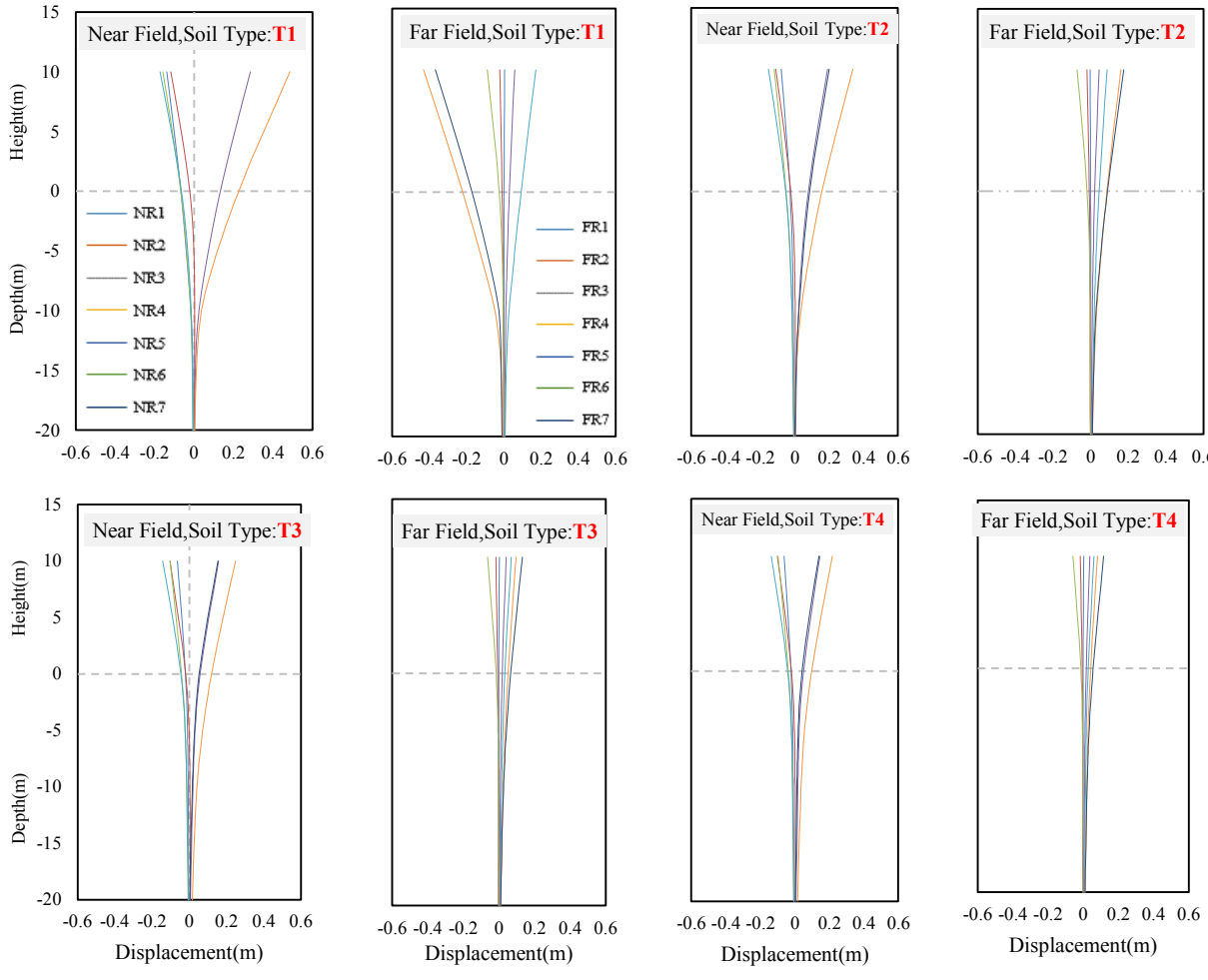
این رکوردها بر روی سنگ بستر بوده و رکوردهای با فاصله بیشتر از ۱۵ کیلومتر به عنوان حوزه دور و کمتر از آن به عنوان حوزه نزدیک در نظر گرفته شده است. طیف پاسخ این رکوردها در شکل (۷) نمایش داده شده است.

۵-۳- تحلیل نتایج

۱-۵-۳- بررسی تغییرات جابجایی شمع- ستون

در قسمت‌های قبلی بیان شد که برای ارزیابی لرزه‌ای تک شمع‌های بتن مسلح قرار گرفته در خاک‌های چند لایه (که لایه میانی آن‌ها روانگرا می‌باشد) پارامترهای مختلفی نظیر مشخصات مصالح لایه روانگرا، ضخامت لایه روانگرا و زلزله‌های حوزه دور و نزدیک مورد بررسی قرار گرفت. برای بحث تاثیر مشخصات مصالح چهار گروه مختلف برای خاک ماسه‌ای روانگرا (لایه میانی) که مشخصات آن در شکل (۶) مشخص شده است، در نظر گرفته شد. این چهار گروه از خاک که همگی ماسه بوده و در لایه میانی مدل قرار گرفته‌اند دارای ضرایب اصطکاک داخلی متغیر، سرعت موج برشی متغیر، درصد تراکم و تخلل متفاوت هستند. در ادامه به بررسی تاثیر هرکدام از پارامترها بر روی پاسخ لرزه ای تک شمع‌های مدل شده پرداخته شده است. در شکل (۸) نمودارهای تغییر مکان شمع ـ ستون نشان داده شده است. در هر مدل، ۷ رکورد زلزله حوزه دور و ۷ رکورد حوزه نزدیک به مدل اعمال شده است. نتایج تا عمق ۲۰ متری از سطح خاک نمایش داده شده است. براساس نمودارها مشاهده می‌شود که بیشترین جابجایی مربوط به شمع قرار گرفته در خاک T1 می‌باشد که کمترین زاویه اصطکاک داخلی (ϕ=۳۰) و کمترین درصد تراکم را دارد. جابجایی نوک شمع در این خاک حدود ۴۵ سانتی متر بدست آمد. نکته دیگری که در نتایج مشاهده شد اینست که زلزله‌های حوزه نزدیک جابجایی بیشتری نسبت به حوزه دور بر شمع اعمال می‌کنند. همچنین نتایج نشان داد که در همه خاک‌ها نمودارهای جابجایی شمع تحت زلزله حوزه نزدیک کوبه و لوماپریتا (NR6 و NR4) به صورت قابل توجهی بیشتر از سایر زلزله‌هاست.

در خاک T2 جابجایی حداکثر در اثر اعمال زلزله حوزه نزدیک حدود ۰,۳۸ متر و این مقدار در اثر اعمال زلزله حوزه دور کمتر از ۰,۲ متر خواهد بود. در خاک T3 جابجایی حداکثر در اثر اعمال زلزله حوزه نزدیک حدود ۰,۲۵ متر و این مقدار در اثر اعمال زلزله حوزه دور کمتر از ۰,۲ متر خواهد بود و در حالت کلی میزان جابجایی در خاک T_3 کمتر از خاک T_1 و T_2 است. در خاک T4 نیز جابجایی حداکثر در اثر اعمال زلزله حوزه نزدیک حدود ۰,۲۲ متر و این مقدار در اثر اعمال زلزله حوزه دور کمتر از ۰,۱۵ متر خواهد بود. همچنین نتایج به دست آمده نشان داد میزان جابجایی در خاک T_4 کمتر از سایر خاک‌هاست.

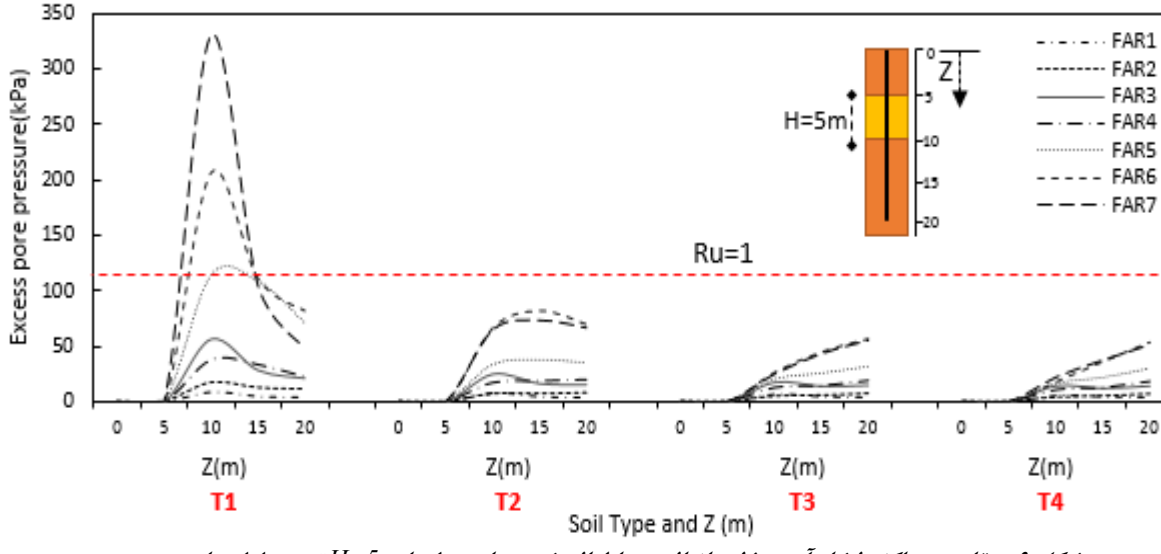


۸- حداکثر جابجایی شمع تحت رکوردهای زلزله حوزه دور و نزدیک در خاک‌های مختلف شکل

۲-۵-۳- بررسی تغییرات فشار آب منفذی

اعمال بارهای لرزه‌ای سبب ایجاد فشار آب منفذی اضافی در خاک‌های روانگرا خواهد شد و در صورتیکه شدت زمین‌لرزه و مدت زمان آن به حد کافی باشد این فشار منفذی اضافی با تنش موثر همه جانبه بین دانه‌های خاک ماسه‌ای برابر خواهد شد و این امر سبب از بین رفتن اندرکنش‌های بین دانه‌ها خواهد شد و عملا روانگرایی اتفاق می‌افتد. ذکر این نکته ضروری است که گاهی به دلایل بیان شده در فوق ممکن است روانگرایی کامل اتفاق بیفتد و نسبت فشار آب منفذی اضافه بیشتر از ۱ باشد ($Ru > 1$) و همچنین امکان دارد روانگرایی به صورت کامل اتفاق نیفتد اما در این حالت نیز فشار آب منفذی اضافه ایجاد می‌شود و میزان تنش‌ها و جابجایی‌ها تغییر می‌کند. به دلیل اهمیتی که فشار آب منفذی اضافی در مطالعات روانگرایی دارد در ادامه تغییرات فشار آب منفذی برای همه مدل‌ها مورد بررسی قرار می‌گیرد. در شکل (۹) مقادیر حداکثر فشار آب منفذی با اعمال ۷ رکورد زلزله حوزه دور در مجاورت شمع نشان داده شده است. در این حالت عمق لایه روانگرا ۵ متر در نظر گرفته شده است و همانطور که از شکل مشخص است قسمت‌های فوقانی و تحتانی شمع در لایه‌های غیر روانگرا قرار دارند. مقادیر حداکثر فشار آب منفذی برای ۴ گروه خاک (T1 تا T4) و همچنین در عمق‌های مختلفی از خاک (۰، ۵،۱۰، ۱۵ و ۲۰ متر) نشان داده شده است. با توجه به نمودارها می توان گفت که در خاک T1 که کمترین ضریب اصطکاک داخلی و تراکم را دارد مقادیر فشار آب منفذی اضافی از سایر خاک‌ها به طور قابل توجهی بیشتر است و مقدار آن به ۳۲۰ کیلوپاسکال در عمقی بین ۵ تا ۱۰ متر از سطح زمین خواهد رسید. این درحالیست که برای سایر خاک‌ها که

ضریب اصطکاک و درصد تراکم بیشتری دارند برای هیچ کدام از رکوردها روانگرایی به طور کامل اتفاق نیفتاده است و همه مقادیر فشار آب منفذی اضافی کمتر از مقدار لازم برای روانگرایی ($Ru = 1$) بدست آمد. همچنین می‌توان گفت که شدت زلزله هم بسیار تاثیر گذار بوده و زلزله‌های با شدت بالاتر یعنی زلزله های (FAR5، FAR6 و FAR7) که دارای PGA > 0.5 هستند نسبت به سایر زلزله فشار منفذی اضافی بیشتری را ایجاد کرده‌اند و سبب روانگرایی کامل در لایه روانگرا شده‌اند.

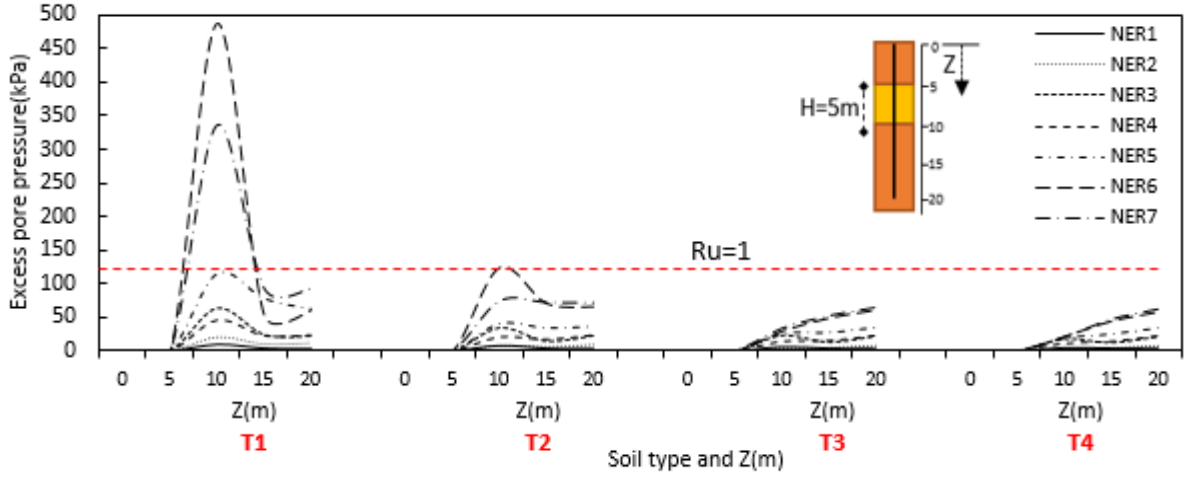


شکل ۹- مقادیر حداکثر فشار آب منفذی اضافی در اطراف شمع برای مدل با $H=5m$ تحت زلزله های حوزه دور

در شکل (۱۰) حداکثر فشار آب منفذی برای زلزلههای حوزه نزدیک در مجاورت شمع نشان داده شده است. در این حالت نیز عمق لایه روانگرا ۵ متر بوده و قسمت‌های فوقانی و تحتانی شمع در لایه های غیر روانگرا قرار گرفته‌اند. مقادیر حداکثر فشار آب منفذی برای ۴ گروه خاک (T1 تا T4) و همچنین در عمق‌های مختلفی از خاک (۰، ۵،۱۰، ۱۵ و ۲۰ متر) برای این حالت هم نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد که در خاک T1 که کمترین ضریب اصطکاک داخلی و تراکم را دارد مقادیر فشار آب منفذی اضافی از سایر خاک‌ها به طور قابل توجهی بیشتر است و مقدار آن به ۴۷۰ کیلوپاسکال در عمقی بین ۵ تا ۱۰ متر از سطح زمین خواهد رسید. ملاحظه می شود که در حالت حوزه نزدیک فشار آب منفذی ایجاد شده بیشتر از حوزه دور است. در سایر خاک‌ها که ضریب اصطکاک و درصد تراکم بیشتری دارند ملاحظه شد برای خاک T2 و با برای زلزله NER7 نیز خاک به طور کامل روانگرا شده است. اما در خاک‌های T2 و T3 همچنان روانگرایی به طور کامل اتفاق نیفتاده است و مقادیر فشار آب منفذی اضافی کمتر از مقدار لازم برای روانگرایی ($Ru = 1$) بدست آمد. مانند حالت قبل نتایج نشان داد که شدت زلزله بسیار تاثیر گذار بوده و رکورد زلزله‌های با شدت بالاتر یعنی زلزله های (NER5، NER6 و NER7) که دارای PGA بیشتری هستند، نسبت به سایر رکوردها فشار منفذی اضافی بیشتری را ایجاد کرده‌اند و سبب روانگرایی کامل در لایه روانگرا شده‌اند.

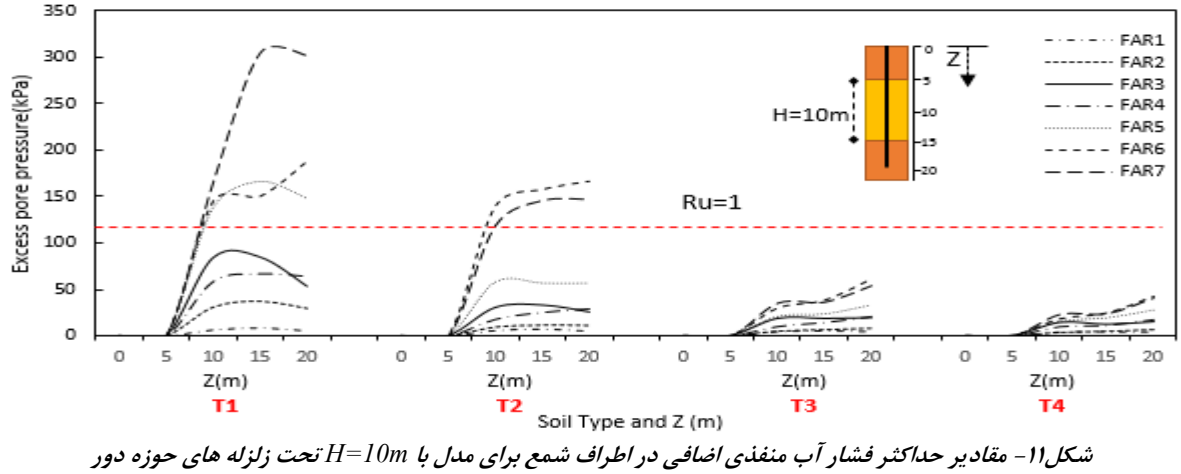
در شکل‌های (۱۱ و ۱۲) حداکثر فشار آب منفذی برای زلزلههای حوزه دور و نزدیک در مجاورت شمع در مدلی که ضخامت لایه روانگرا ۱۰ متر فرض شد، نشان داده شده است. در این حالت نیز قسمت‌های فوقانی و تحتانی شمع در لایه‌های غیر روانگرا قرار گرفته‌اند اما تفاوت آن نسبت به مدل قبلی این است که طول بیشتری از شمع در خاک روانگرا قرار دارد. مقادیر حداکثر فشار آب منفذی برای ۴ گروه خاک (T1 تا T4) و همچنین در عمق‌های مختلفی از خاک (۰، ۵،۱۰، ۱۵ و ۲۰ متر) برای این حالت هم نشان داده شده است. با افزایش عمق لایه روانگرا خاک T2

هم همانند خاک T1 در چند زلزله روانگرایی کامل را تجربه کرد. اما نکته قابل توجه این است که مقادیر حداکثر فشار آب منفذی در این حالت کمتر از مدل با ضخامت لایه روانگرای ۵ متری است.

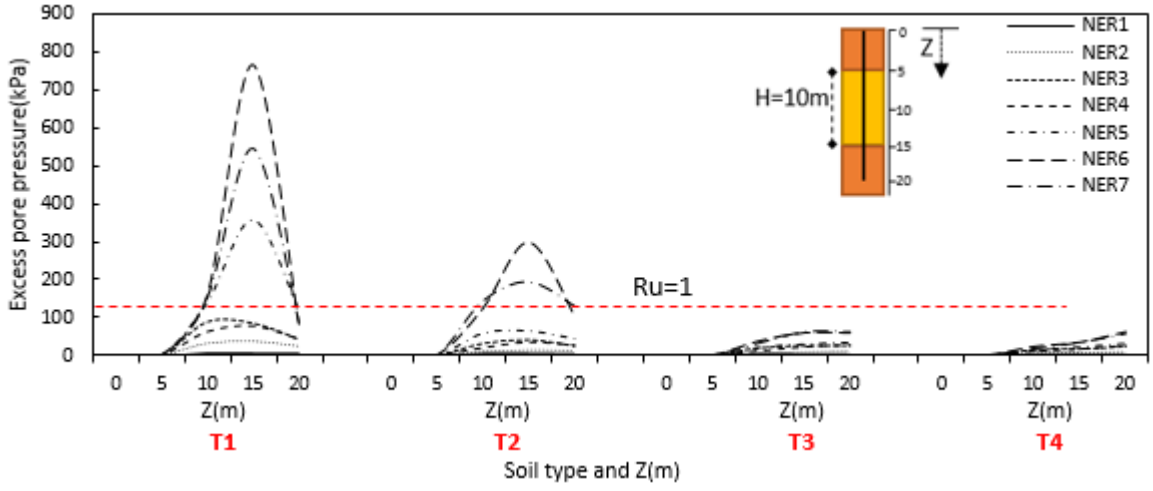


شکل ۱۰- مقادیر حداکثر فشار آب منفذی اضافی در اطراف شمع برای مدل با $H=5m$ تحت زلزله های حوزه نزدیک

مقدار حداکثر فشار آب منفذی در خاک T1 برابر با ۳۱۰ کیلوپاسکال در عمقی بین ۱۰ تا ۱۵ متر از سطح زمین رسید. در خاک T2 نیز مقدار حداکثر فشار آب منفذی برابر با ۱۷۵ کیلوپاسکال در عمقی بین ۱۰ تا ۱۵ متر از سطح زمین رسید. مانند حالت قبل نتایج نشان داد که شدت زلزله بسیار تاثیر گذار بوده و زلزله های با شدت بالاتر یعنی زلزله های (NER5، NER6 و NER7) که دارای PGA بیشتری هستند، نسبت به سایر زلزله فشار منفذی اضافی بیشتری را ایجاد کرده‌اند و سبب روانگرایی کامل در لایه روانگرا شده اند. نکته بسیار مهمی که از نمودارها مشخص است در خاک T1 و T2 تحت زلزله حوزه دور و نزدیک محل وقوع بیشترین فشار آب منفذی و وقوع روانگرایی جابجا شده است. یعنی برای یک ضخامت یکسان برای لایه روانگرا (۱۰متر)، مقدار حداکثر فشار آب منفذی اضافی در حالت دور در یک سوم انتهایی خاک اطراف شمع اتفاق می‌افتد. این در حالی است که در حالت اعمال رکورد زلزله‌های حوزه نزدیک در یک سوم میانی شمع اتفاق می‌افتد. در واقع در حالت اعمال زلزله حوزه دور نمودار حداکثر فشار آب منفذی سیری تقریبی صعودی را در طول شمع تجربه خواهد کرد.

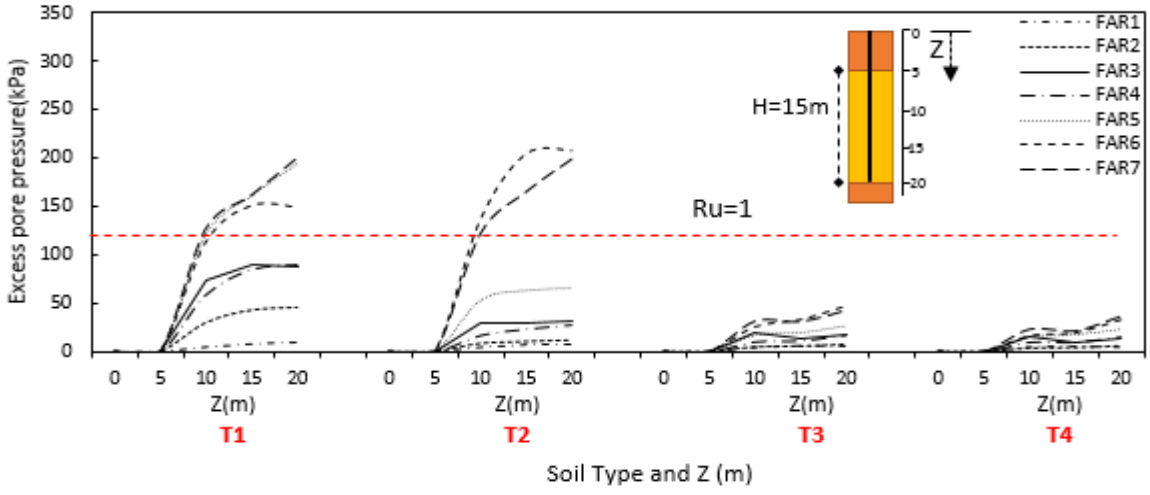


شکل۱۱- مقادیر حداکثر فشار آب منفذی اضافی در اطراف شمع برای مدل با $H=10m$ تحت زلزله های حوزه دور

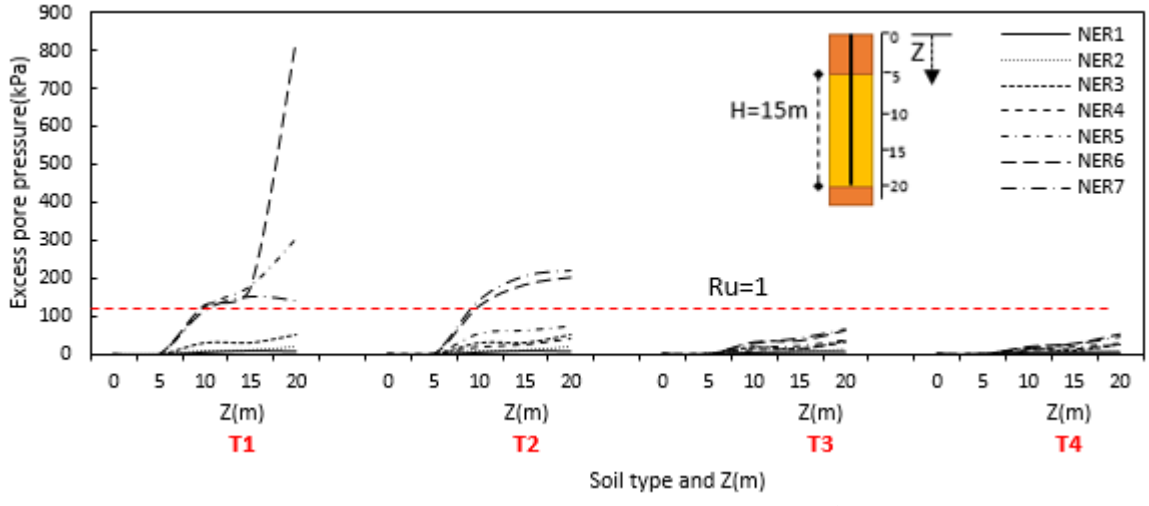


شکل۱۲- مقادیر حداکثر فشار آب منفذی اضافی در اطراف شمع برای مدل با $H=10m$ تحت زلزله های حوزه نزدیک

در شکل‌های (۱۳ و ۱۴) حداکثر فشار آب منفذی برای زلزلههای حوزه دور و نزدیک در مجاورت شمع در مدلی که ضخامت لایه روانگرا ۱۵ متر فرض شد، نشان داده شده است. در این حالت قسمت فوقانی شمع در خاک غیر روانگرا و قسمت تحتانی شمع در مرز لایه‌های غیر روانگرا و روانگرا قرار گرفته است. در این حالت هم طول بیشتری از شمع در خاک روانگرا قرار دارد. مقادیر حداکثر فشار آب منفذی برای ۴ گروه خاک (T1 تا T4) و همچنین در عمق‌های مختلفی از خاک (۰، ۵،۱۰، ۱۵ و ۲۰ متر) برای این حالت نشان داده شده است. با افزایش عمق لایه روانگرا خاک T2 هم همانند خاک T1 در چند زلزله روانگرایی کامل را تجربه کرده است. اما نکته قابل توجه این است که در این حالت کم کم زلزله های با شدت کمتر (مخصوصا در حالت حوزه دور) نیز سبب تغییرات نسبتا قابل توجه در مقادیر فشار آب منفذی اطراف شمع شده اند و به خط مرزی RU = 1 نزدیک‌تر می‌شوند. در این حالت مقادیر حداکثر فشار آب منفذی در یک سوم انتهایی شمع قرار گرفته‌اند. اما نکته قابل توجه این است که مقادیر حداکثر فشار آب منفذی در این حالت کمتر از مدل با ضخامت لایه روانگرای ۵ و ۱۰ متر است. مقدار حداکثر فشار آب منفذی در خاک T1 برابر با ۲۰۰ کیلوپاسکال در عمقی بین ۱۰ تا ۱۵ متر از سطح زمین رسید. در خاک T2 نیز مقدار حداکثر فشار آب منفذی برابر با ۲۰۰ کیلوپاسکال در عمقی بین ۱۵ تا ۲۰ متر از سطح زمین رسید. مانند حالت قبل نتایج نشان داد که شدت زلزله بسیار تاثیر گذار بوده و زلزله‌های با شدت بالاتر یعنی زلزله‌های (NER5، NER6 و NER7) که دارای PGA بیشتری هستند، نسبت به سایر زلزله‌ها فشار منفذی اضافی بیشتری را ایجاد کرده‌اند و سبب روانگرایی کامل در لایه روانگرا شده‌اند.

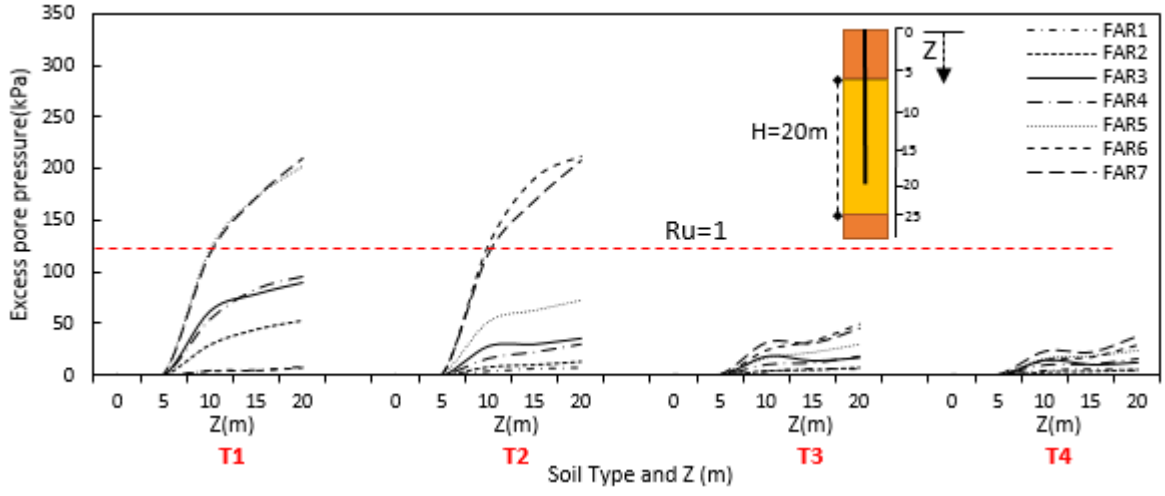


شکل ۱۳- مقادیر حداکثر فشار آب منفذی اضافی در اطراف شمع برای مدل با $H=15m$ تحت زلزله های حوزه دور

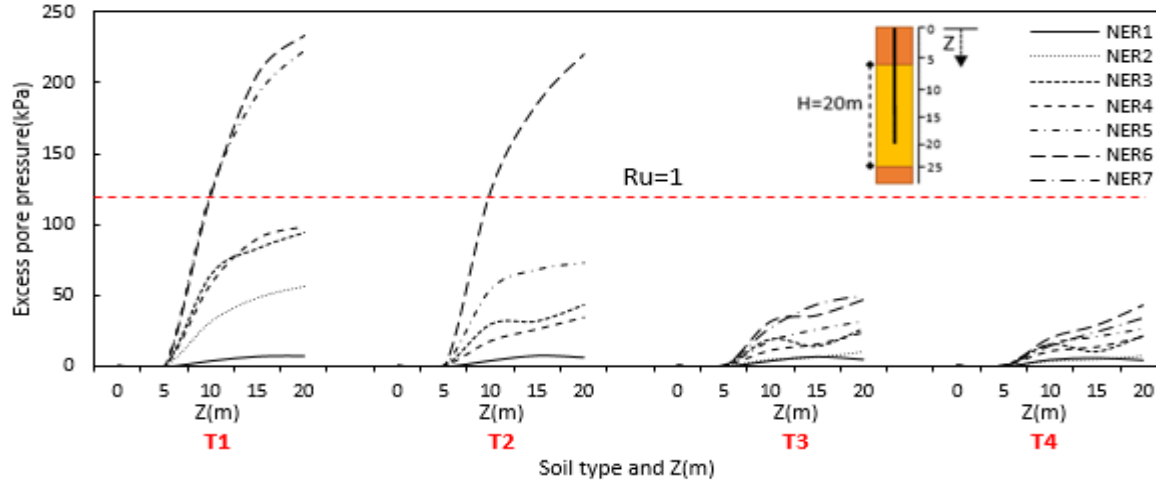


شکل ۱۴- مقادیر حداکثر فشار آب منفذی اضافی در اطراف شمع برای مدل با $H=15m$ تحت زلزله های حوزه نزدیک

در شکل‌های (۱۵ و ۱۶) حداکثر فشار آب منفذی برای زلزلههای حوزه دور و نزدیک در مجاورت شمع در مدلی که ضخامت لایه روانگرا ۲۰ متر فرض شد نشان داده شده است. در این حالت قسمت فوقانی شمع در خاک غیر روانگرا و قسمت تحتانی شمع در خاک غیر روانگرا قرار گرفته است. در این حالت هم طول بیشتری از شمع در خاک روانگرا قرار دارد. مقادیر حداکثر فشار آب منفذی برای ۴ گروه خاک (T1 تا T4) و همچنین در عمق‌های مختلفی از خاک (۰، ۵،۱۰، ۱۵ و ۲۰ متر) برای این حالت نشان داده شده است. نتایج نشان داد با افزایش عمق لایه روانگرا خاک T2 هم همانند خاک T1 در چند زلزله روانگرایی کامل را تجربه کرده است. در این حالت مقادیر حداکثر فشار آب منفذی در یک سوم انتهایی شمع قرار گرفته اند. مقدار حداکثر فشار آب منفذی در خاک T1 برابر با ۲۱۰ کیلوپاسکال در عمق ۲۰ متر از سطح زمین رسید. در خاک T2 نیز مقدار حداکثر فشار آب منفذی برابر با ۲۰۹ کیلوپاسکال در عمق ۲۰ متر از سطح زمین رسید. مانند حالت قبل نتایج نشان داد که شدت زلزله بسیار تاثیرگذار بوده و زلزله‌های با شدت بالاتر یعنی زلزله های (NER5، NER6 و NER7) که دارای PGA بیشتری هستند نسبت به سایر زلزله فشار منفذی اضافی بیشتری را ایجاد کرده‌اند و سبب روانگرایی کامل در لایه روانگرا شده اند.



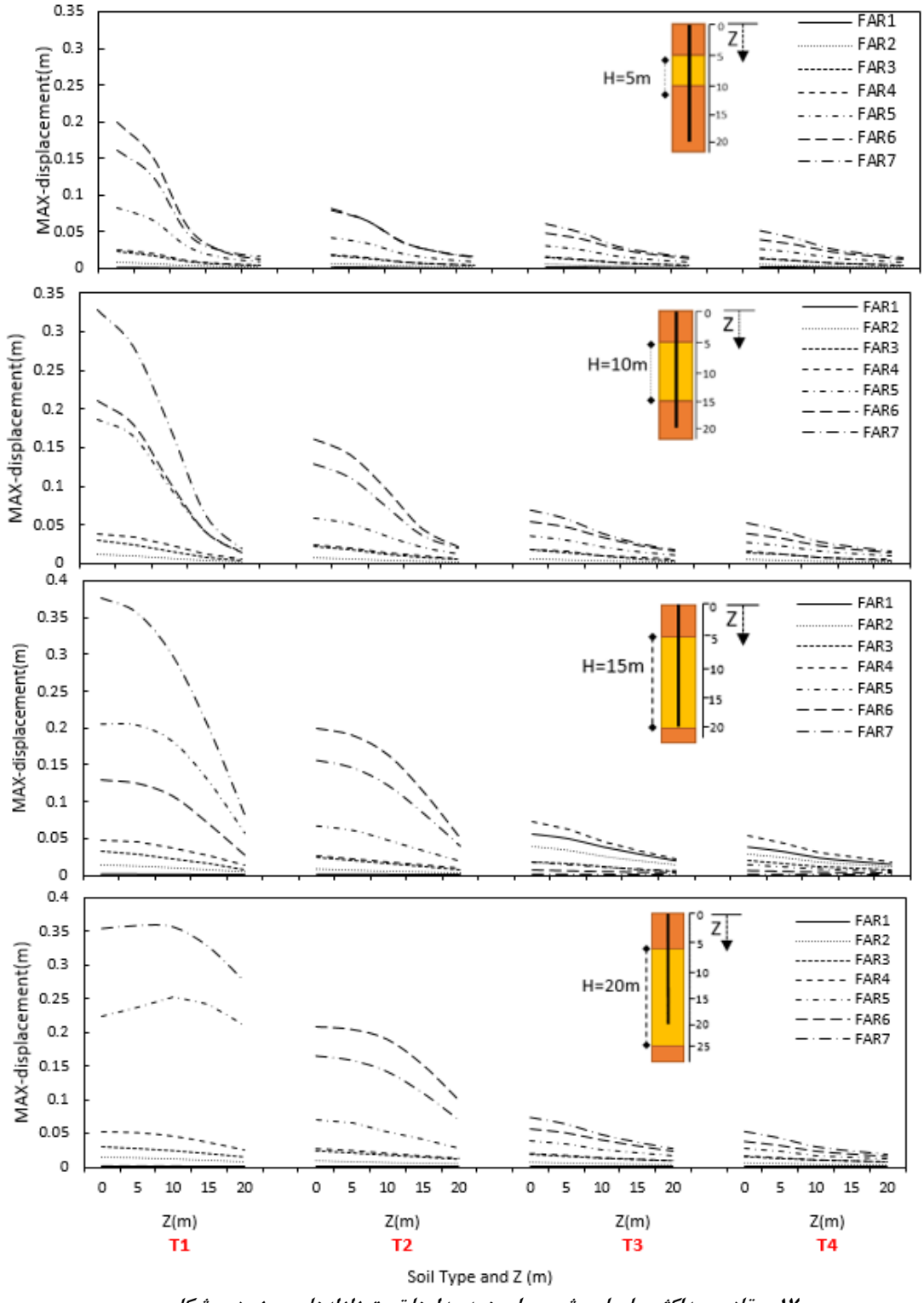
شکل۱۵- مقادیر حداکثر فشار آب منفذی اضافی در اطراف شمع برای مدل با $H=20m$ تحت زلزله های حوزه دور



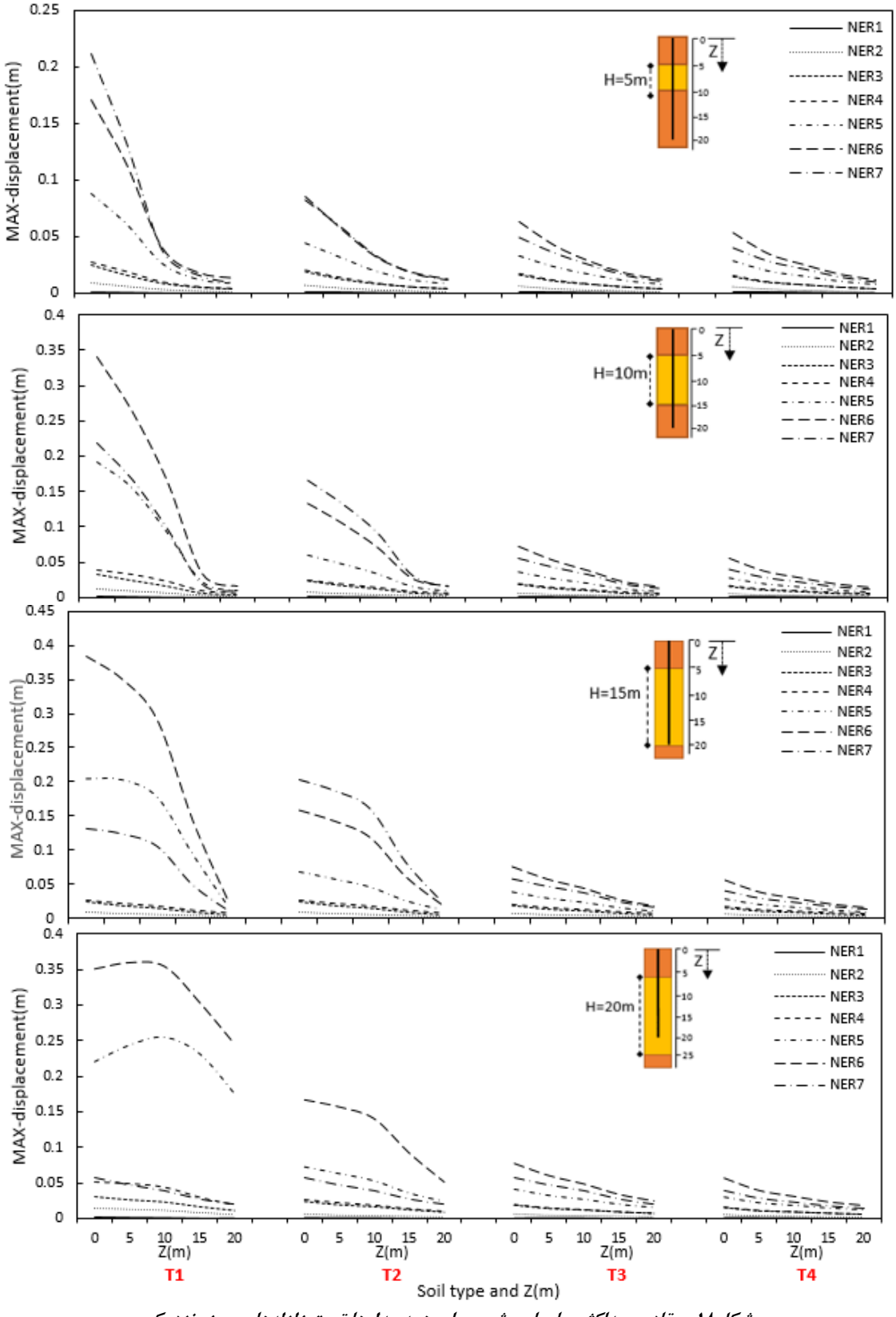
شکل ۱۶- مقادیر حداکثر فشار آب منفذی اضافی در اطراف شمع برای مدل با $H=20m$ تحت زلزله های حوزه نزدیک

۳-۵-۳- بررسی جابجایی حداکثر شمع

پس از بررسی مقادیر فشار آب منفذی در اعمال مختلف و برای مدل‌های مختلف خاک حال به بررسی جابجایی‌های حداکثر ایجاد شده در تک‌شمع‌های بتن مسلح خواهیم پرداخت. در واقع با بررسی پاسخ‌های شمع می‌توان تاثیر نوع زلزله، نوع خاک، عمق خاک روانگرایی و همچنین تاثیر وقوع یا عدم وقوع روانگرایی را بررسی نمود. برای تمامی مدل‌های شرح داده شده در فوق مقادیر حداکثر جابجایی تک‌شمع بتن مسلح در عمق‌های مختلف و به ازای تیپ‌های مختلف خاک روانگرا (T1 تا T4) برای ضخامت‌های مختلف لایه روانگرا (H=5m تا H=20m) و زلزله‌های مختلف تحلیل‌ها انجام شد. درشکل (۱۷ و ۱۸) مقادیر حداکثر جابجایی شمع تحت اعمال زلزله‌های حوزه دور و نزدیک نشان داده شده است. در شکل (۱۶) که نتایج مربوط به اعمال زلزله حوزه دور است ملاحظه می‌شود که شمع برای همه ضخامت‌های لایه روانگرا (H=5 تا H20)، خاک T1 بیشترین جابجایی را تجربه می‌کند و می‌توان گفت با افزایش درصد تراکم و ضریب اصطکاک داخلی مقادیر جابجایی برای سایر مدل‌ها کاهش می‌یابد.



۱۷- مقادیر حداکثر جابجایی شمع برای همه مدل‌ها تحت زلزله‌های حوزه دور شکل

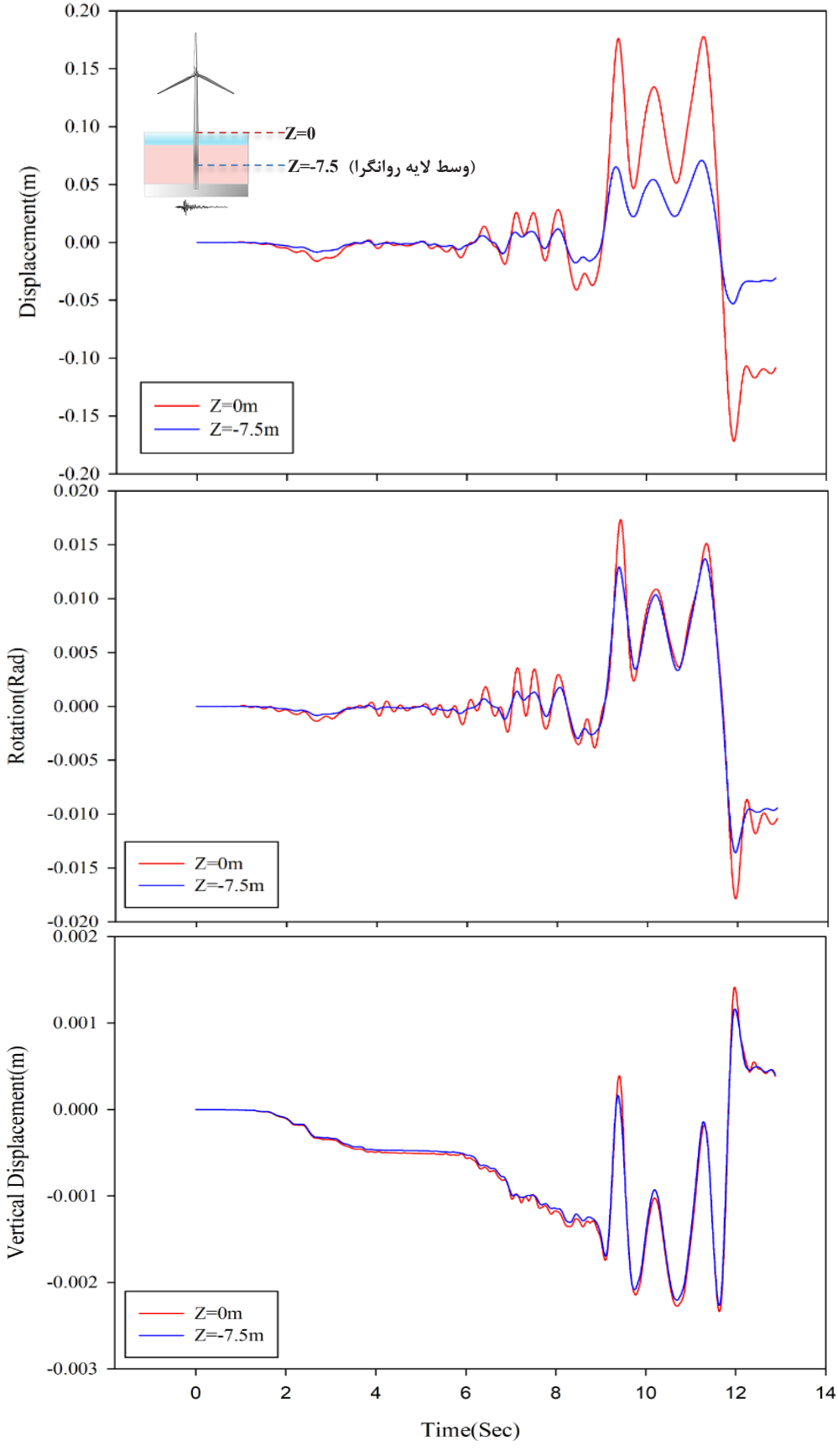


شکل۱۸- مقادیر حداکثر جابجایی شمع برای همه مدل‌ها تحت زلزله‌های حوزه نزدیک

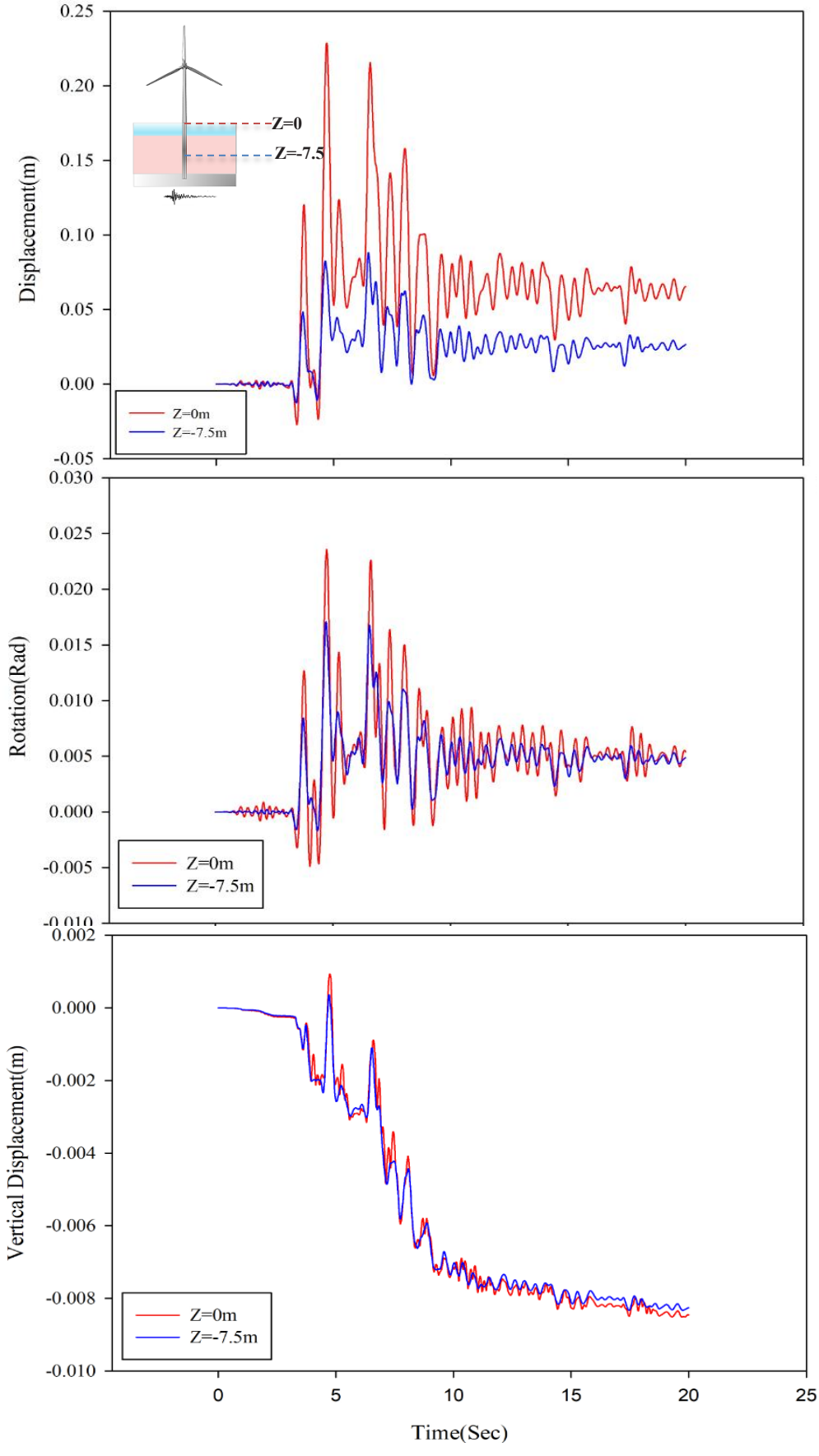
بعلاوه با بررسی مدل‌های چهارگانه نمایش داده شده در شکل (۱۷ و ۱۸) می‌توان دریافت که با افزایش ضخامت لایه روانگرا مقادیر جابجایی در نوک شمع و حتی در انتهای شمع دچار افزایش می‌شود. به صورتی‌که در مدل با ضخامت ضخامت لایه روانگرا برابر ۵ متر حداکثر جابجایی در نوک شمع برای ۰,۲ متر است و این مقدار برای مدل با ضخامت لایه روانگرا ۲۰ متر به ۰,۳۵ متر می‌رسد. این اختلاف با مقدار کمتری در انتهای شمع نیز ملاحظه می‌شودو با افزایش عمق لایه روانگرا به تدریج انتهای شمع به صورت آزادتری عمل می‌کند و تقریبا در حدود ۰,۲ تا ۰,۳ متر جابجا می‌شود. ذکر این نکته هم ضروری است که با افزایش شدت زلزله مقادیر جابجایی افزایش پیدا می‌کنند.

۴-۵-۳- بررسی تغییرات دوران، جابجایی قائم و افقی شمع بتنی

در شکل‌های (۱۹ و ۲۰) به ترتیب پاسخ های بدست آمده از تحلیل تک شمع بتن مسلح تحت رکورد زلزله حوزه دور مورگان هیل (FR7) و تحت رکورد زلزله حوزه نزدیک کوبه (NR6) نشان داده شده است. پارامترهایی نظیر دوران، جابجایی افقی و قائم در شمع بتنی در ناحیه وسط لایه روانگرا (Z=-7.5m) و در در سطح خاک (Z=0) تحت این زلزله‌ها در شکل‌های (۱۹ و ۲۰) نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود که جابجایی افقی تک شمع در سطح زمین مقدار بیشتری را برای هر دو زلزله نشان می‌دهد. اما دو پارامتر دیگر یعنی جابجایی قائم و دوران در هردو عمق تقریبا یکسان هستند. هرچند که مقدار دوران در سطح زمین اندکی بیشتر از دوران در وسط لایه روانگراست. اما با مقایسه نمودارهای مذکور برای زلزله‌های حوزه دور و نزدیک ملاحظه می‌شود که بعد از ثانیه ۹ از زلزله حوزه دور و بعد از ثانیه ۵ در زلزله حوزه نزدیک میزان پاسخ‌ها به صورت ناگهانی دچار افزایش شده است. ملاحظه می شود که میزان جابجایی هم در سطح خاک و هم در وسط لایه روانگرا تحت زلزله حوزه نزدیک بیشتر از حوزه دور بدست آمده است. در سطح زمین و تحت زلزله حوزه دور جابجایی افقی حداکثر تقریبا ۱۵ سانتی‌متر در حالیکه این مقدار برای زلزله حوزه نزدیک چیزی حدود ۲۲ سانتی متر بدست آمد. برای نقطه میانی لایه روانگرا هم به ترتیب ۵ و ۸,۵ سانتی متر تحت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک مذکور بدست آمد. میزان دوران و جابجایی قائم مدل تحت زلزله حوزه نزدیک کوبه در ترازهای ارتفاعی مذکور نیز بیشتر از حوزه دور بود.



شکل ۱۹- جابجایی افقی، جابجایی قائم و دوران در شمع بتن مسلح تحت زلزله FR7 در خاک T1



شکل ۲۰ - جابجایی افقی، جابجایی قائم و دوران در شمع بتن مسلح تحت زلزله NR7 در خاک T1

۴-جمع بندی و نتیجه گیری

هدف اصلی این تحقیق بررسی عملکرد توربین بادی تک‌شمع بتن مسلح تحت اثر زمین‌لرزه در خاک‌های مستعد روانگرایی بود که با استفاده از مدل اجزا محدود در نرم افزار OpenSees صورت گرفت. تمامی تحلیل‌ها برای دو گروه رکورد زلزله حوزه دور و نزدیک مورد بررسی قرار گرفت. اثر پارامترهای مختلفی نظیر مشخصات مصالح لایه روانگرا، ضخامت لایه روانگرا و زلزله‌های حوزه دور و نزدیک مورد بررسی شد. چهار گروه مختلف برای خاک ماسه‌ای روانگرا (لایه میانی) در نظر گرفته شد که دارای ضرایب اصطکاک داخلی متغیر، سرعت موج برشی متغیر، درصد تراکم و تخلل متفاوت بودند. نتایج نشان داد، بیشترین جابجایی مربوط به تک شمع بتن مسلح قرار گرفته در خاک T1 می‌باشد که کمترین زاویه اصطکاک داخلی (ϕ=۳۰) و کمترین درصد تراکم را دارد. جابجایی نوک شمع در این خاک حدود ۴۵ سانتی متر بدست آمد. نکته دیگری که در نتایج مشاهده شد این است که زلزله‌های حوزه نزدیک جابجایی بیشتری نسبت به حوزه دور بر شمع اعمال می‌کنند. شدت زلزله عامل بسیار تاثیرگذاری در ارزیابی پاسخ لرزه ای شمع های قرار گرفته در خاک روانگرا هستند به طوری‌که در این مطالعه تنها زلزله‌های دارای PGA > 0.5 بودند که روانگرایی کامل را در خاک ایجاد کردند. همچنین زلزله‌های حوزه نزدیک مقادیر فشار آب منفذی بیشتری را اضافه نمودند. با افزایش ضخامت لایه روانگرا فشار آب منفذی اضافی اطراف شمع کاهش می‌یابد اما جابجایی شمع با افزایش ضخامت لایه روانگرا دچار افزایش خواهد شد.

مراجع

[1] Sewell, D. (2012). Wave loads on multi-member offshore wind turbine sub-structures (Doctoral dissertation, University of Delaware)..

[2] Guideline for Assessment of Soil Liquefaction Potential, Consequences and Mitigation Methods .No. 525. (2012) Office of Deputy for Strategic Supervision Department of Technical Affairs. (In persian)

[3] Lombardi D, Bhattacharya S, Hyodo M, Kaneko T.(2014). Undrained behaviour of two silica sands and practical implications for modelling SSI in lique fi able soils. Soil Dyn Earthq Eng;66:293–304. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.07.010.

[4] Lombardi DÃ, Dash SR, Bhattacharya S, Ibraim E, Wood DM, Taylor CA.(2017). Construction of simplified design p – y curves for liquefied soils;1:216–27.

[5] Rouholamin, M., Bhattacharya, S., & Orense, R. P. (2017). Effect of initial relative density on the post-liquefaction behaviour of sand. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 97, 25-36.

[6] Dash, S., Rouholamin, M., Lombardi, D., & Bhattacharya, S. (2017). A practical method for construction of py curves for liquefiable soils. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 97, 478-481.

[7] Zhang X ling, Li X yu, Xu C shun. (2020).Study on the corrected hyperbolic model of liquefaction evaluation for fine-grained sand. Soil Dyn Earthq Eng;139. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.106424.

[8] Özener PT, Greenfield MW, Sideras SS, Kramer SL.(2019). Identification of time of liquefaction triggering. Soil Dyn Earthq Eng 2020;128. https://doi.org/10.1016/j.soildyn..105895.

[9] Byrne PM, Puebla H, Chan DH, Soroush A, Morgenstern NR, Cathro DC, (2000).CANLEX full-scale experiment and modelling;562:543–62.

[10] Chang, B. J., & Hutchinson, T. C. (2013). Experimental evaluation of p-y curves considering development of liquefaction. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 139(4), 577-586.

[11] Lin Z, Pokrajac D, Guo Y, Liao C, Tang T. (2020). Near-trapping effect of wave-cylinders interaction on pore water pressure and liquefaction around a cylinder array. Ocean Eng;218:108047. https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2020.108047.

[12] Asaadi, A., Sharifipour, M., & Ghorbani, K. (2017). Numerical simulation of piles subjected to lateral spreading and comparison with shaking table results. Civil engineering infrastructures journal, 50(2), 277-292.

[13] Bhattacharya S, Adhikari S.(2011). Experimental validation of soil – structure interaction of offshore wind turbines. Soil Dyn Earthq Eng;31:805–16. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2011.01.004.

[14] Lombardi D, Bhattacharya S, Muir D.(2013). Dynamic soil – structure interaction of monopile supported wind turbines in cohesive soil. Soil Dyn Earthq Eng;49:165–80. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.01.015.

[15] Bagheri P, Kim JM. (2019). Evaluation of cyclic and monotonic loading behavior of bucket foundations used for o ff shore wind turbines. Appl Ocean Res;91:101865. https://doi.org/10.1016/j.apor.2019.101865.
[16] Kaynia, A. M. (2020). Effect of kinematic interaction on seismic response of offshore wind turbines on monopiles. Earthquake Engineering & Structural Dynamics.
[17] Iwicki, P., & Przewłócki, J. (2020). Short review and 3-D FEM analysis of basic types of foundation for offshore wind turbines. Polish Maritime Research, 27(3), 31-39.

[18] Hamada, M., & O'Rourke, T. D. (1992). 'Case studies of liquefaction and lifeline performance during past earthquakes. Volume 1, Japanese Case Studies. Technical Rep. NCEER-92, 1, 1-28.

[19] Berrill, J. B., Christensen, S. A., Keenan, R. P., Okada, W., & Pettinga, J. R. (2001). Case study of lateral spreading forces on a piled foundation. Geotechnique, 51(6), 501-517.

[20] Lombardi, D., & Bhattacharya, S. (2016). Evaluation of seismic performance of pile-supported models in liquefiable soils. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 45(6), 1019-1038.

[21] Hui, S., Tang, L., Zhang, X., Wang, Y., Ling, X., & Xu, B. (2018). An investigation of the influence of near-fault ground motion parameters on the pile's response in liquefiable soil. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 17(4), 729-745.

[22] Wang, X., Zeng, X., Li, X., & Li, J. (2020). Liquefaction characteristics of offshore wind turbine with hybrid monopile foundation via centrifuge modelling. Renewable Energy, 145, 2358-2372.

[23] Wang, X., Zeng, X., Yang, X., & Li, J. (2019). Seismic response of offshore wind turbine with hybrid monopile foundation based on centrifuge modelling. Applied Energy, 235, 1335-1350.

[24] Kazemi P, Kaynia AM. (2020).Earthquake response of monopiles and caissons for Offshore Wind Turbines founded in liquefiable soil. Soil Dyn Earthq Eng;136:106213. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106213.
[25] Patra SK, Haldar S.(2020). Fore-aft and the side-to-side response of monopile supported offshore wind turbine in liquefiable soil. Mar Georesources Geotechnol;0:1–22. https://doi.org/10.1080/1064119X.2020.1843570.
[26] Zhang Q, Zhai H, Wang P, Wang S, Duan L, Chen L.(2020). Experimental study on irregular wave-induced pore-water pressures in a porous seabed around a mono-pile. Appl Ocean Res;95:102041. https://doi.org/10.1016/j.apor.2019.102041.
[27] Van der Male P, Vergassola M, van Dalen KN. (2020).Decoupled modelling approaches for environmental interactions with monopile-based offshore wind support structures. Energies;13. https://doi.org/10.3390/en13195195.
[28] Ghorbani A, Jahanpour R, Hasanzadehshooiili H, Ghorbani A.(2019). Evaluation of liquefaction potential of marine sandy soil with piles considering nonlinear seismic soil – pile interaction ; A simple predictive model nonlinear seismic soil – pile interaction ; A simple predictive model. Mar Georesources Geotechnol;0:1–22. https://doi.org/10.1080/1064119X.2018.1550543.
[29] Ko, Y. Y., & Li, Y. T. (2020). Response of a scale-model pile group for a jacket foundation of an offshore wind turbine in liquefiable ground during shaking table tests. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 49(15), 1682-1701.

[30] Biot MA. (1962). Mechanics of deformation and acoustic propagation in porous media. J Appl Phys;33:1482–98. https://doi.org/10.1063/1.1728759.
[31] Chan, A. H. C. (1988). A unified finite element solution to static and dynamic problems of geomechanics (Doctoral dissertation, Swansea University).

[32] Prevost JH. (1985). A simple plasticity theory for frictional cohesionless soils. Int J Soil Dyn Earthq Eng;4:9–17.
[33] Elgamal, A., Yang, Z., Parra, E., & Ragheb, A. (2003). Modeling of cyclic mobility in saturated cohesionless soils. International Journal of Plasticity, 19(6), 883-905.

[34] Elgamal, A., Yang, Z., & Parra, E. (2002). Computational modeling of cyclic mobility and post-liquefaction site response. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 22(4), 259-271.

[35] Gholami, R. Aghakouchak, A. (2015), Seismic performance evaluation of jacket type offshore platforms using nonlinear dynamic analysis and considering of the effects of liquefaction in sandy soil layers. Tarbiat Modares University.(In persian)

Mechanical Properties and Durability of Geopolymer Mixes Produced with Hybrid Utilization of Slag, Natural Pozzolan and Waste Soil

Javid Hoseinbor ※, *Hesam Madani*
Faculty of civil engineering and geodesy, Graduate University of Advanced Technology, Kerman, Iran.

ABSTRACT
The present study investigates the mechanical properties and durability of geopolymer mixtures produced based on pumice natural pozzolan, ground granulated blast furnace slag (GGBFS) and waste soil of aggregate production plants. The aforementioned materials were used in the hybrid form to produce geopolymer. For this purpose, waste soil and pozzolans have been replaced with slag at the levels of 25%, 50% and 75%. The characteristics studied were, compressive strength, flexural strength, sorptivity, rapid chloride ion migration (RCM) coefficient and water absorption content. In addition, different curing conditions were investigated for different mixtures and the results have been compared with each other. The present results indicate that due to the lower reactivity of the natural pozzolan and the waste soil compared to GGBFS, partial replacement of these materials with slag enhanced the mechanical and durability properties, so that the best mixture in terms of durability properties was P25S75. This mix outperformed the S100 mixture in several characteristics. The combined use of GGBFS and the waste soil has also improved the characteristics compared to the mixture with 100% waste soil, which was significantly higher than the promoting effect of GGBFS on the natural pozzolan.
Keywords*: Geopolymer, Ground granulated blast furnace slag (GGBFS), Pozzolan, Waste soil, Durability, Mechanical strength*

خواص مکانیکی و دوام نمونه های ژئوپلیمری ساخته شده با ترکیب سرباره، پوزولان طبیعی و خاک پسماند

دریافت مقاله: ۱۸-۱۱-۱۳۹۹
پذیرش مقاله: ۲۵-۱۲-۱۳۹۹

جاوید حسین‌بر*
کارشناس ارشد سازه‌های هیدرولیکی، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته، کرمان، ایران.

سید حسام مدنی
دانشیار دانشکده مهندسی عمران و نقشه برداری، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته، کرمان، ایران.

چکیده
مطالعه حاضر به بررسی مشخصات مکانیکی و دوام مخلوط‌های ژئوپلیمری ساخته شده بر پایه پوزولان طبیعی خاش، سرباره کوره آهن گدازی اصفهان و خاک پسماند کارخانه‌های تولید سنگ‌دانه می‌پردازد. مواد پایه مذکور به صورت تنها یا به صورت ترکیب با یکدیگر مورد بررسی قرار گرفته‌اند. بدین منظور خاک پسماند و پوزولان در درصدهای ۲۵٪ ، ۵۰٪ و ۷۵٪ با سرباره جایگزین شده‌اند که با احتساب مخلوط‌های غیر ترکیبی در مجموع ۹ طرح مخلوط ساخته شده است. خصوصیات مورد بررسی شامل: مقاومت فشاری، مقاومت خمشی، درصد جذب موئینه آب، ضریب تسریع شده نفوذ یون کلراید و آزمایش جذب حجمی آب بوده است. همچنین شرایط عمل‌آوری نیز برای مخلوط‌های مختلف تغییر کرده و نتایج با یکدیگر مقایسه شده‌اند. نتایج حاضر حاکی از آن می‌باشد که به دلیل فعالیت پایین‌تر مواد پایه پوزولان طبیعی و خاک پسماند نسبت به سرباره، جایگزینی بخشی از مواد با سرباره سبب بهبود خواص مکانیکی و دوام می‌گردد به گونه‌ای که بهترین مخلوط از لحاظ خصوصیات دوام مخلوط P25S75 است که حتی از مخلوط S100 بهتر عمل کرده است. تاثیر جایگزینی با سرباره در خاک پسماند بهبود بسیار قابل توجهی را نسبت مخلوط تنها حاوی پسماند ایجاد کرده است و می‌توان اثر بهبود بخش آن را بیشتر از مخلوط حاوی پوزولان دانست.
کلمات کلیدی: ژئوپلیمر، دوام، خصوصیات مکانیکی، سرباره، پوزولان، خاک پسماند

۱- مقدمه

واژه ژئوپلیمر، در سال ۱۹۷۹ میلادی توسط دانشمند فرانسوی، پروفسور جوزف داویدویتس مطرح گردید [۱] . در ساختار ژئوپلیمرها همچون پلیمرهای ارگانیک، زنجیره‌های طویل و شبکه‌های به هم پیوسته از مولکول‌ها قرار دارد، با این تفاوت که مولکول‌های قرار گرفته در آن از نوع مولکول‌های معدنی هستند و به واسطه پیوندهای کئووالانسی به یکدیگر متصل شده‌اند. شایان ذکر است که ژئوپلیمرها بر خلاف سرامیک‌های متداول ساختار پلیمری دارند و در دماهای پایین و زیر ۱۰۰ درجه سانتیگراد شکل می‌گیرند [۲]. از جمله پتانسیل‌های کاربردی ژئوپلیمرها می‌توان به استفاده آنها در اجزاء سازه ای و غیر سازه ای پیش ساخته، سنگ فرش های بتنی، محصولات نگهدارنده مواد سمی، زباله‌های رادیو اکتیو و مضر، سرامیک‌های دیر گداز، کامپوزیت‌های مقاوم در برابر آتش بکار رفته در ساختمان‌سازی، کشتی‌سازی و اتومبیل‌سازی و صنایع نیروگاهی اشاره نمود [۳، ۴].

معمول‌ترین واکنش‌هایی که برای ژئوپلیمریزاسیون شناخته شده‌اند، شامل چهار مرحله ذیل می‌باشند که البته این مراحل به طور همزمان پیش می‌روند[۱، ۵]: (۱) انحلال Si و Al موجود در مواد آلومینوسیلیکات جامد در محلول قلیایی قوی. (۲) تشکیل پیوندهای از نوع Si-O-Si و Si-O-Al. (۳) تشکیل ساختار آلومینوسیلیکات سه بعدی (ساختار ژئوپلیمری). (۴) اتصال ذرات جامد واکنش نداده و مصالح پرکننده به ساختار ژئوپلیمری و سخت شدن کل سیستم برای تشکیل ساختار پلیمری نهایی.

ژئوپلیمرها می‌توانند عملکردهای قابل مقایسه‌ای با مواد سیمانی معمول در دامنه کاربردشان فراهم آورند. علاوه بر این، برخی مزایا مثل کاهش انتشار گازهای گلخانه‌ای از مزایای این مصالح است[۶]. تفاوت عمده بین ژئوپلیمرها و سیمان پرتلند، در این است که مکانیسم سخت‌شدگی آن از طریق هیدراسیون صورت نمی‌گیرد، بلکه با واکنش پلیمریزاسیون در یک زمان معمولاً کوتاه اتفاق می‌افتد. در حالیکه هیدراسیون سیمان اصولاً تا دراز مدت و حتی تا سال‌ها ادامه می‌یابد [۷].

الله‌وردی و همکاران [۸] در بررسی زمان گیرش و مقاومت سیمان‌های ژئوپلیمری بر پایه پوزولان طبیعی پومیس ترکیب شده با سرباره کوره آهن‌گدازی اصفهان، دریافتند که استفاده از سرباره به اندازه ۵ تا ۲۵ درصد در نمونه‌های با پوزولان، در سن ۲۸ روز عمل‌آوری در دمای اتاق، سبب کاهش مقاومت نمونه‌ها می‌شود. همچنین با افزایش درصد سرباره در نمونه‌های با پوزولان زمان گیرش اولیه نمونه‌ها کمتر و زمان گیرش نهایی بیشتر می‌شود. ندوشن و همکاران [۹] در بررسی تاثیر نوع و غلظت محلول‌های فعال ساز بر روی مقاومت فشاری و میزان روانی ملات های ژئوپلیمری با سرباره اصفهان و پوزولان خاش دریافتند که با افزایش جایگزینی بخشی از سرباره کوره آهن گدازی با پوزولان از صفر تا ۱۰۰ درصد، در سن ۳ روز، مقاومت نمونه‌ها تا ۱۵ درصد جایگزینی افزایش و تا ۱۰۰ درصد جایگزینی کاهش می‌یابد و در سن ۲۸ روز مقاومت نمونه‌ها تا ۱۰ درصد جایگزینی افزایش و تا ۱۰۰ درصد جایگزینی کاهش می‌یابد. در سن ۹۱ روز نیز مقاومت نمونه‌ها تا ۱۰ درصد جایگزینی افزایش و تا ۱۰۰ درصد جایگزینی کاهش می‌یابد. همچنین با افزایش درصد پوزولان در نمونه‌ها روانی خمیر کاهش می‌یابد. شایان ذکر است در این مطالعه بر خلاف مطالعه حاضر از عمل آوری حرارتی استفاده نشده است.

دب و همکاران [۱۰] در بررسی مقاومت و نفوذپذیری نمونه‌های ژئوپلیمری بر پایه خاکستر بادی ترکیب شده با سرباره نشان دادند که با جایگزین کردن ۱۰٪ و ۲۰٪ وزن خاکستر بادی با سرباره در سنین ۷، ۲۸، ۵۶ و ۹۰ روز در دمای اتاق، افزایش مشخصات مقاومتی و کاهش نفوذپذیری نمونه‌ها اتفاق می‌افتد. بلوم و همکاران [۱۱] در بررسی خواص مکانیکی نمونه‌های ژئوپلیمری ترکیبی با خاکستر بادی و سرباره دریافتند که با افزایش جایگزینی سرباره از ۳۰٪ تا ۷۰٪ در نمونه‌های با خاکستر بادی شاهد افزایش مقاومت نمونه‌ها هستیم به طوری که با افزایش هر چه بیشتر درصد سرباره، میزان مقاومت فشاری، خمشی و کششی نمونه‌ها هم بیشتر می‌شود.

رمضانیانپور و همکاران [۱۲] به بررسی تاثیر مقدار ماده پایه و نسبت آب به مواد سیمانی در نفوذ یون کلراید در بتن ژئوپلیمری حاوی سرباره کوره آهن گدازی پرداختند. آنها مشاهده کردند که هر چه نسبت آب به مواد سیمانی افزایش پیدا می‌کند مقاومت فشاری کمتر می‌شود. آنها همچنین مشاهده کردند که در دراز مدت میزان جذب موئینه نمونه‌های ژئوپلیمری نسبت به نمونه‌های بتن معمولی کمتر است. نمونه‌های با درصد بالای آب به مواد

سیمانی دارای مقاومت پایینی در مقابل یون کلراید در دراز مدت هستند و نمونه ژئوپلیمری نسبت به نمونه با بتن معمولی دارای نفوذ یون کلراید به مراتب کمتری است.

در مقاله حاضر، تاثیر ترکیب سرباره کوره آهن‌گدازی با پوزولان طبیعی خاش و خاک پسماند کارخانه‌های تولید شن و ماسه شرق تهران مورد بررسی قرار گرفته است. برای این منظور، سه طرح شاهد با ۱۰۰ درصد سرباره، ۱۰۰ درصد پوزولان و ۱۰۰ درصد خاک ساخته شده است و ۶ طرح دیگر که با نسبت‌های ۲۵/۷۵ و۵۰/۵۰ و ۷۵/۲۵ سرباره/خاک‌پسماند، و سرباره/پوزولان خاش ساخته شده و مشخصات مکانیکی و دوام آنها مطالعه شده است.

۲- مواد و مصالح

مواد اولیه ژئوپلیمریزاسیون در این تحقیق خاک پسماند کارخانه های تولید شن و ماسه، سرباره کوره آهن‌گدازی ذوب آهن اصفهان و پوزولان طبیعی خاش است.

خاک پسماند با نسبت SiO_2 به Al_2O_3 برابر با ۴/۳۲ از کارخانه های تولید سنگ‌دانه تهیه شده است، پوزولان مورد استفاده دارای نسبت SiO_2 به Al_2O_3 برابر با ۳/۳۴ است و سرباره مورد استفاده دارای نسبت SiO_2 به Al_2O_3 برابر با ۳/۷ است.

آنالیز XRF مواد پایه شامل سرباره، پوزولان و خاک معمولی در جدول ۱ ارائه شده است. مشخصات آهک هیدراته مصرفی تهیه شده از کارخانجات اسپندار واقع در استان تهران، در جدول ۲ ارائه شده است. در شکل ۱ توزیع اندازه ذرات سرباره کوره آهن گدازی، پوزولان خاش، ماده پسماند و آهک هیدراته نشان داده شده است.

محلول‌های فعال کننده قلیایی در این پژوهش سیلیکات سدیم مایع با نسبت SiO_2 به Na_2O برابر با ۲/۵ تهیه شده از شرکت نفیس سیلیکات سپاهان واقع در استان اصفهان است، و هیدروکسید سدیم پودری با درجه خلوص بالای ۹۹ درصد تهیه شده از شرکت کیان کاوه آزما واقع در استان تهران است. آنالیز شیمیایی این دو ماده قلیایی در جدول ۳ ارائه شده است. ماسه استفاده شده در ساخت طرح مخلوط ها از دو سایز مختلف متوسط (۰/۶ میلیمتر) و سایز کوچکتر رد شده از الک ۴۰ استفاده شده است که مشخصات فیزیکی آنها در جدول ۴ نشان داده شده است.

شایان ذکر است که مواد ژئوپلیمری برای کاربردهای خاص مورد استفاده قرار می‌گیرند. لذا به لحاظ قیمت بالاتر، ساخت مصالحی همچون ملات‌ها برای کاربردهایی مانند پوشش توجیه بیشتری دارد. به همین دلیل در تحقیق حاضر خصوصیات ملات‌های تولید شده از این مصالح مورد بررسی قرار گرفته است.

۳- ساخت نمونه‌ها

طرح مخلوط‌هایی که در این پژوهش انتخاب شده‌اند شامل ۹ طرح مخلوط است. ۳ طرح مخلوط به عنوان طرح شاهد که منبع ژئوپلیمری در آنها ۱۰۰٪ سرباره، پوزولان و خاک می باشد. ۶ طرح مخلوط دیگر به صورت ترکیبی از منابع ژئوپلیمری است. از این طرح مخلوط‌ها نمونه‌های مکعبی ۵ سانتی متر و نمونه‌های استوانه ای با قطر ۱۰ سانتی متر و ارتفاع ۲۰ سانتی متری و نمونه‌های منشوری با ابعاد ۱۶×۴×۴ سانتی متر تهیه گردید و آزمایش‌های مقاومت فشاری، مقاومت خمشی، جذب موئینه، جذب حجمی و نفوذ یون کلراید بر روی آنها انجام شد.

طرح مخلوط های مورد استفاده در این مقاله در جدول ۵ ارائه شده‌اند. همانطور که در جدول قابل مشاهده است ۳ طرح مخلوط تنها با یکی از مواد پایه (شامل سرباره کوره آهن‌گدازی، پوزولان خاش و پسماند کارخانه های تولید شن و ماسه) تهیه شده اند و ۶ مخلوط دیگر از ترکیب درصد های مختلف سرباره با دو ماده دیگر طراحی شده‌اند.

جدول ۱- آنالیز XRF سرباره، پوزولان، خاک معمولی

Chemical analysis	SiO_2	Al_2O_3	CaO	Fe_2O_3	MgO	Cl	SO_3	L.O.I	
Result (%)	32.5	8.8	44	1	6.8	0.025	2.5	0.3	Slag
Result (%)	60.5	18.4	7.8	5	2.2	0.03	0.3	2.5	Pozzolan
Result (%)	52.3	12.11	16.96	5.61	2.38	—	0.24	—	Waste Soil

جدول ۲- مشخصات آهک هیدراته

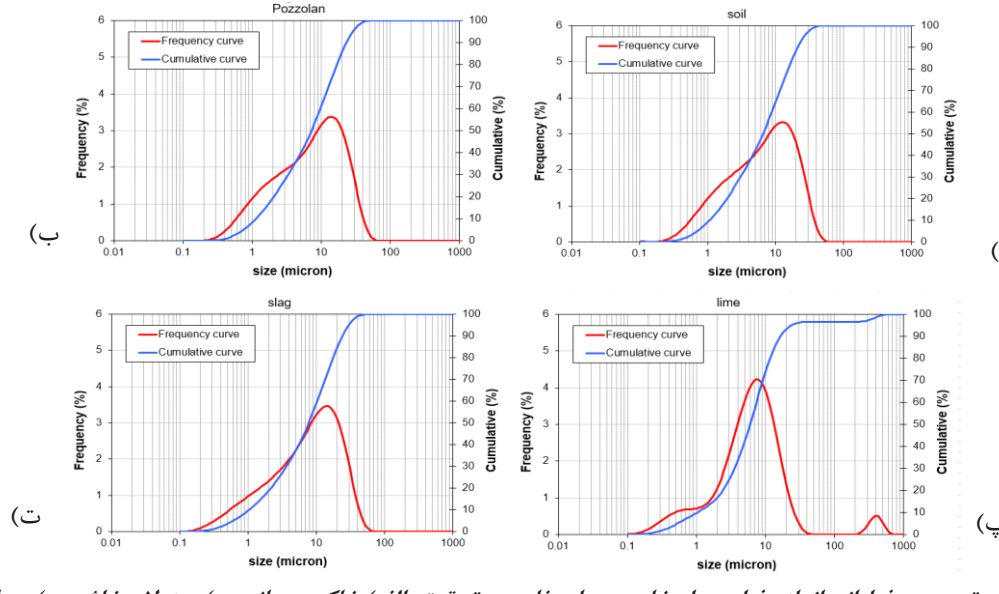
درجه خلوص (CaO)	وزن مخصوص (kg/m^3)
۹۸%	۲۲۰۰

جدول۳ ـ آنالیز شیمیایی محلول سیلیکات سدیم و هیدروکسید سدیم

NaOH			Na_2SiO_3 solution		
Chemical analysis	Result	Unit	Chemical analysis	Result	Unit
NaOH	> 99	%			
Na_2CO_3	< 1	%	SiO_2	20.95	%
Pb	< 0.05	%	Na_2O	8.38	%
Cl	< 0.05	%	Water	70.67	%
SO_4	< 0.05	%			
density	2.13 g/cm^3		Density	1.230 g/cm^3	

جدول۴- مشخصات فیزیکی سنگ‌دانه مورد استفاده

	وزن مخصوص (g/cm^3)	رطوبت SSD٪	اندازه (mm)
ماسه ریز	۲/۶	۰/۸	کوچکتر از ۰/۴۲۵
ماسه درشت	۲/۶	۰/۸	۰/۱۵ـ۱/۱۸



شکل۱ـ توزیع تجمعی و فراوانی اندازه ذرات مواد خام مورد استفاده در تحقیق، الف) خاک پسماند، ب) پوزولان خاش، پ)سرباره کوره آهن‌گدازی و ت) آهک هیدراته

در بررسی به عمل آمده در کارهایی ابتدایی آزمایشگاهی مشخص گردید که غلظت ۴ مولار سود تاثیر چندانی در بهبود خواص نسبت به غلظت ۸ مولار ندارد. از سوی دیگر غلظت ۱۲ مولار نیز سبب گیرش سریع مخلوط ژئوپلیمری می‌شد که عملا کارپذیری آن را مخدوش میکرد، لذا از غلظت ۸ مولار سود در تحقیق حاضر استفاده گردید.

روش ساخت به این صورت بود که یک روز قبل از ساخت هر طرح مخلوط، محلول NaOH با غلظت ۸ مولار ساخته می‌شود تا در روز بعد به دمای تعادل رسیده باشد. مواد خشک شامل ماده پایه، آهک هیدراته و ماسه در روز آزمایش به مدت یک دقیقه در میکسر مخلوط می‌شوند و سپس محلول فعال کننده قلیایی شامل دو محلول NaOH و آب شیشه، مطابق با طرح مخلوط با

هم ترکیب و به مخلوط اضافه می‌شوند. بتن به مدت ۴ دقیقه مخلوط و جهت قالب گیری آماده می‌شوند. نمونه‌های قالب‌گیری شده به مدت ۱۵ ثانیه روی میز ویبره قرار می‌گیرند.

۴- شرایط عمل‌آوری

نمونه‌ها تحت شرایط خاصی عمل‌آوری شده‌اند که در ذیل به تفصیل شرح داده شده‌اند:

عمل‌آوری شماره ۱ ((C.24H)): نمونه‌ها به مدت ۲۴ ساعت درون اون ۷۰ درجه قرار می‌گیرند که در این حالت نمونه‌ها با پارچه خیس احاطه شده اند و درون پلاستیک قرار گرفته‌اند و برای جلوگیری از چسبیدن پلاستیک نمونه‌ها به سطح زیرین سینی اون، از کاغذ استفاده شده است.

عمل‌آوری شماره ۲ ((C.72H)): نمونه‌ها به مدت ۲۴ ساعت درون اون ۷۰ درجه قرار می‌گیرند که در این حالت نمونه‌ها با پارچه خیس احاطه شده اند و درون پلاستیک قرار گرفته‌اند و سپس نمونه‌ها بعد از گذشت مدت زمان مورد نظر از اون ۷۰ درجه خارج و به اون ۱۰۰ درجه به مدت ۴۸ ساعت منتقل می‌شوند. در این حالت نمونه‌ها بدون پارچه خیس هستند ولی همچنان درون پلاستیک قرار گرفته‌اند که در مجموع به مدت ۷۲ ساعت عمل‌آوری می‌شوند. همانند قبل برای جلوگیری از چسبیدن پلاستیک نمونه‌ها به سطح زیرین سینی اون، از کاغذ استفاده شده است.

عمل‌آوری شماره ۳ ((C.24H+7d)): همانند عمل‌آوری شماره (۱) انجام می‌شود و تمام شرایط یکسان است. با این تفاوت که نمونه‌ها بعد از خروج از اون به مدت ۷ روز در دمای اتاق عمل‌آوری می‌شوند.

عمل‌آوری شماره ۴ ((C.72H+7d)): همانند عمل‌آوری شماره (۲) انجام می‌شود و تمام شرایط یکسان است. با این تفاوت که نمونه‌ها بعد از خروج از اون به مدت ۷ روز در دمای اتاق عمل‌آوری می‌شوند.

نمونه‌های مکعبی در دو دسته قرار می گیرند: یک دسته تحت عمل‌آوری (C.24H) و (C.72H) بوده اند، که برای تست مقاومت فشاری استفاده گردیده‌اند. و دسته دوم تحت عمل آوری (C.24H+7d) و (C.72H+7d) بوده‌اند، که تحت آزمون جذب حجمی آب قرار گرفته‌اند.

نمونه‌های استوانه ای تحت عمل‌آوری (C.24H+7d) قرار گرفته‌اند، که برای آزمون نفوذ یون کلراید و موئینه استفاده شده‌اند. نمونه‌های منشوری تحت عمل‌آوری (C.24H) و (C.24H+7d) قرار گرفته‌اند، و در آزمون خمش از آنها استفاده شده است.

استفاده از این شرایط خاص عمل‌آوری باعث می‌شود تا در درجه اول نمونه‌ها دچار ترک خوردگی نشوند و همچنین آب موجود در نمونه‌های ژئوپلیمری جهت انجام فرآیندهای ژئوپلیمریزاسیون حفظ شود و پس از گذشت ۲۴ ساعت عمل‌آوری و در ۴۸ ساعت بعدی عمل‌آوری چون نمونه‌ها دیگر دچار ترک خوردگی نمی‌شوند پارچه خیس حذف می‌شود و همچنان داخل پلاستیک برای رسیدن به حداکثر مقاومت عمل‌آوری می‌شوند.

در شکل شماره ۷ چند نمونه ژئوپلیمری با شرایط متفاوت عمل‌آوری در سن ۲۴ ساعت پس از باز کردن از قالب نشان داده شده است که نشان می‌دهد فقط نمونه با پارچه خیس و پلاستیک دچار ترک خوردگی نشده است.

از نمونه‌ها آزمون مقاومت فشاری، خمشی، جذب موئینه، جذب حجمی و نفوذ یون کلراید گرفته شد تا خواص مکانیکی و دوام آنها را با هم مقایسه کنیم. در مطالعه حاضر بعد از اتمام زمان عمل‌آوری، نمونه های استوانه‌ای با دستگاه برش به سه قسمت با ارتفاع پنج سانتی متر تقسیم شدند، که نمونه‌های اخذ شده از وسط قالب برای نفوذ یون کلراید و نمونه‌های اخذ شده از بالای قالب برای نفوذ موئینه استفاده گردیده‌اند.

۵- آزمون مقاومت فشاری

به منظور انجام آزمایش مقاومت فشاری از یک نیروی فشاری تک محوره با سرعت ۵۳۰ کیلوگرم بر ثانیه که بر سطح نمونه مکعبی اعمال می‌گردد و مقاومت فشاری مطابق با استاندارد ASTM C109 [۱۳] به دست می‌آید.

مقدار مقاومت فشاری مخلوط S100 که تنها حاوی سرباره است در روش عمل آوری C.24H و C.72H به ترتیب برابر با حدود ۷۰ و ۷۸ مگاپاسکال است. این مقادیر برای مخلوط حاوی پوزولان ۲۳ و ۳۰ مگاپاسکال و برای مخلوط حاوی پسماند برابر ۵ و ۱۰ مگاپاسکال است که نشان دهنده فعال بودن سرباره نسبت به دو ماده دیگر می باشد.

افـزودن سـرباره بـه خـاک پسـماند و پـوزولان در درصـدهای مختلـف جـایگزینی موجـب افـزایش قابـل ملاحظـه مقاومـت فشاری بـتن مـی‌شـود بـه طـوری کـه مقاومـت فشـاری طـرح هـای بـا ۲۵٪ سـرباره در پـوزولان و خـاک پسـماند بـه ترتیـب افـزایش ۴۹ درصـدی و ۱۶۰ درصـدی در نمونـه‌هـای بـا عمـل‌آوری C.72H داشـته انـد. ایـن موضـوع نشـان دهنـده تـاثیر بـالای سـرباره شـرکت کـننده در فـرآیند ژئـوپلیمـریزاسـیون اسـت کـه ایـن موضـوع مطـابق بـا نتـایج ارائـه شـده در مقالـه دب و همکـاران [۱۰] و بلـوم و همکـاران [۱۱] در اسـتفاده از سـرباره اسـت . بـه منظـور بررسـی ایـن پـارامتر نمـودار شکل ۲ تنظیم شده است.

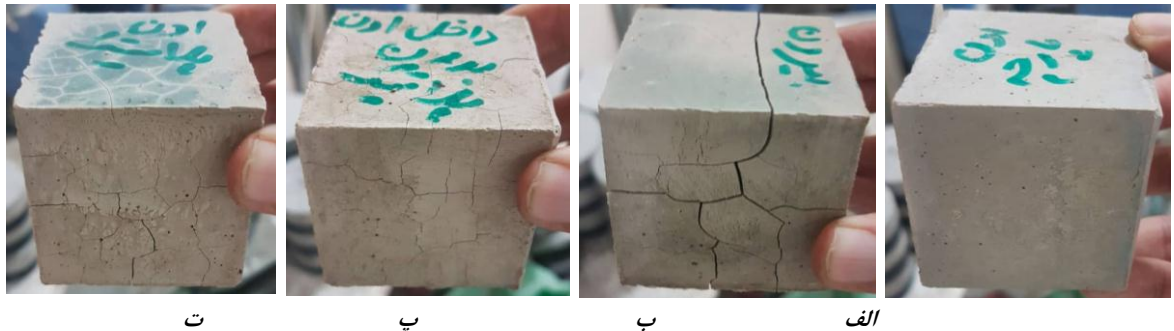
جدول ۵ ـ نسبت‌های استفاده شده در طرح مخلوط‌های مطالعه حاضر (مقادیر نسبی بر اساس وزن ماده پایه (مجموع وزن پوزولان، سرباره و پسماند))۱، ۲، ۳، ۴

طرح	ماده پایه			هیدروکسید کلسیم	محلول هیدروکسید سدیم	محلول سیلیکات سدیم	سنگ‌دانه
	سرباره	پوزولان	پسماند				
S100	۱	ـ	ـ	۰/۱۱	۰/۱۴	۰/۳۵	۱/۲
P100	ـ	۱	ـ	۰/۱۱	۰/۱۴	۰/۳۵	۱/۲
W100	ـ	ـ	۱	۰/۱۱	۰/۱۴	۰/۳۵	۱/۲
P75S25	۰/۲۵	۰/۷۵	ـ	۰/۱۱	۰/۱۴	۰/۳۵	۱/۲
P50S50	۰/۵۰	۰/۵۰	ـ	۰/۱۱	۰/۱۴	۰/۳۵	۱/۲
P25S75	۰/۷۵	۰/۲۵	ـ	۰/۱۱	۰/۱۴	۰/۳۵	۱/۲
W75S25	۰/۲۵	ـ	۰/۷۵	۰/۱۱	۰/۱۴	۰/۳۵	۱/۲
W50S50	۰/۵۰	ـ	۰/۵۰	۰/۱۱	۰/۱۴	۰/۳۵	۱/۲
W25S75	۰/۷۵	ـ	۰/۲۵	۰/۱۱	۰/۱۴	۰/۳۵	۱/۲

[۱] طـرح هـای S100, P100 و W100 نمونـه‌هـای شـاهد هسـتند کـه در بقیـه طـرح هـا بـا جـایگزین کـردن درصـدی این سه طرح با هم، خواص مکانیکی و دوام نمونه‌های ژئوپلیمری با هم مقایسه شده است.

[۲] غلظـت محلـول NaOH ۸ مـولار در نظـر گرفتـه شـده اسـت. نسـبت وزنـی آب شیشـه (سـیلیکات سـدیم) بـه محلول NaOH در تمامی طرح ها برابر با ۲/۵ و نسبت وزنی ماده پایه به محلول قلیا برابر ۲ است.

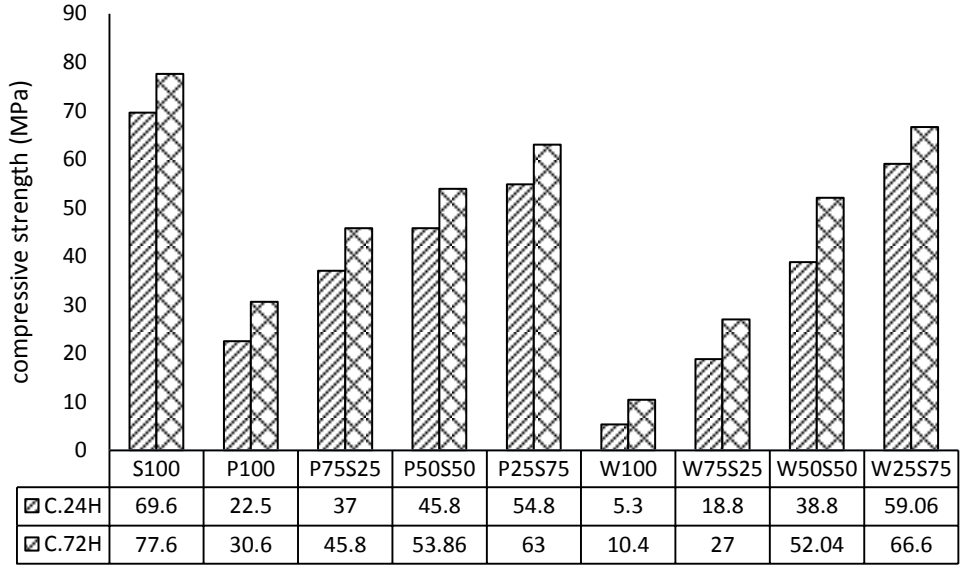
[۳] در این طرح مخلوط ها ماسـه ریـز و ماسـه درشـت بـا نسـبت وزنـی ماسـه ریـز بـه ماسـه درشـت برابـر ۱ و نسـبت وزنی سنگدانه ریز (درشت) بـه مـاده پایـه ۰/۶ (۰/۶) لحـاظ شـده اسـت، کـه در مجمـوع نسـبت وزنـی کـل سـنگدانه‌هـا به ماده پایه ۱/۲ می‌باشد.



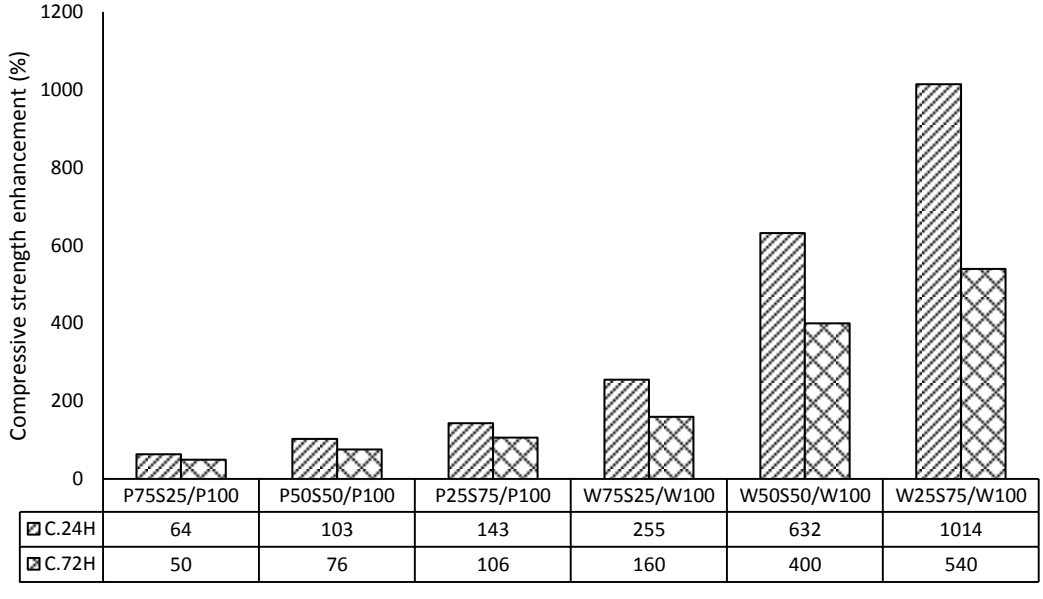
الف *ب* *پ* *ت*

شکل۶- ترک خوردگی نمونه‌ها در شرایط مختلف عمل‌آوری، الف) با پلاستیک و پارچه خیس درون اون، ب) دمای اتاق بدون پلاستیک، پ) بدون پلاستیک درون اون، ت) با پلاستیک درون اون

برای ساخت نمونه های ژئوپلیمری چون آب به صورت مستقیم وارد طرح مخلوط ها نمی شود و مواد محلولی (سود و آب شیشه) که در فرآیند تشکیل پیوندهای ژئوپلیمریزاسیون استفاده می شود، محلول هایی با نسبت آب به ماده خشک ثابت هستند پس نمی توان روی نسبت آب به ماده خشک ژئوپلیمری مانور داد به همین دلیل مقدار مواد محلول قلیایی در طرح مخلوط ها طوری طراحی شده اند که ملات های ژئوپلیمری علاوه بر روانی و کارایی مناسب، دارای نسبت آب کمتری باشند و تاثیر منفی بر روی مقاومت و دوام نمونه ها به حداقل برسد.



شکل ۲ ـ تاثیر سرباره بر روی مقاومت فشاری پسماند و پوزولان



شکل۳ ـ درصد افزایش مقاومت فشاری نمونه‌های ترکیبی با سرباره نسبت به نمونه شاهد

در نمودار شکل ۲، در روش عمل آوری C.24H کمترین مقاومت مربوط به طرح W100 و بیشترین مقاومت مربوط به طرح S100 است. با جایگزین کردن سرباره به نسبت‌های ۲۵ ، ۵۰ و ۷۵ درصد با خاک پسماند (W75S25، W50S50 و W25S75) به ترتیب شاهد افزایش مقاومت ۲۵۰٪ ، ۶۳۰٪ و ۱۰۰۰٪ در نمونه‌ها هستیم و با جایگزین کردن سرباره با پوزولان (P75S25، P50S50 و P25S75) به ترتیب شاهد افزایش مقاومت ۶۵٪ ، ۱۰۰٪ و ۱۴۰٪

هستیم که افزایش مقاومتی که در خاک پسماند روی داده است به مراتب بیشتر از افزایش مقاومتی بوده است که در پوزولان روی داده است. با تغییر شرایط عمل‌آوری از C.24H به C.72H در تمامی حالات مقاومت فشاری افزایش می یابد که نشان دهنده بهبود ساختاری نمونه‌ها با افزایش پیوندهای آلومینوسیلیکاتی است. در شکل ۳ درصد بهبود مقاومت برای شرایط عمل آوری مختلف ارائه شده است.

بهبود ساختاری و افزایش مقاومت قابل ملاحظه ای که در عمل‌آوری C.24H ایجاد شده نشان دهنده تاثیر بالای سرباره در نمونه‌های با خاک پسماند حتی در سنین کم است. در واقع سرباره با بهبود ساختاری نمونه‌ها باعث افزایش مقاومت قابل ملاحظه ای در نمونه‌ها حتی در همان سنین اولیه شده است.

۶- آزمون مقاومت خمشی

به منظور انجام آزمون مقاومت خمشی مطابق آیین نامه EN 196 [۱۴] عمل شده است. نمونه‌ها تحت آزمایش چهار نقطه‌ای خمش قرار گرفته‌اند. سرعت بارگذاری بر روی نمونه‌ها برابر با in/min ۰/۰۴ است.

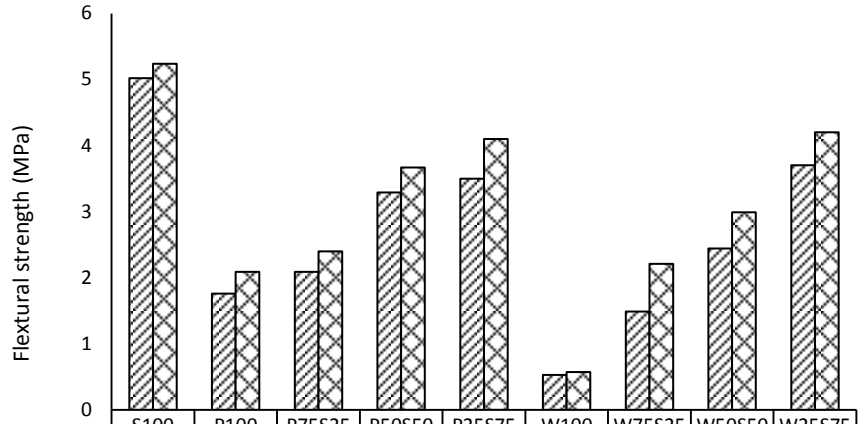
با توجه به نمودار شکل ۴ و بررسی مقاومت خمشی نمونه‌ها مشاهده می‌شود که مقاومت خمشی طرح S100 با 5.02MPa دارای بیشترین مقاومت و طرح W100 با 0.53MPa دارای کمترین مقاومت در عمل‌آوری C.24H داشته است. همانطور که ملاحظه می کنید افزایش مقاومت خمشی خاک پسماند با ۲۵٪ سرباره (W75S25) بسیار بیشتر از افزایش مقاومت خمشی پوزولان با ۲۵٪ سرباره (P75S25) است و این نتیجه را می‌توان گرفت که سرباره در خاک پسماند بسیار بهتر از حالت سرباره در پوزولان عمل کرده است. در عمل‌آوری C.24H+7d نمونه‌ها اندکی افزایش مقاومت پیدا کرده‌اند که نشان می‌دهد پس از طی یک عمل آوری تسریع شده عمل آوری در دمای اتاق نیز به بهبود ریز ساختار کمک کرده است.

در شکل شماره ۵، در نمونه‌های با خاک پسماند اصلاح شده ، درصد افزایش مدول گسیختگی با عمل‌آوری C.24H+7d بیشتر از درصد افزایش مدول گسیختگی با عمل‌آوری C.24H بوده است. این موضوع نشان می‌دهد که نمونه با خاک پسماند ۱۰۰٪ (W100)، با اضافه کردن سرباره دچار بهبود مقاومت خمشی قابل توجهی با افزایش زمان عمل‌آوری شده است، لیکن در نمونه‌های با پوزولان اصلاح شده با افزایش زمان عمل‌آوری بهبود مقاومت خمشی پایینی در مقایسه با نمونه P100 رخ داده است. علت این موضوع را می توان به تداوم واکنش های انجام شده در ترکیبات ژئوپلیمری حاوی پسماند پس از طی عمل‌آوری تسریع شده دانست. به نظر می‌رسد اثر فعالیت اولیه مواد پایه بر عملکرد نهایی آنها اثر بزرگتری داشته است و اثر سینرژی سرباره روی ماده با فعالیت کمتر (خاک پسماند) قابل توجه‌تر بوده است.

۷- آزمون جذب حجمی

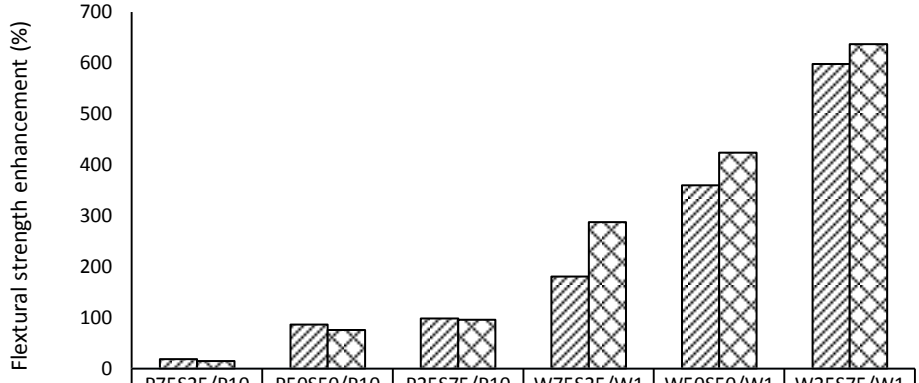
آزمون جذب حجمی بر روی نمونه‌های مکعبی ۵ سانتی‌متری با توجه به آیین نامه ASTM C 642-06 [۱۵] انجام شده است. نمونه‌های مکعبی پس از گذراندن دوره ۷ روزه به درون اون ۱۰۰ درجه منتقل شده و هر ۲۴ ساعت وزن نمونه‌ها را کنترل نموده تا اختلاف وزن آنها با متوسط وزن نمونه خشک به کمتر از ۴/۷ درصد برسد. سپس نمونه‌ها را از اون خارج کرده و وزن آنها را به عنوان وزن نمونه خشک یادداشت می کنیم. این بار نمونه‌ها را درون آب و همانند حالت قبل هر ۲۴ ساعت نمونه را وزن کرده تا اختلاف وزن آنها نسبت به وزن روز قبل به کمتر از ۰/۱ درصد برسد در این حالت می‌توانیم وزن نمونه‌ها را به عنوان وزن حالت اشباع یادداشت کنیم.

میزان جذب آب نیم ساعت، ۲۴ ساعت و نهایی(۷ روز) مخلوط‌های بتنی تحت شرایط عمل‌آوری C.24H و C.72H به ترتیب در اشکال ۶ و ۷ ارائه شده است. برای تسهیل در مقایسه مقادیر جذب آب در شرایط مختلف عمل‌آوری، جذب نهایی آب در شکل ۸ ارائه شده است.



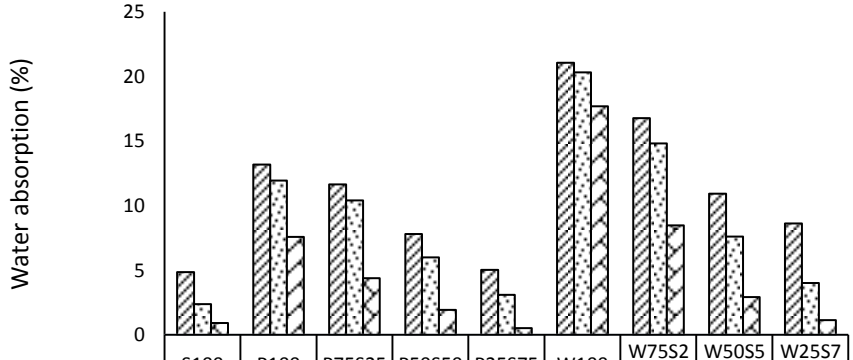
	S100	P100	P75S25	P50S50	P25S75	W100	W75S25	W50S50	W25S75
C.24H	5.02	1.76	2.09	3.29	3.5	0.53	1.49	2.44	3.7
C.24H+7d	5.24	2.09	2.4	3.67	4.1	0.57	2.21	2.99	4.2

شکل۴ ـ تاثیر سرباره بر روی مقاومت خمشی نمونه‌های با خاک معمولی و پوزولان



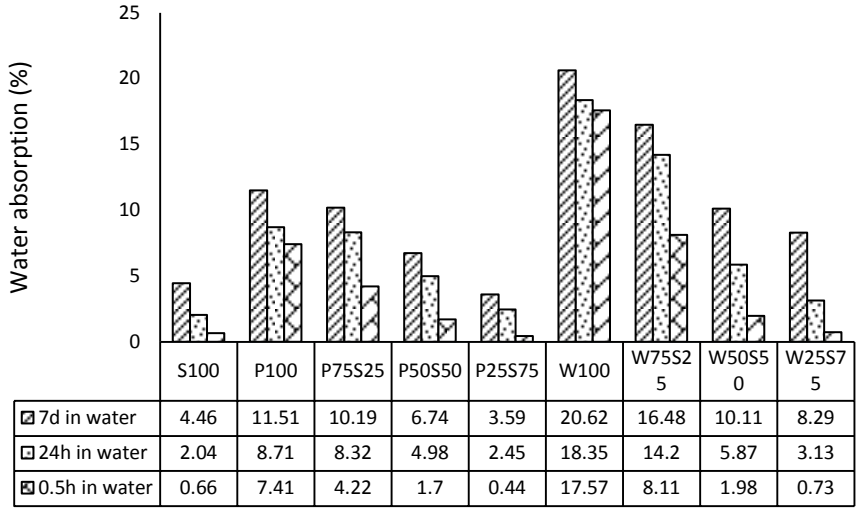
	P75S25/P100	P50S50/P100	P25S75/P100	W75S25/W100	W50S50/W100	W25S75/W100
C.24H	19	87	99	181	360	598
C.24H+7d	15	76	96	288	424	637

شکل۵ ـ درصد افزایش مقاومت خمشی نمونه‌های ترکیبی با سرباره نسبت به نمونه شاهد

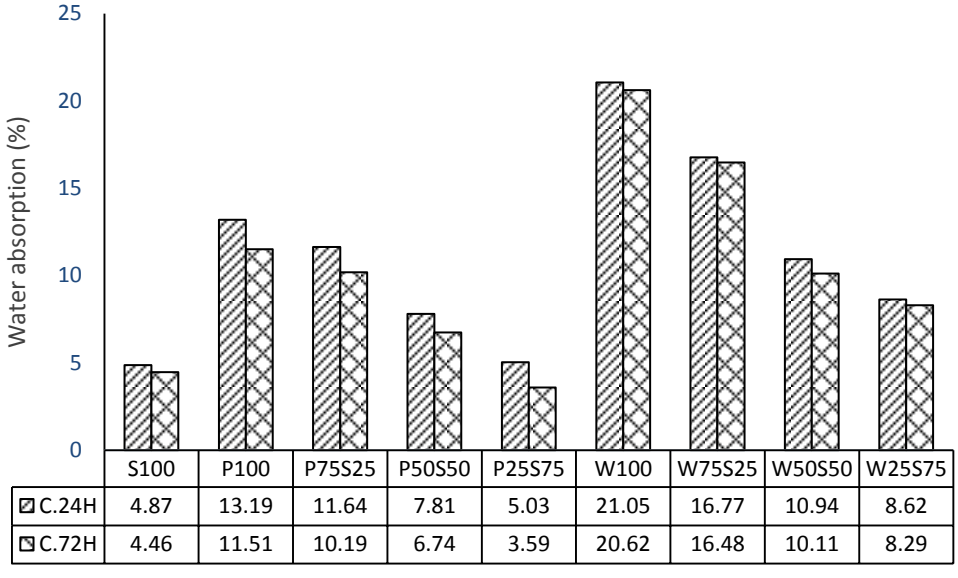


	S100	P100	P75S25	P50S50	P25S75	W100	W75S25	W50S50	W25S75
7d in water	4.87	13.19	11.64	7.81	5.03	21.05	16.77	10.94	8.62
24h in Water	2.39	11.94	10.4	6.01	3.11	20.3	14.81	7.62	4.03
0.5h in Water	0.93	7.59	4.38	1.94	0.54	17.69	8.47	2.94	1.15

شکل۶ ـ جذب آب نیم ساعته، ۲۴ ساعته و نهایی نمونه‌های تحت عمل‌آوری C.24H



شکل۷ ـ جذب آب نیم ساعته، ۲۴ ساعته و نهایی نمونه‌های تحت عمل‌آوری C.72H



شکل ۸ ـ تاثیر سرباره بر روی درصد جذب آب نهایی نمونه‌های ساخته شده با خاک پسماند و پوزولان

همانطور که در شکل ۶ مشاهده می‌شود، در روش عمل‌آوری C.24H، نمونه‌های پوزولانی جذب حجمی آب کمتری نسبت به نمونه‌های با خاک پسماند دارند و هر چه درصد جایگزینی سرباره نسبت به دو ماده پایه دیگر بیشتر می‌شود نفوذپذیری کاهش می‌یابد. نمونه بارز آن را می‌توان در طرح‌های با ۲۵٪ و ۵۰٪ سرباره مشاهده نمود که کاهش قابل توجه جذب آب را نشان می‌دهند. به عنوان مثال در طرح W75S25 نسبت به W100 جذب آب‌های ۳۰ دقیقه، ۲۴ ساعت و نهایی به ترتیب ۵۲٪، ۲۷٪ و ۲۰٪ کاهش یافته است. به طور مشابه در طرح مخلوط P75S25 نسبت به P100 این نسبت‌ها به ترتیب برابر با ۴۲٪، ۱۳٪ و ۱۲٪ بدست آمده است. همانطور که مشاهده می‌گردد تاثیر جایگزینی سرباره در بهبود جذب آب نیم ساعته به مراتب بهتر از این تاثیر در جذب آب‌های ۲۴ ساعته و نهایی می‌باشد که نشان دهنده بهبود قابل توجه ریز ساختاری به لحاظ ریز شدن و مسدود شدن منافذ در این مخلوط‌ها است. کاهش جذب آب‌های ۲۴ ساعته و نهایی نیز حاکی از کاهش حجم کلی تخلخل در این

مخلوط‌ها می‌باشد. همانطور که در شکل ۷ مشهود است، نتایج مشابه با روش عمل‌آوری C.24H در روش عمل‌آوری C.72H نیز حاصل آمده است.

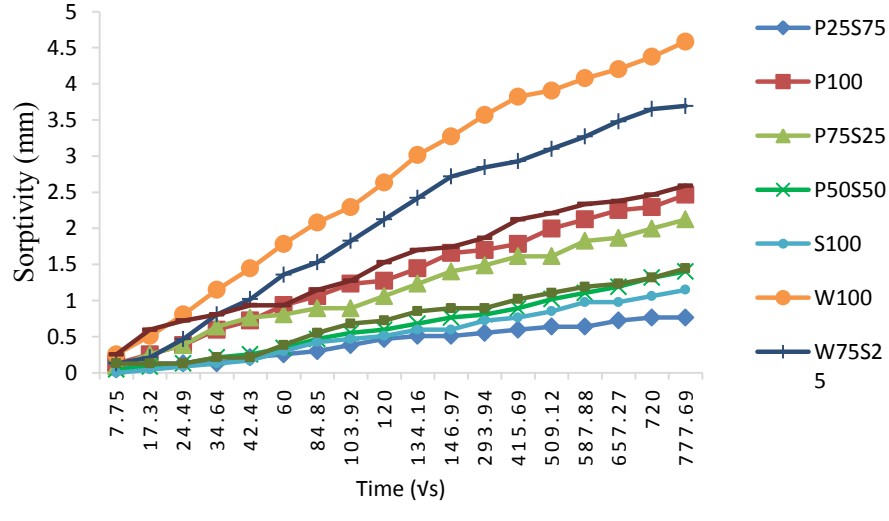
در شکل ۸ مقایسه بین جذب آب نهایی مخلوط‌ها در روش عمل‌آوری ۷۲ ساعت (C.72H) و ۲۴ ساعت (C.24H) انجام شده است. در روش عمل‌آوری ۷۲ ساعت مقداری کاهش نسبت به عمل‌آوری دیگر مشاهده می‌گردد. همچنین هر چه درصد سرباره نسبت به خاک پسماند و پوزولان بیشتر می‌شود جذب آب نمونه‌ها کمتر می‌شود. در مقایسه بین پسماند و پوزولان، در درصدهای جایگزینی یکسان، مخلوط‌های حاوی پوزولان درصد جذب آب کمتری نسبت به خاک پسماند داشته‌اند، لیکن با افزایش مدت عمل‌آوری شاهد کاهش جذب حجمی بیشتری در نمونه های حاوی پسماند نسبت به پوزولان هستیم. نتایج حاضر نشانگر آن است که به دلیل فعال‌تر بودن پوزولان نسبت به خاک پسماند نتایج بهتری برای تمام درصدهای جایگزینی این ماده بدست آمده است. به لحاظ همین واکنش‌زایی ضعیف‌تر، سرباره تاثیر مثبت‌تری روی مخلوط‌های حاوی خاک پسماند داشته است.

۸- آزمون جذب موئینه آب

مطابق آیین نامه ASTM C1585-04 [۱۶] و با توجه به نمونه‌های استوانه‌ای مقدار نفوذ موئینه انجام می‌شود. نمونه‌ها برای خشک شدن به مدت یک هفته در اون با دمای ۷۰ درجه سانتی‌گراد قرار می‌گیرند تا تمامی حفرات موجود در ساختار بتن از آب خالی شوند.

آزمون جذب موئینه آب با عمل‌آوری C.24H+7d بر روی نمونه‌های استوانه ای انجام شده است. نتایج در شکل ۹ نشان می‌دهد که استفاده از سرباره، حتی در ۲۵٪ جایگزینی، باعث بهبود ساختار نمونه‌ها می‌گردد. نمونه W100 دارای بیشترین مقدار جذب موئینه نسبت به سایر نمونه‌ها بوده است و مخلوط W75S25 نیز عملکرد مناسبی نداشته است. میزان تغییرات با جایگزینی س رباره در مخلوط‌های حاوی خاک پسماند به مراتب بیشتر از تغییرات در مخلوط‌های حاوی پوزولان خاش می‌باشد. این نتیجه می‌تواند به نحوی موید فعال‌تر بودن پوزولان خاش نسبت به خاک پسماند باشد. البته مخلوط با ۲۵٪ پسماند و ۷۵٪ سرباره عملکرد خوبی از خود نشان داده است.

بر اساس شکل ۹ مشاهده می‌شود که با افزایش درصد سرباره در نمونه‌ها شاهد کاهش شیب خط جذب موئینه نمونه‌ها هستیم که نشان دهنده کاهش سرعت نفوذ آب در منافذ و خلل و فرج بتن می‌باشد. به نحوی که جایگزینی ۲۵٪ سرباره در مخلوط‌های حاوی پوزولان و خاک پسماند به ترتیب باعث کاهش ۱۸٪ و ۱۹٪ در نمونه‌ها شده است. همچنین نمونه‌های با ۷۵٪ سرباره (P25S75 و W25S75) نسبت به نمونه شاهد (P100 و W100) به ترتیب باعث کاهش نفوذ نهایی ۵۳٪ و ۶۸٪ در نمونه‌ها شده‌اند.



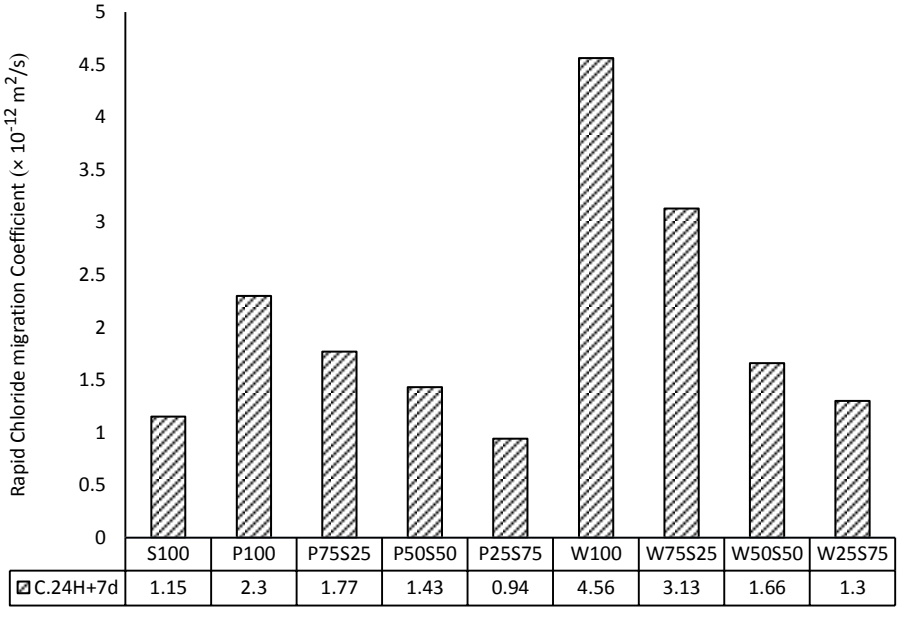
شکل۹ ـ میزان جذب موئینه نمونه‌های اصلاح شده با سرباره تحت عمل‌آوری C.24H

۹- آزمون مهاجرت تسریع شده یون کلراید (RCMT)

یکی از معتبرترین آزمون ها برای تست دوام بتن، آزمون ضریب مهاجرت تسریع شده یون کلراید می‌باشد. این آزمون با بهره‌گیری از استاندارد NT BUILD 492 [۱۷] انجام شده است. نمونه‌ها بعد از مدت زمان مشخصی از غلاف پلاستیکی در آورده می‌شوند و بعد از تقسیم نمونه به دو تکه و با پاشیدن محلول نیترات نقره بر روی نمونه میزان نفوذ یون کلراید و ضریب مربوطه تعیین می‌گردد.

آزمون مهاجرت تسریع شده یون کلراید برای مخلوط‌های این تحقیق در شکل ۱۰ ارائه شده است. این آزمون روی نمونه‌های استوانه‌ای تحت عمل‌آوری C.24H+7d انجام گردیده است. با مقایسه مخلوط‌های شاهد P100 و W100 با نمونه‌های اصلاح شده در می‌یابیم که استفاده از سرباره برای اصلاح ماده پایه مخلوط ژئوپلیمری سبب کاهش ضریب مهاجرت یون کلراید می‌شود. مقدار بهبود در نفوذ یون کلراید با جایگزینی ۲۵، ۵۰ و ۷۵ درصد پوزولان با سرباره نسبت به مخلوط P100 حدوداً برابر با ۲۰٪، ۳۵٪ و ۶۰٪ می‌باشد. این مقدار ارتقاء در کاهش نفوذپذیری کلراید نسبت به مخلوط W100 در درصدهای جایگزینی مذکور به ترتیب برابر با ۳۰٪، ۶۳٪ و ۷۲٪ حاصل آمده است.

نکته مهمی که می‌توان از نمودار نتیجه گرفت تاثیر پوزولان بر روی سرباره در نمونه P25S75 است که سبب بهبود ساختاری سرباره شده و باعث کاهش نفوذ یون کلراید حدوداً برابر با ۲۰٪ نسبت به S100 شده است. شایان ذکر است که این نتیجه کاملاً در تطابق با نتایج بدست آمده از آزمون جذب موئینه و جذب حجمی نیم ساعت می‌باشد، این موضوع نیز در تطابق با نتایج ارائه شده در مقاله ندوشن و همکاران [۹] است که افزودن اندک پوزولان به سرباره سبب بهبود خواص دوام نمونه‌های ژئوپلیمری می شود.لذا استفاده از ترکیب ۲۵٪ پوزولان خاش و ۷۵٪ سرباره کوره آهن گدازی اصفهان از لحاظ خصوصیات نفوذپذیری در مباحث دوام یک ترکیب بهینه محسوب می‌گردد. بیشترین تاثیر در کاهش نفوذپذیری نمونه‌ها مربوط به ۲ نمونه W50S50 و W25S75 است که با ۵۰٪ و ۷۵٪ سرباره در نمونه‌های با ماده پسماند، کاهش قابل توجهی در نفوذپذیری نمونه‌ها مشاهده شده است.



شکل۱۰ ـ ضریب مهاجرت یون کلراید در نمونه‌های اصلاح شده با سرباره تحت عمل‌آوری C.24H+7d

۱۰- جمع‌بندی و نتایج

* جایگزینی خاک پسماند و پوزولان طبیعی خاش با سرباره کوره آهن گدازی در درصدهای مختلف جایگزینی از ۲۵ تا ۷۵ درصد سبب ارتقاء قابل ملاحظه مشخصات مکانیکی شامل مقاومت فشاری و خمشی شده است، به‌گونه‌ای که برخی از مخلوط‌های حاوی ۷۵ درصد سرباره حتی مقاومت‌هایی بالاتر از مخلوط با ۱۰۰ درصد سرباره داشته‌اند.

* با تغییر شرایط عمل‌آوری از C.24H به C.72H در تمامی حالات مقاومت فشاری و خمشی نمونه‌ها افزایش یافته است که می‌تواند نشان دهنده بهبود ریز ساختاری نمونه‌ها به واسطه توسعه پیوندهای آلومینوسیلیکاتی به لحاظ افزایش مدت زمان عمل‌آوری تسریع شده باشد.

* در مقایسه با نمونه‌های حاوی خاک پسماند، مخلوط‌های پوزولانی در درصدهای جایگزینی برابر، خصوصیات مکانیکی و دوام بهتری داشته‌اند. با توجه به فعالیت اولیه پایین‌تر خاک پسماند در مقایسه با پوزولان طبیعی خاش، جایگزینی با سرباره در این مخلوط‌ها تاثیر مثبت بیشتری در بهبود خواص به ارمغان آورده است و اکیداً توصیه می‌شود.

* بهترین عملکرد از لحاظ مشخصه‌های دوام مربوط به طرح P25S75 می‌باشد. این مخلوط نفوذ یون کلراید، جذب حجمی و جذب مویینه کمتری در مقایسه با تمامی مخلوط‌ها داشته است. این مقادیر حتی کمتر از مخلوط حاوی سرباره بوده‌اند. از لحاظ خصوصیات مقاومتی نیز این مخلوط نتایج بسیار مطلوبی را به همراه داشته است لذا در مجموع به نظر می‌رسد این مخلوط، مخلوط بهینه طرح حاضر محسوب گردد.

* در تحقیق حاضر تاثیر تغییر مدت زمان عمل‌آوری بر مشخصه‌های دوام تنها در جذب حجمی آب انجام شده است و سایر خصوصیات دوام شامل جذب مویینه و نفوذ یون کلراید تنها تحت تاثیر عمل‌آوری تسریع شده ۲۴ ساعته بوده‌اند. در آزمون جذب حجمی، با افزایش زمان تسریع شده عمل‌آوری از ۲۴ ساعت به ۴۸ ساعت مقادیر کمتری از جذب حجمی آب نیم ساعت، ۲۴ ساعت و نهایی(۷روز) مشاهده گردیده است. به طور مثال، در شرایط عمل‌آوری C.24H نمی‌توان تغییر محسوسی بین نمونه S100 و P25S75 احساس کرد ولی با افزایش زمان عمل‌آوری و در شرایط C.48H شاهد کاهش جذب حجمی نمونه P25S75 نسبت به S100 هستیم که نشان دهنده فعال‌تر شدن پوزولان در این نسبت خاص با افزایش زمان عمل‌آوری هستیم.

۱۱-تشکر و قدردانی

تمام مراحل ساخت نمونه‌ها، عمل‌آوری و حصول نتایج با استفاده از تجهیزات و امکانات دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری‌های پیشرفته کرمان صورت گرفته است.

۱۲- منابع

[۱] *Davidovits, J., "The need to create a new technical language for the transfer of basic scientific information. Transfer and Exploitation of Scientific and Technical Information", Commission of the European Communities, 1982a.*

[۲] *Davidovits, J., "Geopolymers Inorganic polymeric new materials", Journal of Thermal Analysis, Vol.37, 1991, pp:1633–1656.*

[۳] *Davidovits, J., "Geopolymer Chemistry and Applications", Institut Géopolymère, 2008.*

[۴] *Davidovits, J., "Environmentally Driven Geopolymer Cement Application", Geopolymer Conference, Melbourne, Australia, 2002.*

[۵] *Thakur R.N. and Ghosh S., "Effect of Mix Composition on Compressive Strength and Microstructure of Fly-Ash Based Geopolymer Composites", ARPN J. of Engineering and Applied Sciences, Vol.4, 2009, pp:68-74.*

[۶] *Duxson P. and Fernandez-Jimenez A. and Provis J.L., "Geopolymer Technology: The Current State of the Art", J. of Material Science, Vol.42, 2007, pp: 2917-2933.*

[۷] *Neville A.M., "Properties of Concrete", Fourth Edition, Pearson Education Limited, UK, 2004.*

[۸] *Allahverdi A. and Yazdanipour M. and hashemi M., "Investigation the set and strength behaviors of Blast-furnace slag Blended Geopolymer Cement Based on Natural Pozzolan", The 11th Iranian Chemical Engineering Congress (ICHEC11), November 28-30, 2006, Tehran, Iran.*

[۹] *Jafari Nadoushan M. and RamezanianPour A., "The effect of type and concentration of activators on flowability and compressive strength of natural pozzolan and slag-based geopolymers", Construction and Building Materials, Vol. 111, 2016, pp:337-347.*

[۱۰] *Sarathi D. and Piradip N. and Kumar S., "Strength and Permeation Properties of slag Blended Flay Ash Based Geopolymer Concrete", Advanced Materials Research, Vol. 651, 2013, pp:168-173.*

[۱۱] *Ramamohana RB. and Ruben N. and Sri Rama Chand M. and Chandra Sekhar Reddy I., "Mix Design and Mechanical Properties of Fly Ash and GGBFS-Synthesized Alkali-Activated Concrete (AAC)", journal of infrastructures, 2019.*

[۱۲] رمضانیانپور ع، بهمن زاده ف، ذوالفقار نسب آ، رمضانیانپور ا، "بررسی تاثیر مقدار ماده پایه و نسبت آب به مـواد سـیمانی در نفوذ یون های کلراید در بتن ژئوپلیمری حاوی سرباره کوره آهن گدازی"، نشریه مهندسـی عمـران امیـر کبیـر، دوره ۵۰، شماره ۴، ۶۷۳-۶۸۴، ۱۳۹۷.

[۱۳] *ASTM C109, " standard test method for compressive strength of hydraulic cement mortars". ASTM International, West Conshohocken, PA, 2008.*

[۱۴] *BS EN 196-3:2016, "Methods of testing cement—. Determination of setting times and soundness", BS EN, 2005.: p. 193-196.*

[۱۵] *ASTM, C642–06., "Standard Test Method for Density, Absorption, and Voids in Hardened Concrete", ASTM, West Conshohocken, PA, USA, 2006.*

[۱۶] *Astm, C1585.-04., "Standard test method for measurement of rate of absorption of water by hydraulic-cement concretes". ASTM International, 2004.*

[۱۷] *Build, N 492, "Concrete, mortar and cement-based repair materials: Chloride migration coefficient from non-steady-state migration experiments". Nordtest method, 1999. 492(10).*

Determining the Optimal Cost of Concrete Ribbed Slabs Based on Load and Beam Span

Shima Bijari
Assistant Professor, Department of Civil Engineering, University of Birjand
shbijari@birjand.ac.ir

Abstract
To optimize the cost of a reinforced concrete ribbed slab, the cross section area and the cost of concrete and steel used in it should be reduced. To calculate the cross section area of concrete and steel of concrete ribbed slab, six design variables are defined that are related to slab thickness, bar diameter and ribs dimensions. To solve this optimization problem in this paper, the colliding bodies optimization (CBO) algorithm is used. The CBO algorithm is a new metaheuristic algorithm that it does not require input parameters and their adjusting and requires less computational effort and time. In order to evaluate the effect of loading and beam span parameters on the optimal cost of concrete slabs, three different cases are defined. In each case, one loading state and four different beam spans are considered. In each state, due to the change of input parameters, the optimal design problem is executed independently and the value of the objective function and the corresponding value of the design variables are determined. In this way, the sensitivity of the optimal cost of concrete slabs to the loading and beam span parameters is analyzed. The results of this study Shows the effect of changes in beam span on the cost of ribbed concrete slab is much greater than the effect of load changes on the cost of slab. In other words, the least change in the objective function due to changes in the length of the beam span in a certain loading case, has resulted in an increase of about 100% in the objective function, but the effect of loading on changing the cost of ribbed slab is much less.
Keywords*: Metaheuristic Algorithm, Optimization, Reinforced Concrete, Structure Design, Concrete Ribbed Slab Cost.*

تعیین هزینه بهینه دال‌های بتنی دندانه‌دار براساس بارگذاری و دهانه تیر

دریافت مقاله: ۱۹-۱۰-۱۳۹۹
پذیرش مقاله: ۲۵-۱۲-۱۳۹۹

شیما بیجاری
استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه بیرجند، بیرجند، ایران
shbijari@birjand.ac.ir

چکیده

برای بهینه‌یابی هزینه یک دال بتن مسلح دندانه‌دار باید سطح مقطع و هزینه بتن و فولاد مصرف شده در آن را کاهش داد. برای محاسبه سطح مقطع بتن و فولاد دال بتنی دندانه‌دار، شش متغیر طراحی تعریف می‌شود که با ضخامت دال، قطر میلگرد و ابعاد دندانه‌ها مرتبط می‌باشد. برای حل این مسئله بهینه‌یابی در این مقاله از الگوریتم بهینه‌یابی اجسام برخوردکننده (CBO) استفاده می‌شود. الگوریتم CBO یک الگوریتم فراکاوشی جدید است که به پارامترهای ورودی و میزان سازی آن‌ها نیاز ندارد و تلاش محاسباتی و زمان کمتری را می‌خواهد. به منظور ارزیابی تأثیر پارامترهای بارگذاری و دهانه تیر بر هزینه بهینه دال‌های بتنی، سه وضعیت مختلف تعریف می‌شود. در هر وضعیت یک حالت بارگذاری و چهار دهانه تیر متفاوت در نظر گرفته می‌شود. در هر حالت با توجه به تغییر پارامترهای ورودی مسئله طراحی بهینه به طور مستقل اجرا می‌گردد و مقدار تابع هدف و مقدار متناظر متغیرهای طراحی تعیین می‌شود. به این ترتیب، حساسیت هزینه بهینه دال‌های بتنی نسبت به پارامترهای بارگذاری و دهانه تیر مورد تحلیل قرار می¬گیرد. نتایج این مطالعه نشان می‌دهد میزان تاثیر تغییرات دهانه تیر بر روی مقدار هزینه دال بتنی دندانه‌دار بسیار بیشتر از میزان تاثیر تغییرات بارگذاری بر روی مقدار هزینه دال می‌باشد به عبارتی کمترین تغییر تابع هدف به خاطر تغییرات طول دهانه تیر در یک حالت بارگذاری مشخص، افزایش حدودا ۱۰۰ درصدی مقدار تابع هدف را در پی داشته است اما میزان تاثیر بارگذاری در تغییر مقدار هزینه دال دندانه دار بسیار کمتر می‌باشد.

کلید واژه: الگوریتم فراکاوشی، بهینه‌یابی، دال بتن مسلح، طراحی سازه، هزینه دال بتنی دندانه‌دار.

۱-مقدمه

دال یک عضو سازه‌ای می‌باشد که ضخامت آن در مقایسه با طول و عرض آن کم می‌باشد. دال‌ها معمولاً در ساخت کف و سقف استفاده می‌شود. وظیفه دال در یک سازه بتن مسلح، ایجاد یک سطح تخت قابل استفاده می‌باشد. دال بتن مسلح می‌تواند روی تیرهای بتن مسلح و فولادی، دیوار بتن مسلح و غیر مسلح و بنایی، ستون‌های بتن مسلح و فولادی و بالاخره بستر زمین تکیه داشته باشد. سیستم کف‌های سازه‌ای که از بتن مسلح ساخته شده است، نیاز به انتقال مؤثر بارهای کف به دستگاه‌های عمودی دارد که از طریق ظرفیت مقاومت در برابر برش، خمش و پیچش صورت می‌گیرد. علاوه بر نیاز به مقاومت، کف‌ها باید معیار تغییر شکل را ارضاء کنند که عرض ترک و افتادگی کم باشد. مجموعه عوامل فوق سبب می‌شود که مسئله طراحی بهینه دال‌های بتنی یک مسئله بهینه‌یابی غیرخطی و پیچیده باشد که برای حل آن نیاز به استفاده از الگوریتم‌های فراکاوشی می‌باشد.

در زمینه طراحی بهینه دال‌های بتنی مطالعات متعددی صورت گرفته است [۱] و برای یافتن پاسخ‌های بهینه الگوریتم‌های فراکاوشی متنوعی به کار گرفته شده‌اند. بهینه‌یابی هزینه ساختمان‌های بتن مسلح با دال تخت توسط سحاب و همکاران [۲] انجام شده است. این طراحی مطابق با آیین‌نامه BS8110 [۳] می‌باشد. تابع هدف هزینه تمام ساختمان که شامل هزینه کف‌ها، ستون‌ها و پی‌ها می‌شود، می‌باشد. هزینه هر المان سازه‌ای شامل مصالح و نیروی انسانی برای آرماتور، بتن و قالب‌بندی می‌شود. سازه با روش قاب معادل مدل‌سازی و تحلیل می‌شود که طی چند مرحله بهینه‌یابی می‌شود و عبارتند از طرح کلی بهینه ستون‌ها، ابعاد مقطع و آرماتور المان‌های مختلف بتن مسلح. در طراحی بهینه از یک الگوریتم ترکیبی ژنتیک [۴] استفاده می‌شود. در این مرجع سه مثال عددی در نظر گرفته می‌شود و شامل یک ساختمان یک طبقه، یک ساختمان چهار طبقه و یک مثال طراحی مقایسه‌ای می‌شود.

توسط Prasad و همکاران [۵] ابعاد بهینه دال دندانه‌دار دو طرفه برای کف‌های با اندازه متوسط ارائه می‌شود. تعیین ابعاد بهینه دال برای دست‌یابی به توزیع بهتر بارها بدون نیاز به آرماتور برشی نیاز هست. هدف تعیین مقادیر بهینه تعداد دندانه‌ها و ابعاد آن‌ها می‌باشد. در هر چهار طرف دال تیر نواری وجود دارد و فرض شده است که دال با تیرهای نواری به صورت یکپارچه متصل است. این طراحی برای یک کف مربع شکل با سه ابعاد مختلف و دو بار زنده با مقادیر متفاوت انجام می‌شود. برای تحلیل دال‌های دندانه‌دار از نظریه صفحه ، روش اجزاء محدود و تحلیل شبکه استفاده می‌شود.

توسط Alaa C.Galeb و همکاران [۶] طراحی بهینه دال‌های بتن مسلح دندانه‌دار دو طرفه ارائه می‌شود. این طراحی با الگوریتم ژنتیک [۷] بهینه می‌شود. تابع هدف هزینه سازه می‌باشد و شامل هزینه بتن، فولاد و قالب‌بندی دال می‌شود. متغیرهای طراحی عمق مؤثر دال، عرض دندانه‌ها، فاصله بین دندانه‌ها، ضخامت دال بالا، سطح مقطع آرماتور خمشی در مقاطع بحرانی خمش، عرض تیرهای نواری و سطح مقطع آرماتور تیرها می‌باشد. طراحی با روش طراحی مقاومت نهایی و مطابق آیین‌نامه ACI 318-05 [۸] انجام می‌شود.

توسط کاوه و همکاران [۹] بهینه‌یابی هزینه دال بتن مسلح دندانه‌دار یک طرفه ارائه می‌شود. این طراحی با الگوریتم جستجوی هارمونی (HS) [۱۰] بهینه می‌شود و مطابق با آیین‌نامه ACI 318-05 [۸] می‌باشد. تابع هدف هزینه دال است که شامل هزینه بتن، فولاد، بتن‌ریزی و آرماتوربندی می‌شود. متغیرهای طراحی عبارتند از ضخامت دال بالا، فاصله دندانه‌ها، عرض دندانه در انتهای پایین، عرض دندانه در انتهای بالا، ارتفاع دندانه و قطر میلگرد.

توسط کاوه و بهنام [۱۱] طراحی بهینه دال دندانه‌دار یک طرفه، دال کامپوزیت و قالب‌بندی یک دال ارائه می‌شود. این طراحی بر اساس آیین‌نامه ACI 318-05 [۸] و روش طراحی ضریب بار و مقاومت (LRFD) از AISC [۱۲] می‌باشد و با الگوریتم‌های جستجوی ذرات باردار (CSS) [۱۳]، جستجوی ذرات باردار پیشرفته (Enhanced

CSS) [۱۴] و جستجوی هارمونی بهبود یافته (IHS) [۱۵] بهینه می‌شود. تابع هدف هزینه سازه می‌باشد. در مثال دال دندانه‌دار یک‌طرفه متغیرهای طراحی شامل ضخامت دال بالا، فاصله دندانه‌ها، عرض دندانه در انتهای پایین، عرض دندانه در انتهای بالا، ارتفاع دندانه و قطر میلگرد می‌شود. این بهینه‌یابی برای سه دهانه با اندازه مختلف انجام می‌شود.

در تحقیقات پیشین طراحی بهینه دال بتنی دندانه‌دار براساس آیین‌نامه‌های موجود و با استفاده از برخی از الگوریتم‌های فراکاوشی با یک طول دهانه تیر ثابت و بار مرده و زنده ثابت انجام شده است. علاوه بر این الگوریتم‌های فراکاوشی استفاده شده در آن‌ها، دارای پیچیدگی‌ها و محدودیت‌هایی است که ممکن است سبب فاصله گرفتن از پاسخ بهینه نهایی گردد. براین اساس مهم‌ترین ویژگی‌های مقاله به شرح زیر می‌باشد:

•در این مطالعه از الگوریتم بهینه‌یابی اجسام برخوردکننده[1] (CBO) استفاده شده است که یک الگوریتم فراکاوشی اخیرا توسعه یافته می‌باشد که در کارهای پیشین برای این سازه به کار برده نشده است. وجه تمایز اصلی آن با سایر الگوریتم‌های فراکاوشی این است که به پارامترهای ورودی و میزان‌سازی آن‌ها نیاز ندارد و تلاش محاسباتی و زمان کمتری را می‌خواهد.

•به منظور اعتبارسنجی طراحی بهینه دال‌های بتنی دندانه‌دار با الگوریتم CBO، طراحی بهینه این دال با الگوریتم‌های بهینه‌یابی تجمع ذرات استاندارد (PSO) و تجمع ذرات دموکراتیک (DPSO) نیز انجام شده است و نتایج آن با یکدیگر و با مقاله [۹] که با الگوریتم HS انجام شده است، مقایسه صورت می‌گیرد.

•در این پژوهش فرآیند طراحی پیشنهادی برای ۱۲ حالت انجام می‌شود و ابعاد مختلف سازه و دیگر پارامترهای طراحی تعیین می‌گردد. سپس با مقایسه‌ی نتایج، حساسیت تابع هزینه دال نسبت به طول دهانه تیر و میزان بارگذاری سنجیده می‌شود که این تحلیل پارامتری، پیش از این با این الگوریتم فراکاوشی و این سازه انجام نشده است.

ادامه این مقاله به صورت زیر ساماندهی می‌شود. در بخش دوم مسئله بهینه‌یابی هزینه دال بتن مسلح دندانه‌دار یک طرفه مدل‌سازی می‌شود. تابع هدف مسئله هزینه بتن و فولاد می‌باشد. سپس متغیرهای مسئله و قیود طراحی آن ارائه می‌شود. در بخش سوم الگوریتم بهینه‌یابی اجسام برخورد کننده (CBO) که به تازگی توسعه یافته است[۱۸-۱۶] و در این مقاله برای یافتن پاسخ بهینه مسئله به کار گرفته شده است، مختصراً توضیح داده می‌شود. سپس در بخش چهارم نتایج مدل‌سازی مسئله در نرم‌افزار MATLAB ارائه می‌گردد. در این بخش برای بررسی اثرات دهانه تیر و بارگذاری بر روی بهینه‌یابی هزینه دال دندانه‌دار سه وضعیت مختلف مطالعه می‌گردد. در پایان نیز نتیجه‌گیری از مباحث ارائه شده بیان می‌شود.

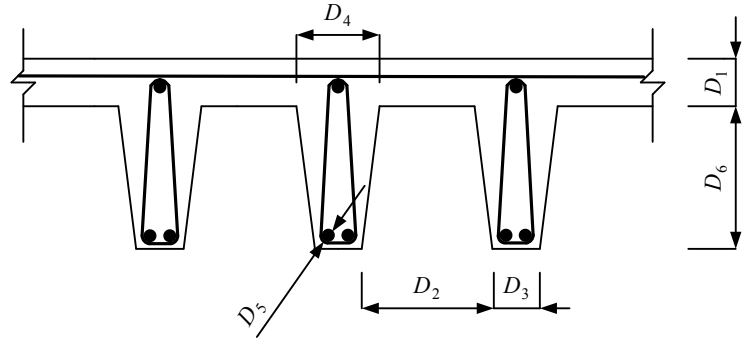
۲-مدل‌سازی مسئله طراحی دال‌های بتنی دندانه‌دار

یک سیستم کف تیرچه یک طرفه عبارت است از دال‌های توخالی با یک عمق کلی که بیشتر از دال‌های صلب است. ازآنجایی‌که مقاومت بتن در کشش در مقایسه با مقاومت آن در فشار بسیار کم می‌باشد، بتن در ناحیه کشش غیر مؤثر می‌باشد. بتن در ناحیه کشش می‌تواند در دندانه‌های با فاصله منظم متمرکز شود که با دال بالای خود به صورت یکپارچه ساخته می‌شود. بلوک‌های سوراخ‌دار که از بتن سبک یا مصالح دیگر ساخته می‌شوند، بین دندانه‌ها قرار می‌گیرند و یا فضای خالی بین دندانه‌ها بدون هیچ مصالح پرکننده‌ای باز می‌ماند. استفاده از این بلوک‌ها پوشش سقف را راحت می‌کند که اغلب برای تأسیسات معماری و بهداشتی مورد نیاز است و علاوه بر اینکه بار مرده دال را بسیار کاهش می‌دهد، عایق خوب حرارت و صدا نیز می‌باشد. کف‌های دال دندانه‌دار برای

[1] *Colliding Bodies Optimization*

ساختمان‌هایی از قبیل بیمارستان‌ها، مدارس، هتل‌ها و آپارتمان‌هایی که بارهای وارده بر آن‌ها کم و دهانه آن‌ها نسبتاً بزرگ هستند، اقتصادی‌ترین می‌باشد.

برای بهینه‌یابی هزینه یک دال بتن مسلح دندانه‌دار یک طرفه دو سر ساده باید هزینه بتن و فولاد مصرف شده در آن را کاهش داد. به عبارت دیگر باید سطح مقطع بتن و فولاد سازه را کم کرد و برای محاسبه سطح مقطع بتن و فولاد دال بتنی دندانه‌دار، شش متغیر طراحی انتخاب می‌شود که در شکل ۱ نشان داده می‌شود و با این شش متغیر یک دال بتنی دندانه‌دار مدل‌سازی می‌شود. این متغیرها شامل ضخامت دال بالا (D_1)، فاصله دندانه‌ها (D_2)، عرض دندانه در انتهای پایین (D_3)، عرض دندانه در انتهای بالا (D_4)، قطر میلگرد (D_5) و عمق دندانه (D_6) می‌شود.



شکل ۱- یک دال دندانه‌دار و متغیرهای طراحی مورد نظر

۲. ۱. تابع هدف مسئله

تابع هدف مسئله هزینه بتن و فولاد دال بتنی می‌باشد. با حداقل کردن یک تابع هزینه ساده و مناسب می‌توان به یک راه‌حل بهینه برای یک دال بتنی دندانه‌دار رسید. طراحی بهینه یک دال بتنی دندانه‌دار با حداقل کردن هزینه‌های بتن و آرماتور فولادی تعیین می‌شود. تابع هدف می‌تواند به صورت رابطه (۱) بیان شود:

$$Cost = V_{conc} \times (C_{cm} + C_c) + W_{steel} \times (C_{sm} + C_e) \quad (۱)$$

با در نظر گرفتن $\overline{Cost} = Cost/(C_{cm} + C_c)$ ، رابطه (۲) به دست می‌آید:

$$\overline{Cost} = (V_{conc} + W_{steel}(\frac{C_{sm} + C_e}{C_{cm} + C_c}))/l \quad (۲)$$

که V_{conc} و W_{steel} به ترتیب حجم بتن و وزن فولاد آرماتور در واحد طول می‌باشد (متر مکعب بر متر و کیلوگرم بر متر)، C_{cm} و C_{sm} هزینه بتن و فولاد (دلار بر متر مکعب برای بتن و دلار بر کیلوگرم برای فولاد)، C_c و C_e هزینه بتن‌ریزی و نصب آرماتور می‌باشد، l فاصله مرکز به مرکز دندانه‌ها (متر) می‌باشد. این پارامتر برای در نظر گرفتن تعداد دندانه‌ها در واحد طول مقطع دال دندانه‌دار می‌باشد. $Cost$ هزینه دال بتنی دندانه‌دار به واحد دلار بر متر و $\overline{Cost}$ هزینه نرمالیزه شده دال بتنی دندانه‌دار بر حسب هزینه بتن و بتن‌ریزی می‌باشد. بر پایه مقالات و تخمین هزینه انجام شده مقدار ۰/۰۴ برای C $(C = (\frac{C_{sm}+C_e}{C_{cm}+C_c}))$ در نظر گرفته می‌شود [۹].

۲. ۲. قیود طراحی

برای طراحی این مسئله مطابق با آیین‌نامه ACI 318-05 [۸] قیود زیر باید در نظر گرفته شود:

- قید خمشی
- قید برشی
- قیدهای تعمیر پذیری

- قیدهای خیز
- سایر قیود

قید خمشی که به منظور کنترل نسبت ممان خمش طراحی نهایی به مقاومت خمشی اسمی کاهش یافته بتن هست، به صورت رابطه (۳) ارائه می‌شود:

$$M_u/(\phi_b M_n) \leq 1 \quad (۳)$$

که M_u و M_n به ترتیب ممان خمشی طراحی نهایی، ممان خمشی اسمی و ϕ_b ضریب کاهش مقاومت خمشی بتن هستند. دندانه‌ها در نواحی ممان مثبت بین تکیه‌گاه‌ها به صورت تیر Tشکل طراحی می‌شود که با بتن دال بالا به صورت پیوسته می‌باشد. عرض مؤثر دندانه‌ها، b_e، فاصله مرکز به مرکز دندانه‌ها گرفته می‌شود.

قید برشی به منظور کنترل نسبت نیروی برشی نهایی به مقاومت برشی اسمی کاهش یافته بتن در نظر گرفته می‌شود و به صورت رابطه (۴) نشان داده می‌شود:

$$V_u/(\phi_v V_c) \leq 1 \quad (۴)$$

که V_u و V_c به ترتیب نیروی برشی ضریب دار نهایی، مقاومت برشی اسمی بتن و ϕ_v ضریب کاهش مقاومت برشی بتن می‌باشد. به دلیل اینکه هیچ خاموتی در دال به کار نمی‌رود، بتن باید تمام نیروی برش را تحمل کند. مقاومت برشی V_c که توسط بتن برای دندانه‌ها تأمین می‌شود ممکن است ٪۱۰ بیشتر از مقاومتی باشد که بتن برای تیرها تأمین می‌کند. این امر اساساً به خاطر اندرکنش بین دال و دندانه‌های نزدیک به هم می‌باشد.

قیدهای تعمیر پذیری به صورت محدودیت روی نسبت آرماتور و فاصله میلگرد ارائه می‌شود. نسبت آرماتور باید شرط ارائه‌شده در رابطه (۵) را ارضا کند:

$$\rho \leq \rho b_{max} \quad (۵)$$

کمترین نسبت فولاد جمع شدگی در دال، ρ_{min}، برای دال‌هایی که شماره میلگرد به کار رفته ۴۰ یا ۵۰ باشد، ۰/۰۰۲ و برای دال‌هایی که میلگردهای تغییر شکل یافته با شماره ۶۰ به‌کاررفته باشد، ۰/۰۰۱۸ می‌باشد. فاصله میلگرد باید دو شرط زیر را ارضا کند:

الف- کمترین فاصله آزاد بین میلگردهای موازی در یک لایه، d_b، نباید کمتر از ۲۵ میلی متر باشد.

ب- بیشترین فاصله بین میله‌ها بیشتر از پنج برابر ضخامت دندانه و ۴۵۰ میلی متر (۱۸ اینچ) نباشد.

قیدهای خیز برای کنترل تغییر شکل استفاده می‌شود. به این منظور ضخامت دال بالا که با t نمایش خواهیم داد، نباید کم‌تر از یک دوازدهم دهانه آزاد بین دندانه‌ها یا ۵۰ میلی متر (۲ اینچ) باشد. مطابق آیین‌نامه ACI 318-05 مقدار ضخامت حداقل دال، $\square_{min}$، مطابق جدول (۳-۱) و بسته به شرایط تکیه‌گاهی در نظر گرفته می‌شود.

جدول ۱- مقادیر حداقل ضخامت [۸]

عضو	دهانه ساده	یک انتهای یکسره	دو انتهای یکسره	طره‌ای
دال‌های دندانه‌دار یک طرفه	L/16	L/18.5	L/21	L/8

علاوه بر در نظر گرفتن قیود فوق، عرض دندانه‌ها نباید کمتر از ۱۰۰ میلی متر باشد و عمق آن‌ها نباید بیشتر از ۳/۵ برابر کمترین عرض دندانه باشد. فاصله آزاد بین دندانه‌ها نباید از ۷۵۰ میلی متر تجاوز کند. به خاطر قوانین خاص که از مقاومت‌های برشی بالاتر جلوگیری می‌کند و به خاطر محافظت کمتر بتن از آرماتور که اعضای تکراری نسبتاً کوچک هستند، حداکثر فاصله دندانه باید محدود باشد.

۳-معرفی روش بهینه‌یابی مسئله

برای حل مسئله بهینه‌یابی معرفی شده در بخش ۲، در این مقاله از الگوریتم بهینه‌یابی اجسام برخوردکننده (CBO) استفاده می‌شود. در سال‌های اخیر اهمیت ملاحظات اقتصادی در زمینه سازه‌ها سبب شده است که محققان بسیاری برای کمینه کردن وزن سازه‌ها، روش‌های جدید پیشنهاد بدهند. الگوریتم CBO یک روش

بهینه‌یابی ساده و جدید می‌باشد که برای بهینه‌یابی مسائل سازه‌ای توسط کاوه و مهدوی [۱۸-۱۶] ارائه شده است. این روش بر پایه یک برخورد یک بعدی بین دو جسم می‌باشد. ایده اصلی این الگوریتم بر مبنای مشاهده یک برخورد بین دو شیء در یک بعد می‌باشد که در آن یک جسم به جسم دیگر برخورد می‌کند و آن‌ها به سمت کمترین سطح انرژی حرکت می‌کنند. الگوریتم CBO برای پیدا کردن کمینه توابع، روابط ریاضی ساده‌ای دارد و وابسته به هیچ پارامتر داخلی نیست. هم‌چنین این روش برای ذخیره کردن راه‌حلی که تاکنون بهترین می‌باشد، از حافظه استفاده نمی‌کند. وجه تمایز اصلی آن با سایر الگوریتم‌های فراکاوشی این است که به پارامترهای ورودی و میزان‌سازی آن‌ها نیاز ندارد و تلاش محاسباتی و زمان کمتری را می‌خواهد.

در بهینه‌یابی اجسام برخورد کننده، هر کاندید راه‌حل X_i شامل تعدادی متغیر می‌شود (به عبارت دیگر $X_i = \{X_{i,j}\}$) که به عنوان یک جسم برخورد کننده[1] (CB) در نظر گرفته می‌شود. اجسام جرم‌دار از دو گروه اصلی ساخته می‌شود؛ یعنی اجسام ثابت و اجسام متحرک، که اجسام متحرک به طرف اجسام ثابت حرکت می‌کنند و یک برخورد بین جفت‌های اجسام اتفاق می‌افتد. این حرکت برای دو هدف انجام می‌شود: بهبود موقعیت‌های اجسام متحرک و هل دادن اجسام ثابت به طرف موقعیت‌های بهتر. پس از برخورد موقعیت‌های جدید اجسام برخورد کننده مطابق با سرعت جدید با استفاده از قوانین برخورد به روز می‌شوند. روند الگوریتم به طور خلاصه به صورت زیر می‌تواند بیان شود [۱۸-۱۶]:

الف) موقعیت‌های اولیه اجسام برخورد کننده مطابق با رابطه (۶)، با مقداردهی اولیه تصادفی یک جمعیت منحصر به فرد در فضای جستجو تعیین می‌شود:

$$x_i^0 = xminmax_{min} \tag{۶}$$

که x_i^0 بردار مقدار اولیه جسم برخورد کننده iام را تعیین می‌کند. x_{min} و x_{max} کمترین و بیشترین بردارهای مقادیر مجاز متغیرها می‌باشد؛ $rand$ یک مقدار تصادفی در بازه [۰،۱] است؛ و n تعداد اجسام برخورد کننده می‌باشد.

ب) بزرگی جرم جسم برای هر جسم برخورد کننده به صورت معادله (۷) تعریف می‌شود:

$$m_k = \frac{\frac{1}{fit(k)}}{\sum_{i=1}^{n}\frac{1}{fit(i)}} k = 1,2,\ldots,n \tag{۷}$$

که $fit(i)$ نماد مقدار تابع هدف عنصر i می‌باشد؛ n اندازه جمعیت است. بدیهی است که یک جسم برخورد کننده با مقادیر خوب یک جرم زیاد را نسبت به یک جسم برخورد کننده با مقادیر بد اعمال می‌کند. هم‌چنین برای بیشینه کردن تابع هدف عبارت $\frac{1}{fit(i)}$ با $fit(i)$ جایگزین می‌شود.

ج) ترتیب مقادیر تابع هدف اجسام برخورد کننده در یک ترتیب صعودی انجام می‌شود (شکل ۲ (الف)). اجسام برخورد کننده مرتب شده به طور مساوی به دو گروه تقسیم می‌شوند:

گروه اول: نیمه پایینی اجسام برخورد کننده (اجسام برخورد کننده ثابت)؛ این اجسام برخورد کننده عناصر ثابتی هستند و سرعت این اجسام قبل از برخورد صفر می‌باشد. بنابراین:

$$v_i = 0, i = 1,2,\ldots,\frac{n}{2} \tag{۸}$$

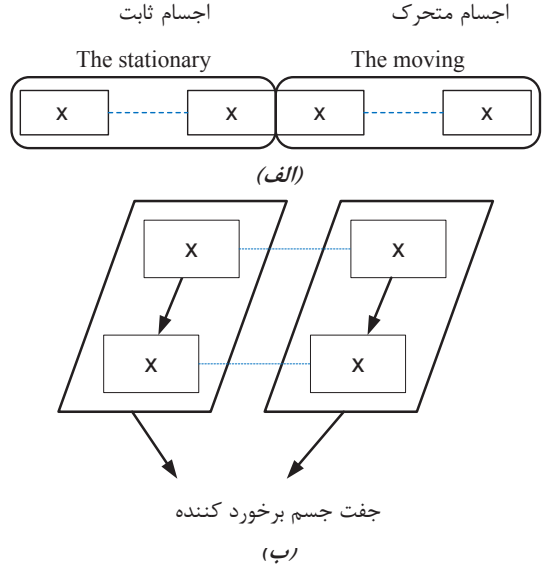
[1] *Colliding Body*

گروه دوم: نیمه فوقانی اجسام برخورد کننده (اجسام متحرک)؛ این اجسام برخورد کننده به طرف نیمه پایینی حرکت می‌کنند. سپس مطابق با شکل ۲ (ب)، اجسام برخورد کننده بهتر و بدتر، به عبارت دیگر عناصر با مقدار شایستگی بالاتر هر گروه، با یکدیگر برخورد می‌کنند.

تغییر موقعیت جسم، سرعت این اجسام را قبل از تصادف به صورت معادله (۹) نشان می‌دهد:

$$v_i = x_i - x_{i-\frac{n}{2}} i = \frac{n}{2} + 1, \ldots, n \qquad (۹)$$

که v_i و x_i به ترتیب بردار سرعت و موقعیت جسم برخورد کننده iام در این گروه می‌باشند؛ $x_{i-\frac{n}{2}}$ موقعیت جفت جسم برخورد کننده iام، x_i، در گروه قبلی می‌باشد.



شکل ۲- (الف) اجسام برخورد کننده مرتب شده به صورت صعودی. (ب) جفت‌های اجسام برای برخورد [۱۶].

د) سرعت هر جسم برخورد کننده متحرک بعد از برخورد به صورت معادله (۱۰) می‌باشد:

$$v_i' = \frac{(m_i - \varepsilon m_{i-\frac{n}{2}}) v_i}{m_i + m_{i-\frac{n}{2}}}, i = \frac{n}{2} + 1, \ldots, n \qquad (۱۰)$$

که v_i و v_i' به ترتیب سرعت جسم برخورد کننده متحرک iام قبل و بعد از برخورد می‌باشد؛ m_i جرم جسم برخورد کننده iام می‌باشد؛ $m_{i-\frac{n}{2}}$ جرم جفت جسم برخورد کننده iام می‌باشد. هم چنین سرعت هر جسم برخورد کننده ثابت بعد از برخورد به صورت معادله (۱۱) می‌باشد:

$$v_i' = \frac{(m_{i+\frac{n}{2}} + \varepsilon m_{i+\frac{n}{2}}) v_{i+\frac{n}{2}}}{m_i + m_{i+\frac{n}{2}}}, i = 1, \ldots, \frac{n}{2} \qquad (۱۱)$$

که $v_{i+\frac{n}{2}}$ و v_i' به ترتیب سرعت جفت جسم برخورد کننده متحرک iام قبل و جسم برخورد کننده ثابت iام بعد از برخورد می‌باشد، m_i جرم جسم برخورد کننده iام می‌باشد، $m_{i+\frac{n}{2}}$ جرم جفت جسم برخورد کننده متحرک iام می‌باشد. همان طور که قبلاً ذکر شد، ε ضریب جبران (COR) و برای اغلب اجسام واقعی مقدار آن بین صفر و یک می باشد. این ضریب به عنوان نسبت سرعت جدایی دو عنصر بعد از برخورد به سرعت نزدیک شدن دو عنصر قبل از برخورد می‌باشد. در این الگوریتم این شاخص برای کنترل نرخ اکتشاف و استخراج استفاده می‌شود. برای این هدف COR به صورت خطی از یک به صفر کاهش می‌یابد. COR برابر با یک و صفر به ترتیب جستجوی کلی و محلی را نشان می‌دهد [۱۶].

ه) موقعیت‌های جدید اجسام برخورد کننده با استفاده از سرعت‌های تولید شده بعد از برخورد، در موقعیت اجسام برخورد کننده ثابت به دست می‌آید. موقعیت‌های جدید هر جسم برخورد کننده به صورت معادله (۱۲) می‌باشد:

$$x_i^{new} = x_{i-\frac{n}{2}} + rand \circ v_i', i = \frac{n}{2} + 1, \ldots, n \quad (۱۲)$$

که x_i^{new} و v_i' به ترتیب موقعیت جدید و سرعت بعد از برخورد جسم برخورد کننده متحرک iام می‌باشد؛ $x_{i-\frac{n}{2}}$ موقعیت قبلی جفت جسم برخورد کننده ثابت iام می‌باشد. هم‌چنین موقعیت‌های جدید اجسام برخورد کننده ثابت از معادله (۱۳) به دست می‌آید:

$$x_i^{new} = x_i + rand \circ v_i', i = 1, \ldots, \frac{n}{2} \quad (۱۳)$$

که x_i^{new}، x_i و v_i' به ترتیب موقعیت جدید، موقعیت قبلی و سرعت بعد از برخورد جسم برخورد کننده ثابت iام می‌باشد. $rand$ یک بردار تصادفی است که به صورت یکنواخت در بازه (۱ ,۱-) توزیع شده است و علامت « ∘» به ضرب درایه به درایه اشاره دارد.

و) بهینه‌یابی از گام ب تا زمانی که یک معیار پایانی به خصوص مانند بیشترین تعداد تکرار ارضا شود، تکرار می‌شود. باید ذکر شود که وضعیت یک جسم (جسم ثابت یا متحرک) و شماره گذاری آن در دو تکرار متوالی تغییر می‌کند.

جدا از کارایی بالای الگوریتم CBO، این روش پارامترهای داخلی را به جزء ضریب جبران (COR) در بر نمی‌گیرد. قانون تغییر خطی که برای COR اختیار شده است، این الگوریتم را مستقل از پارامتر کرده است. این امر یک قدرت قطعی و روشن الگوریتم CBO می‌باشد.

۴-نتایج شبیه‌سازی

در این بخش یک دال بتن مسلح دندانه‌دار یک طرفه و دو سر ساده به عنوان نمونه پایه مطالعه انتخاب شده است. در ابتدا طراحی بهینه این دال با سه الگوریتم بهینه‌یابی PSO، DPSO و CBO برای یک طول دهانه تیر مشخص و بارگذاری معین انجام می‌شود و با کار انجام شده [9] که با الگوریتم بهینه‌یابی HS طراحی بهینه انجام شده است، مقایسه می‌شود. سپس در بخش دوم با انتخاب مقادیر مختلف برای طول دهانه تیر و مقادیر متفاوت بارهای مرده و بارهای زنده به بررسی اثرات بارگذاری و طول دهانه تیر بر روی هزینه دال بتنی دندانه‌دار یک طرفه پرداخته می‌شود. در این مقاله برای شبیه‌سازی مدل پیشنهادی و یافتن پاسخ بهینه از نرم‌افزار MATLAB استفاده می‌شود.

۴-۱- طراحی بهینه دال مجوف

به منظور صحت‌سنجی الگوریتم پیشنهادی (CBO)، طراحی بهینه دال بتنی مجوف یک طرفه با استفاده از الگوریتم‌های بهینه‌یابی تجمع ذرات استاندارد PSO، تجمع ذرات دموکراتیک DPSO و اجسام برخورد کننده CBO انجام می شود و با الگوریتم بهینه‌یابی جستجوی هارمونی HS [9] مقایسه می‌شود. طرح کلی شماتیک از دال بتنی دندانه‌دار در شکل ۱ نشان داده شده است که در آن متغیرهای طراحی شامل ضخامت دال بالا، فاصله دندانه‌ها، عرض دندانه در انتهای پایین، عرض دندانه در انتهای بالا، قطر میلگرد و عمق دندانه به ترتیب با نمادهای D_1 تا D_6 مشخص شده‌اند. برای هر متغیر طراحی یک مجموعه گسسته از اعداد صحیح که مقادیر مجاز طراحی می‌باشند، در نظر گرفته شده است و در جدول ۲ ارائه شده است. مشخصات مصالح و داده‌های به کار رفته در این مسئله در جدول ۳ ارائه شده است و در ادامه مقایسه نتایج این روش‌ها در جدول ۴ بیان می‌شود. این جدول نشان می‌دهد که مقادیر به دست آمده توسط الگوریتم CBO به مقادیر به دست آمده از الگوریتم های HS، PSO و DPSO خیلی نزدیک می باشد و مقدار هزینه بهینه به دست آمده توسط روش پیشنهادی اندکی کاهش یافته است و مقدار بهتری را به دست آورده است. مقدار هزینه بهینه شده دال با الگوریتم CBO نسبت به روش

HS، ۵ درصد کم شده است، نسبت به الگوریتم PSO، ۲ درصد هزینه دال کاهش یافته است و با نتایج الگوریتم DPSO یکسان بوده است. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت روند بهینه‌یابی و طراحی مسئله و شبیه‌سازی آن و عملیات کدنویسی در نرم افزار متلب درست می‌باشد.

جدول ۲- مقادیر مجاز متغیرهای طراحی.

متغیرهای طراحی		مقدار (cm)
ضخامت دال بالا	D_1	2.5, 5, 7.5, 10
فاصله دندانه‌ها	D_2	40, 42.5, 45,…, 72.5, 75
عرض دندانه در انتهای پایین	D_3	10, 12.5,…, 22.5, 25
عرض دندانه در انتهای بالا	D_4	10, 12.5,…, 27.5, 30
قطر میلگرد	D_5	1, 1.2, 1.4, 1.6, 1.8, 2
عمق دندانه	D_6	15, 17.5,…, 72.5, 75

جدول ۳- داده‌های معمول و مشخصات مصالح مسئله.

f_y	420 MPa
f_c'	28 MPa
DL	0.78 kN/m2
LL	4 kN/m2
L	6 m
Cover	20 mm
w_s	78.5 kN/m3
w_c	24 kN/m3

جدول ۴- نتایج به دست آمده برای دال بتنی دندانه دار با الگوریتم‌های PSO، DPSO، CBO و HS.

متغیرهای طراحی (برحسب سانتی متر)		الگوریتم بهینه یابی			
		HS [9]	PSO	DPSO	CBO
ضخامت دال بالا	D_1	5	5	7.5	7.5
فاصله دندانه ها	D_2	60	60	67.5	67.5
عرض دندانه در پایین	D_3	10	17.5	10	10
عرض دندانه در بالا	D_4	10	17.5	10	10
قطر میلگرد	D_5	1.4	1.4	1.4	1.4
عمق دندانه	D_6	35	32.5	30	30
مقدار تابع هدف		1.3626	1.3184	1.2927	1.2927
تعداد تحلیل		10000	6000	6000	6000

۴-۲. بررسی اثرات بارگذاری و طول دهانه تیر

و با استفاده از الگوریتم بهینه‌یابی اجسام برخورد کننده (CBO) هزینه بهینه طراحی آن محاسبه می‌شود. علت انتخاب این الگوریتم، نتایج ارائه شده در بخش قبل می‌باشد که در آنجا عملکرد الگوریتم CBO در مقایسه با سایر الگوریتم‌های بهینه‌یابی مقایسه شده است و برتری آن نسبت به سایر الگوریتم‌ها جهت حل مسئله طراحی بهینه دال‌های بتنی دندانه‌دار نشان داده شده است. سپس با در نظر گرفتن سه وضعیت مختلف، اثرات میزان بارگذاری و بزرگی دهانه تیر بر روی بهینه‌یابی هزینه دال‌های بتنی دندانه‌دار مورد بررسی قرار می‌گیرد. در هر وضعیت یک حالت بارگذاری و چهار دهانه تیر متفاوت ۴، ۶، ۸ و ۱۰ متر در نظر گرفته شده است. در هر حالت با توجه به

تغییـر پارامترهـای ورودی لازم اسـت مسـئله طراحـی بهینـه بـه طـور مسـتقل اجـرا شـود و مقـدار تـابع هـدف و مقـدار متناظر متغیرهای طراحی تعیین گردد.

حال بـا توجـه بـه ایـن اعتبارسـنجی، طراحـی مسـئله دال بتنـی دندانـه‌دار بـا در نظـر گـرفتن چهـار مقـدار مختلـف بـرای دهانـه تیـر و سـه مقـدار متفـاوت بـرای مقـادیر بارهـای مـرده و زنـده انجـام مـی‌شـود کـه در ادامـه شـرح داده مـی‌شـود. داده‌های معمول و مشخصات مصالح مسئله نیز در جدول ۵ آورده شده است.

جدول ۵- داده‌های معمول و مشخصات مصالح مسئله.

تنش تسلیم فولاد	f_y	420 MPa
تنش بتن	f_c'	28 MPa
پوشش بتن آزاد	Cover	20 mm
جرم حجمی فولاد	w_s	78.5 kN/m^3
جرم حجمی بتن	w_c	24 kN/m^3

برای بررسی اثرات دهانـه تیـر و بارگـذاری بـر روی هزینـه بهینـه یـک دال بتنـی دندانـه‌دار مطالعـه زیـر انجـام شـده اسـت. این مطالعه با الگوریتم بهینه‌یـابی CBO صـورت مـی‌گیـرد. بـه ایـن منظـور سـه وضـعیت مختلـف بـا توجـه بـه دهانـه‌هـای تیر و بارگذاری‌هـا در نظـر گرفتـه شـده اسـت کـه جزئیـات آن در جـدول ۶ ارائـه شـده اسـت. بـه ایـن ترتیـب، سـه حالـت بارگذاری مختلف در نظر گرفته می‌شود. هـر حالـت بارگـذاری شـامل بـار زنـده و بـار مـرده متفـاوتی مـی‌شـود و هـر حالـت بارگـذاری، چهـار دهانـه تیـر متفـاوت ۴، ۶، ۸ و ۱۰ متـر را در بـر مـی‌گیـرد. همـان طـور کـه دیـده مـی‌شـود وضـعیت اول بیشترین مقدار ترکیب بار و وضعیت سوم کمترین مقدار ترکیب بار را دارد.

جدول ۶- مشخصات سه وضعیت مورد مطالعه

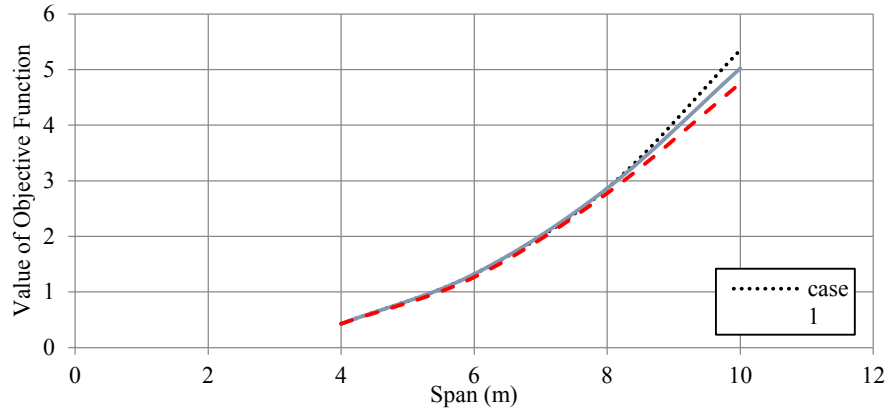
دهانه تیر (m)				W_u (kN/m^2)	LL (kN/m^2)	DL (kN/m^2)	
4	6	8	10	73.36	40	7.8	وضعیت۱
4	6	8	10	68	35	10	وضعیت۲
4	6	8	10	46.4	20	12	وضعیت۳

جدول ۷ نتایج طراحـی بـه دسـت آمـده بـرای هـر حالـت مطالعـه را بـا اسـتفاده از دال مـورد نظـر نشـان مـی‌دهـد. همـان طـور کـه انتظـار مـی‌رود در هـر حالـت بارگـذاری بـا افـزایش دهانـه تیـر، پـنج متغیـر ضـخامت دال بـالا، عـرض دندانـه در انتهـای پـایین، عـرض دندانـه در انتهـای بـالا، قطـر میلگـرد و عمـق دندانـه و در نتیجـه مقـدار تـابع هـدف دال بتنـی دندانه‌دار افزایش می یابـد. در هـر مقـدار ثابـت دهانـه تیـر بـا کـاهش بارگـذاری سـه متغیـر قطـر میلگـرد، عـرض دندانـه در انتهای پایین و عرض دندانـه در انتهـای بـالا بـدون تغییـر بـاقی مـی‌ماننـد. فاصـله دندانـه‌هـا تنهـا در حالـت دهانـه تیـر ۱۰ متر با کاهش بارگذاری افزایش مـی‌یابـد. در نهایـت بـا توجـه بـه جـدول ۷ مـی‌تـوان گفـت در هـر مقـدار ثابـت دهانـه تیـر مقدار تابع هدف، که هزینه دال بتنی دندانه‌دار اسـت، بـا کـاهش بارگـذاری تقریبـاً بـدون تغییـر بـاقی مـی‌مانـد یـا بـه بیـان دقیق‌تر در برخی موارد به میزان اندکی کاهش می‌یابد.

تغییـرات مقـدار تـابع هـدف دال نسـبت بـه دهانـه تیـر بـرای سـه حالـت بارگـذاری مختلـف در شـکل ۳ نمـایش داده مـی‌شـود. همـان‌طـور کـه در ایـن شـکل نشـان داده مـی‌شـود، بـا افـزایش دهانـه تیـر، مقـدار تـابع هـدف سـازه افـزایش می‌یابند و هرچه بارگذاری بیشتر باشد سـازه بـا ابعـاد بـزرگ‌تـر و در نتیجـه بـا هزینـه بیشـتری مـورد نیـاز اسـت. تغییـرات بین دهانه تیر و مقدار تابع هدف بـه دسـت آمـده بـرای سـازه در هـر حالـت بارگـذاری بـه صـورت خطـی نمـی‌باشـد و ایـن منحنی‌ها روند غیر خطی دارند.

جدول ۷- نتایج طراحی بهینه در وضعیت‌های مختلف

	پارامترهای ورودی		متغیرهای طراحی						مقدار تابع هدف
	بارگذاری (kN/m^2)	دهانه تیر (m)	D_1 (cm)	D_2 (cm)	D_3 (cm)	D_4 (cm)	D_5 (cm)	D_6 (cm)	
وضعیت۱	73.36	4	7.5	50	10	10	1	17.5	0.4281
		6	10	67.5	10	10	1.4	27.5	1.3215
		8	10	62.5	12.5	12.5	1.6	40	2.8634
		10	10	65	17.5	17.5	2	60	5.3509
وضعیت۲	68	4	7.5	50	10	10	1	17.5	0.4281
		6	10	67.5	10	10	1.4	27.5	1.3215
		8	10	62.5	12.5	12.5	1.6	40	2.8634
		10	10	70	17.5	17.5	2	55	5.0208
وضعیت۳	46.4	4	7.5	50	10	10	1	17.5	0.4281
		6	7.5	67.5	10	10	1.4	30	1.2651
		8	7.5	62.5	12.5	12.5	1.6	42.5	2.7746
		10	10	75	17.5	17.5	2	52.5	4.7533



شکل ۳- نمودار مقدار تابع هدف سازه نسبت به طول دهانه تیر

برای دهانه ۴ متری هر سه حالت مطالعه منجر به طراحی بهینه یکسانی می‌شود و هر یک از متغیرها کمترین مقدار ممکن را دارد و فاصله دندانه‌ها در هر سه حالت ۵۰ سانتی متر می‌باشد. برای دهانه تیر ۱۰ متر، فاصله دندانه‌ها با کاهش بارگذاری زیاد می‌شود و در حالت سوم ۷۵ سانتی متر به دست می‌آید، زیرا مطابق با آیین‌نامه ACI 318-05 [۸] فاصله آزاد بین دندانه‌ها نباید از ۷۵۰ میلی متر تجاوز کند و در حالت سوم بارگذاری و دهانه ۱۰ متر، این قید، طراحی بهینه را محدود می‌کند. با توجه به جدول ۷ می‌توان گفت تاثیر دهانه تیر بر روی مقدار هزینه دال بسیار بیشتر از میزان تاثیر بارگذاری بر روی مقدار هزینه دال می‌باشد. به عنوان نمونه با افزایش ۵۰ درصدی دهانه تیر از حالت ۶ متر نسبت به حالت دهانه ۴ متر مقدار هزینه دال بیشتر از دو برابر می‌شود. به عبارتی کمترین تغییر تابع هدف به خاطر تغییرات طول دهانه تیر در یک حالت بارگذاری مشخص، افزایش حدودا ۱۰۰ درصدی تابع هدف را در پی داشته است. اما میزان تاثیر بارگذاری در تغییر مقدار هزینه دال دندانه‌دار بسیار کمتر می‌باشد به طور مثال بیشترین میزان تاثیر بارگذاری در حالت دهانه تیر ۱۰ متر بوده است که با افزایش بارگذاری از ۴۶/۴ به ۷۳/۳۶ کیلونیوتن بر متر مربع (حدود ۵۸ درصد افزایش بار) مقدار تابع هدف حدود ۱۳ درصد تغییر پیدا کرده است.

در جدول ۸ معادلات چند جمله‌ای درجه سه متناسب با منحنی‌های مقدار تابع هدف سازه در هر حالت بارگذاری نسبت به طول دهانه تیر بیان می‌شود. این چندجمله‌ای‌ها می‌تواند در تخمین اولیه هزینه کلی دال بسته به طول دهانه تیر یا ترکیب بار مورد نظر استفاده شود. در جدول ۸ منظور از L طول دهانه تیر می‌باشد.

جدول ۸- معادلات چندجمله‌ای متناسب با نمودار مقدار تابع هدف نسبت به دهانه تیر.

	معادله متناسب با منحنی تابع هدف
وضعیت۱	$0.0062L^3-0.0303L^2+0.2798L-0.6016$
وضعیت۲	$-0.00069L^3+0.0934L^2-0.4354L+0.7188$
وضعیت۳	$-0.0042L^3+0.1603L^2-0.8626L+1.5848$

در طراحی سنتی و تجربی با توجه به عواملی مانند ابعاد قالب‌های موجود در بازار و هزینه قالب، سهولت اجرا و نوع ساختمان ابعاد متداول این نوع دال‌ها انتخاب می‌شود. سپس با استفاده از نرم‌افزارهای طراحی و آیین‌نامه‌های موجود و مسائل اجرایی و قالب‌های موجود برخی از این ابعاد دال مجوف مانند عمق دندانه، فاصله دندانه‌ها، عرض دندانه در پایین و عرض دندانه در بالا از میان چند حالت محدود و موجود مقداری در نظر گرفته می‌شود و برخی دیگر از این ابعاد مانند قطر میلگرد و ضخامت دال بالا در روند طراحی با توجه به ضوابط آیین‌نامه تعیین می‌شود. این امر باعث می‌شود لزوما دال طراحی شده و انتخاب شده برای اجرا از لحاظ هزینه بهینه‌ترین نباشد و اگر در روند طراحی، ابعاد انتخاب شده، ضوابط آیین نامه را برآورده نکند، این فرآیند طراحی با مقادیر جدید دوباره تکرار می‌شود تا ضوابط آیین‌نامه ارضا شود.

در این پژوهش با توجه به مقادیر مجاز طراحی که براساس ضوابط آیین‌نامه ACI 318-05 برای متغیرهای طراحی در نظر گرفته شده است، ابعادی برای دال انتخاب می‌شود که هزینه آن کمترین مقدار ممکن شود و منجر به طرح بهینه‌تر و اقتصادی‌تر شود و تمام ضوابط آیین‌نامه نیز برآورده شده باشد. با استفاد از نتایج این پژوهش می‌توان در انتخاب قالب و تعیین دیگر اندازه‌های منطقی بهره برد.

۵-نتیجه‌گیری

در این مقاله یک الگوریتم فراکاوشی جدید که بهینه‌یابی اجسام برخورد کننده (CBO) نام دارد برای طراحی بهینه دال‌های دندانه‌دار بتنی استفاده گردید. الگوریتم CBO برای پیدا کردن کمینه توابع، روابط ریاضی ساده‌ای دارد و وابسته به هیچ پارامتر داخلی نیست. هم‌چنین این روش برای ذخیره کردن راه‌حلی که تاکنون بهترین می‌باشد، از حافظه استفاده نمی‌کند. با تعریف ضریب جبران (COR) یک تعادل خوب بین جستجوی کلی و محلی به دست می‌آید. با بررسی الگوریتم‌های فراکاوشی جدید می‌توان گفت که وجه تمایز الگوریتم CBO در این است که به پارامترهای ورودی و میزان‌سازی آن‌ها نیاز ندارد و تلاش محاسباتی و زمان کمتری را می‌خواهد.

یک مسئله حداقل سازی هزینه دال بتن مسلح دندانه‌دار یک طرفه دو سر ساده برای مطالعه در نظر گرفته شد. در بخش اول به منظور اعتبارسنجی الگوریتم پیشنهادی CBO، طراحی بهینه دال بتنی دندانه‌دار با استفاده از سه الگوریتم بهینه‌یابی PSO، DPSO و CBO انجام شد و مقایسه آن با نتایج طراحی بهینه به دست آمده از پژوهش [9] که با استفاده از الگوریتم HS صورت گرفته است، مورد بررسی قرار گرفت. مقایسه نتایج نشان داد که این الگوریتم پیشنهادی از دقت کافی برخوردار بوده و می‌تواند در مسئله طراحی بهینه دال بتنی مجوف جواب بهتری را نسبت به الگوریتم‌های شناخته شده HS و PSO به دست آورد. در بخش بعدی به منظور اینکه اثرات دهانه تیر و بارگذاری بر روی مقدار تابع هدف دال دندانه‌دار بتنی بررسی شود، سه وضعیت مختلف شامل سه حالت بارگذاری و چهار مقدار مختلف دهانه تیر در نظر گرفته شد و برای هر یک از ۱۲ حالت ایجاد شده، مسئله بهینه-یابی هزینه دال بتن مسلح دندانه‌دار با استفاده از الگوریتم CBO حل گردید. نتایج این تحلیل نشان می‌دهد که در هر حالت بارگذاری با افزایش دهانه تیر، مقدار تابع هدف دال مورد نظر بیشتر می‌شود که منحنی آن با یک معادله درجه ۳ قابل برازش است. اما در هر دهانه تیر ثابت، با کاهش بارگذاری مقدار تابع هدف تقریباً بدون تغییر

باقی می‌ماند یا به بیان دقیق‌تر در برخی موارد به میزان اندکی کاهش می‌یابد. در واقع میزان تاثیر تغییرات دهانه تیر بر روی مقدار هزینه دال بتنی دندانه‌دار بسیار بیشتر از میزان تاثیر تغییرات بارگذاری بر روی مقدار هزینه دال می‌باشد. با افزایش ۵۰ درصدی دهانه تیر مقدار هزینه دال بیشتر از دو برابر می‌شود. به عبارتی کمترین تغییر تابع هدف به خاطر تغییرات طول دهانه تیر در یک حالت بارگذاری مشخص، افزایش حدودا ۱۰۰ درصدی تابع هدف را در پی داشته است اما میزان تاثیر بارگذاری در تغییر مقدار هزینه دال دندانه‌دار بسیار کمتر می‌باشد. بیشترین تاثیر میزان بارگذاری، تغییر مقدار تابع هدف به میزان حدود ۱۳ درصد بوده است.

۶-مراجع

[1]. *Afzal M., Liu Y., Cheng J. C., Gan V. J. (2020). "Reinforced concrete structural design optimization: A critical review. Journal of Cleaner Production". Vol. 260(120623), pp 1-22.*

[2]. *Sahaba M.G, Ashour A.F, Toropovc V.V. (2005). "Cost optimisation of reinforced concrete flat slab buildings". Engineering Structures, Vol. 27, pp 313-322.*

[3]. *BS 8110 (1997). "Structural use of concrete, part 1, code of practice for design and construction". London: British Standards Institution.*

[4]. *Bhoskar M. T., Kulkarni M. O. K., Kulkarni M. N. K., Patekar M. S. L., Kakandikar G. M., Nandedkar V. M. (2015). "Genetic algorithm and its applications to mechanical engineering: A review". Materials Today: Proceedings, 2(4-5), 2624-2630.*

[5]. *Prasad J, Chander S, Ahuja A.K. (2005). "Optimum dimensions of waffle slab for medium size floors". Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing), Vol.6 (3), pp 183-197.*

[6]. *Alaa C. Galeb, Zainab F. Atiyah. (2011). "Optimum design of reinforced concrete waffle slabs". International Journal of Civil and Structureal Engineering, Vol. 1(4), pp 862-80.*

[7]. *Zainuddin F. A., Abd Samad M. F., Tunggal D. (2020). "A Review of Crossover Methods and Problem Representation of Genetic Algorithm in Recent Engineering Applications". International Journal of Advanced Science and Technology, Vol. 29(6), pp 759-769.*

[8]. *ACI Committee 318 (2005). "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (318R-05)". American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.*

[9]. *Kaveh A, Shakouri Mahmud Abadi A. (2011). "Cost Optimization of Reinforced Concrete One-Way Ribbed Slabs Using Harmony Search Algorithm". Arab J Sci Eng, Vol. 36, pp 1179-87.*

[10]. *Zhang T., Geem Z. W. (2019). "Review of harmony search with respect to algorithm structure". Swarm and Evolutionary Computation, Vol. 48, pp 31-43.*

[11]. *Kaveh A, Behnam A.F. (2012). "Cost optimization of a composite floor system, one-way waffle slab, and concrete slab formwork using a charged system search algorithm". Scientia Iranica, Vol. 19(3), pp 410-416.*

[12]. *AISC (2005). "LRFD specification for structural steel buildings". Chicago (IL): American Institute of Steel Construction.*

[13]. *Kaveh A., Khodadadi N., Azar B. F., Talatahari S. (2020). "Optimal design of large-scale frames with an advanced charged system search algorithm using box-shaped sections". Engineering with Computers, pp 1-21.*

[14]. *Kaveh A, Talatahari S. (2011). "An enhanced charged system search for configuration optimization using the concept of fields of forces". Structural Multidisciplinary Optimization, Vol. 43(3), pp 339-351.*

[15]. *Ala'a A., Alsewari A. A., Alamri H. S., Zamli K. Z. (2019). "Comprehensive review of the development of the harmony search algorithm and its applications". IEEE Access, Vol. 7, pp 14233-14245.*

[16]. *Kaveh A, Mahdavi V.R. (2014). "Colliding bodies optimization: A novel meta-heuristic method". Computers and Structures, Vol. 139, pp 18-27.*

[17]. *Kaveh A., Mahdavi V. R. (2019). "Multi-objective colliding bodies optimization algorithm for design of trusses". Journal of Computational Design and Engineering, Vol. 6(1), pp 49-59.*

[18]. *Kaveh A., Ghazaan, M. I. (2018). "Meta-heuristic algorithms for optimal design of real-size structures". Switzerland: Springer International Publishing.*

[19]. *Kaveh A., Bijari Sh. (2014). "Optimum cost design of reinforced concrete one-way ribbed slabs using CBO, PSO and democratic PSO algorithms". Asian J Civil Eng, Vol. 15(6), pp 788-802.*

Laboratory Investigation of Polyethylene Glycol as a Concrete Shrinkage Reducing Admixture (SRA)

A. Bagheri, Associate Professor, Faculty of Civil Eng., K. N. Toosi University of Technology*
bagheri@kntu.ac.ir

M.H. Noormohammadbeyk, M.Sc . Construction Eng and Management. K. N. Toosi University of Technology
S.H. Kashian, M.Sc. in Construction Engineering and Management. K. N. Toosi University of Technology
H Zanganeh, M.Sc. in Structural Engineering. K. N. Toosi University of Technology

Abstract
The use of shrinkage reducing admixtures, is one of the methods for reducing concrete drying shrinkage. As many of commercial shrinkage reducing admixtures are glycol-based, in this study the performance of polyethylene glycol as a shrinkage reducing admixture was studied. In the first phase the basic properties of the material were determined and its effect on workability, compressive strength development and free shrinkage of cement mortars containing various dosages of this material, from 1.5 to 3 % by cement weight, was investigated. In the second phase of this research, the effect of polyethylene glycol on various properties of concrete, including; workability, compressive and tensile strength development, free shrinkage and cracking potential in restrained ring test was studied. The results showed that using polyethylene glycol at a dosage of 2 and 3% by cement weight results in considerable reduction in free shrinkage and also the cracking potential under restrained conditions. However the effect is lower than that reported for the commercial materials.
***Keywords**: Drying Shrinkage, Shrinkage Reducing Admixture, Polyethylene Glycol, Restrained Ring Test.*

بررسی آزمایشگاهی عملکرد پلی اتیلن گلیکول به عنوان ماده کاهنده جمع‌شدگی بتن (SRA)

دریافت مقاله: ۲۱-۱۱-۱۳۹۹
پذیرش مقاله: ۲۵-۱۲-۱۳۹۹

علیرضا باقری*
دانشیار دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

محمد حسین نورمحمد بیک
کارشناسی ارشد مهندسی عمران دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی
m.h.noormohammadbeyk@gmail.com

سید حسین کاشیان
کارشناسی ارشد مهندسی عمران دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی
Hkashian1993@gmail.com

حامد زنگانه
مدرس دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی
hamedzanganeh@gmail.com

چکیده

یکی از روش‌های کاهش جمع‌شدگی ناشی از خشک‌شدن، استفاده از مواد افزودنی کاهنده جمع‌شدگی می‌باشد. هر چند این مواد با نام های تجاری مختلف عرضه می گردند، در بسیاری موارد ماده پایه آنها گلیکولی می باشد. در این تحقیق به بررسی عملکرد پلی اتیلن گلیکول به عنوان ماده کاهنده جمع شدگی پرداخته شده است. بررسی آزمایشگاهی شامل دو فاز بوده است. در فاز اول آزمایش‌ها خصوصیات این ماده تعیین و همچنین تاثیر آن بر روی کارایی، مقاومت فشاری و جمع شدگی آزاد مخلوط های ملات کنترل و مخلوط های ملات حاوی درصدهای مختلف پلی اتیلن گلیکول شامل ۱/۵، ۲، ۲/۵و ۳ درصد وزنی سیمان بررسی شده است. در فاز دوم این پژوهش تأثیر ماده پلی اتیلن گلیکول روی خواص مختلف بتن شامل کارایی، مقاومت فشاری و کششی، جمع شدگی آزاد و پتانسیل ترک‌خوردگی در آزمایش حلقه جمع‌شدگی مقید مورد بررسی قرار گرفت. نتایج نشانگر این است که با استفاده از پلی‌اتیلن گلیکول به میزان ۲ الی ۳ درصد وزنی سیمان، امکان کاهش قابل توجه در جمع‌شدگی آزاد و همچنین کاهش پتانسیل ترک‌خوردگی بتن وجود دارد. در عین حال میزان تاثیر این ماده در مقایسه با موارد گزارش شده برای مواد تجاری کمتر بوده است.

کلمات کلیدی: جمع شدگی ناشی از خشک شدن، افزودنی کاهنده جمع شدگی، پلی اتیلن گلیکل، آزمایش حلقه جمع شدگی

۱.مقدمه

جمع شدگی ناشی از خشک شدن یکی از خصوصیات ذاتی بتن است که باعث کاهش حجم بتن در طی زمان شده و درصورت مقید شدن می‌تواند منجربه ترک‌خوردگی گردد [۱]. تأثیر جمع‌شدگی روی سازه‌ها و قطعات بتنی با سطح زیاد نظیر رویه‌ها و کف‌های بتنی قابل توجه بوده و کنترل ترک‌خوردگی ناشی از جمع‌شدن از دغدغه‌های اصلی در این نوع کاربردها می‌باشد [۲-۳]. روش‌های مختلفی جهت کاهش اثر جمع‌شدگی در سازه‌ها به کار رفته‌اند که تعبیه درزها، استفاده از شبکه آرماتور، مش و یا الیاف فولادی قابل ذکر است[۴-۵].

یکی دیگر از راه کار های کنترل اثرات جمع شدگی بتن، استفاده از مواد جبران‌کننده جمع شدگی می باشد. این مواد باعث ایجاد انبساط در بتن می گردند که در صورت مقید شدن، منجربه ایجاد تنش‌های فشاری می گردد و در نتیجه تنش‌های کششی ناشی از جمع شدگی کاهش میابند. لیکن استفاده از این مواد در صورتی که قید روی انبساط به اندازه کافی نباشد می‌تواند منجربه آسیب بتن گردد و در کاربرد آن دقت ویژه بایستی به کار رود [۶-۷].

از راه کار های نسبتا جدید کنترل اثرات جمع شدگی بتن، استفاده ازمواد کاهنده جمع شدگی (SRA) می باشد. مواد کاهنده جمع شدگی مواد جدیدتری نسبت به مواد جبران کننده هستند و مستقیماً مقدار جمع‌شدگی بتن را کاهش می‌دهند. این مواد ابتدا در سال ۱۹۸۳ توسط ساتو و همکاران اختراع گردیده است و به تدریج در صنعت بتن به کار رفته‌اند[۸]. استفاده از این مواد در پروژه‌های داخل کشور گزارش نشده است لیکن دو مورد کار آزمایشگاهی در این خصوص گزارش شده است[۹-۱۱].

یکی از نکات محدود کننده در توسعه استفاده از مواد SRA در کشور، هزینه بسیار بالای آن می‌باشد. باتوجه به اینکه مشخص شده که برخی مواد تجاری کاهنده جمع‌شدگی بر پایه مواد گلیکولی بوده است[۱۰, ۱۲] ، در تحقیق حاضر عملکرد ماده پلی اتیلن گلیکول که در حال حاضر در کشور تولید می‌شود به عنوان ماده کاهنده جمع‌شدگی مورد بررسی قرار گرفت. هزینه این ماده کمتر از ۱۰ درصد ماده تجاری موجود در سطح بین المللی می‌باشد که می‌تواند زمینه ساز تولید و کاربرد مواد کاهنده جمع‌شدگی در کشور گردد. ابتدا پیشینه‌ای از تحقیق‌های انجام شده در خصوص مواد کاهنده جمع‌شدگی ارائه شده و سپس به برنامه آزمایشگاهی تحقیق حاضر پرداخته می شود.

افزودنی کاهنده‌ی جمع‌شدگی[1]، نوعی سورفکتانت[2] (عامل فعال سطحی) است که با کاهش کشش سطحی آب منفذی، تنش موئینه را کاهش داده و در نتیجه موجب کاهش جمع‌شدگی ناشی از خشک شدن می‌شوند [۱۳]. شایان توجه است که نتایج نشان داده‌اند که این مواد دارای اثرات جانبی بوده و باعث افزایش کارایی بتن شده و روند کسب مقاومت بتن را کند می‌کنند[۱۰-۱۲]. در جدول۱ ضمن ارائه خصوصیات برخی مواد کاهنده جمع شدگی مورد استفاده درتحقیقات قبلی ، اثرات جانبی آنها روی خواص بتن ارائه شده است.

استفاده از مواد کاهنده جمع‌شدگی، موجب کاهش کشش سطحی آب می‌شود [۱۲]. نتایج حاصل از تحقیق پیز و همکاران نشان داده است که با افزودن ماده کاهنده جمع‌شدگی تا مقدار ۱۰ درصد وزنی به آب، کشش سطحی محلول حدود ۵۴ درصد کاهش می‌یابد و پس از آن با افزایش غلظت، کشش سطحی ثابت می ماند[۱۹]. ران و همکاران [۲۰] طی بررسی‌هایی که انجام داده‌اند، دریافتند که این مواد باعث کاهش قلیاییت آب منفذی بتن از طریق کاهش حلالیت قلیایی های سیمان در آب می‌شوند. همچنین این محققین مطرح نمودند که کاهش میزان دو عنصر پتاسیم و سدیم در کاهش قلیاییت آب منفذی تأثیر بیشتری نسبت به بقیه عناصر دارند.

---

[1] *SRA (Shrinkage Reducing Admixtures)*
[2] *Surfactant*

جدول۱ خصوصیات افزودنی‌های کاهنده جمع‌شدگی و تأثیر افزودنی‌های کاهنده جمع‌شدگی بر خواص مخلوط‌ها

نوع مخلوط	افزدنی کاهنده جمع‌شدگی	نوع افزودنی (بر پایه)	دانسیته	pH	رنگ	میزان فزودنی (٪)	اثر افزودنی بر روی خواص مخلوط (٪)			منابع
							کارایی	مقاومت فشاری ۲۸روزه	مقاومت کششی ۲۸روزه	
بتن معمولی	تجاریSRA	گلیکول	۰/۹۹	۴/۸	بی‌رنگ	۱، ۱/۵، ۲	۸-۱۷	(۴-۹)-	(۷-۱۷)-	[۱۱]
	پلی‌اتیلن گلیکول	-	۱/۱۲۶	۵-۷	-	۰/۵، ۱، ۱/۵، ۲	۱۵-۱۱۸	(۲-۹)-	(۰-۷)-	[۱۵]
بتن خودتراکم	تجاریSRA	گلیکول	۱/۰۲	-	زرد روشن	۱، ۲، ۴	۲-۱۰	(۲-۱۷)-	(۹-۲)-	[۱۶]
	پلی اتیلن گلیکول	-	-	-	-	۱	۰	۱۲	-	[۱۷]
بتن سبک‌وزن	گلیکول	-	۱/۰۴	-	بی‌رنگ	۰/۷۵، ۱/۵، ۳	-	(۳-۱۹)-	۱۹-۳۹	[۱۸]

محققین مختلفی به بررسی اثر مواد تجاری بر پایه گلیکول، بر جمع‌شدگی ناشی از خشک شدن پرداخته‌اند. نتایج تحقیق های باقری و همکاران نشانگر کاهش قابل توجه میزان جمع‌شدگی نسبت به مخلوط کنترل در اثر استفاده از این افزودنی بوده است[۱۰،۱۱]. مقدار کاهش در ۱,۵ درصد مصرف، ۱۴ درصد بوده که با افزایش مقدار استفاده به ۲ درصد وزنی سیمان، بالغ بر ۳۱ درصد شده است. در جدول ۲ خلاصه ای از نتایج دیگر محققین در خصوص تاثیر مواد تجاری کاهنده جمع شدگی در کاهش جمع شدگی آزاد موادپایه سیمانی ارائه شده است. مقادیر مصرف در این تحقیقات از ۱ تا ۵ درصد وزنی سیمان را شامل بوده است. مقادیر کاهش در جمع شدگی نیز عمدتا در محدوده ۲۱ تا ۴۵ درصد بوده است. در خصوص استفاده از مواد پایه به عنوان کاهنده جمع شدگی مطالعات انجام شده محدود بوده است. کورینالدسی و همکاران [۱۷]، از ماده پلی اتیلن گلیکول به عنوان ماده کاهنده جمع‌شدگی استفاده نمودند. در این تحقیق که روی جمع‌شدگی آزاد بتن‌های خودتراکم صورت گرفته، نتایج نشانگر امکان کاهش ۴۰ درصدی در جمع‌شدگی آزاد در اثر استفاده از پلی اتیلن گلیکول، بوده است.

مقید شدن کرنش های جمع‌شدگی ناشی از خشک شدن می‌تواند باعث ترک‌خوردگی بتن شود [۶]. آزمایش استانداردی که برای ارزیابی پتانسیل ترک خوردگی مخلوط ها تحت شراط جمع شدگی مقید به کار میرود، آزمایش حلقه جمع‌شدگی مطابق با استاندارد ASTM-C1581 [۳۱] می باشد. با استفاده ازاین آزمایش عملکرد مواد تجاری کاهنده جمع شدگی در کنترل ترک های جمع شدگی مقید توسط برخی از محققین بررسی شده است. باقری و همکاران [۱۰] با استفاده از آزمایش حلقه جمع‌شدگی به بررسی اثر ماده تجاری کاهنده جمع‌شدگی بر پایه گلیکول در کاهش پتانسیل ترک خوردگی بتن پرداختند. آزمونه‌های ساخته شده در این تحقیق شامل آزمونه‌های بتن کنترل و بتن حاوی ۱/۵ درصد ماده تجاری کاهنده جمع‌شدگی بوده است. نتایج حاصل نشان می‌دهند که استفاده از ۱/۵ درصد از این افزودنی سبب افزایش سن ظهور ترک از ۱۱ روز به ۴۰ روز شده است. همچنین گزارش شده که استفاده از این افزودنی، عرض ترک را از ۱/۲۵میلی‌متر به ۰/۴۵ میلی‌متر کاهش داده است. همچنین شاه و همکاران[۲۴] با استفاده از ۲٪ SRA و گونیسی و همکاران [۱۸] با استفاده از ۱/۵ درصد SRA به نتایج مشابهی دست یافتند. دمیر و همکاران [۲۳] با استفاده از ۱ درصد SRA ، گزارش کردند که سن وقوع ترک از ۱۲ روز به ۱۵ روز افزایش یافته و عرض ترک نیز از ۱/۰۵ میلیمتر به ۰/۷۵ میلیمتر کاهش یافته است. پاسوئلو و همکاران [۲۱] بااستفاده از ۴ درصد SRA شاهد افزایش سن ترک خوردگی از ۱۰ به ۲۱ روز و کاهش عرض ترک از ۰/۸۵ به ۰/۵ میلیمتر بوده اند.

جدول۲ تأثیر افزودنی‌های کاهنده جمع‌شدگی بر جمع‌شدگی مخلوط‌ها

مواد سیمانی	افزدنی کاهنده جمع‌شدگی	نوع افزودنی (بر پایه)	میزان افزودنی (٪)	مدت زمان عمل‌آوری (روز)	سن نهایی قرائت (روز)	کاهش جمع‌شدگی آزاد نسبت به کنترل (٪)	منابع
بتن معمولی	SRA	گلیکول	۱، ۱/۵، ۲	۳	۱۲۰	۶/۵، ۱۴، ۳۱	[۱۱]
	SRA	گلیکول	۱، ۲	۱	۵۰	۳۲، ۴۵	[۲۴]
	SRA	گلیکول	۱/۵	۱	۱۲۰	۲۸	[۲۵]
	SRA	گلیکول	۴	۱	۹۸	۴۹	[۲۶]
	SRA	گلیکول	۱	۱	۲۸	۴۶	[۲۱]
بتن خودتراکم	SRA	گلیکول	۱، ۲، ۴	۱	۱۲۰	۲۱-۴۰	[۱۶]
	پلی اتیلن گلیکول	-	۱	۱	۶۰	۴۰	[۱۷]
ملات حاوی سرباره قلیایی فعال	پلی اتیلن گلیکول ۴۰۰	-	۱، ۲	۱	۲۸	۹، ۱۵	[۲۷]
	اتیلن گلیکول	-	۱، ۲	۱	۲۸	۴، ۰	[۲۷]
	SRA	گلیکول	۱، ۲	۱	۱۸۰	۷-۸۵	[۲۸]
ملات سیمانی	SRA	گلیکول	۲	۰، ۶	۱۸۰	۲۳، ۲۱	[۲۹]
خمیر سیمان	SRA	گلیکول	۵	۱۸۲ ساعت	۱۸۲	۲۳-۴۴	[۳۰]

با توجه به محدود بودن تحقیق‌های انجام شده در سطح بین المللی درمورد مواد پایه افزودنی های کاهنده جمع‌شدگی، خصوصا در بخش جمع شدگی مقید، و این نکته که تاکنون تحقیق در این خصوص در داخل کشور انجام نشده است ،در این تحقیق به بررسی تأثیر پلی اتیلن گلیکل به عنوان ماده پایه کاهنده جمع‌شدگی پرداخته شده است.

۲. برنامه آزمایشگاهی

در تحقیق حاضر از پلی اتیلن گلیکول با درجه صنعتی به عنوان ماده پایه جهت ارزیابی عملکرد آن به عنوان ماده کاهنده جمع شدگی استفاده شده است. آزمایش های این تحقیق در دو فاز انجام شده است. در فاز اول، خواص پلی اتیلن گلیکول مورد استفاده تعیین و همچنین تاثیر آن در درصد های مختلف شامل ۱/۵، ۲، ۲,۵ و ۳ درصد وزنی سیمان روی خواص کارایی، خواص مقاومتی و جمع شدگی آزاد ملات‌های سیمانی مورد بررسی قرار گرفت. در فاز دوم آزمایش‌ها تاثیر پلی اتیلن گلیکل روی خواص کارایی، خواص مقاومتی ، جمع شدگی آزاد بتن بررسی گردید و همچنین تاثیر آن روی پتانسیل ترک خوردگی تحت جمع شدگی مقید تعیین گردید.

۲-۱. مصالح مورد استفاده

۲-۱-۱. سیمان

در این تحقیق، سیمان پرتلند تیپ دو کارخانه سیمان ساوه مورد مصرف قرار گرفته است که مشخصات آن منطبق بر استاندارد ASTM-C150 [۳۲] بوده است. مشخصات سیمان در جداول ۳ و ۴ ارائه شده است.

جدول-۳ ترکیب‌های شیمیایی مورد استفاده در بتن بر حسب درصد

SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	Na_2O	K_2O	C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF	باقیمانده نامحلول
۲۲/۳	۴/۶	۳/۱	۶۳/۱	۲/۸	۱/۸	۰/۱۴	۰/۴۱	۴۷	۲۸/۵	۷	۹	۰/۷

جدول۴ مشخصات فیزیکی و مکانیکی سیمان مورد استفاده

غلظت نرمال خمیر سیمان (٪)	جرم حجمی سیمان (gr/cm^3)	زمان گیرش اولیه خمیر نرمال سیمان (min)	زمان گیرش نهایی خمیر نرمال سیمان (min)	مقاومت فشاری ملات سیمان ۲۸ روزه (MPa)
۲۴/۵	۳/۰۹۲	۱۹۵	۲۴۵	۳۳/۲

۲-۱-۲. مصالح سنگی

مصالح سنگی به کار رفته در این پروژه از منابع شهرستان شهریار واقع در جنوب غرب تهران تأمین گردیده است. با توجه به اینکه حداکثر اندازه مجاز مصالح دانه‌ای مورد استفاده در بتن برای آزمایش جمع‌شدگی حلقه مقید طبق استاندارد ASTM-C1581 [۳۱] باید به ۱۳ میلی‌متر محدود گردد، لذا حداکثر اندازه مصالح درشت‌دانه به ۱۲/۵ میلی‌متر محدود شده است. دانه بندی سنگدانه‌ها مطابق با استاندارد ASTM-C33 [۳۲] انجام شده است. جرم حجی شن و ماسه برابر ۲/۵۵ گرم برسانتیمتر مکعب و مقادیر جذب آب آنها به ترتیب برابر ۲/۰۵ و ۳/۶۸ درصد بدست آمده است.

۲-۱-۳.پلی اتیلن گلیکول

ماده پایه مورد استفاده در این تحقیق به عنوان ماده کاهنده جمع شدگی، پلی‌اتیلن گلیکول با درجه صنعتی است که در شکل ۱ نشان داده شده است. خواص این ماده در جدول ۶ ارائه شده است.

جدول۶ مشخصات پلی‌اتیلن گلیکول مورد استفاده

نام تجاری	نماد	حالت افزودنی	رنگ	چگالی (gr/Cm^3)	pH
Polyethylene glycol 400	PE	مایع	بی رنگ	۱/۱۲۷	۷/۵

شکل۱ مقایسه ظاهری پلی اتیلن گلیکول با آب

۲-۲. فاز اول آزمایش‌ها (ملات‌های سیمانی)

مخلوط‌های ملات مورد بررسی در این تحقیق شامل ملات کنترل و ملات های حاوی ۱/۵، ۲، ۲/۵و ۳ درصد پلی‌اتیلن گلیکول (نسبت به وزن سیمان) است. جزئیات ترکیب مخلوط‌ها در جدول ۷ ارائه شده است. حروف "C" و "PE" به ترتیب کد شناسایی منصوب به مخلوط کنترل و مخلوط‌های حاوی پلی‌اتیلن گلیکول است. همچنین عددهای جلوی کد PE، به میزان درصد مصرفی ماده اشاره دارد.

جدول۷ طرح اختلاط‌های آزمونه‌های ملات سیمانی

کد مخلوط	عمل‌آوری (روز)	نسبت $\frac{\text{ماسه}}{\text{سیمان}}$	نسبت $\frac{\text{آب}}{\text{سیمان}}$	مواد کاهنده جمع شدگی (نسبت به وزن سیمان) (٪)
C	۳	۳	۰/۵	-
PE 1/5, 2, 2/5, 3%	۳	۳	۰/۵	۳ و ۲/۵ و ۲ و۱/۵

۱-۲-۲.آزمایش‌های انجام شده

۱-۱-۲-۲.کشش سطحی

آزمایش کشش سطحی بر روی افزودنی کاهنده جمع‌شدگی به روش قطره معلق[1] با استفاده از دستگاه اندازه‌گیری نوری زاویه تماس انجام شده است. در شکل ۲ نمایی از دستگاه در حال آزمایش کشش سطحی ارائه شده است.

شکل۲ نمایی از دستگاه اندازه‌گیری زاویه تماس

۲-۱-۲-۲.**میز** جریان

در این پژوهش جهت اندازه گیری روانی ملات های سیمانی، از آزمایش میز جریان مطابق با استاندارد ASTM-C230 [۳۴] استفاده شده است.

۳-۱-۲-۲.مقاومت فشاری

آزمایش مقاومت فشاری ملات‌های سیمانی مورد مطالعه طبق استاندارد ASTM-C109 [۳۵] بر روی آزمونه‌های مکعبی ۵۰×۵۰ میلی‌متر در سنین ۷ و ۲۸ روز انجام شد.

۴-۱-۲-۲.جمع‌شدگی آزاد ناشی از خشک شدن

جهت تعیین مقدار جمع‌شدگی آزاد ناشی از خشک شدن، آزمایش تغییر طول ملات سیمانی مطابق با استاندارد ASTM C 157 [۳۶] و ASTM C 490 [۳۷] بر روی آزمونه‌های با ابعاد ۲۸۵×۲۵×۲۵ میلی متر انجام پذیرفت. پس از قالب‌گیری ملات‌های سیمانی، آزمونه‌ها به مدت ۲۴ ساعت در محیطی با رطوبت نسبی ۹۵ درصد و دمای ۲۳ درجه سانتی‌گراد قرار داده شدند و پس از باز کردن قالب ها، جهت تکمیل عمل آوری مرطوب، به مدت ۲ روز درون حوضچه‌ی آب اشباعِ از آهک قرار داده شدند. پس از پایان عمل‌آوری، آزمونه ها جهت خشک شدن به کابینت م با دمای □ ۲۳±۲ و رطوبت نسبی ۴±۵۰ درصد منتقل شدند (شکل ۳-الف). اندازه‌گیری طول آزمونه‌ها توسط دستگاه کامپراتورکه در شکل ۳-(ب) نشان داده شده است، با دقت ۰/۰۰۲ میلی‌متر از لحظه باز کردن قالب و در بازه های زمانی انجام مورد نظرانجام گرفته است.

[1] *Pendant Drop*

(الف)

(ب)

شکل۳ (الف) کابینت نگهداری آزمونه‌های جمع‌شدگی آزاد، (ب) دستگاه کامپراتور و آزمونه‌ی اندازه گیری

۳-۲.فاز دوم آزمایش‌ها (بتن)

مخلوط های بتن بررسی شده در این تحقیق شامل مخلوط بتن کنترل و مخلوط‌های حاوی ۲ و ۳ درصد پلی‌اتیلن گلیکول (نسبت به وزن سیمان) بوده است. با توجه به نتایج به دست آمده از آزمایش‌های فاز اول، درصدهای ۲ و ۳ درصد جهت انجام آزمایش‌های فاز دوم انتخاب گردید. جزئیات ترکیب مخلوط‌ها در جدول ۸ ارائه شده است.

جدول۸ طرح اختلاط آزمونه های بتن

کد مخلوط	سیمان (kg/m^3)	آب (kg/m^3)	درشت‌دانه SSD(kg/m^3)	ریزدانه SSD(kg/m^3)	مقدار پلی اتیلن گلیکول (نسبت به وزن سیمان) (٪)
Ref	۴۲۰	۲۱۰	۵۶۶	۱۰۵۱	-
PE 2%	۴۲۰	۲۱۰	۵۶۶	۱۰۵۱	۲
PE 3%	۴۲۰	۲۱۰	۵۶۶	۱۰۵۱	۳

۱-۳-۳.آزمایش‌های انجام شده

۱-۱-۳-۲.اسلامپ

در این پژوهش، آزمایش اسلامپ منطبق با الزامات [۳۸] ASTM-C143 انجام شده است.

۲-۱-۳-۲.خواص مقاومتی بتن

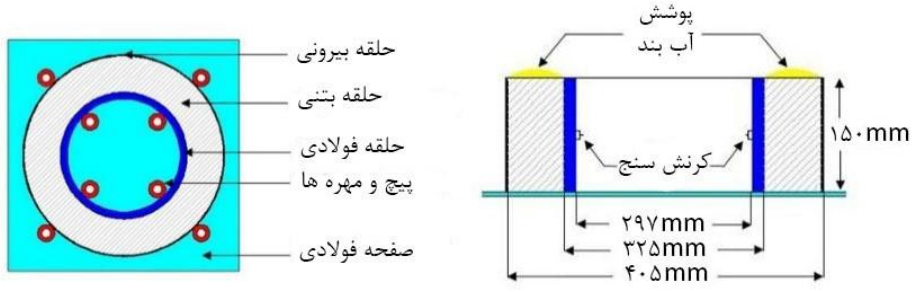
جهت اندازه‌گیری مقاومت کششی دو نیم شدن مخلوط‌ها، از آزمونه‌های استوانه‌ای با ابعاد ۱۰۰×۲۰۰ میلی‌متر طبق استاندارد ASTM-C496 [۴۸] استفاده شده است. همچنین جهت اندازه‌گیری مقاومت فشاری مخلوط‌ها، از آزمونه‌های مکعبی با ابعاد ۱۰۰×۱۰۰ میلی‌متر طبق استاندارد EN-12390-3 [۴۰] استفاده شده است. پس از عمل‌آوری مرطوب اولیه، آزمونه‌ها به محیطی با رطوبت نسبی ۴±۵۰ و دمای □ ۲۳±۲ منتقل شدند. آزمایش‌های مقاومت کششی دو نیم شدن و فشاری در سنین ۱، ۳، ۷، ۱۴و ۲۸ روز انجام شدند.

۳-۱-۳-۲.جمع‌شدگی آزاد ناشی از خشک شدن

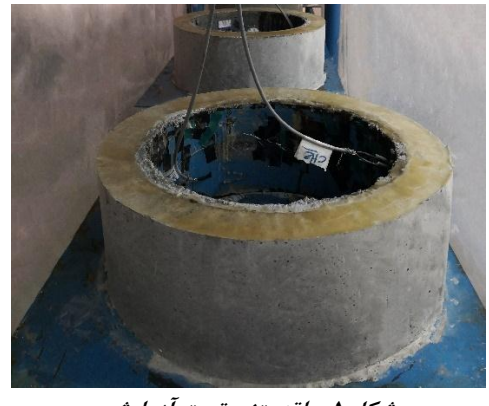
شرایط انجام این آزمایش بر روی آزمونه‌های بتنی مشابه با آزمونه‌های ملات سیمانی است با این تفاوت که ابعاد آزمونه‌های بتنی ۲۸۵×۷۵×۷۵ میلی‌متر می‌باشد. همچنین قرائت اندازه آزمونه‌های بتنی تا ۱۵۰ روز پس از خشک شدن ادامه یافت.

۴-۱-۳-۲.بررسی جمع‌شدگی مقید بتن در آزمایش حلقه جمع‌شدگی

آزمایش جمع‌شدگی مقید با استفاده از حلقه جمع‌شدگی طبق استاندارد ASTM-C1581 [۳۱] انجام شد. تجهیزات این آزمایش مطابق شکل های ۴و ۵ شامل یک حلقه فولادی به ضخامت ۱۴ میلی‌متر، با قطر خارجی ۳۲۵ میلی‌متر و ارتفاع ۱۵۰ میلی‌متر و یک حلقه فولادی نازک با قطر داخلی ۴۰۵ میلی‌متر می‌باشد. همچنین ضخامت حلقه بتنی ۴۰ میلی‌متر است. برای کف این حلقه هم از یک صفحه پایه فولادی با ابعاد ۵۰۰×۵۰۰ میلی متر استفاده شده است. به منظور کاهش اصطحکاک بین حلقه بتنی و صفحه فولادی، سطوح فولادی قبل از قالب گیری بتن، با روغن قالب پوشش داده شد.



شکل۴ نمایی شماتیک از تجهیزات آزمایش حلقه بتنی [۱۰]



شکل ۵ حلقه بتنی تحت آزمایش

پس از قالب گیری آزمونه‌ها، روی آن‌ها با استفاده از پارچه خیس و نایلون پوشانده تا رطوبت نسبی حداقل ۹۵ درصد فراهم گردد. همزمان با شروع عمل آوری حلقه های بتنی، برای هر آزمونه ازطریق دو عدد کرنش‌سنج نصب شده روی وجه داخلی حلقه فولادی، کرنش‌های اعمالیِ ناشی از جمع‌شدگی حلقه بتنی ثبت گردید. پس از گذشت ۲۴ ساعت، قالب‌های اطراف آزمونه باز شدند. روی سطح فوقانی آزمونه‌ها به وسیله پارافین پوشش داده شد تا از خروج رطوبت از سطوح فوقانی آزمونه جلوگیری شود و خروج رطوبت فقط از سطوح جانبی صورت بگیرد. همچنین جهت عمل‌آوری مرطوب اولیه، روی سطوح فوقانی و جانبی آزمونه‌ها به وسیله پارچه‌های خیس و نایلون به مدت دو روز پوشانده شد. پس از پایان دوره عمل‌آوری مرطوب اولیه مجموعا به مدت سه روز، شرایط محیطی آزمونه‌ها را به وضعیت رطوبت نسبی ۴±۵۰ درصد و دمای ۲±۲۳ درجه سانتی‌گراد تغییر داده شد. با شروع جمع شدگی ناشی از خشک شدن حلقه بتنی، در اثر قید اعمال شده توسط حلقه فولادی، تنش های کششی در حلقه بتنی ایجاد می شوند. زمانی که تنش‌های ایجاد شده در اثر جمع‌شدگی مقید از مقاومت کششی بتن فراتر رود، نمونه ترک

می‌خورد. به محض ترک خوردن حلقه بتنی، بخش قابل توجهی از تنش‌ها آزاد می‌گردد و کرنش‌سنج‌ها افت سریع کرنش‌های فشاری اعمال شده به حلقه فولادی را نشان می‌دهند. در استاندارد ASTM-C1581 [۳۱] ، افت ناگهانی کرنش‌های حلقه فولادی به عنوان معیار ترک‌خوردگی ارائه شده است. همچنین به منظور تعیین سن ترک‌خوردگی، سطوح این آزمونه‌ها، به طور چشمی نیز هر روز با ذره‌بین مورد بررسی قرار می‌گرفتند. طبق استاندارد ، سن ترک خوردگی ، مدت زمان سپری شده از لحظه قالب‌گیری تا لحظه وقوع اولین ترک است و زمان ترک‌خوردگی خالص، زمان بین شروع خشک شدن (پایان عمل‌آوری) تا لحظه وقوع اولین ترک است.

۳.نتایج حاصل و تفسیر آن‌ها

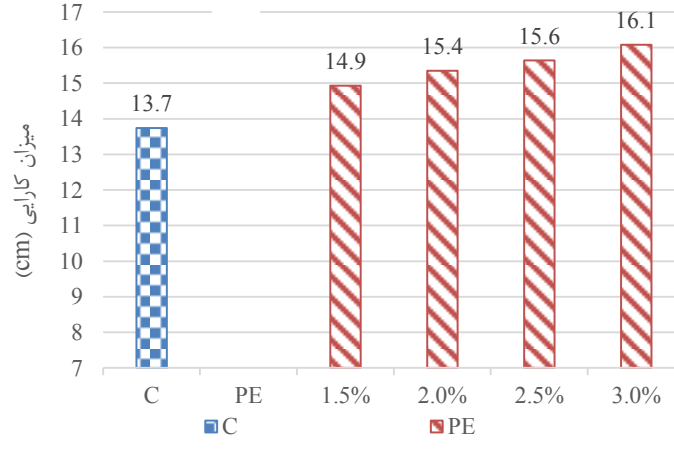
۳-۱.فاز اول آزمایش‌ها

۳-۱-۱.کشش سطحی پلی اتیلن گلیکول

میزان کشش سطحی پلی‌اتیلن گلیکول برابر ۴۵ /۱۶ mN/m تعیین گردید. در مقایسه باکشش سطحی آب که ۷۲/۸ mN/m می باشد، پلی‌اتیلن گلیکول از کشش سطحی پایین‌تری برخوردار است.

۳-۱-۲.کارایی مخلوط های ملات بر اساس آزمایش میز سیلان

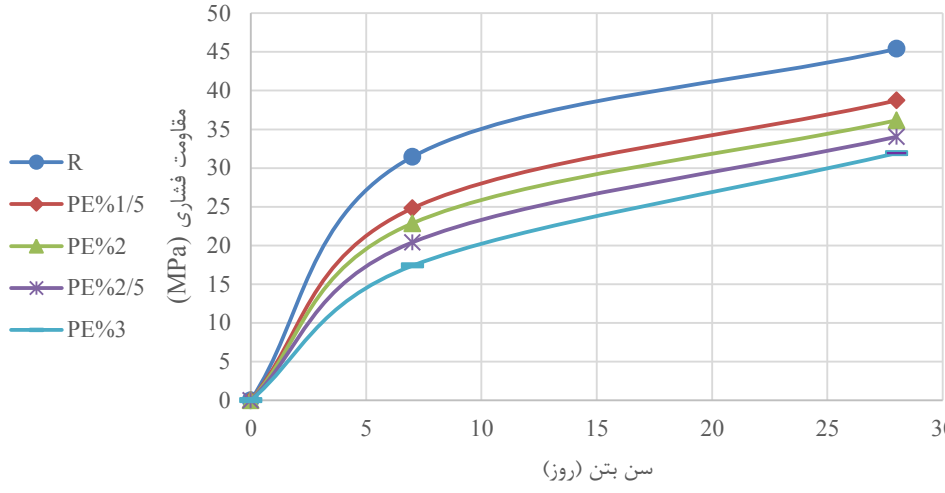
مقدار کارایی ملات کنترل و ملات های حاوی مقادیر مختلف پلی اتیلن گلیکول بر اساس قطر باز شدگی حلقه ملات روی میز سیلان در شکل ۶ ارائه شده است. مقدار بازشدگی ملات کنترل ۱۳/۷ سانتی‌متر بوده است. همان‌طور که در شکل ۶ مشخص است، استفاده از پلی‌اتیلن گلیکول، سبب افزایش کارایی ملات سیمان شده است. با افزودن ۱/۵، ۲، ۲/۵و ۳ درصد پلی اتیلن گلیکول به مخلوط سیمانی، قطر باز شدگی به ترتیب حدود ۹، ۱۲، ۱۴و ۱۷ درصد نسبت به ملات کنترل افزایش یافته است. شایان توجه است که نتایج حاصل از تحقیق‌های کومار و همکاران [۱۵] و ژان و همکاران [۱۲] نیز نشانگر افزایش کارایی در اثراستفاده از مواد تجاری کاهنده جمع‌شدگی است.



شکل۶ میزان کارایی ملات‌های کنترل و حاوی پلی‌اتیلن گلیکول

۳-۱-۳.مقاومت فشاری

نتایج آزمایش مقاومت فشاری ملات های مورد بررسی در شکل ۷ نمایش داده شده است.

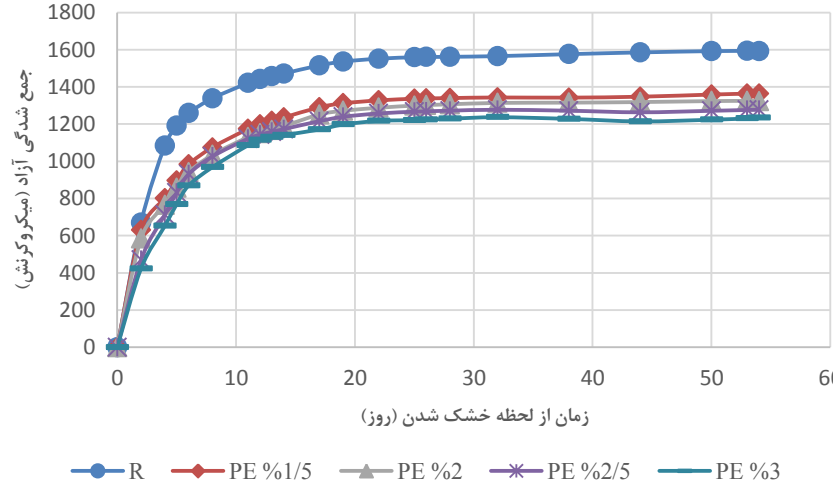


شکل ۷ مقاومت فشاری ملات‌های سیمانی کنترل، حاوی ۱/۵، ۲، ۲/۵ و ۳ درصد پلی‌اتیلن گلیکول

نتایج آزمایش، نشانگر آن است که افزودن پلی‌اتیلن گلیکول در مقادیر ۱/۵ ، ۲ ، ۲/۵ و ۳ درصد ، سبب کاهش مقاومت ۲۸ روزه به ترتیب برابر ۱۵، ۲۱، ۲۵ و ۳۰ درصد شده است. شایان توجه است که نتایج تحقیقات گزارش شده روی مواد تجاری کاهنده جمع شدگی نیز نشانگر کاهش مقاومت بتن در اثر استفاده از این مواد بوده است. میزان کاهش گزارش شده در مقاومت فشاری از ۲ تا ۱۷ درصد بسته به میزان مصرف ماده تجاری کاهنده جمع شدگی بوده است [۱۶، ۱۱].

۴-۱-۳.جمع‌شدگی آزاد ناشی از خشک شدن

نتایج جمع‌شدگی آزاد ناشی از خشک شدن برای ملات‌های سیمانی با سه روز عمل آوری از لحظه شروع خشک شدن در شکل ۸ و جدول ۹ ارائه شده است. با توجه به نتایج حاصل شده، افزودنی پلی‌اتیلن گلیکول به طورقابل توجهی میزان جمع‌شدگی آزاد ناشی از خشک شدن ملات‌های سیمانی را نسبت به مخلوط کنترل کاهش داده است. همانطور که از جدول ۹ مشخص است میزان جمع‌شدگی آزاد ناشی از خشک شدن با افزایش درصد مصرف پلی اتیلن گلیکول کاهش بیشتری می یابد و در ۳ درصد مصرف بالغ بر ۲۲,۵ درصد می گردد.



شکل۸- تأثیر افزودن ۱/۵، ۲، ۲/۵ و ۳درصد وزنی افزودنی پلی اتیلن گلیکول بر جمع‌شدگی آزاد ملات سیمانی

جدول۹ تأثیر مواد افزودنی بر میزان جمع‌شدگی ملات‌های سیمانی

کد مخلوط	مدت زمان عملی آوری (روز)	از لحظه شروع خشک شدن					
		جمع شدگی ۱۴ روزه (μm/m)	کاهش در جمع شدگی ۱۴ روزه نسبت به بتن شاهد (٪)	جمع شدگی ۲۸ روزه (μm/m)	کاهش در جمع شدگی ۲۸ روزه نسبت به بتن شاهد (٪)	جمع شدگی ۵۶ روزه (μm/m)	کاهش در جمع شدگی ۵۶ روزه نسبت به بتن شاهد (٪)
Ref	۳	۱۴۷۱	-	۱۵۶۲	-	۱۵۹۲	-
PE %1/5	۳	۱۲۳۵	۱۶	۱۳۴۰	۱۴/۲	۱۳۶۲	۱۴/۴
PE %2	۳	۱۱۸۸	۱۹/۲	۱۳۰۶	۱۶/۴	۱۳۲۳	۱۶/۹
PE %2/5	۳	۱۱۷۲	۲۰/۳	۱۲۷۲	۱۸/۵	۱۲۷۶	۱۹/۸
PE %3	۳	۱۱۴۰	۲۲/۵	۱۲۲۹	۲۱/۳	۱۲۳۴	۲۲/۵

شایان توجه است که محققین قبلی برای ملات ها و خمیره های سیمانی در مقادیر مصرف ۲ تا ۵ درصد مواد تجاری کاهنده جمع شدگی، کاهش جمع شدگی از ۲۱ تا ۴۴ درصد را گزارش کرده اند [۳۰, ۲۹].

۲-۳.نتایج فاز دوم آزمایش‌ها (مخلو ط های بتن)

۱-۲-۳.مقدار اسلامپ

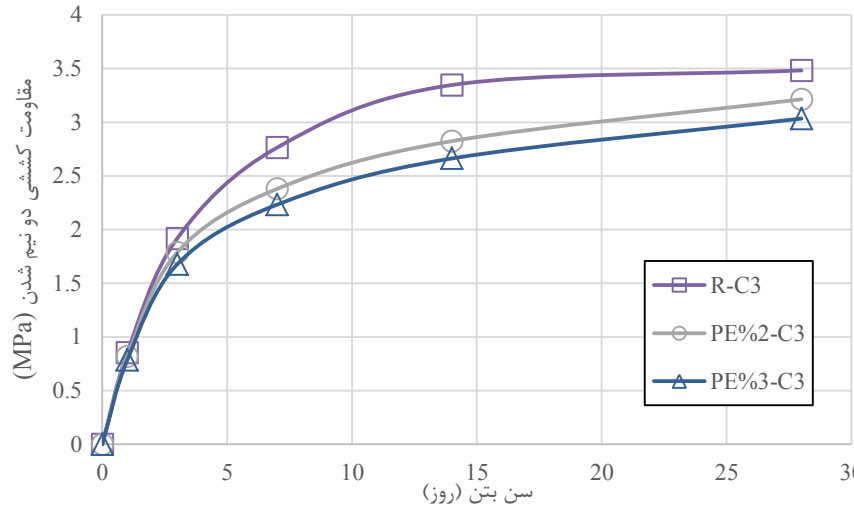
اسلامپ اندازه‌گیری شده برای مخلوط‌های بتنی، در جدول ۱۰ ارائه شده است. همان‌طور که در جدول مشخص است استفاده از پلی اتیلن گلیکول، سبب افزایش قابل توجه اسلامپ بتن شده است. کومار و همکاران[۱۵] نیز برای مقادیر مصرف پلی اتیلن گلیکول ۰/۵ تا ۲ درصد، افزایش ۱۵ تا ۱۱۸ درصدی درکارایی بتن را گزارش نمودند. برای مواد تجاری کاهنده جمع شدگی نیز محققین قبلی قدری افزایش در کارایی در حدود ۱۰ الی ۱۷ درصد را گزارش نمو ده اند[۱۶, ۱۱].

جدول۱۰ مقادیر اسلامپ مخلوط‌های بتنی

کد مخلوط بتن	درصد مصرف ماده کاهنده جمع‌شدگی	اسلامپ (mm)	افزایش در اسلامپ نسبت به مخلوط کنترل (٪)
Ref-C3	-	۱۰	-
PE%2-C3	۲	۱۷	۷۰
PE%3-C3	۳	۱۸/۵	۹۵

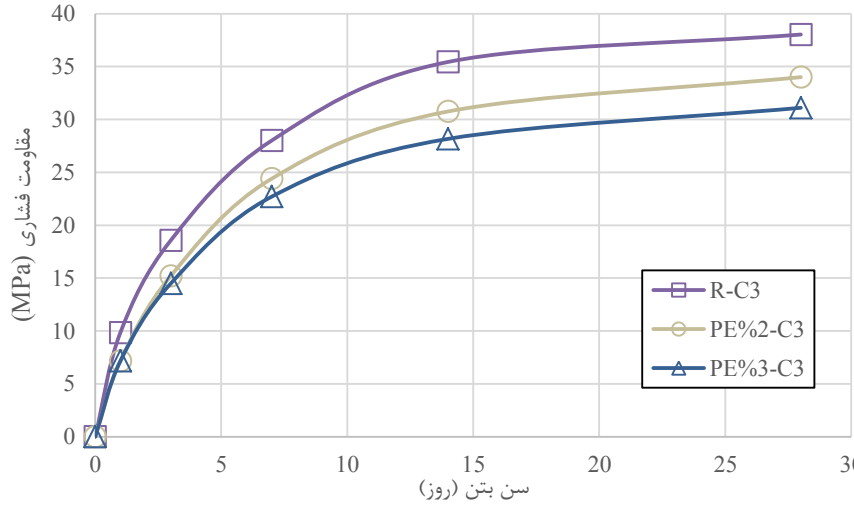
۲-۲-۳.مقاومت کششی دو نیم شدن و فشاری

نتایج مقاومت کششی دو نیم شدن آزمونه‌ها با ۳ روز عمل‌آوری در شکل ۹ ارائه شده است. همانطور که از نتایج مشخص است با افزودن ۲ و ۳ درصد پلی‌اتیلن گلیکول، مقاومت کششی دو نیم شدن ۲۸ روزه بتن در حدود ۸ و ۱۳ درصد نسبت به مخلوط کنترل کاهش یافته است. مقادیر کاهش در مقاومت کششی دو نیم شدن بتن دراثر کاربرد مواد تجاری کاهنده جمع شدگی از ۲ تا ۱۷ درصد بوده است [۱۶, ۱۱].



شکل۹ مقاومت کششی دو نیم شدن مخلوط کنترل، بتن حاوی ۲و ۳ درصد پلی‌اتیلن گلیکول با ۳روز عمل‌آوری

نتایج مقاومت فشاری آزمونه‌ها با ۳ روز عمل‌آوری در شکل ۱۰ ارائه شده است. همانطور که از نتایج مشخص است با افزودن ۲ و ۳ درصد پلی اتیلن گلیکول، مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن ۱۰ و ۱۸ درصد نسبت به مخلوط کنترل کاهش یافته است. لازم بذکر است که مقادیر گزارش شده کاهش در مقاومت فشاری بتن دراثر کاربرد مواد تجاری کاهنده جمع شدگی از ۲ تا ۱۷ درصد بوده است[۱۶, ۱۱].

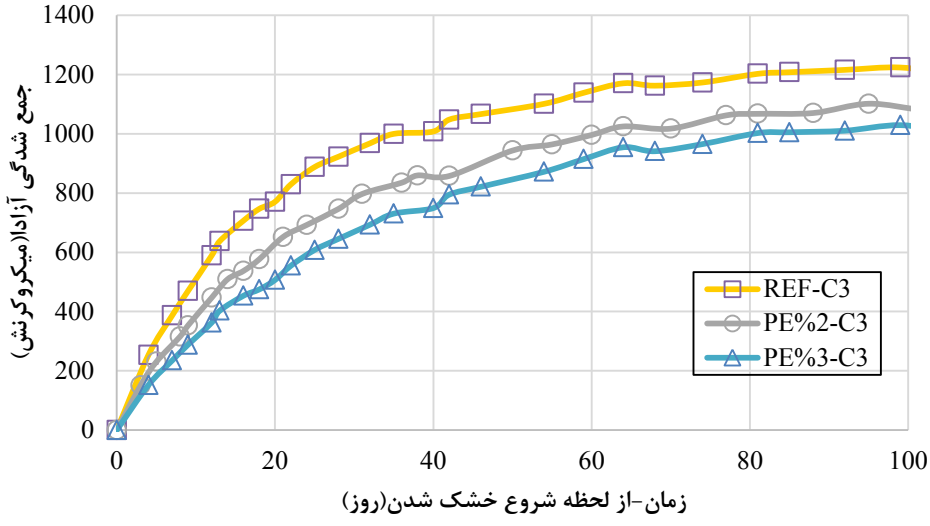


شکل۱۰ مقاومت فشاری مخلوط کنترل، بتن حاوی ۲و ۳ درصد پلی‌اتیلن گلیکول با ۳روز عمل‌آوری

۳-۲-۳.جمع‌شدگی آزاد ناشی از خشک شدن

نتایج جمع‌شدگی آزاد مخلوط‌های بتنی در شکل ۱۱ و جدول۱۱ ارائه شده است. نتایج ارائه شده در شکل ۱۱ طبق استاندارد ASTM-C596 [۴۱] از لحظه شروع خشک شدن است. با افزودن ۲ و ۳ درصد وزنی پلی اتیلن گلیکول، میزان جمع‌شدگی آزاد کوتاه مدت (۲۸ روزه) به ترتیب حدود ۱۹ و ۳۰ درصد نسبت به آزمونه بتن شاهد کاهش یافته است. همچنین با افزودن ۲ و ۳ درصد وزنی از افزودنی پلی اتیلن گلیکول، میزان جمع‌شدگی آزاد بلند مدت (۹۰ روزه) به ترتیب ۹ و ۱۷ درصد نسبت به آزمونه بتن شاهد، کاهش یافته است.

مقـادیر گـزارش شـده بـرای مـواد تجـاری کاهنـده جمـع شـدگی نیـز از ۱۴ تـا ۴۹ در صـد بسـته بـه درصـد اسـتفاده و همچنـین مـدت زمـان جمـع شـدگی بـوده اسـت[۶،۱۱،۱۶،۲۴،۲۵،۲۶]. بـر ایـن اسـاس مشـخص مـی گـردد کـه بـه طـور متوسط ،میزان اثر ماده پلی پروپیلن گلیکول مورد استفاده در مقایسه با مواد تجاری کمتر می باشد.



شکل۱۱ تأثیر افزودن ۲ و ۳ درصد وزنی پلی اتیلن گلیکول بر جمع‌شدگی آزاد مخلوط بتنی

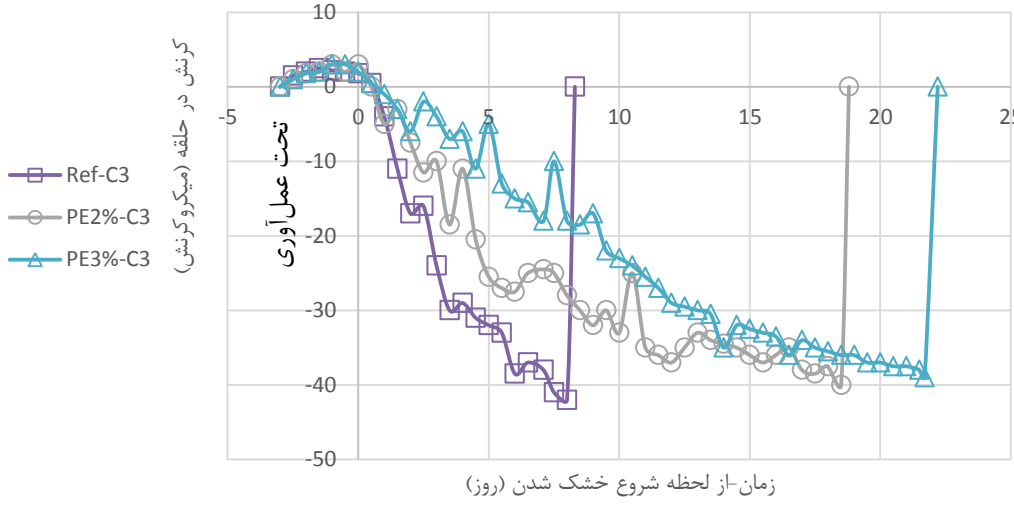
جدول ۱۱ تأثیر افزودنی پلی اتیلن گلیکول بر میزان جمع‌شدگی مخلوط‌های بتنی

کد مخلوط	مدت‌زمان عمل‌آوری (روز)	از لحظه شروع خشک شدن			
		جمع‌شدگی ۲۸ روزه ($\mu m/m$)	کاهش در جمع‌شدگی ۲۸ روزه نسبت به بتن شاهد (٪)	جمع‌شدگی ۹۰ روزه ($\mu m/m$)	کاهش در جمع‌شدگی ۹۰ روزه نسبت به بتن شاهد (٪)
Ref-C3	۳	۹۲۳	-	۱۲۱۴	-
PE%2-C3	۳	۷۴۶	۱۹/۲	۱۰۹۵	۹
PE%3-C3	۳	۶۴۵	۳۰/۱	۱۰۱۱	۱۷

۴-۲-۳.آزمایش حلقه جمع‌شدگی

نتـایج حاصـل از کـرنش‌سـنج هـای حلقـه‌هـای جمـع شـدگی در شـکل ۱۲ و جـدول ۱۲ ارائـه شـده اسـت. همـانطور کـه مشـخص اسـت، اسـتفاده از پلـی‌اتـیلن گلیکـول باعـث بهبـود قابـل توجـه مقاومـت بـتن در برابـر تـرک‌خـوردگی نسـبت بـه مخلـوط کنتـرل شـده و بـرای مقـادیر ۲ و ۳ درصـد پلـی‌اتـیلن گلیکـول، سـن خـالص تـرک خـوردگی از ۸ روز بـه ۱۹ و ۲۲ روز افـزایش یافتـه اسـت. بـا توجـه بـه طبقـه بنـدی ارائـه شـده در ASTM-C1581 [۳۱] اسـتفاده از پلـی اتـیلن گلیکـول باعث شده تا پتانسیل ترک خـوردگی مخلـوط کنتـرل از وضـعیت "متوسـط مایـل بـه زیـاد" بـه وضـعیت "متوسـط مایـل بـه کـم" تغییـر یابـد. پاسـوئلو و همکـاران [۲۱] عملکـرد مشـابهی را بـرای مـاده کاهنـده جمـع شـدگی تجـاری گـزارش کردنـد.

در عـین حـال عملکـرد گـزارش شـده توسـط بـاقری و همکـاران [۱۰]، شـاه و همکـاران [۲۴] وگونیسـی و همکـاران [۱۸] بـرای مـواد تجـاری کاهنـده جمـع شـدگی، از آنجـه درتحقیـق حاضـر بـرای پلـی اتـیلن گلیکـول مشـاهده شـد، بهتـر بـوده است.

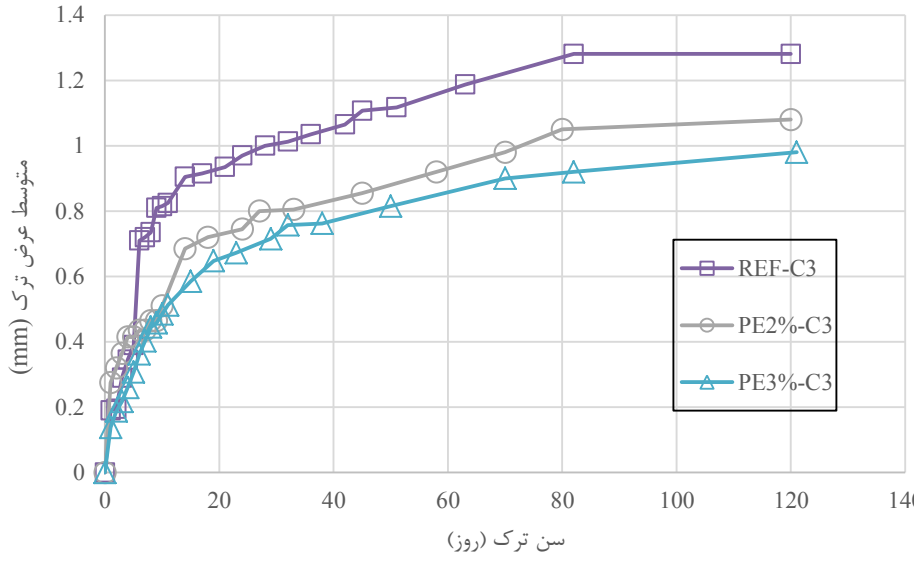


شکل۱۲ کرنش حلقه فولادی و سن ترک‌خوردگی حلقه جمع‌شدگی آزمونه بتنی (از لحظه شروع خشک‌شدن)

جدول ۱۲ پتانسیل ترک‌خوردگی مخلوط‌های کنترل، ۲و ۳ درصد پلی‌اتیلن‌گلیکول بر اساس معیار تنش

کد مخلوط	مدت‌زمان عمل‌آوری (روز)	پلی‌اتیلن‌گلیکول (٪)	سن ظهور ترک(t_r) (روز)	ضریب نرخ کرنش (α) ($(m/m)/day^{0.5}$)	نرخ تنش (S) (MPa/day)	پتانسیل ترک-خوردگی (معیار نرخ تنش)
C-3	۳	-	۱۱	-۲۶/۶۲۷	۰/۲۹	M-H
PE%2-C3	۳	۲	۲۲	-۱۳/۰۳۶	۰/۱	M-L
PE%3-C3	۳	۳	۲۵	-۱۳/۸۵۳	۰/۱	M-L

عـرض تـرک ایجـاد شـده در هـر یـک از حلقـه هـای جمـع شـدگی بـه مـدت ۱۲۰ روز پـس از وقـوع تـرک، توسـط میکروسـکوپ چشـمی مـورد انـدازه گیـری قـرار گرفـت. نتـایج متوسـط عـرض تـرک بـرای مخلـوط هـا در شـکل ۱۳ نشـان داده شـده و جزئیـات متوسـط عـرض تـرک بـرای مخلـوطهـا در سـنین ۲۸ و ۵۶ و ۹۰ روز در جـدول ۱۳ ارائـه شـده اسـت. نتایج نشـانگر ایـن اسـت کـه اسـتفاده از ۲و ۳ درصـد پلـی اتـیلن گلیکـول باعـث کـاهش ۱۸ و ۲۸ درصـدی در عـرض تـرک در سـن ۹۰ روز شـده اسـت. پاسـوئلو و همکـاران [۲۱] و دمیـر و همکـاران [۲۳] عملکـرد مشـابهی را بـرای مـواد تجـاری کاهنـده جمـع شـدگی گـزارش کردنـد. در عـین حـال نتـایج گـزارش شـده توسـط توسـط بـاقری و همکـاران [۱۰]، شـاه و همکاران [۲۴] وگونیسی و همکـاران [۱۸] بـرای مـواد تجـاری کاهنـده جمـع شـدگی نسـبت بـه نتـایج تحقیـق حاضـر بـرای پلی اتیلن گلیکول بهتر بوده است.

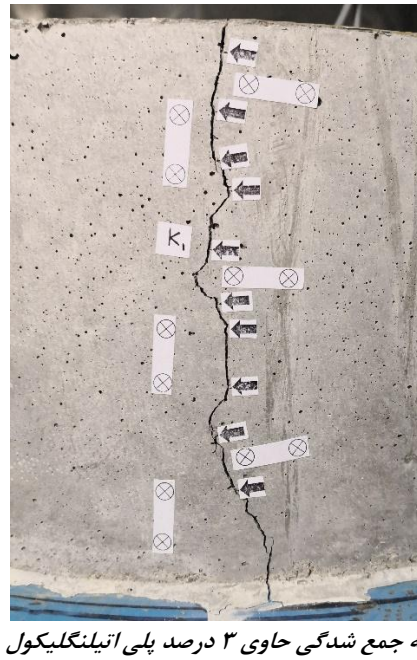


شکل ۱۳ نتایج متوسط عرض ترک برای مخلوط های حاوی پلی اتیلن گلیکول

جدول۱۳ میزان متوسط بازشدگی ترک خوردگی آزمونه های حلقه جمع شدگی در سن ۲۸، ۵۶ و ۹۰ روز

کد مخلوط	عمل آوری (روز)	میانگین عرض ترک (mm) (۲۸ روز)	کاهش عرض ترک نسبت به بتن شاهد (٪)	میانگین عرض ترک (mm) (۵۶ روز)	کاهش عرض ترک نسبت به بتن شاهد (٪)	میانگین عرض ترک (mm) (۹۰ روز)	کاهش عرض ترک نسبت به بتن شاهد (٪)
REF-C3	۳	۱	-	۱/۱۴	-	۱/۲۸	-
PE2%-C3	۳	۰/۸	۲۰	۰/۹۲	۱۹/۸۶	۱/۰۵	۱۷/۹۷
PE3%-C3	۳	۰/۷۱	۲۸/۵	۰/۸۱	۲۹/۴۴	۰/۹۲	۲۸/۱۲

در شکل ۱۴ تصاویری از ترک‌خوردگی حلقه جمع شدگی حاوی ۳ درصد پلی اتیلن گلیکول و بازشدگی آن ۹۰ روز پس از وقوع ترک ارائه شده است.



شکل۱۴ ترک‌خوردگی حلقه جمع شدگی حاوی ۳ درصد پلی اتیلنگلیکول ۹۰ روز پس از وقوع ترک

۴.نتیجه‌گیری

با توجه به اینکه مواد کاهنده جمع شدگی تجاری در بسیاری موارد پایه گلیکولی هستند، در تحقیق حاضر پتانسیل پلی اتیلن گلیکول تولید داخل کشور با درجه صنعتی که قیمت آن حدود ۱۰ درصد قیمت ماده تجاری است، به عنوان ماده پایه کاهنده جمع شدگی مورد ارزیابی قرار گرفت که نتایج حاصله به شرح زیر میباشد.

-نتایج نشانگر این است که پلی اتیلن گلیکول، قابلیت کاهش در مقدار جمع شدگی بتن را دارد که با افزایش مقدار مصرف، میزان اثر بیشتر می شود. برای مقادیر مصرف ۲ و۳ درص مقدار کاهش درجمع شدگی آزاد بتن در سن ۲۸ روز به ترتیب ۱۹و ۳۰ درصد و درسن ۹۰ روز ۹ و ۱۷درصد مشاهده شد. مقدار کاهش در جمع شدگی در مقایسه با مواد تجاری در مقدار برابر مصرف، کمتر است ودر مقایسه با طیف نتایج گزارش شده برای مواد تجاری در مراجع مختلف، در محدوده پایینی قرار می گیرد.

-کاربرد پلی اتیلن گلیکول باعث قدری کاهش درمقاومت بتن گردید که با افزایش مقدار مصرف میزان کاهش نیز بیشتر میگردد. شایان توجه است که از اثرات جانبی مواد تجاری نیز افت مقاومت بتن می باشد.

- کاربرد پلی اتیلن گلیکول سبب افزایش قابل توجه در کارایی بتن شدکه با افزایش مقدار مصرف، میزان افزایش روانی نیز بیشتر گردید. هرچند برای مواد تجاری نیز افزایش کارایی بتن گزارش شده ولی میزان آن کمتر آنچه برای پلی اتیلن گلیکول در تحقیق حاضر مشاهده شد، می باشد.

-نتایج آزمایش حلقه جمع شدگی نشانگر کاهش پتانسیل ترک خوردگی (افزایش زمان موثر وقوع ترک)در اثر استفاده از پلی اتیلن گلیکول است. همچنین پلی اتیلن گلیکول تاثیر نسبتا قابل توجهی در کاهش عرض ترک های جمع شدگی از خود نشان داد و برای مقادیر مصرف ۲و ۳ درصد ، باعث کاهش ۱۸ و ۲۸درصدی عرض ترک گردید. هرچند در برخی ازمراجع برای مواد تجاری کاهنده جمع شدگی، میزان تاثیر روی پتانسیل ترک خوردگی و عرض ترک ها، مشابه با تحقیق حاضر گزارش شده است، لیکن در بیشتر موارد عملکرد گزارش شده برای مواد تجاری، بهتر از آنچه در تحقیق حاضر برای پلی اتیلن گلیکول مشاهده شد، بوده است.

شایان توجه است که در تحقیق حاضر از پتانسیل پلی اتیلن گلیکول در کاهش مقدار آب مخلوط در کارایی برابر با مخلوط کنترل و در نتیجه کاهش نسبت آب به سیمان بتن استفاده نشده است. بدیهی است در صورت استفاده از این پتانسیل، امکان بهره مندی از منافع کاهش نسبت آب به سیمان، نظیر بهبود مقاومت و کاهش بیشتر در جمع شدگی بتن وجود دارد.

۵.قدردانی

نویسندگان این مقاله از تکنسین آزمایشگاه بتن دانشکده مهندس عمران دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی آقای عباس زاده که ما را در انجام بخش های مختلف این تحقیق یاری نمودند تشکر و قدردانی می نمایند.

منابع

1. *Mindess S, Young J, and Darwin D. (2003). Concrete, Prentice Hall inc.*

2. Lamond JF and Pielert JH. (2006). Significance of tests and properties of concrete and concrete-making materials. ASTM West Conshohocken, PA.

3. ACI committee 209. (2008). guide for modeling and calculating shrinkage and creep in hardened concrete, ACI 209.2 R-08, American Concrete Institute.

4. ACI committee 224. (2001). joint in concrete construction. ACI224.3, American Concrete Institute.

5. Voigt, T, Bui VK, and Shah SP. (2004). Drying shrinkage of concrete reinforced with fibers and welded-wire fabric. Materials Journal, 101(3):233-241.

6. Mehta, PK, and Monteiro P. (2006). Microstructure and properties of hardened concrete. Concrete: Microstructure, properties and materials. Mc-Graw-Hill.

7. Collepardi M, Borsoi A, Collepardi S, Jacob J, Olagot O, and Troli R. (2005). Effects of shrinkage reducing admixture in shrinkage compensating concrete under non-wet curing conditions. Cement and Concrete Composites, 27(6):704-708.

8. Goto T, Sato T, Sakai K, and Ii M. (1985). Cement-shrinkage-reducing agent and cement composition. Google Patents.

9. Hatami B, Ramezanianpour AM, and Saedi Daryan A. (2018). Investigation on the Effect of Shrinkage Reducing Admixtures on Shrinkage and Durability of High-Performance Concrete. Journal of Testing and Evaluation, 46(1):141-150.

10. Bagheri A, Jamali M, Pourmir M, and Zanganeh H. (2019). The Influence of Curing Time on Restrained Shrinkage Cracking of Concrete with Shrinkage Reducing Admixture. Advances in Civil Engineering Materials, 8(1): 596-610.

11. Pourmir, M. (2018). Effect of shrinkage reducing admixture on reversible and irreversible shrinkage in concrete. M.Sc. Thesis in structural Eng., K. N.Toosi University of technology.(In Persian)

12. Zhan PM, and He ZH. (2019). Application of shrinkage reducing admixture in concrete: A review. Construction and Building Materials, 201:676-690.

13. Aïtcin PC, and Flatt RJ. (2015). Science and technology of concrete admixtures. Woodhead Publishing.

14. Han HS, Kim JK, and Jung YW. (2016). Development and performance assessment of the high-performance shrinkage reducing agent for concrete. Advances in Materials Science and Engineering.

15. Kumar MJ, Srikanth M, and Rao KJ. (2012). Strength characteristics of self-curing concrete. Nature, 20: M40.

16. Quangphu N, Linhua J, Jiaping L, Qian T, Tienquan D. (2008). Influence of shrinkage-reducing admixture on drying shrinkage and mechanical properties of high-performance concrete. Water Science and Engineering, 1(4): 67-74.

17. Corinaldesi V. (2012). Combined effect of expansive, shrinkage reducing and hydrophobic admixtures for durable self-compacting concrete. Construction and Building Materials, 36: 758-764.

18. Güneyisi E, Gesoğlu M, Mohamadameen A, Alzeebaree R, Algin Z, and Mermerdas K. (2014). Enhancement of shrinkage behavior of lightweight aggregate concretes by shrinkage reducing admixture and fiber reinforcement. Construction and Building Materials, 54: 91-98.

19. Pease B, Shah H, and Weiss W. (2005). Shrinkage behavior and residual stress development in mortar containing shrinkage reducing admixtures (SRAs). Shrinkage and creep of concrete, SP-227: Concrete admixtures, 285-302.

20. Ran Q, Gao N, Liu J, Tian Q, and Zhang J. (2013). Shrinkage action mechanism of shrinkage-reducing admixtures based on the pore solution. Magazine of concrete research, 65(18): 1092-1100.

21. Passuello A, Moriconi G, and Shah SP. (2009). Cracking behavior of concrete with shrinkage reducing admixtures and PVA fibers. Cement and Concrete Composites, 31(10): 699-704.

22. Weiss WJ, Yang W, and Shah SP. (1998). Shrinkage cracking of restrained concrete slabs. Journal of Engineering Mechanics, 124(7): 765-774.

23. Demir İ, Sevim Ö, and Tekin E. (2018). The effects of shrinkage-reducing admixtures used in self-compacting concrete on its strength and durability. Construction and building materials, 172: 153-165.

24. Shah SP, Marikunte S, Yang W, and Aldea C. (1997). Control of cracking with shrinkage-reducing admixtures. Transportation Research Record, 1574(1): 25-36.

25. Folliard KJ, and Berke NS. (1997). Properties of high-performance concrete containing shrinkage-reducing admixture. Cement and Concrete Research, 27(9): 1357-1364.

26. Weiss WJ, and Shah SP. (2002). Restrained shrinkage cracking: the role of shrinkage reducing admixtures and specimen geometry. Materials and Structures, 35(2): 85-91.

27. Bílek Jr V, Kalina L, and Novotný R. (2018). Polyethylene glycol molecular weight as an important parameter affecting drying shrinkage and hydration of alkali-activated slag mortars and pastes. Construction and Building Materials, 166: 564-571.

28. Palacios M, and Puertas F. (2007). Effect of shrinkage-reducing admixtures on the properties of alkali-activated slag mortars and pastes. Cement and concrete research, 37(5): 691-702.

29. Mehdipour I, and Khayat KH. (2018). Enhancing the performance of calcium sulfoaluminate blended cements with shrinkage reducing admixture or lightweight sand. Cement and Concrete Composites, 87: 29-43.

30. Weiss J, Lura P, Rajabipour F, and Gaurav S. (2008). Performance of shrinkage-reducing admixtures at different humidities and at early ages. ACI Materials Journal, 105(5): 478.

31. ASTM-C1581. (2016). Standard Test Method for Determining Age at Cracking and Induced Tensile Stress Characteristics of Mortar and Concrete under Restrained Shrinkage. ASTM International West Conshohocken, PA, USA.

32. ASTM-C150. (2015). Standard specification for Portland cement. ASTM International West Conshohocken, PA, USA.

33. ASTM-C33. (2013). Standard Specification for Concrete Aggregates. ASTM International West Conshohocken, PA, USA.

34. ASTM-C230. (2013). Flow table for use in tests of hydraulic cement. ASTM International West Conshohocken, PA, USA.

35. ASTM-C109. (2015). Standard test method Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars. ASTM International West Conshohocken, PA, USA.

36. ASTM-C157. (2008). Test method for length change of hardened hydraulic cement mortar and concrete. ASTM International West Conshohocken, PA, USA.

37. ASTM-C490. (2013). Standard practice for use of apparatus for the determination of length change of hardened cement paste, mortar, and concrete. ASTM International West Conshohocken, PA, USA.

38. ASTM-C143. (2015). Standard Test Method for Slump of Hydraulic-Cement Concrete. ASTM International West Conshohocken, PA, USA.

39. ASTM-C496, Standard test method for splitting tensile strength of cylindrical concrete specimens. 2011.

40. BS-EN-12390-3. (2009). Testing hardened concrete, part3: Compressive strength of Test specimens.

41. ASTM-C596. (2009). Standard Test Method for Drying Shrinkage of Mortar Containing Portland Cement. ASTM International West Conshohocken, PA, USA.