

به نام خدا

۲	پیام سردبیر
۳	شیوه نامه نگارش مقاله
۵	مطالعه تاثیر اندرکنش حفره ها در سازه بتنی تحت تنش زیاد توسط کد PFC2D (هادی حائری، وهاب سرفرازی، سید ایمان موسوی میرسالاری، حمیدرضا آژیر، محمد امین کربلا)
۱۶	مطالعه و بررسی تاثیر اثر درصد آرماتور (ρ) و ابعاد دهانه پلان ساختمان بر روی رفتار سازه های بتن مسلح با دیوار برشی بازشودار در برابر خرابی پیش رونده تحت تحلیل اجزای محدود FEM (سیدعلی موسوی داودی)
۳۶	محاسبه ضریب رفتار لرزه ای سیلوهای بتنی و عوامل موثر بر آن (محمد رضا آرم، ثَمیه سادات میرحسینی)
۵۱	بررسی آئین نامه ای بار باد سازه های بلند مرتبه بتنی با مقطع ثابت و متغیر واقع در شهر تهران (محمد رضا عدل پرور، مسعود محمودآبادی، محمدحسین تقوی پارسا)
۷۳	بررسی اثر استفاده از مواد عمل آوری کننده بر پایه لیتیوم پلی سیلیکات روی خواص مهندسی و دوام کف های بتنی (علیرضا پور خورشیدی، ابوالحسن رامین فر، جعفر سبحانی)
۸۵	رفتار اتصالات پیش ساخته بتنی تیر ستون با خاموت گذاری فشرده و نیمه فشرده تحت بارهای رفت و برگشتی (محمد کاظم شربتدار، امین عطائی)
۱۰۰	مطالعه آزمایشگاهی نقش الیاف هیبریدی دو گانه کویلیمری و نانوسیلیس بر مقاومت های فشاری، کششی و خمشی بتن ژئوپلیمری بر پایه متاکائولن (امیر بهادر مرادی خو، میرحمید حسینی، اعظم موسوی کاشی، فرشته امامی، علیرضا اسپرهم)
۱۱۴	بررسی اثر الیاف میکرو و ماکروسنتتیک بر جمع شدگی ناشی از خشک شدن بتن مقید (اویس افضلی ننیز، علیرضا دوست محمدی، جعفر سبحانی)
۱۳۰	طبقه بندی، الزامات، روش اجرا و نحوه ی اندازه گیری مضرس سازی رویه های بتنی: مطالعه موردی آزادراه تهران- شمال (مهدی چینی، پرهام حیاتی)
۱۴۳	بررسی دوام مخلوط های بتن خودتراکم دو و چند جزئی در شرایط شبیه سازی دریایی (خلیج فارس) (سید سجاد میروولد، علی اکبر شیرزادی جاوید، صادق منوچهری)
۱۵۹	مروری بر روش های مختلف افزایش دوام بتن در محیط های اسیدی با تاکید بر شرایط فاضلابی محمد زرین کوب، علی دوستی)
۱۷۰	بررسی مقاومت پیوستگی بین میلگردهای فولادی خورده شده و بتن خودتراکم (بهاره سالاروند، بهزاد سعیدی رضوی، جمال احمدی)

نشریه علمی - ترویجی (دوفصلنامه)

مصالح و سازه های بتنی

انجمن علمی بتن ایران

پاییز و زمستان ۱۳۹۸

سال چهارم، شماره ۲، شماره پیاپی ۸
شمارگان: ۱۰۰۰ نسخه

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

هیات مدیره:

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

اعضای هیات تحریریه:

علیرضا باقر، علیرضا خالو، علی خیرالدین، محمد
شکرچی زاده، علی صدرممتازی، محمد رضا عدل پرور،
پرویز قدوسی، داود مشتوفی نژاد، محمود نیلی،
حمید وارسته پور.

هیات داوران این شماره:

هماهنگی: محمد حسین تدین، پویان فخاریان

مدیر اجرایی: عزیزاله بریجانی

روابط عمومی: مریم مویدی

نشانی دفتر: تهران شهرآرا، خیابان آرشمهر، بلوار
غربی، پلاک ۱۳ طبقه اول تلفن: ۸۸۲۳۰۵۸۵-۸

فاکس: ۸۸۲۷۰۰۵۹

پست الکترونیک: info@jcsn.ir

www.jcsn.ir

مجوز نشریه

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

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

بسمه تعالی

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

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

اصول کلی

- ۱- 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- نویسنده/نویسندگان لازم است ۴ نسخه از مقاله خود را به همراه دیسکت یا CD مربوطه برای نشریه ارسال دارند. قابل ذکر است که مقاله برای چاپ به مرجع دیگری ارسال نشده و قبلاً نیز به چاپ نرسیده باشد. ارسال همزمان مقاله به سایر مجلات نیز مجاز نمی‌باشد.
- ۶- ارسال فرم تکمیل شده درخواست چاپ و تعهد نامه به همراه مقاله الزامی است. (فرم، در ادامه این شیوه نام می‌باشد)
- ۷- مقالات دریافتی را اعضای هیأت تحریریه، مشاوران و داوران بطور ناشناس بررسی و ارزیابی می‌کنند و نتایج داوری به صورت کتبی به نویسنده/نویسندگان اعلام خواهد شد.
- ۸- مهلت ارسال مقاله اصلاح شده توسط نویسنده/نویسندگان پس از وصول نظر داوران حداکثر ۱ ماه است و بعد از پایان مهلت، با مقاله به شکل مقاله جدید برخورد شده و مجدداً برای داوری ارسال می‌گردد.
- ۹- نشریه هیچگونه تعهدی نسبت به چاپ یا استرداد مقالات رسیده نخواهد داشت.
- ۱۰- نشریه هیچ مسئولیتی در قبال تاخیر انتشار مقاله که به دلیل عدم رعایت این راهنما توسط نویسنده/نویسندگان ایجاد شود، برعهده نمی‌گیرد.
- ۱۱- چنانچه، مقاله پیش از ارسال به نشریه، در همایش و مجامع علمی دیگری ارائه شده است، مراتب باید با ذکر تاریخ ارائه و مشخصات کامل همایش اعلام شود.
- ۱۲- صحت علمی مطالب مقاله بر عهده نویسنده مقاله می‌باشد و نشریه در این زمینه مسئولیتی ندارد.
- ۱۳- نشریه در ویرایش مطالب مقالات پذیرفته شده آزاد است.

راهنمای نگارش و تنظیم مقاله

۱. مقاله باید در کاغذ A4، به صورت یک‌رو، در یک ستون و با حاشیه ۲/۵ سانتی‌متر و با فاصله ۲ سانتی‌متر بین سطرها با نرم افزار Word 2003 تایپ شود. هر صفحه باید دارای شماره ترتیبی باشد. حروف فارسی با فونت Nazanin B و اندازه ۱۴-B 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 می‌باشد. 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.

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

۳-۴. اصل مقاله شامل موارد ذیل باشد:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

۱- مثال تألیفی فارسی:

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

۲- مثال ترجمه فارسی:

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

۳- مثال انگلیسی:

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

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

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

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

مطالعه تاثیر اندرکنش حفره ها در سازه بتنی

تحت تنش زیاد توسط کد PFC2D

دریافت مقاله: ۱۳۹۷-۰۲-۰۹

پذیرش مقاله: ۱۳۹۸-۰۸-۱۳

هادی حائری

مدیر تحقیق و توسعه و کنترل کیفیت شرکت راهسازی و عمران ایران، تهران

وهاب سرفرازی

استادیار دانشگاه صنعتی همدان

سید ایمان موسوی میرسالاری

قائم مقام مدیرعامل شرکت راهسازی و عمران ایران، تهران

حمیدرضا آژیر

معاون فنی شرکت راهسازی و عمران ایران، تهران

محمد امین کر بلا

مدیر فنی شرکت راهسازی و عمران ایران، تهران

چکیده

وجود حفره ها در سازه های بتنی تاثیر مخربی در ساخت و سرویس دهی آنها دارد. در این مقاله با استفاده از کد جریان ذره دو بعدی، رفتار دو حفره در مجاورت یکدیگر بررسی شده است. به این منظور بعد از کالیبراسیون نرم افزار با بتن، یک حفره کوچک با شعاع ۰/۲ شعاع حفره اصلی در زاویه داری های مختلف نسبت به افق و فاصله داری های مختلف از مرکز حفره اصلی جایگذاری شده است. این مجموعه در یک محیط بتنی با مقاومت فشاری ۷ MPa واقع گردیده که تحت تنش های اصلی ۲ MPa و ۶ MPa قرار دارد. نتایج نشان می دهد که فاصله داری و زاویه داری حفره کوچک تاثیر بسزایی بر توزیع تنش و الگوی شکست فضای اطراف حفره اصلی دارد. بحرانی ترین آرایش حفره زمانی است که زاویه داری آن با حفره اصلی ۰/۰° گردد. همچنین هرچه فاصله داری حفره از حفره اصلی کم شود، شدت آسیب پل بین دو حفره افزایش می یابد. واژه های کلیدی: حفره، شکست کششی، بتن، کد جریان ذره

حفرات که به دلیل انحلال ایجاد می‌شوند یکی از مشکلات برای تونلکاری می‌باشند. حشمتی و همکاران [۱]، با استفاده از نرم افزار PLAXIS3D اثر حفرات را روی تغییر شکل های پوشش تونل مطالعه نمودند. آنها بیان داشتند که وجود حفرات باعث افزایش تغییر شکل های تونل خواهد شد بطوریکه با در نظر گرفتن نسبت حجمی حفرات برابر ۱/۱٪، تغییر مکان افقی نقاط قرار گرفته در جناحین تونل و تغییر مکان قائم نقاط قرار گرفته در کف و تاج تونل، برای سنگ آهک بخش ورودی تونل ۱۵٪ افزایش خواهد یافت. قارونی نیک و همکاران [۲]، پوشش تونل دالا که در زمین های کارستی استان خوزستان واقع گردیده را طراحی نمودند. کاساگران [۳]، خسارتهای وارد شده به تونل راه آهن موجود در زمینهای کارستی ایتالیا را گزارش نمودند. بک و پرسون [۴]، سسی [۵] و کنز [۶] با مطالعه روی حفره های کارستی بیان داشتند که برای تونلسازی در زمینهای کارستی بایستی تمام حفرات انحلالی موثر بر تونل شناسایی گردد تا ریسک آسیب به تونل کم شود. از منظر دیگر، ترک هایی با شکل های مختلف در سازه های بتنی و سنگی وجود دارد. محققین مختلفی رشد و گسترش ترک را در ماسه سنگ [۷ و ۸]، مرمر [۹ و ۱۰] و بتن [۱۱] مطالعه نمودند. یانگ [۱۲] رشد و گسترش ترک را در نمونه های ماسه سنگ حاوی دو ترک مرکزی مطالعه نمودند. نتایج نشان دادند که ارتباط نزدیکی بین رشد ترک و هندسه درزه ها وجود دارد. فن [۱۳] مجموعه ای از آزمایشات را روی نمونه های حاوی حفره و درزه تحت بار تک محوره انجام داد. نتایج نشان دادند که تنش در اطراف حفره متمرکز می شود. هودیمما [۱۴] نمونه های مستطیلی و مکعبی حاوی حفره را تحت بار تک محوره قرار دادند و چهار نوع الگوی شکست ارائه نمودند. هر چند تاکنون تحقیقات متعددی در زمینه تونلسازی در محیط های کارستی انجام شده است ولی مطالعه چندانی درباره اندرکنش دو حفره واقع در سازه بتنی بررسی نشده است. در این مقاله تأثیر حفره کوچک بر پایداری حفره بزرگتر واقع در سازه بتنی توسط کد جریان ذره دو بعدی (PFC2D^۱) مطالعه گردیده است.

مدلسازی عددی کد جریان ذره

کد جریان ذره دو بعدی، یک کد المان مجزا است که توده سنگ را با مجموعه ای از دیسک های دایره ای مدل می نماید. ذرات مستقل از یکدیگر حرکت می کنند و فقط در نقاط تماس با یکدیگر اندرکنش دارند. بطور کلی دو نوع اتصال در PFC وجود دارد که باعث استحکام مجموعه دیسک ها می شود: ۱- اتصال تماسی ۲- اتصال موازی. اتصال تماسی رفتار فیزیکی دانه های بهم چسبیده با سیمان شدگی ناچیز را تقریب می زند در حالیکه اتصال موازی رفتار فیزیکی دانه های بهم چسبیده با سیمان شدگی زیاد را تخمین می زند. در این مقاله از اتصال موازی استفاده شده است که با میکرو پارامترهای زیر به مدل معرفی می گردد. مدول تماسی دیسک- دیسک، نسبت سختی نرمال به سختی برشی اتصال تماسی، ضریب اصطکاک دیسک ها، مقاومت برشی و مقاومت نرمال اتصال موازی، نسبت انحراف استاندارد به انحراف میانگین مقاومت نرمال اتصال موازی، نسبت انحراف استاندارد به انحراف میانگین مقاومت برشی اتصال موازی، شعاع مینیمم دیسک، افزایش دهنده شعاع اتصال موازی، مدول موازی و نسبت سختی نرمال به سختی برشی اتصال موازی.

^۱ Particle Flow Code in 2 Dimension

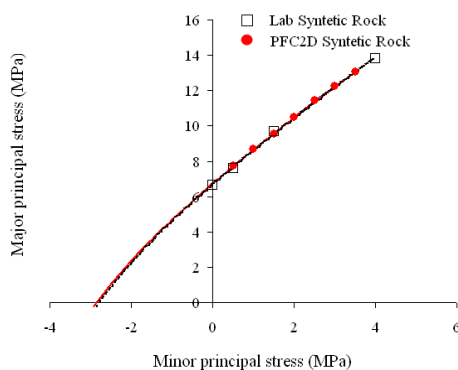
آماده‌سازی و کالیبراسیون مدل عددی

به منظور آماده سازی مدل عددی از دستورالعمل ارائه شده توسط آیتاسکا [۱۶] استفاده شده است. این دستورالعمل شامل چهار مرحله است. ۱- تولید دیسک‌ها، ۲- فشردگی دیسک‌ها، ۳- اعمال تنش ایزوتروپیک، ۴- حذف دیسک‌های شناور و ایجاد مدل عددی مناسب.

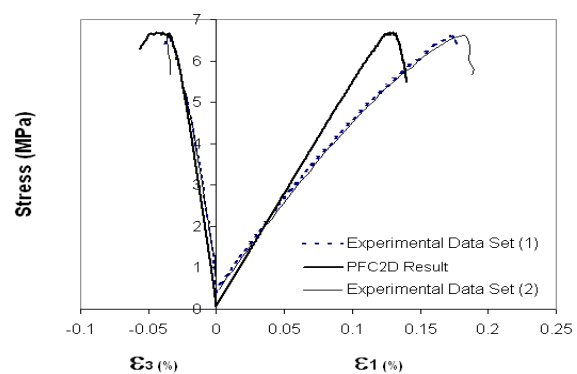
بعد از ساخت مدل، باید میکرو پارامترهای اتصال موازی مناسبی برای مدل عددی تعیین نمود. منظور از میکرو پارامترهای مناسب آنهایی هستند که با بکارگیری آنها رفتار مدل عددی مشابه رفتار نمونه آزمایشگاهی می‌شود. به این منظور با مدلسازی عددی آزمایش تک محوره، برزیلی و سه محوره، میکرو پارامترهای مدل آنقدر تغییر داده می‌شود تا رفتار مکانیکی نمونه عددی و آزمایشگاهی یکسان گردد. نحوه تغییر میکرو پارامترها در مرجع [۱۶] آورده شده است. میکرو پارامترهای مناسب برای کالیبراسیون مدل عددی در جدول ۱ ارائه شده است. شکل ۱- الف و ب ترتیب منحنی تنش- کرنش آزمایش تک محوره و منحنی $\sigma_1 - \sigma_3$ آزمایش سه محوره را برای مدل عددی و نمونه آزمایشگاهی نشان می‌دهد.

جدول (۱): میکرو پارامترهای مناسب برای کالیبراسیون مدل

میکرو پارامتر	مقدار	میکرو پارامتر	مقدار
افزایش دهنده شعاع اتصال موازی	1	نوع ذره	دیسک
مدول یانگ اتصال موازی	4	دانسیته (kg/m^3)	1000
نسبت سختی اتصال موازی	1.7	شعاع مینیمم دیسک (m)	0.27
ضریب اصطکاک	0.4	نسبت ابعاد ذرات	1.56
انحراف میانگین مقاومت نرمال اتصال موازی (MPa)	5.6	نسبت تخلخل	0.08
انحراف استاندارد مقاومت نرمال اتصال موازی (MPa)	1.4	ضریب میرایی	0.7
انحراف میانگین مقاومت برشی اتصال موازی (MPa)	5.6	مدول یانگ اتصال تماسی (GPa)	4
انحراف استاندارد مقاومت برشی اتصال موازی (MPa)	1.4	نسبت سختی اتصال تماسی	1.7



(ب)



(الف)

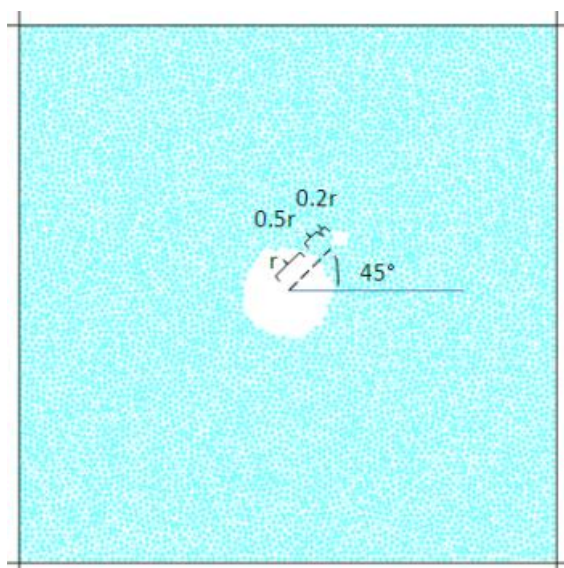
شکل (۱): الف) منحنی تنش- کرنش آزمایش تک محوره، ب) منحنی $\sigma_1 - \sigma_3$ آزمایش سه محوره برای مدل عددی و نمونه آزمایشگاهی

تشابه بین نتایج عددی و آزمایشگاهی بیانگر کالیبراسیون صحیح مدل می‌باشد. بعد از کالیبراسیون مدل بایستی از میکروپارامترهای بدست آمده برای مدلسازی اثر حفره کارستی بر پایداری تونل استفاده نمود.

نحوه مدلسازی حفره کوچک پیرامون حفره دایره‌ای بزرگ

برای ساخت مدل بتنی حاوی حفره بزرگ و کوچک در ابتدا مدلی با ابعاد $60\text{ m} \times 60\text{ m}$ ساخته شد. قطر دیسک‌های استفاده شده در ساخت مدل مطابق جدول ۱ است. در ابتدا مدل تحت تنش جانبی فشاری همه جانبه 2 MPa قرار می‌گیرد سپس حفره‌های کوچکتر به شعاع $0.2r$ بطور جداگانه در زوایای 0° ، 45° و 90° نسبت به محور تقارن افقی حفره بزرگ فرضی به شعاع $r=5\text{ m}$ واقع می‌شوند. این حفره‌ها در فواصل $0.25r$ ، $0.5r$ و r از دیواره حفره بزرگ فرضی قرار دارند. بعد از جانمایی حفره در مدل، حفره دایره‌ای بزرگ با قطر 10 m در مرکز مدل حفر می‌گردد. بعد از ایجاد حفره کوچک و حفره بزرگ، تنش اصلی تا 6 MPa افزایش می‌یابد. با استفاده از سیستم کنترل اتوماتیک، تنش جانبی در طی آزمایش ثابت نگه داشته می‌شود. به منظور مطالعه اندرکنش دو حفره، توزیع نیروها در مدل، تنش شروع ترک، بردار جابجایی دیسک‌ها و الگوی شکست پل بین دو حفره ثبت می‌گردد.

شکل ۲ نمایی از مدل عددی حاوی تونل به شعاع $r=5\text{ m}$ و یک حفره کوچک به شعاع $0.2r$ که با زاویه 45° و در فاصله $0.5r$ از دیواره حفره بزرگ جایگذاری شده است را نشان می‌دهد.



شکل (۲): مدل عددی حاوی یک حفره کوچک با زاویه 45° و فاصله داری $0.5r$ از دیواره حفره بزرگتر

نتایج مدلسازی عددی

بطور کلی نتایج نشان دادند که بعد از حضور حفره‌های کوچک در مدل، هیچگونه ترک در مجاورت آن ظاهر نمی‌شود ولی با ایجاد حفره بزرگتر در مدل، ترک‌ها در دو موقعیت ایجاد می‌شوند. موقعیت اول در مجاورت حفره بزرگتر و در راستای تنش اصلی حداکثر و موقعیت دوم در ناحیه بین حفره بزرگ و حفره کوچکتر. لازم به ذکر

است که با افزایش فاصله حفره کوچک از حفره بزرگ، ترک‌ها فقط در موقعیت اول، یعنی در مجاورت حفره بزرگ و در راستای تنش اصلی حداکثر ایجاد می‌شوند و حضور حفره کوچک هیچ اثری در شکل‌گیری ترک اطراف حفره بزرگ ندارد.

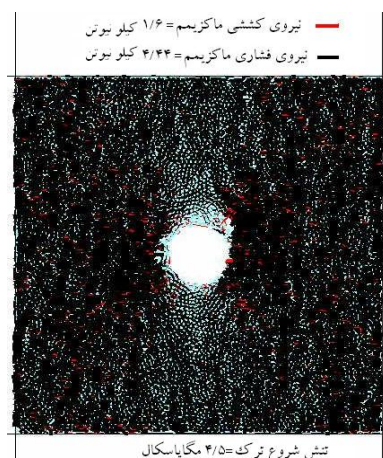
در ادامه به بررسی اثر حفره کوچک بر توزیع نیروها، تنش شروع ترک، بردار جابجایی دیسک‌های شکسته شده و گسترش ترک پیرامون دو حفره پراخته می‌شود.

توزیع نیروها در مدل بعد از شروع اولین ترک

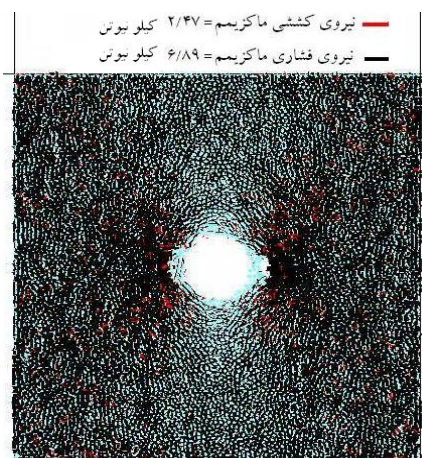
شکل ۳ توزیع نیروهای کششی و فشاری را در اطراف حفره بزرگ و حفره کوچک نشان می‌دهد. در شکل‌های ۳-الف، ب و ج فاصله قرارگیری حفره کوچک از دیواره حفره بزرگ $0/25r$ و زاویه قرارگیری آن $0/0^\circ$ ، 45° و 90° است و در شکل‌های ۳-د، ه و و زاویه قرارگیری حفره کوچک $0/0^\circ$ و فاصله قرارگیری آن از دیواره حفره بزرگ $0/25r$ ، $0/5r$ و r می‌باشد. خطوط روشن نماینده نیروی کششی و خطوط تیره، نماینده نیروی فشاری می‌باشند. مقادیر نیروی کششی و فشاری ماکزیمم و همچنین تنش شروع ترک روی شکل ثبت شده است.

بطور کلی می‌توان دریافت که نیروی کشش ماکزیمم در جناحین حفره بزرگ واقع گردیده است. همچنین تحت تنش فشاری همه جانبه، وقتی حفره کوچک در زاویه $0/0^\circ$ قرار دارد، نیروی کششی ماکزیمم در جناحین حفره کوچک نیز متمرکز می‌شود. از شکل ۳-الف، ب و ج می‌توان دریافت که در طول ثابت منطقه پل، زمانیکه حفره کوچک در زاویه $0/0^\circ$ قرار دارد مقدار نیروی کششی، ماکزیمم و برابر $2/47$ کیلونیوتن است. همچنین تنش شروع ترک در این آرایش، مینیمم و برابر $3/1$ MPa است. این بدین معنی است که در این آرایش پل بین حفره بزرگ و حفره کوچک تحت بیشترین نیروی کششی القایی قرار دارد و مقاومت آن در برابر شکست کم می‌شود. این روند در سایر فاصله‌داری‌های حفره کوچک نیز مشاهده شده است.

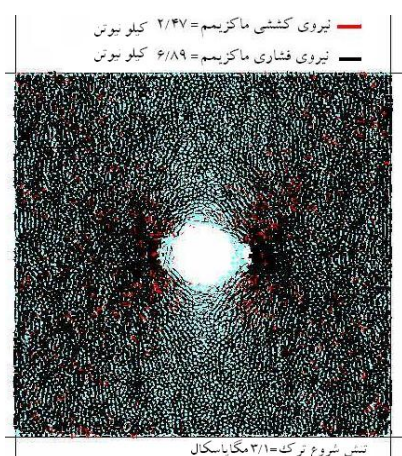
از شکل ۳-د، ه و و نیز می‌توان دریافت که در زاویه ثابت منطقه پل، با کاهش فاصله حفره کوچک از حفره بزرگ، نیروی کششی ماکزیمم افزایش می‌یابد که مقدار نیروی کششی ماکزیمم مربوط به فاصله داری $0/25r$ بوده و برابر $2/47$ کیلونیوتن است. همچنین تنش شروع ترک در این آرایش، مینیمم و برابر $3/1$ MPa است. این بدین معنی می‌باشد که هرچه طول پل بین حفره بزرگ و حفره کوچک کاهش یابد، مقاومت آن در برابر شکست کم می‌شود و با کمترین تنش خارجی می‌شکند. این روند در سایر زاویه‌های حفره کوچک نیز مشاهده شده است. هر چند این یک نتیجه بدیهی می‌باشد ولی این مهم نشان دهنده اعتبار نرم افزار PFC در شبیه سازی مذکور می‌باشد



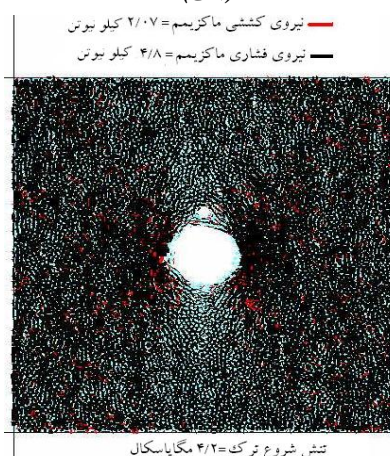
(ب)



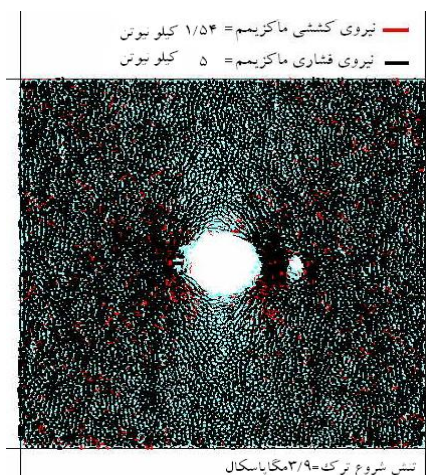
(الف)



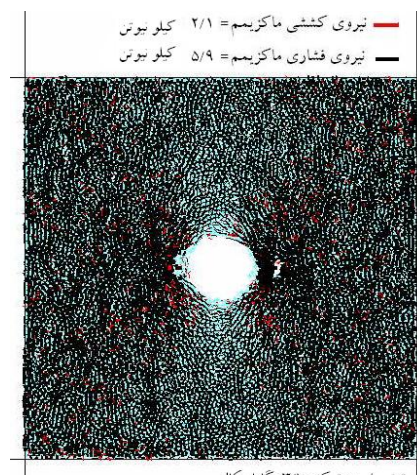
(د)



(ج)



(و)

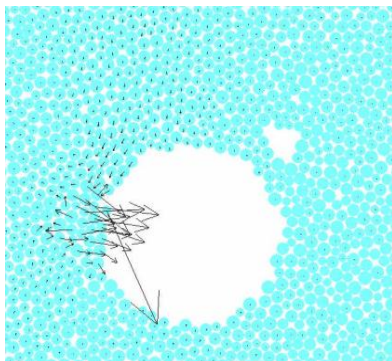


(ه)

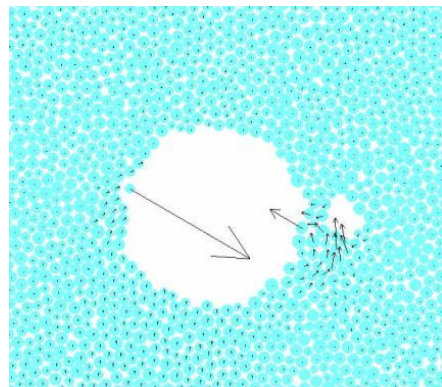
شکل (۳): توزیع نیروهای کششی و فشاری در اطراف حفره بزرگ و حفره کوچک؛ (الف) فاصله قرارگیری حفره از دیواره حفره بزرگ $0/252^\circ$ و زاویه قرارگیری آن 45° ، (ج) فاصله قرارگیری حفره از دیواره حفره بزرگ $0/252^\circ$ و زاویه قرارگیری آن $0/10^\circ$ ، (ب) فاصله قرارگیری حفره از دیواره حفره بزرگ $0/252^\circ$ و زاویه قرارگیری آن 90° ، (د) زاویه قرارگیری حفره کوچک $0/10^\circ$ و فاصله قرارگیری آن از دیواره حفره بزرگ $0/52^\circ$ و (و) زاویه قرارگیری حفره کوچک $0/10^\circ$ و فاصله قرارگیری آن از دیواره حفره بزرگ 2°

بردار جابجایی دیسک‌های شکسته شده

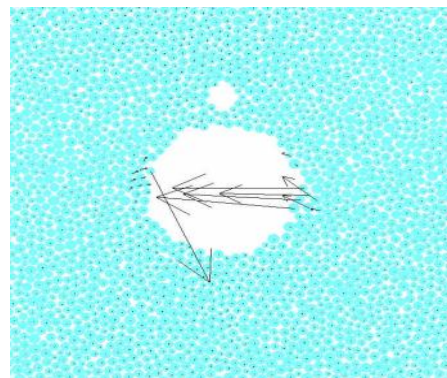
شکل ۴ بردار جابجایی دیسک‌های شکسته شده را اطراف حفره بزرگ نشان می‌دهد. فاصله حفره کوچک از حفره بزرگ $0/25r$ و زاویه قرارگیری آن 0° ، 45° و 90° می‌باشد.



(ب)



(الف)



(ج)

شکل (۴): بردار جابجایی دیسک‌های شکسته شده؛ فاصله حفره کوچک از حفره بزرگ $0/25r$ و زاویه قرارگیری حفره کوچک؛ (الف) 0° ، (ب) 45° و (ج) 90°

زمانیکه زاویه قرارگیری 90° است، بردار جابجایی دیسک‌های شکسته شده به سمت حفره بزرگ بوده که نشان‌دهنده ریزش تمام دیسک‌ها درون حفره بزرگ می‌باشد. این روند با کاهش زاویه‌داری تغییر می‌نماید بگونه‌ای که در زاویه 0° ، بردار جابجایی دیسک‌های شکسته شده به سمت حفره بزرگ و حفره کوچک می‌باشد که نشان‌دهنده ریزش درون حفره بزرگ و حفره کوچک است.

توزیع ترک پیرامون حفره بزرگ و حفره کوچک

شکل ۵- الف، ب و ج توزیع ترک اطراف حفره دایره‌ای بزرگ و حفره کوچک را نشان می‌دهد. زاویه قرارگیری حفره کوچک به ترتیب 0° ، 45° و 90° می‌باشد که فاصله آن با دیواره حفره بزرگ $0/25r$ است. ترک‌های کششی با خطوط تیره و ترک‌های برشی با خطوط روشن مشخص شده‌اند. لازم به ذکر است که تعداد کل ترک‌های ایجاد شده تا تنش 6 MPa در هر شکل نشان داده شده است.



(ج)



(ب)



(الف)

شکل (۵): توزیع ترک در مدل؛ فاصله حفره کوچک تا حفره بزرگ $0.25r$ و زاویه قرارگیری حفره کوچک نسبت به حفره بزرگ عبارتست از: (الف) 0° ، (ب) 45° و (ج) 90°

نتایج حاکی از آن هستند که عمدتاً ترک‌های کششی در اطراف حفره بزرگ و حفره کوچک ایجاد می‌شوند. زمانیکه زاویه حفره کوچک 0° و 45° است، نیروی کششی ماکزیمم پیرامون حفره بزرگ و حفره کوچک متمرکز می‌شود (شکل ۳- الف و ب) که باعث شکل‌گیری ترک‌ها در این نقاط می‌شود (شکل ۵- الف و ب). در زاویه 90° ، نیروی کششی ماکزیمم فقط در جناحین حفره بزرگ متمرکز می‌گردد (شکل ۳- ج) که منجر به گسترش ترک در این نقاط می‌شود (شکل ۵- ج). لازم به ذکر است که در زاویه 0° بیشترین شکستگی اطراف حفره بزرگ و حفره کوچک اتفاق می‌افتد (شکل ۵- الف). در حقیقت بدلیل اندرکنش حفره بزرگ و حفره کوچک، محدوده تأثیر نیروی کششی ماکزیمم زیاد می‌شود (شکل ۳- الف) که منجر به افزایش تعداد شکستگی‌ها می‌گردد. ولی در زاویه 45° حضور حفره کوچک مانند یک سپر عمل کرده که شعاع تأثیر نیروی کششی ماکزیمم اطراف حفره بزرگ را کاسته و حجم شکست اطراف حفره بزرگ را کم می‌نماید (شکل ۵- الف).

شکل ۶- الف، ب و ج توزیع ترک کششی اطراف حفره بزرگ و حفره کوچک را نشان می‌دهد. زاویه قرارگیری حفره 0° و فاصله قرارگیری حفره کوچک از دیوار حفره بزرگ به ترتیب $0.25r$ ، $0.5r$ و r است. ترک‌های کششی با خطوط تیره و ترک‌های برشی با خطوط روشن مشخص شده‌اند. لازم به ذکر است که تعداد کل ترک‌های ایجاد شده تا تنش 6 MPa در هر شکل نشان داده شده است.



(ج)



(ب)



(الف)

شکل (۶): توزیع ترک در مدل؛ زاویه قرارگیری حفره کوچک نسبت به حفره بزرگ 90° و فاصله حفره تا حفره بزرگ عبارتست از: (الف) r ، (ب) $0.5r$ و (ج) $0.25r$

زمانیکه طول پل $0.25r$ و $0.5r$ است، نیروی کششی ماکزیمم در سراسر پل القا می‌شود (شکل ۳- د، ه) که این منجر به تخریب کامل پل می‌گردد (شکل ۶- و). با افزایش طول پل، نیروی کششی ماکزیمم فقط پیرامون حفره بزرگ متمرکز می‌گردد (شکل ۳- و) که باعث ایجاد ترک کششی در محدوده اطراف حفره بزرگ می‌شود (شکل ۶- و).

و). بنابراین هر چه طول پل کم شود، وقوع یکپارچگی بین حفره کوچک و حفره بزرگ افزایش می یابد. لازم به ذکر است که در تمام آرایش ها، حجم زون شکسته شده اطراف حفره بزرگ و یا تعداد ترک های ایجاد شده اطراف حفره بزرگ تقریباً یکسان است. عبارت دیگر تا فاصله داری ۲، حضور حفره کوچک تاثیری بر حجم زون شکسته شده نخواهد داشت؛ چراکه در این آرایشها محدوده توزیع نیروی کششی ماکزیمم به اندازه کافی زیاد است که تحت تاثیر محل حفره کوچک قرار نگرفته و منجر به شکست کامل فضای پیرامون حفره بزرگ می گردد. لازم به ذکر است که در فاصله داری ۲، تعداد کل ترک ها بیشتر از سایر آرایش ها می باشد. این پدیده بدلیل تنش محصور کننده زیاد می باشد بطوریکه وجود اتصالات زیاد در اطراف حفره اصلی و تنش زیاد منجر به شکست اتصالات بیشتر می گردد.

نتیجه گیری

با مدلسازی عددی حفره کوچک در مجاورت یک حفره دایره ای بزرگ در مدل بتنی، اندرکنش حفره بزرگ و حفره کوچک مورد بررسی قرار گرفت. نتایج حاکی از آن است که در طول منطقه پل ثابت، زمانیکه حفره کوچک در زاویه ۰° نسبت به حفره بزرگ قرار دارد، نیروی کششی ماکزیمم القایی اطراف حفره بزرگ بیشتر از سایر آرایش ها است که این نشان دهنده مقاومت کمتر پل می باشد. همچنین هر چه فاصله حفره کوچکتر از دیوار حفره بزرگ کمتر باشد نیروی کششی بیشتری در فضای بین حفره کوچک و حفره بزرگ القا می شود و تنش شروع ترک کاهش می یابد.

زمانیکه زاویه قرارگیری ۹۰° است، بردار جابجایی دیسک های شکسته شده جناحین **حفره** بزرگ به سمت حفره بزرگ بوده که نشان دهنده ریزش تمام دیسک ها درون حفره بزرگ می باشد. این روند با کاهش زاویه داری تغییر می یابد بگونه ای که در زاویه ۰°، بردار جابجایی دیسک های شکسته شده به دو سمت گرایش دارد یعنی حفره بزرگ و حفره کوچک؛ این نشان دهنده ریزش درون حفره بزرگ و حفره کوچک است. در طول منطقه پل ثابت، با کاهش زاویه داری حفره کوچک، محدوده توزیع نیروی کششی ماکزیمم افزایش یافته که به این ترتیب حجم شکست اطراف حفره بزرگ زیاد می شود. همچنین زمانیکه زاویه داری حفره کوچک ۰° است، با افزایش فاصله داری حفره کوچک حجم شکست اطراف حفره بزرگ زیاد و ثابت می باشد.

مراجع

- [۲] حشمتی، ع.، صالح زاده، ح.، فرهادی، م.، اثر حفرات کارستی بر روی تغییر شکل های پوشش تونل حفر شده در سنگ آهک انحلالی، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، سمنان، ۱۳۹۰.
- [۲] قارونی نیک، م.، توکلی، م.، مظفری شمس، ا.، طراحی پوشش تونل در زمینهای کارستی - مطالعه موردی: تونل دالا، پنجمین کنفرانس تونل ایران، تهران، ۱۳۸۰.
- [3] Casagrande, G., "Hazard connected to railway tunnel construction in karstic area: applied geomorphological and hydrogeological surveys", *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 4(5); 243-250, 2005.
- [4] Beck, B. F. and Pearson, F. M., "Karst geohazards - Engineering and environmental problems in karst terrain", *Proceedings of the Fifth Multidisciplinary Conference on Sinkholes and the Environmental Impacts of Karst*, A. A. Balkema, p. 581, 1995.
- [5] Scesi, L., and Papini, M., "Studi geologici nei progetti di gallerie", *Geo-graph S.n.c. Ed., Segrate.*, 244, 1998.
- [6] Knez, M., Slabe, T., and Sebel, S., "Karstification of the aquifer discovered during the construction of the expressway between Klanec and Crni kal", *Classical Karst, Acta Carsologica*, 33(1); 205-217, 2004.

- [8] S. Miao, P.Z. Pan, Z. Wu, S. Li, S. Zhao, *Fracture analysis of sandstone with a single filled flaw under uniaxial compression*, *Eng. Fract. Mech.* 204 (2018) 319–343.
- [9] Q. Wu, L. Weng, Y. Zhao, B. Guo, T. Luo, *On the tensile mechanical characteristics of fine-grained granite after heating/cooling treatments with different cooling rates*, *Eng. Geol.* 253 (2019) 94–110.
- [10] Z. Zhou, L. Tan, W. Cao, Z. Zhou, X. Cai, *Fracture evolution and failure behaviour of marble specimens containing rectangular cavities under uniaxial loading*, *Eng. Fract. Mech.* 184 (2017) 183–201.
- [11] Q. Dong, C. Xiong, C. Ma, H. Wei, *Experimental study on cracking behaviour of intermittent double S-shaped fissures under uniaxial compression*, *KSCE J. Civ. Eng.* 23 (6) (2019) 2483–2494.
- [12] H. Haeri, A. Khaloo, M.F. Marji, *Fracture analyses of different pre-holed concrete specimens under compression*, *Acta Mech. Sin.* 31 (6) (2015) 855–870.
- [13] S.Q. Yang, Y.H. Huang, W.L. Tian, J.B. Zhu, *An experimental investigation on strength, deformation and crack evolution behavior of sandstone containing two oval flaws under uniaxial compression*, *Eng. Geol.* 217 (2017) 35–48.
- [14] X. Fan, R. Chen, H. Lin, H. Lai, C. Zhang, Q. Zhao, *Cracking and failure in rock specimen containing*, *Adv. Civ. Eng.* 2018 (2018).
- [15] N. Hudyma, B.B. Avar, M. Karakouzian, *Compressive strength and failure modes of lithophysae-rich Topopah Spring Tuff specimens and analog models containing cavities*, *Eng. Geol.* 73 (1–2) (2004) 179–190.
- [16] Itasca Consulting Group. *PFC 2D user's manual*, ver. 3.0. Minneapolis: Minnesota; 2003.

Investigation of the effect of holes interaction on the concrete structure under high stress using PFC2D

Hadi Haeri

Rahsazi & Omran Iran construction Company, Tehran, Iran

Vahab sarfarazi

²Academic member, hamedan university of technology, Hamedan, Iran

Seyed Iman Mousavi Mirsalari

Rahsazi & Omran Iran construction Company, Tehran, Iran

Hamidreza Azhir

Rahsazi & Omran Iran construction Company, Tehran, Iran

Mohammadamin Karbala

Rahsazi & Omran Iran construction Company, Tehran, Iran

Abstract:

The presence of openings in concrete structure has destructive effect on the lifetime. In this paper, the interaction between two openings has been investigated using particle flow code. For this purpose, after calibration of model, one small opening has been situated in various distances and various angularities from big pore opening. The radius of smaller opening is 0.2 of radius of big opening. This complex is situated in a concrete slab with uniaxial strength of 7 MPa. This slab is under principal stress of 2MPa and 6 MPa. The results show that spacing and angularity of small opening has important effect on the stress distribution and failure pattern around the big opening. The critical position for small opening is when it situated at 0.0 degree. Also the spacing between two openings is less, the failure volume is more.

Key word: pore, tensile failure, concrete, particle flow code.

مطالعه و بررسی تاثیر اثر درصد آرماتور (ρ) و ابعاد دهانه پلان ساختمان بر روی رفتار سازه‌های بتن مسلح با دیوار برشی بازشودار در برابر خرابی پیش‌رونده تحت تحلیل اجزای محدود FEM

دریافت مقاله: ۱۳۹۷-۰۷-۲۰

پذیرش مقاله: ۱۳۹۸-۰۸-۱۳

سیدعلی موسوی داودی

فارغ التحصیل کارشناس ارشد سازه- مرکز آموزش عالی طبری

Ali_mousavii@yahoo.com

چکیده

یکی از چالش‌هایی که امروزه ساختمان‌ها را تهدید می‌کند بحث خرابی پیش‌رونده در اثر زلزله انفجار و آتش سوزی می‌باشد. در اکثر رویدادهای لرزه‌ای و انفجاری، بیشتر تلفات جانی و مالی به واسطه انهدام ساختمان‌ها در قیاس با هر اثر مستقیم دیگری صورت پذیرفته است؛ بنابراین اطمینان از پایداری و عدم انهدام ساختمان در درجه اول حائز اهمیت بوده که مستلزم افزایش قابل ملاحظه شکل‌پذیری ساختمان است. با این وجود، در صورت وجود مشخصه‌های نامطلوب خاص، حتی ساختمان‌های شکل‌پذیری که به درستی طراحی شده‌اند نیز دچار خسارات گسترده می‌شوند. از این رو، لازم است که اصول طراحی مقاوم در برابر زلزله و انفجار در سه سطح مختلف اشکال سازه‌ای، پلان ساختمانی و شکل‌پذیری برای کلیه ساختمان‌ها خصوصاً ساختمان‌های دولتی اعم از ادارات، مدارس و بیمارستان‌ها و ساختمان‌های عمومی اعم از مراکز فروش، بانک‌ها و ... در نظر گرفته شود. این پدیده می‌تواند برای سازه‌های طراحی شده براساس آیین-نامه‌های جاری حین رخداد زلزله‌های شدید مشکلاتی را به وجود آورد و حتی منجر به ویرانی کل سازه گردد. به عبارت دیگر هرگونه ضعف در طراحی و یا اجرای اجزاء سازه‌ای ممکن است باعث به وجود آمدن پدیده خرابی پیش‌رونده در سازه‌ها حین بارگذاری انفجار یا زلزله گردد. دیوارهای برشی دارای بازشو در ساختمان‌های بتنی به دلیل محدودیت‌های معماری طراحی می‌گردند. این دیوارها مقاومت کمتری نسبت به دیوار برشی معمولی دارند ولی باعث افزایش شکل‌پذیری سازه می‌گردند. هرچند طراحی اینگونه دیوارها بر اساس مقررات و آیین‌نامه‌های معتبر صورت می‌گیرد لیکن بررسی خرابی پیش‌رونده در آنها لحاظ نمی‌گردد و در مواردی که سازه در برابر خرابی پیش‌رونده مقاومت لازم را ندارد نیاز به مقاوم سازی الزامی می‌باشد. موضوع خرابی پیش‌رونده در سازه‌های بتنی دارای دیوار برشی بازشو دار، که اساس تحقیق حاضر را تشکیل داده به بررسی تاثیر درصد آرماتور (ρ) بر روی خرابی پیش‌رونده می‌پردازد، پیش از این پژوهش، محققان اثر پارامتری درصد آرماتور (ρ) را بر روی خرابی پیش‌رونده تا بحال مورد بررسی قرار نداده‌اند، با توجه به اهمیت موضوع در این پژوهش به بررسی اثر تاثیر پارامتریکی تغییر درصد آرماتور (ρ) بر روی رفتار سازه‌های بتنی تحت خرابی پیش‌رونده پرداخته شد. در انتهای این پژوهش نتایج نشان داد که اثر افزایش درصد آرماتور (ρ) در سازه‌های بتن آرمه تحت یک بار انفجاری و خرابی پیش‌رونده ایجاد شده باعث بهبود عملکرد رفتاری سازه خواهد شد.

کلمات کلیدی: دیوار برشی بتنی، بازشو، خرابی پیش‌رونده، تحلیل اجزاء محدود.

وقوع خرابی پیش رونده در سازه‌ها در هنگام زلزله و حتی در یک انفجار نزدیک به سازه به چالشی مهم تبدیل شده است. خرابی پیش‌رونده وضعیتی است که در آن بروز یک خرابی موضعی در یک عضو سازه‌ای منجر به شکست اعضای مجاور آن و فروریزش اضافی در ساختمان می‌گردد. به طور کلی ساختمان‌ها برای شرایط بارگذاری با احتساب انفجارهای گاز، انفجارهای بمب، برخورد های وسایل نقلیه، تصادم های هواپیما، طوفان، گردباد و از این قبیل بارها طراحی نمی‌شوند. از اینرو زمانی که ساختمان‌ها در معرض چنین بارهای غیر معمولی قرار می‌گیرند، ممکن است متحمل آسیب‌های بزرگی شوند. بلافاصله بعد از ویرانی مشهور ساختمان آپارتمانی رون پوینت شکل (۱) دستورالعمل‌های ساختمانی بریتانیا لازم دانست که ساختمان‌ها باید طوری طراحی شوند که بتوانند خرابی موضعی را با یکپارچه کردن اعضای سازه‌ای، بهبود بازپخش انرژی و توزیع مجدد بارها با ایجاد مسیرهای جایگزین انتقال بار محدود نموده و در مقابله با بارهای غیر معمول مقاومت کنند. این احتیاجات به منظور ساخت سازه‌های مقاوم در برابر خرابی پیش‌رونده، مورد توجه قرار می‌گیرند که سازه‌هایی شکل‌پذیر و با توانایی بازپخش بارهای مختلف می‌باشند. [۱]



شکل ۱- ساختمان رون پوینت

پدیده خرابی پیش‌رونده را می‌توان با روش‌های تحلیلی متنوعی که از آنالیزهای بسیار ساده تا آنالیزهای بسیار پیچیده را شامل می‌شوند، مورد بررسی قرار داد که عموماً این تحلیل‌ها با به کارگیری نرم افزار های اجزاء محدود رایجی مانند SAP2000 که قابلیت کاملی برای در نظر گرفتن خواص دینامیکی و غیرخطی دارد قابل انجام است. واضح است که پدیده خرابی پیش‌رونده، به دلیل وقوع آن در یک بازه زمانی بسیار کوتاه و تحمیل شدن تغییر شکل‌های غیر خطی به المان‌ها پیش از گسیختگی، یک پدیده دینامیکی و غیرخطی می‌باشد. قاسمی و همکاران (۱۳۹۴) در مطالعه‌ای عنوان نمودند که ستون‌های بتن‌آرمه در سازه‌های قاب‌بندی شده بتنی به عنوان کلیدی ترین اعضا جهت تحمل بارها محسوب می‌شوند، از طرفی ستون‌های پیرامونی آسیب‌پذیرترین اعضای می‌باشند که در معرض حملات تروریست‌ها قرار می‌گیرند. معمولاً شکست ستون‌ها یکی از مهمترین دلایل خرابی پیش‌رونده در قاب‌های سازه‌ای می‌باشد. بنابراین بررسی مکانیزم خرابی و مد شکست ستون‌های بتن‌آرمه تحت بارگذاری انفجار از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. قاسمی و همکاران در پژوهش خود به پاسخ دینامیکی و مکانیزم شکست ستون‌های

بتن آرمه تحت انفجار پرداختند [۲]. بدین منظور آنها به منظور ایجاد مدل‌های عددی پاسخ دینامیکی در برابر انفجار از نرم افزار ANSYS AUTODYN استفاده کردند و یک مطالعه بر روی سه نمونه ستون 40×40 با ارتفاع ۳ متر را انجام دادند و تاثیر نوع مقطع آرماتور طولی، با درصد ثابت ۲٫۲ درصد، در پیش بینی خسارت ایجاد شده در ستون و خرابی‌های بعد از آن تحت اثر انفجار را مورد بررسی قرار دادند. با توجه به نتایج بدست آمده از پژوهش خود، آنان عنوان نمودند که ستون با آرماتورهایی با قطر بیشتر رفتار بهتری نسبت به دیگر نمونه‌ها دارد و می‌توان استفاده از آنها را برای سازه‌ها توصیه نمود. هوائی و همکاران (۱۳۹۵) در مطالعه‌ای عنوان نمودند که در حوادث ناشی از انفجار، خسارات اولیه معمولاً ناشی از اثر ضربه مستقیم ناشی از انفجار و در نتیجه آسیب و انهدام جدی اجزای سازه‌ای می‌باشد. در این حالت، فروپاشی اجزای سازه‌ای و متعاقب آن خرابی پیش‌رونده، ممکن است باعث افزایش خسارات و در نهایت باعث فروپاشی کلی سازه شود. از طرفی بررسی‌ها نشان می‌دهد اکثر ساختمان‌ها، بدون در نظر گرفتن میزان آسیب‌پذیری آن‌ها در برابر چنین بارهایی، طراحی و ساخته می‌شوند. آنان در این مطالعه، پاسخ‌های کلی و جزئی در یک ساختمان با اسکلت بتن آرمه و میزان خرابی آن‌ها، در برابر بار انفجار، مورد ارزیابی واقع شده است. بدین منظور، با استفاده از روش المان محدود، ابتدا با استفاده از نرم افزار SAP2000 پایداری کلی ساختمان در برابر انفجار، مورد ارزیابی قرار گرفت و سپس با کمک نرم افزار LS DYNA، میزان و نحوه خرابی در اجزای کلیدی ساختمان بعد از وقوع انفجار مورد بررسی واقع شده است. این مطالعه در چهار حوزه‌ی تعیین بار انفجار، مدل‌سازی عددی به روش اجزا محدود، عملکرد مواد و مصالح تحت نرخ کرنش بالا و تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه مورد بررسی قرار گرفته است. [۳] در این خصوص، برای افزایش ظرفیت باقی مانده یا مقاوم‌سازی ستون‌های بتن آرمه در برابر انفجار، دو نوع روش طراحی توصیه گردید. این روش‌ها، شامل اضافه کردن یک قفسه آرماتور اضافی به ستون و همچنین استفاده از ستون‌های کامپوزیتی دارای هسته فولادی مرکزی می‌باشد. نتایج نشان داد که استفاده از این نوع ستون‌ها، در مقایسه با زمانی که از ستون بتن آرمه متعارف استفاده می‌شود، می‌تواند تاثیر قابل توجهی در افزایش ظرفیت باربری اجزای سازه‌ای، در برابر بارهای ثقلی، بعد از وقوع انفجار، داشته باشند. شایانفر و همکاران (۱۳۹۳) در مطالعه‌ای خود عنوان نمودند خرابی پیش‌رونده معمولاً ناشی از آتش سوزی، انفجار گاز، حمله تروریستی، برخورد وسایل نقلیه، طراحی و ساخت و ساز اشتباه می‌باشد. لذا مطالعه و بررسی تاثیر این پدیده در سازه‌ها و مقاوم‌سازی ساختمان در برابر آن ضروری به نظر می‌رسد. بر این مبناء، در این تحقیق، به بررسی و ارزیابی برخی راهکارهای پیشنهاد شده در ادبیات فنی برای مقاوم‌سازی قاب‌های بتنی مسلح در برابر انهدام پیش‌رونده پرداخته می‌شود. از جمله این راهکارها، می‌توان به استفاده از میلگرد تقویتی در بالا و پایین و همچنین تاثیر چیدمان مقطع تیر برای مشارکت در عملکرد زنجیری در عملکرد مقطع تیر در برابر خرابی پیش‌رونده اشاره کرد. در تحقیق حاضر، یک قاب ۲ طبقه با استفاده از نرم افزار opensees تکنیک‌های فوق مقاوم‌سازی شده و عملکرد نهایی ارزیابی شده است. آنها در این پژوهش به این نتیجه دست یافتند که افزایش میلگرد تقویتی در بالا و پایین و همچنین تاثیر چیدمان مقطع تیر باعث بهبود عملکرد سازه‌ها تحت بار خرابی پیش‌رونده شده است. [۴]

۲- انواع تحلیل‌ها جهت بررسی خرابی پیش‌رونده

در اکثر آئین‌نامه‌های دنیا برای بررسی پدیده فروپاشی پیش‌رونده سه روش تحلیل استاتیکی خطی، استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی پیشنهاد شده است. در ادامه هر یک از این روش‌ها به اختصار توضیح داده می‌شود: [۵]

۲-۱- تحلیل استاتیکی خطی^۱ (LSP)

این روش ساده ترین روش برای تحلیل به روش مسیر متناوب (APM) می باشد. در این روش دو نوع ترکیب بار معرفی می شود. یکی ترکیب بار کنترل نیرو که مربوط به فعالیت های کنترل نیرو می باشد (controlled Force-) و دیگری ترکیب بار کنترل تغییر شکل (Deformation-controlled) که مربوط به فعالیت های کنترل تغییر شکل می باشد. برای فعالیت های کنترل نیرو برای کف هایی (سقف) که بلافاصله تحت تاثیر عضو برداشته شده قرار می گیرند و در مجاورت آن قرار دارند بارهای افزایش یافته ثقلی زیر بکار می روند. [۶]

$$G_{ud} = \Omega_{LS} [(0.9 \text{ or } 1.2)D + (0.5L \text{ or } 0.2S)] \quad (۱)$$

که در اینجا Ω_{LS} یک ضریب افزایش بار است که تقریباً اثرات دینامیکی و غیرخطی بعد از برداشت را در بر دارد و مقدار آن برابر است با: [۶]

$$\Omega_{LS} = \begin{cases} 2 & \text{Force Controlled} \\ 0.9m_{\min} + 1.1 & \text{Deformation Controlled} \end{cases} \quad (۲)$$

در اینجا فاکتور m در برگرنده ظرفیت غیر خطی اجزای ساختمان می باشد و $m_{\min}$ کوچکترین مقدار فاکتورهای m همه اجزای اولیه ساختمان به جز ستون هایی است که به مقاومت در برابر فروپاشی کمک می کند و در داخل قسمتی از ساختمان می باشد که بلافاصله تحت تأثیر نیرو قرار می گیرد. برای سایر نواحی که از محدوده برداشت فاصله دارند نیز همان ترکیب بار فوق بدون اعمال ضریب افزایشی Ω_{LS} به کار می رود. در این ترکیب بار D بار مرده، L بار زنده و S بار برف می باشد. علاوه بر ترکیب بار ثقلی یک بار جانبی متمرکز در تراز تمامی طبقات به صورت زیر بکار می رود. [۶]

$$L_{LAT} = 0.002 \sum P \quad (۳)$$

در اینجا P مجموع بار مرده و زنده موجود در کف هر طبقه می باشند. دو ترکیب بارگذاری فوق به صورت همزمان به سازه اعمال می شوند.

۲-۲- تحلیل استاتیکی غیر خطی^۲ (NSP)

این آنالیز به صورت گسترده ای برای تحلیل سازه ها در برابر بارهای جانبی کاربرد دارد و در آن به اعضای سازه ای اجازه داده می شود تا رفتار غیر خطی داشته باشند. در این روش بارهای اعمالی عمودی به صورت گام به گام افزایش می یابند تا زمانی که به بار یا تغییر مکان حداکثر برسد. این نوع تحلیل برای سازه هایی که الگوی رفتار دینامیکی آنها به راحتی قابل تشخیص است، مناسب می باشد. از امتیازات این روش در نظر گرفتن تأثیرات غیرخطی و مراحل تشکیل مفاصل خمیری می باشد. در این روش نیز دو ترکیب بار ثقلی و جانبی اشاره شده در حالت استاتیکی خطی به سازه اعمال می شود با این تفاوت ضریب افزایش باری که برای اعمال اثرات دینامیکی و غیر خطی در نظر گرفته می شود برای فعالیت های تغییر شکل کنترل و نیرو کنترل یکی می باشد این ضریب به صورت زیر می باشد: [۷]

$$\Omega_N = 1.08 + \frac{0.76}{\left(\frac{\theta_{pra}}{\theta_y} + 0.83\right)} \quad (۴)$$

1- Linear Static Procedure

2-Nonlinear Static Procedure

۳-۲- تحلیل دینامیکی غیرخطی^۳ (NDP)

استفاده از آنالیز دینامیکی غیرخطی برای ارزیابی خرابی پیش‌رونده، دقیق‌ترین روش موجود بوده و در آن یک عضو باربر اصلی سازه به صورت دینامیکی حذف می‌گردد در این نوع تحلیل به دلیل در نظر گرفتن خصوصیات غیرخطی مولفه‌های سازه‌ای و مصالح، نسبت به سایر تحلیل‌ها از دقت بیشتری برخوردار است. باتوجه به دقیق بودن این روش در این پژوهش نیز از این روش استفاده می‌شود. با توجه به اینکه روش دینامیکی غیرخطی به خوبی رفتارهای غیرخطی و دینامیک را در بر می‌گیرد بنابراین در این روش نیازی به اعمال ضریب افزایشی نیست و ترکیب بارهای زیر به طور همزمان به کار می‌رود: [۸]

$$G_L = (0.9 \text{ or } 1.2)D + (0.5L \text{ or } 0.2S) \quad (۵)$$

$$L_{LAT} = 0.002 \sum P \quad (۶)$$

۳- روش تحقیق

۳-۱ معرفی نمونه‌های مورد تحلیل

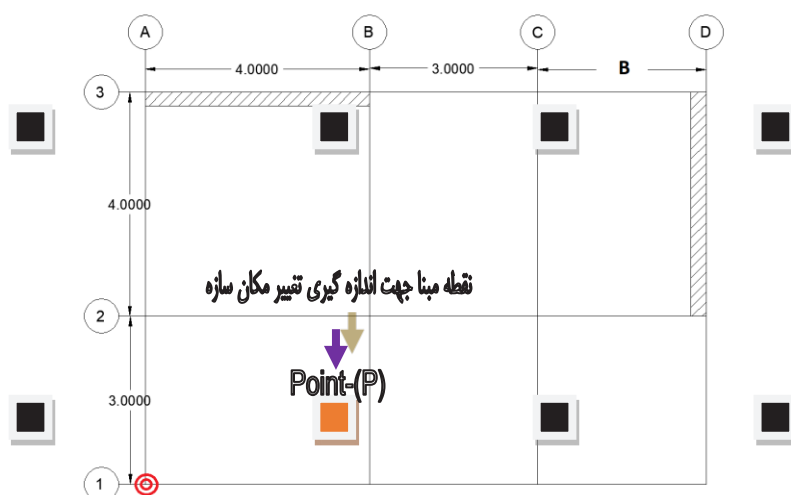
در این پژوهش به منظور مطالعه و بررسی تاثیر اثر درصد آرماتور (ρ) و ابعاد دهانه پلان ساختمان بر روی رفتار سازه‌های بتنی با دیوار برشی بازشودار در برابر خرابی پیش‌رونده تحت تحلیل اجزای محدود (Fem) از سه گروه مطالعاتی با نام‌های A, B, C استفاده گردید، هر یک از این گروه‌های مطالعاتی دارای چهار زیر مجموعه مطالعاتی می‌باشد که در مجموع دوازده نمونه مطالعاتی را در این پژوهش تشکیل داد، مشخصات نمونه‌های مطالعاتی عبارتند از:

- نوع سیستم ساختمانی: سیستم قاب خمشی بتنی متوسط

- تعداد طبقات: ۵، ۱۰، ۱۵ طبقه

نمونه‌های مطالعاتی ابتدا توسط برنامه سپ ۲۰۰۰ براساس آیین‌نامه مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم طراحی شدند، سپس به منظور بررسی تحلیل اجزاء محدود اثر ابعاد دهانه‌ها و همچنین اثر درصد آرماتور (ρ) بر روی خرابی پیش‌رونده در برنامه آباکوس مدل‌سازی شدند، پلانی که در این سازه‌ها برای هر سه گروه مطالعاتی مورد استفاده قرار گرفته است مشترک بوده که در شکل (۲) جزئیات ابعادی آن نشان داده شده است، در اشکال (۲) و (۳) مشخصات این گروه‌های مورد آزمایش و پارامترهای موثر این سه گروه مطالعاتی ارائه شده است، که در حالت کلی تشریح شده است. همچنین لازم به ذکر می‌باشد که این دیوارهای برشی در دو سمت دارای بازشوهای به ابعاد ۲×۲ متر هستند که در مرکز دیوارهای برشی ایجاد شده است. همچنین به منظور بررسی و مطالعه اثر افزایشی درصد آرماتور (ρ) بر روی رفتار سازه تحت با خرابی پیش‌رونده، بعد از محاسبه درصد آرماتور طراحی شده بالانس (ρ_{Balance}) بمنظور مطالعه این پارامتر و اثر افزایشی آن بر رفتار سازه مقدار درصد آرماتور (ρ) را تا مقدار ۱۲٪ درصد افزایش داده شد، نمونه‌های طراحی شده که براساس مقدار درصد آرماتور بالانس (ρ_{Balance}) طراحی شده بودند مقدار درصد آرماتورشان تا ۱۲٪ درصد افزایش داده شد (علت و فلسفه افزایش ۱۲٪ درصدی درصد آرماتور بالانس (ρ_{Balance}) این موضوع می‌باشد، بمنظور مقاوم‌سازی، تقویت و بررسی عملکرد اثر افزایش پارامتریکی درصد آرماتور (ρ) نیاز به یک درصد افزایشی بودیم، اما انتخاب این عدد محدودیت‌هایی را از لحاظ آیین‌نامه‌ای برای این طرح فراهم می‌نمود، انتخاب این عدد علاوه بر مقاوم‌سازی باید از لحاظ اقتصادی نیز صرفه اقتصادی را در پروژه‌های ساختمانی تامین می‌کرد، این نکته که مهمترین عامل در انتخاب این عدد بود، بعد از انجام محاسبات مشخص گردید بمنظور مطالعه پارامتریکی اثر درصد آرماتور بر خرابی پیش‌رونده می‌توان درصد آرماتور بالانس (ρ_{Balance}) را ۱۲٪ را افزایش داد تا تمام موارد و ضوابط آیین‌نامه ارضاء گردد، فلسفه روند محاسبه و

دست یافتن به این عدد از میانگین‌گیری کلی مقاطع تیر و ستون حاصل شد، که مطابق آیین نامه مبحث نهم مقررات ملی ساختمان بیان می‌کند، حداکثر درصد آرماتور (ρ) سازه برای ستون‌های قاب بتنی با شکل پذیری متوسط برابر ۶٪ سطح مقطع کل و برای مقاطع تیر نیز نباید از $f_y / 1.4$ کمتر و از نسبت آرماتور کششی نباید از ۰.۲۵ بیشتر اختیار شود، میانگین محاسبه کلی مقطع تیر و ستون یک عدد حد وسطی را برای ما حاصل کرد که این عدد ۱۲٪ درصد بود، به همین منظور مقدار درصد آرماتور بالانس ($\rho_{Balance}$) به میزان عدد محاسبه شده افزایش داده شد، براساس این مقدار درصد آرماتور بالانس ($\rho_{Balance}$) طراحی شده با درصد افزایش خود جنبه اقتصادی را نیز در پروژه مذکور ارضاء می نمود) مورد مطالعه قرار دادیم، نقطه (P) در پلان سازه مورد مطالعه که در شکل (۱) مشاهده می گردد به عنوان نقطه مبنا بمنظور نقطه اندازه‌گیری تغییر مکان سازه تحت خرابی پیش‌رونده در نظر گرفته شده است.

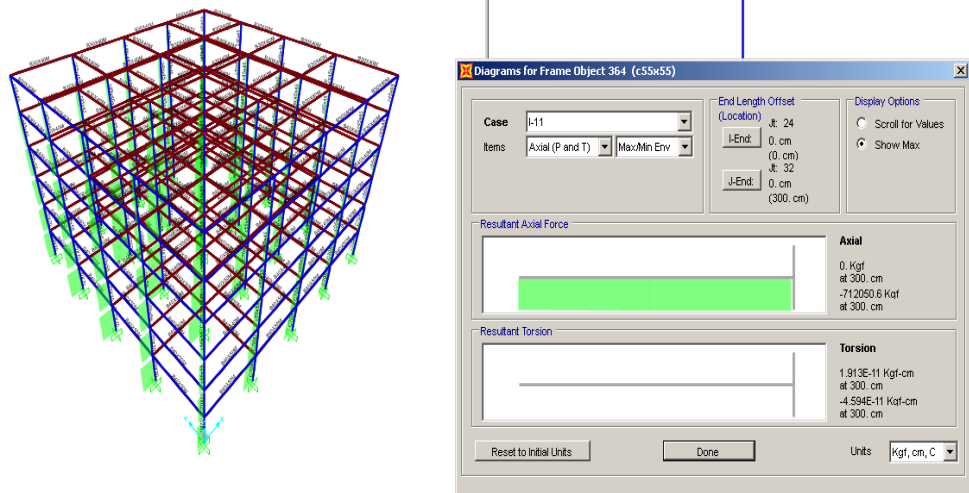


شکل- ۲ پلان هندسی تمامی نمونه های مورد استفاده
 سازه بتنی، سازه
 جدول - (۱) معرفی مدل ها با موقعیت حذف ستون گوشه ای

گروه مطالعاتی	نام مدل	حذف ستون و سناریوی تخریب و انهدام	ابعاد دهانه	مقدار درصد آرماتور
GROUP-A	A-1	ستون A-1 به عنوان ستون حذف و منهدم شونده در پلان تعریف شده که در اثر بار ناشی از تصادف یا انفجار از سازه حذف می شود و به عنوان سناریوی تخریب تعریف می گردد	12 m × 7m	$\rho_{Balance}$ (درصد آرماتور متعادل)
	A-2			(افزایش ۱۲ درصدی آرماتور بیش از مقدار متعادل) $\rho_{Balance} 12\%$
	A-3		10 m × 7m	$\rho_{Balance}$ (درصد آرماتور متعادل)
	A-4			(افزایش ۱۲ درصدی آرماتور بیش از مقدار متعادل) $\rho_{Balance} 12\%$
GROUP-B	B-1		12 m × 7m	$\rho_{Balance}$ (درصد آرماتور متعادل)
	B-2			(افزایش ۱۲ درصدی آرماتور بیش از مقدار متعادل) $\rho_{Balance} 12\%$
	B-3		10 m × 7m	$\rho_{Balance}$ (درصد آرماتور متعادل)
	B-4			(افزایش ۱۲ درصدی آرماتور بیش از مقدار متعادل) $\rho_{Balance} 12\%$
GROUP-C	C-1		12 m × 7m	$\rho_{Balance}$ (درصد آرماتور متعادل)
	C-2			(افزایش ۱۲ درصدی آرماتور بیش از مقدار متعادل) $\rho_{Balance} 12\%$
	C-3		10 m × 7m	$\rho_{Balance}$ (درصد آرماتور متعادل)
	C-4			(افزایش ۱۲ درصدی آرماتور بیش از مقدار متعادل) $\rho_{Balance} 12\%$

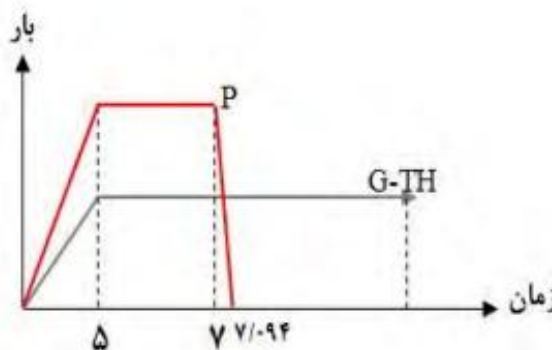
۳-۲ روند مدل‌سازی خرابی پیش رونده

پس از طراحی سازه و مدل‌سازی آن در نرم‌افزار Abaqus لازم است بر طبق جزئیات دقیق مقاطع استخراج شده از نرم‌افزار Sap2000، اقدام به تحلیل سازه نموده و پس از انجام مراحل تحلیل با استفاده از منوی Display در قسمت Show Force/stress/frame /cable/tendon اقدام به بدست آوردن نیروهای ستون‌ها می‌نماییم و سپس نیروی ستونی را که قرار است در سناریوی پیشنهادی مورد انهدام قرار گیرد را استخراج می‌شود تا در آن در مرحله تحلیل سازه بر پایه انهدام پیش‌رونده با توجه به مبانی استاتیکی سازه‌ها و تعادل استفاده گردد، همانطور که در شکل (۳) مشاهده می‌گردد، میزان بار ستون گوشه که مورد انهدام پیش‌رونده قرار می‌گیرد نمایش داده شده است.



شکل-۳ نمایش بار وارد بر ستون حذف شده در نرم‌افزار Sap

روش تحلیل مورد استفاده در این مطالعه، تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌باشد. با توجه به اینکه حذف یک عضو، یک اتفاق دینامیکی و رفتار واقعی مصالح، غیر خطی است، واضح است که تحلیل غیر خطی دینامیکی نسبت به سایر روش‌های تحلیل پاسخ دقیق تری ارائه می‌دهد. البته قبل از این تحلیل برای به دست آوردن نیروهای داخلی ستونی که قرار است حذف شود، تحلیل استاتیکی خطی انجام شده است. بعد از محاسبه این نیروهای داخلی آنها را به صورت بار متمرکز بر گره بالای ستون حذف شده اعمال می‌کنیم و یک تابع تاریخچه زمانی برای آنها تعریف می‌شود. در این تابع بایستی دقت شود که نیروهای داخلی در زمان کمتر از یک دهم مقدار پریود سازه، حذف شود تا ضربه ناشی از حذف ستون در حالت واقعی، مدل شود، تابع تعریف شده در شکل (۳) نمایش داده شده است.



شکل-۳ تابع تاریخچه زمانی بارهای مرده و زنده و نیروی ستون‌های حذف شده معرفی شده در نرم‌افزار آباکوس

در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی تایخچه زمانی، بارها به صورت تابعی از زمان بر سازه اعمال میشوند. همچنین به سازه اجازه داده میشود که وارد محدوده غیر خطی شود. در نتیجه انتظار میرود که در نقاط ورود المان به ناحیه غیر الاستیک مفاصل پلاستیک تشکیل شوند که با چرخش خود تا حدودی انرژی جذب کنند. به طور تئوری مفاصل ها میتوانند در هر نقطه ای از طول عضو تشکیل شوند، اما در تحلیل ها معمولاً اجازه شکل گیری معمولاً در دو انتهای عضو و وسط آن داده میشود. مفاصل تشکیل شده در تیرها، معمولاً ناشی از لنگر خمشی است، حال آنکه عمدتاً در یک ستون، اندرکنش بین نیروی محوری و لنگر خمشی سبب ایجاد مفاصل میگردد. در این پژوهش جهت مدلسازی عددی از نرم افزار آباکوس^۴ ورژن ۶،۱۴ استفاده گردید. مشخصات مصالح فولادی استفاده شده در نمونه-های مدلسازی از فولاد S400 می باشد، که به صورت دو خطی در نرم افزار آباکوس تعریف شد، مشخصات مکانیکی محدوده الاستیک و پلاستیک فولاد مصرفی در جدول (۲) ارائه شده است.

جدول ۲: مشخصات ایزوتروپیک خطی و غیرخطی مکانیکی فولاد S400

ضریب پواسون	مدول الاستیسیته	کرنش نهایی	تنش تسلیم (Mpa)
	(Mpa)		
0.3	200000	0	370
		0.15	420

جهت مدلسازی بتن در نرم افزار آباکوس به دلیل آنکه مقاومت بتن تحت تنش های چند بعدی تابعی از حالات تنش ها است و نمی تواند توسط محدوده های کشش یا فشار یا برش ساده و به صورت مستقل از هم پیش بینی شود. معمولاً تسلیم بتن به دو فرم کششی و فشاری به وجود می آید. در نوع کششی یک ترک عمده در بتن به وجود آمده و مقاومت کششی بتن در جهت عمود بر آن افت خواهد کرد. در نوع فشاری ترک های کوچک بی شماری در بتن به وجود می آیند که منجر به از دست رفتن عمده مقاومت المان بتنی خواهند گردید. تحت تنش های کششی و فشاری کوچک شکست بتن به صورت ترد و به همراه یک جریان پلاستیک خیلی کم خواهد بود. اما تحت تنش های فشاری بتن همانند مصالح شکل پذیر تسلیم شده و جاری خواهد شد [۱۴]. به همین منظور جهت مدلسازی رفتاری مکانیکی مصالح بتن از مدل رفتاری پلاستیسیته آسیب دیده بتن^۵ استفاده شد، مقاومت مشخصه فشاری بتن (f_c) که در مدلسازی عددی مورد استفاده قرار گرفت دارای مقاومت فشاری ۳۰ مگاپاسکال با رفتار محصور شده است، جهت مدلسازی بتن از المان سالید^۶ C3D8R استفاده شد و برای مدلسازی مقطع میلگردهای فولادی از المان وایر^۷ استفاده گردید، جهت اتصال تمامی لبه های جوش شونده به یکدیگر از قید تای^۸ و برای تعریف وضعیت سطح تمامی صفحات دارای تماس با یکدیگر از قید کانتکت^۹ به صورت سطح به سطح^{۱۰} استفاده شد و برای تعریف خاصیت سطوح میلگردهای مدفون در بتن از کانتکت Emedded Region استفاده شد.

^۴ Abaqus 6.14

^۵ Concrete Damage Plasticity

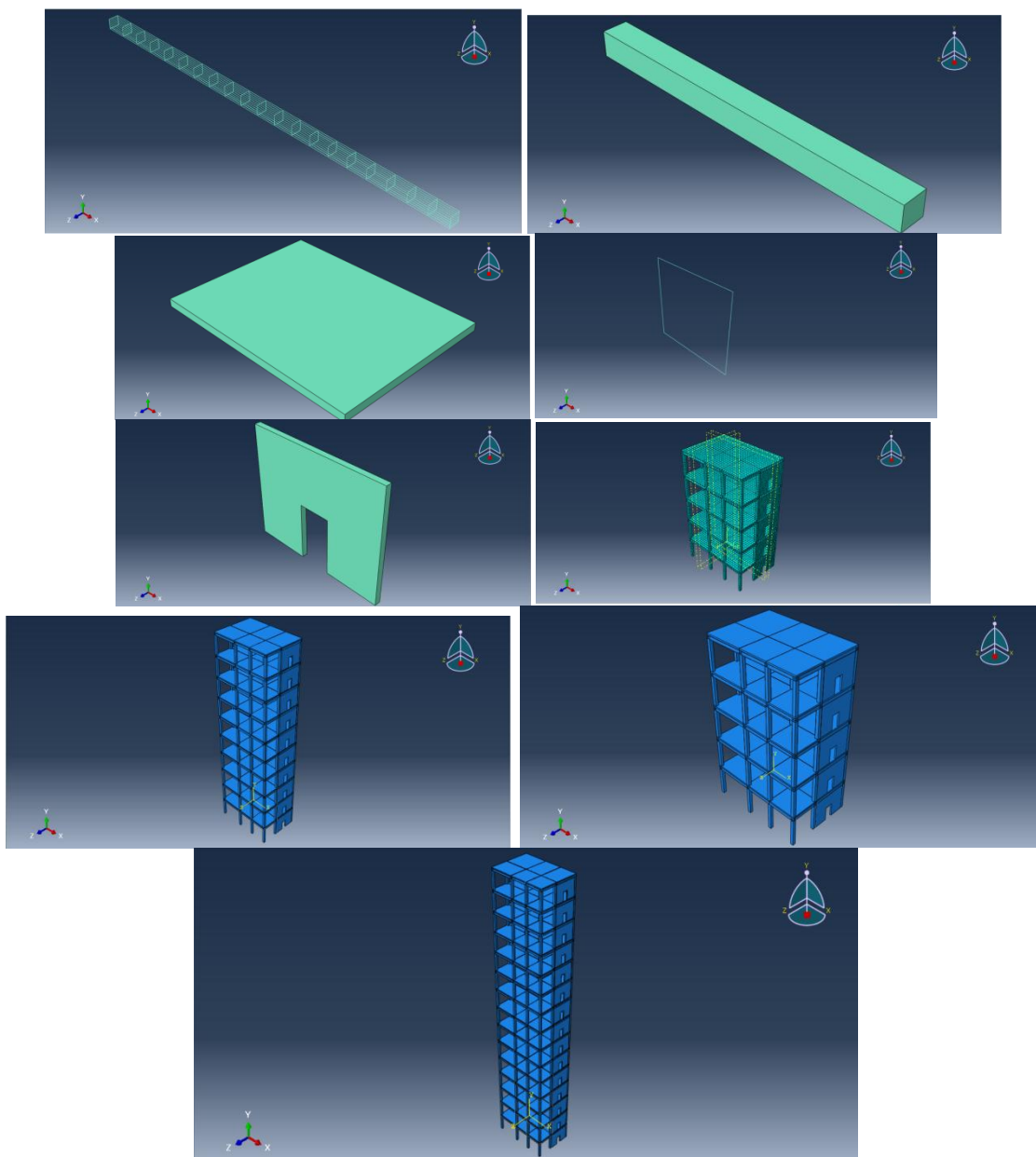
^۶ Solid

^۷ Shell

^۸ Tie

^۹ Contact

^{۱۰} Surface to Surface

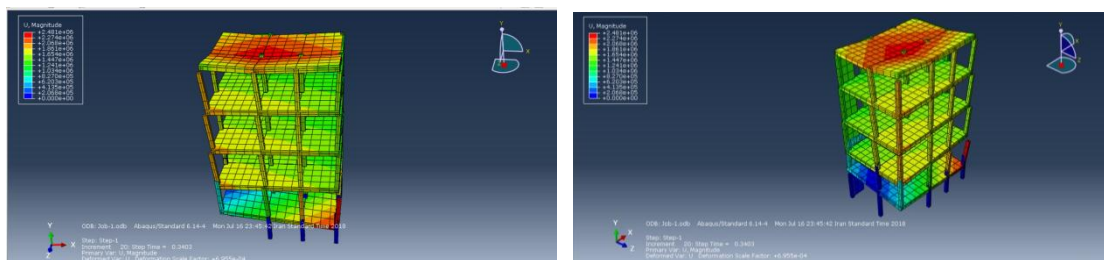


شکل ۴- پارت و دتایل جزئیات مدلسازی شده در محیط برنامه آباکوس

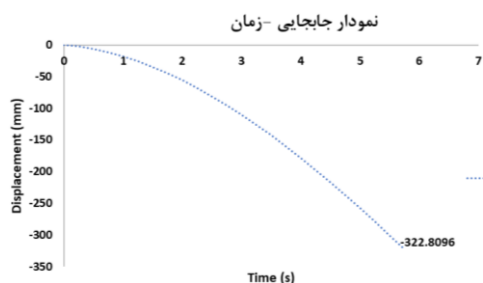
۴- نتایج حاصل از تحلیل

۴-۱ نتایج گروه A

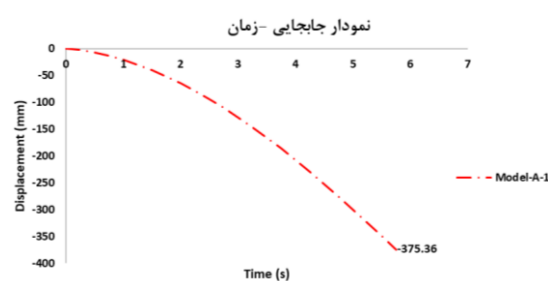
بعد از تحلیل گروه مطالعاتی A که خود این گروه شامل چهار نمونه مطالعاتی A-1, A-2, A-3, A-4 بود، بعد از حذف ستون تحت سناریوی تعریف شده تخریب، و خرابی پیش‌رونده اتفاق افتاده، در شکل (۵) می‌توان کانتور تغییر مکان ایجاد شده در اعضای تیر و ستون ایجاد شده مشاهده می‌گردد، همچنین نیز نمودار جابجایی-زمان ناشی از خرابی پیش‌رونده رخ داده شده در گروه مطالعاتی A در نمودارهای تغییر مکان-زمان شکل (۶) الی (۹) نشان داده شده است.



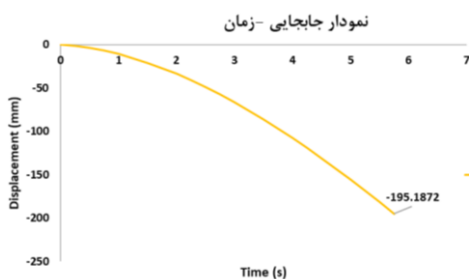
شکل ۵- کانتور توزیع تغییر مکان ایجاد شده در اعضا سازه‌ای ناشی از تخریب پیش‌رونده گروه مطالعاتی (A)



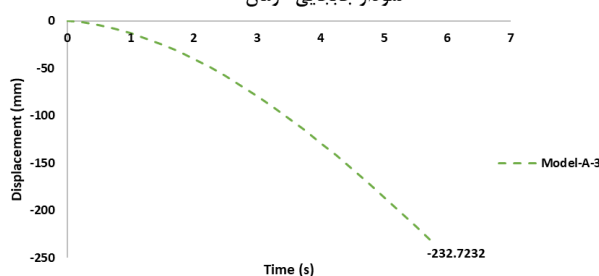
شکل ۷- نمودار تغییر مکان-زمان مدل A-2



شکل ۶- نمودار تغییر مکان-زمان مدل A-1



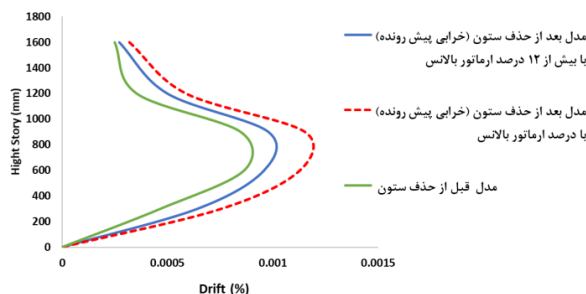
شکل ۹- نمودار تغییر مکان-زمان مدل A-4



شکل ۸- نمودار تغییر مکان-زمان مدل A-3

با مشاهده نمودار منحنی تغییر مکان-زمان این گروه مطالعاتی مشاهده می‌گردد، که مدل A-1 و مدل A-2 با ابعاد دهانه 12×7 متر که دارای دهانه اعضای سازه‌ای ثابت و بدوت تغییری هستند، با افزایش درصد آما تور (p) از حالت بالانس مقدار تغییر مکان سازه براساس نقطه مبنا (P) که مبنای اندازه گیری تغییر مکان بود از $375/36$ میلی‌متر به $322/80$ میلی‌متر کاهش تغییر مکان به ازای بار خرابی پیش‌رونده داشت. همچنین مدل A-3 و مدل A-4 نیز که دارای ابعاد دهانه 10×7 متر می باشد نسبت به مدل ها قبل دهانه این مدل ها کاهش داشته، با مقایسه این مدل A-3 و مدل A-4 مشاهده گردید که با ثابت نگه داشتن دهانه و افزایش درصد آرماتور (p) از حالت بالانس مقدار تغییر مکان سازه براساس نقطه (P) از 598 میلی‌متر به 412 میلی‌متر کاهش داشته است. بعد از بررسی پارامتر ثابت دهانه با مقایسه دو به دو مدل‌های A-1 و A-3 که دارای درصد آما تور (p) به عنوان پارامتر ثابت بودند، مورد مطالعه قرار گرفتند با مقایسه نمودار تغییر مکان بر حسب زمان مشاهده گردید که با ثابت بودن درصد آما تور با افزایش دهانه مدل A-3 از 10 متر به مدل A-1 به دهانه 12 متر مشاهده شد که مقدار تغییر مکان سازه با با افزایش دهانه از $232/72$ میلی‌متر به مقدار $195/18$ میلی‌متر افزایش داشته است، همچنین با بررسی دو مدل A-2 و A-4 مشخص گردید که با در نظر گرفتن پارامتر ثابت درصد آرماتور (p) با افزایش دهانه از 10 به 12 متر مقدار تغییر مکان سازه از 412 میلی‌متر به 684 میلی‌متر افزایش داشته است. در شکل (۱۰) نمودار جابجایی نسبی (دریفت) گروه مطالعاتی (A) را مشاهده نمایید، با بررسی نمودار دریفت سازه مشاهده گردید، که ماکزیمم مقدار دریفت سازه قبل از اتفاق افتادن مقدار خرابی پیش‌رونده (قبل از حذف ستون) برابر با $0/0086$ درصد می‌باشد، که

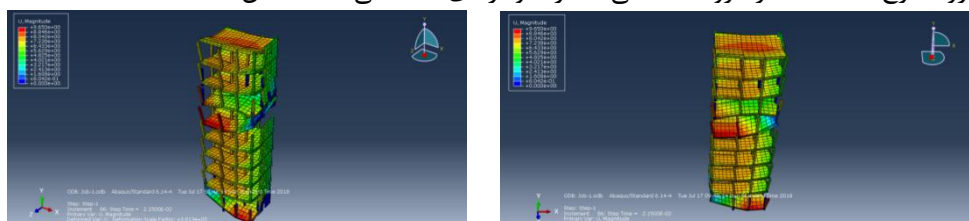
این مقدار بعد از اتفاق افتادن خرابی پیش‌رونده برابر 0.0115% درصد برای سازه با درصد آرماتور بالانس می‌باشد، با بررسی نمودار دررفت سازه با افزایش 12% درصدی آرماتور (ρ) نسبت به درصد آرماتور بالانس مقدار دررفت سازه بعد از افزایش دادن این پارامتر کاهش پیدا کرد به طوریکه مقدار دررفت سازه از 0.0115% درصد به مقدار 0.0098% درصد کاهش داشته است.



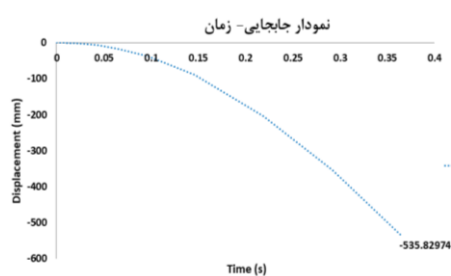
شکل-۱۰ نمودار جابجایی نسبی (دررفت سازه) گروه (A) در حالت قبل از حذف ستون و بعد از حذف ستون

۴-۱ نتایج گروه B

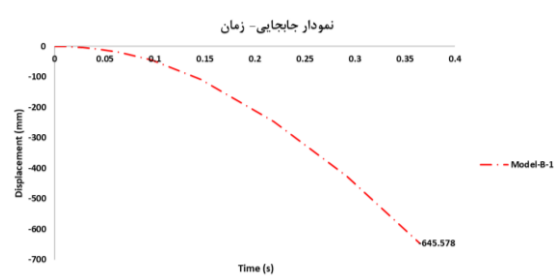
بعد از تحلیل گروه مطالعاتی B که خود این گروه شامل چهار نمونه مطالعاتی B-1, B-2, B-3, B-4 بود، بعد از حذف ستون تحت سناریوی تعریف شده تخریب، و خرابی پیش‌رونده اتفاق افتاده، در شکل (۱۱) می‌توان کانتور تغییر مکان ایجاد شده در اعضای تیر و ستون ایجاد شده مشاهده می‌گردد، همچنین نیز نمودار جابجایی-زمان ناشی از خرابی پیش‌رونده رخ داده شده در گروه مطالعاتی B در نمودارهای (۱۱) الی (۱۲) نشان داده شده است.



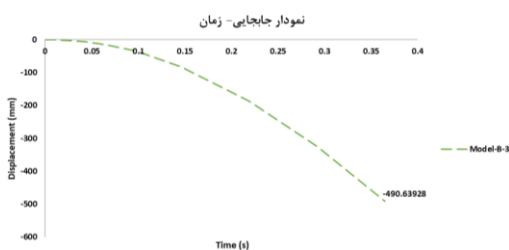
شکل-۱۱ کانتور توزیع تغییر مکان ایجاد شده در اعضا سازه‌ای ناشی از تخریب پیش‌رونده گروه مطالعاتی (B)



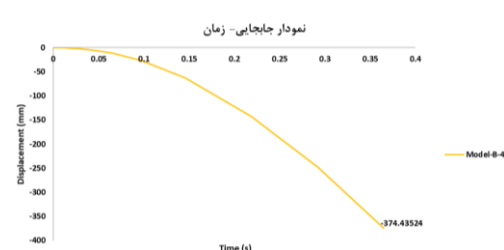
شکل-۱۳ نمودار تغییر مکان-زمان مدل B-2



شکل-۱۲ نمودار تغییر مکان-زمان مدل B-1

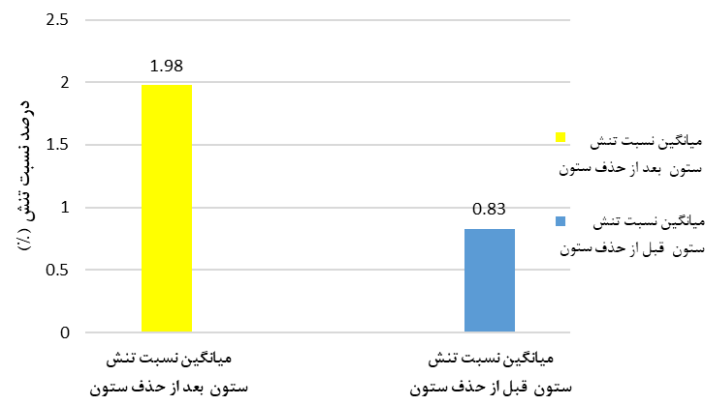


شکل-۱۵ نمودار تغییر مکان-زمان مدل B-4

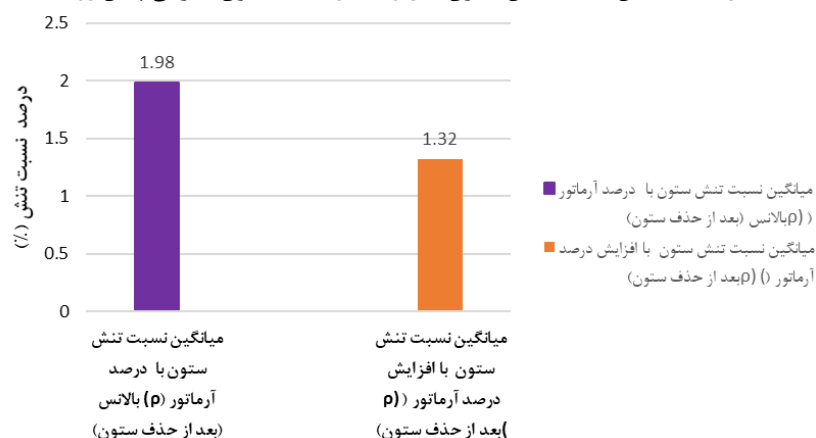


شکل-۱۴ نمودار تغییر مکان-زمان مدل B-3

با مشاهده نمودار منحنی تغییرمکان-زمان این گروه مطالعاتی مشاهده می‌گردد، که مدل B-1 و مدل B-2 با ابعاد دهانه 12×7 متر که دارای دهانه اعضای سازه‌ای ثابت و بدوت تغییری هستند، با افزایش درصد آرماتور (ρ) از حالت بالانس مقدار تغییرمکان سازه براساس نقطه مبنا (P) که مبنای اندازه گیری تغییرمکان بود از $645/57$ میلی‌متر به $535/82$ میلی‌متر کاهش تغییرمکان به ازای بار خرابی پیش‌رونده داشت. همچنین مدل B-3 و مدل B-4 نیز که دارای ابعاد دهانه 10×7 متر می‌باشد نسبت به مدل‌ها قبل دهانه این مدل‌ها کاهش داشته، با مقایسه این مدل B-3 و مدل B-4 مشاهده گردید که با ثابت نگه داشتن دهانه و افزایش درصد آرماتور (ρ) از حالت بالانس مقدار تغییرمکان سازه براساس نقطه (P) از $490/63$ میلی‌متر به $374/43$ میلی‌متر کاهش داشته است. بعد از بررسی پارامتر ثابت دهانه با مقایسه دو به دو مدل‌های B-1 و B-3 که دارای درصد آرماتور (ρ) به عنوان پارامتر ثابت بودند، مورد مطالعه قرار گرفتند با مقایسه نمودار تغییرمکان بر حسب زمان مشاهده گردید که با ثابت بودن درصد آرماتور با افزایش دهانه مدل B-3 از 10 متر به مدل B-1 به دهانه 12 متر مشاهده شد که مقدار تغییر مکان سازه با افزایش دهانه از 598 میلی‌متر به مقدار 812 میلی‌متر افزایش داشته است، همچنین با بررسی دو مدل B-2 و B-4 مشخص گردید که با در نظر گرفتن پارامتر ثابت درصد آرماتور (ρ) با افزایش دهانه از 10 به 12 متر مقدار تغییرمکان سازه از 412 میلی‌متر به 684 میلی‌متر افزایش داشته است. مقدار میانگین نسبت تنش (Ratio stress) ایجاد شده در کلیه اعضای باربر سازه‌ایی قبل و بعد از حذف ستون مطابق سناریوی تخریب در شکل (۱۶) ارائه گردیده است، با بررسی نمودار میانگین نسبت تنش دو نمونه مشاهده گردید، که در اعصای باربر ستون‌ها میانگین نسبت تنش قبل از خرابی پیش‌رونده $0/83$ می‌باشد، اما بعد از خرابی پیش‌رونده یعنی (حذف ستون) به طور ناگهانی نسبت تنش در اعضای سازه‌ایی از میانگین مقدار $0/83$ به میزان $1/98$ درصد افزایش خواهد یافت.

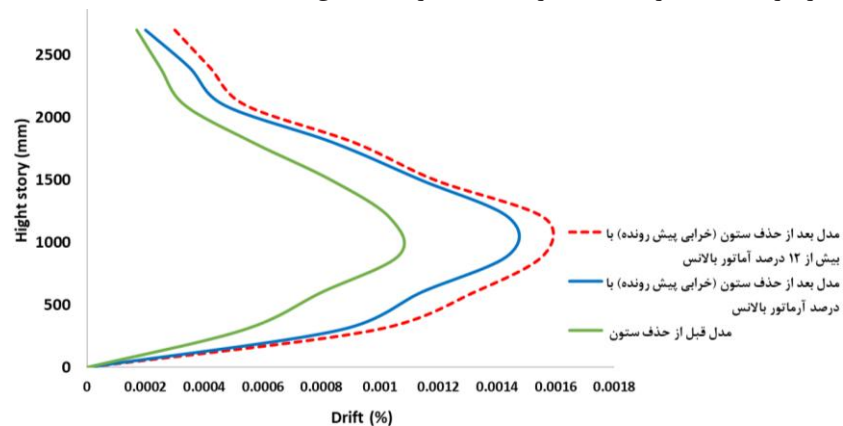


شکل ۱۶- میانگین نسبت تنش ستون قبل و بعد از حذف ستون (خرابی پیش‌رونده)



شکل ۱۷- میانگین نسبت تنش ستون قبل و بعد از اضافه کردن درصد آرماتور (ρ) نسبت به آرماتور بالانس

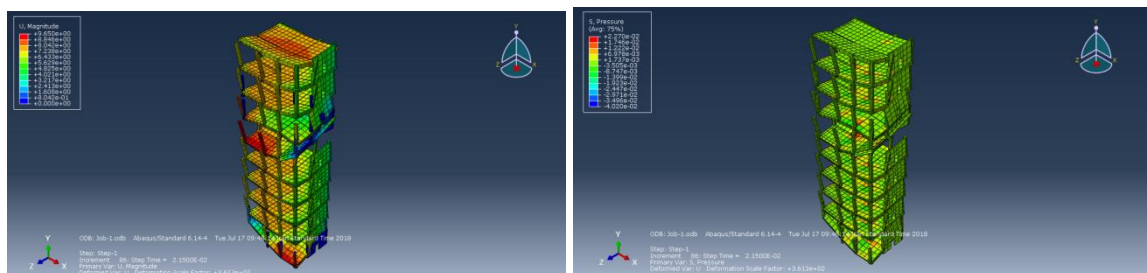
در ادامه با بررسی نمودار میانگین نسبت تنش برای نمونه‌های مطالعاتی گروه (A,B,C) نمودار شکل (۱۶) مشاهده گردید، مقدار نسبت تنش از مقدار $1/98$ با افزایش 12% درصدی درصد آما تور نسبت آرماتور بالانس (p)، به میزان $1/32$ کاهش داشته است، که این موضوع بیانگر این مطلب می‌باشد، که افزایش درصد آرماتور سبب بهبود عملکرد سازه‌ای خواهد شد. در شکل (۱۸) نمودار جابجایی نسبی (دریفت) گروه مطالعاتی (B) را مشاهده نمایید، با بررسی نمودار دریفت سازه مشاهده گردید، که ماکزیمم مقدار دریفت سازه قبل از اتفاق افتادن مقدار خرابی پیش‌رونده (قبل از حذف ستون) برابر با $0/0011$ درصد می‌باشد، که این مقدار بعد از اتفاق افتادن خرابی پیش‌رونده برابر $0/0016$ درصد برای سازه با درصد آرماتور بالانس می‌باشد، با بررسی نمودار دریفت سازه با افزایش 12% درصدی آرماتور (p) نسبت به درصد آرماتور بالانس مقدار دریفت سازه بعد از افزایش دادن این پارامتر کاهش پیدا کرد به طوریکه مقدار دریفت سازه از $0/0016$ درصد به مقدار $0/0014$ درصد کاهش داشته است.



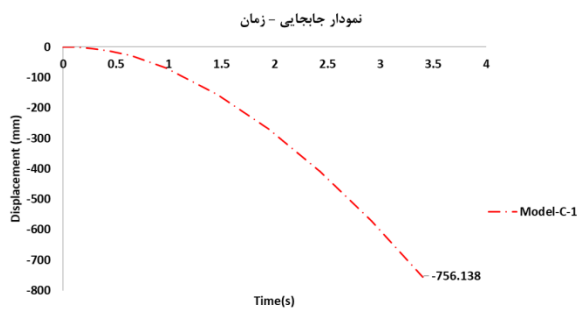
شکل-۱۸ نمودار جابجایی نسبی (دریفت سازه) گروه (B) در حالت قبل از حذف ستون و بعد از حذف ستون

۵-۳ نتایج گروه C

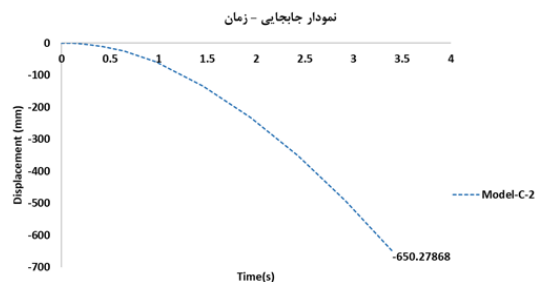
بعد از تحلیل گروه مطالعاتی C که خود این گروه شامل چهار نمونه مطالعاتی C-1, C-2, C-3, C-4 بود، بعد از حذف ستون تحت سناریوی تعریف شده تخریب، و خرابی پیش‌رونده اتفاق افتاده، نمودار جابجایی-زمان ناشی از خرابی پیش‌رونده رخ داده شده در گروه مطالعاتی C را می‌توان مشاهده کرد.



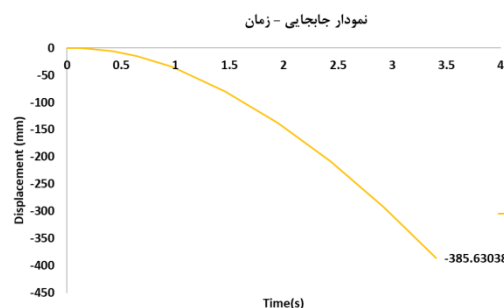
شکل-۱۹ کانتور توزیع تغییر مکان ایجاد شده در اعضا سازه‌ای ناشی از تخریب پیش‌رونده گروه مطالعاتی (C)



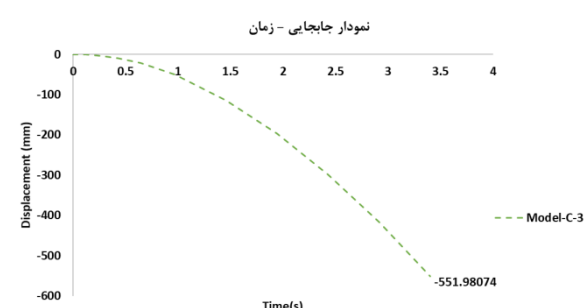
شکل-۲۱ نمودار تغییر مکان-زمان مدل C-2



شکل-۲۰ نمودار تغییر مکان-زمان مدل C-1

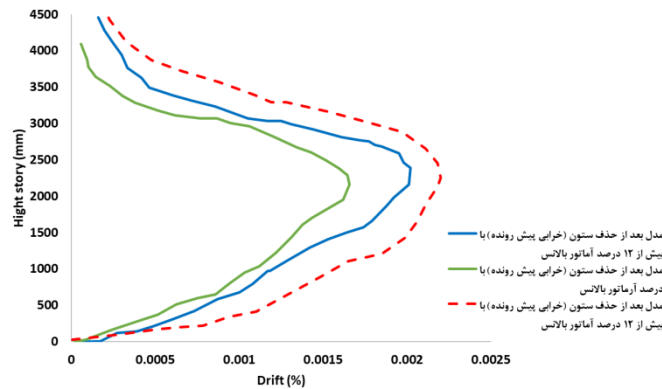


شکل-۲۳ نمودار تغییر مکان-زمان مدل C-4



شکل-۲۲ نمودار تغییر مکان-زمان مدل C-3

با مشاهده نمودار منحنی تغییر مکان-زمان این گروه مطالعاتی مشاهده می‌گردد، که مدل C-1 و مدل C-2 با ابعاد دهانه 12×7 متر که دارای دهانه اعضای سازه‌ای ثابت و بدوت تغییری هستند، با افزایش درصد آرماتور (ρ) از حالت بالانس مقدار تغییر مکان سازه براساس نقطه مبنا (P) که مبنای اندازه گیری تغییر مکان بود از $756/13$ میلی‌متر به $650/27$ میلی‌متر کاهش تغییر مکان به ازای بار خرابی پیش‌رونده داشت. همچنین مدل C-3 و مدل C-4 نیز که دارای ابعاد دهانه 10×7 متر می‌باشد نسبت به مدل‌ها قبل دهانه این مدل‌ها کاهش داشته، با مقایسه این مدل C-3 و مدل C-4 مشاهده گردید که با ثابت نگه داشتن دهانه و افزایش درصد آرماتور (ρ) از حالت بالانس مقدار تغییر مکان سازه براساس نقطه (P) از 598 میلی‌متر به 412 میلی‌متر کاهش داشته است. بعد از بررسی پارامتر ثابت دهانه با مقایسه دو به دو مدل‌های C-1 و C-3 که دارای درصد آرماتور (ρ) به عنوان پارامتر ثابت بودند، مورد مطالعه قرار گرفتند با مقایسه نمودار تغییر مکان بر حسب زمان مشاهده گردید که با ثابت بودن درصد آرماتور با افزایش دهانه مدل C-3 از 10 متر به مدل C-1 به دهانه 12 متر مشاهده شد که مقدار تغییر مکان سازه با افزایش دهانه از $551/98$ میلی‌متر به مقدار $385/63$ میلی‌متر افزایش داشته است، همچنین با بررسی دو مدل C-2 و C-4 مشخص گردید که با در نظر گرفتن پارامتر ثابت درصد آرماتور (ρ) با افزایش دهانه از 10 به 12 متر مقدار تغییر مکان سازه از 412 میلی‌متر به 684 میلی‌متر افزایش داشته است. در شکل (۲۴) نمودار جابجایی نسبی (دریفت) گروه مطالعاتی (C) را مشاهده نمایید، با بررسی نمودار دریفت سازه مشاهده گردید، که ماکزیمم مقدار دریفت سازه قبل از اتفاق افتادن مقدار خرابی پیش‌رونده (قبل از حذف ستون) برابر با $0/0011$ درصد می‌باشد، که این مقدار بعد از اتفاق افتادن خرابی پیش‌رونده برابر $0/0015$ درصد برای سازه با درصد آرماتور بالانس می‌باشد، با بررسی نمودار دریفت سازه با افزایش 12% درصدی آرماتور (ρ) نسبت به درصد آرماتور بالانس مقدار دریفت سازه بعد از افزایش دادن این پارامتر کاهش پیدا کرد به طوریکه مقدار دریفت سازه از $0/0015$ درصد به مقدار $0/0023$ درصد کاهش داشته است.

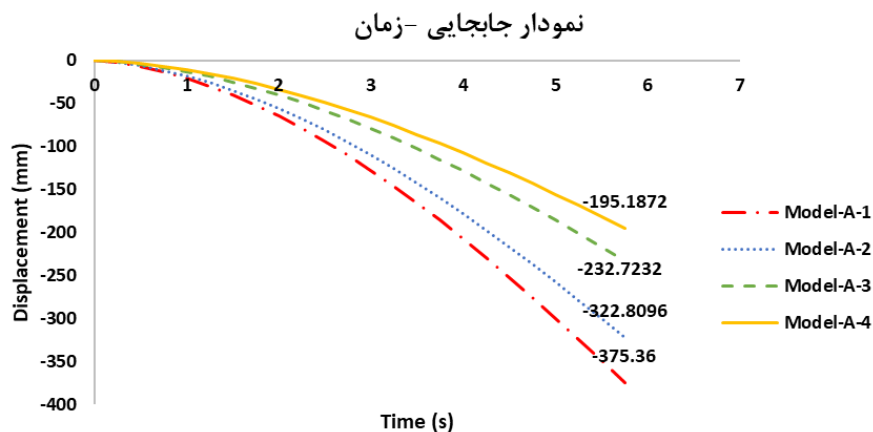


شکل-۲۴ نمودار جابجایی نسبی (دریغ سازه) گروه (C) در حالت قبل از حذف ستون و بعد از حذف ستون

۶- مقایسه نمودار جابجایی-زمان گروه های A,B,C

۶-۱ مقایسه جابجایی-زمان گروه A

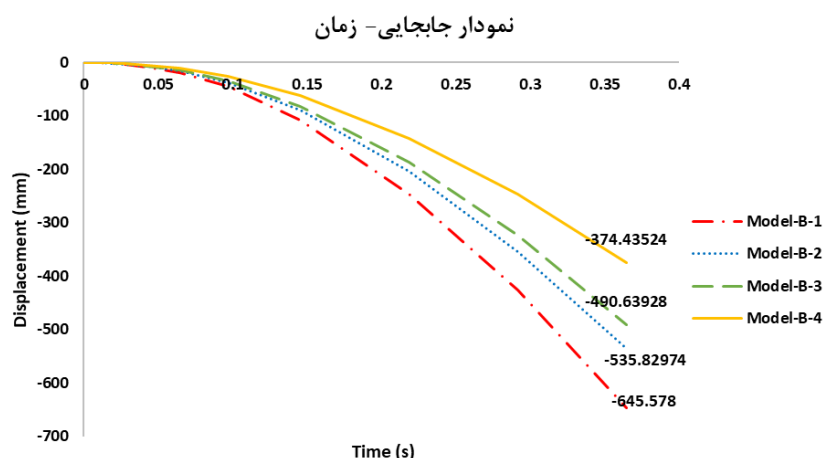
بعد از انجام تحلیل گروه‌های مطالعاتی نمونه‌های A می‌توان نمودار جابجایی-زمان را مشاهده نمود، با مقایسه کلی نمودار نیرو-جابجایی برای نمونه‌های A-1, A-2, A-3, A-4 مشاهده می‌شود که با افزایش درصد آرماتور (p) برای نمونه‌های با ابعاد دهانه ثابت نمودار جابجایی-زمان تحت خرابی پیش‌رونده کاهش داشته است. همچنین با مقایسه نمودارهای جابجایی-زمان برای این گروه مطالعاتی مشاهده می‌شود، که برای یک درصد (درصد آرماتور) ثابت و با کاهش ابعاد دهانه نمودار جابجایی-زمان کاهش داشته است، و این کاهش دهانه و افزایش درصد آرماتور باعث بهبود عملکردی رفتار سازه شده است.



شکل ۲۵: نمای کلی نمودارهای تغییر مکان-زمان گروه مطالعاتی A تحت خرابی پیش‌رونده

۶-۲ مقایسه نمودار جابجایی-زمان گروه B

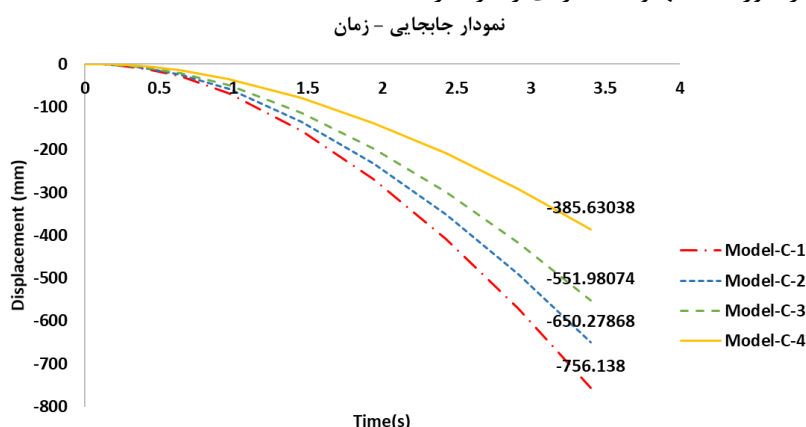
بعد از انجام تحلیل گروه‌های مطالعاتی نمونه‌های B می‌توان نمودار جابجایی-زمان را مشاهده نمود، با مقایسه کلی نمودار نیرو-جابجایی برای نمونه‌های B-1, B-2, B-3, B-4 مشاهده شده است که با افزایش درصد آرماتور p برای نمونه‌های با ابعاد دهانه ثابت نمودار جابجایی-زمان تحت خرابی پیش‌رونده کاهش داشته است. همین‌طور با مقایسه نمودارهای جابجایی-زمان برای این گروه مطالعاتی مشاهده می‌شود، که برای یک درصد p (درصد آرماتور) ثابت و با کاهش ابعاد دهانه که نمودار جابجایی-زمان کاهش داشته است، و این کاهش دهانه و افزایش درصد آرماتور باعث بهبود عملکردی رفتار سازه شده است.



شکل ۲۶: نمای کلی نمودارهای تغییر مکان-زمان گروه مطالعاتی B تحت خرابی پیش‌رونده

۳-۶ مقایسه نمودار جابجایی-زمان گروه C

بعد از انجام تحلیل گروه‌های مطالعاتی نمونه‌های C می‌توان نمودار جابجایی-زمان را مشاهده نمود، با مقایسه کلی نمودار نیرو-جابجایی برای نمونه‌های C-1, C-2, C-3, C-4 مشاهده شده است که با افزایش درصد آرماتور p برای نمونه‌های با ابعاد دهانه ثابت نمودار جابجایی-زمان تحت خرابی پیش‌رونده کاهش داشته است، با مقایسه نمودار-های جابجایی-زمان برای این گروه مطالعاتی مشاهده می‌کنیم، که برای یک درصد p (درصد آرماتور) ثابت و با کاهش ابعاد دهانه مشاهده کرده‌ایم که نمودار جابجایی-زمان کاهش داشته است، مشاهده می‌کنیم که این کاهش دهانه و افزایش درصد آرماتور باعث بهبود عملکردی رفتار سازه شده است.



شکل ۲۷: نمای کلی نمودارهای تغییر مکان-زمان گروه مطالعاتی C تحت خرابی پیش‌رونده

۷- نتیجه‌گیری

در این پژوهش از سه گروه مطالعاتی به نام گروه‌های A, B, C استفاده کردیم، هر یک از این گروه‌ها مطالعاتی دارای زیر مجموعه ایی با چهار نمونه مطالعاتی را تشکیل می‌داد، که در مجموع دوازده نمونه مطالعاتی که نام‌های A-1, A-2, A-3, A-4, B-1, B-2, B-3, B-4, C-1, C-2, C-3, C-4 نامگذاری شده‌اند را تشکیل دادند. بعد از مدلسازی و انجام تحلیل‌های اجزاء محدود توسط برنامه آباکوس نتایج زیر در این پژوهش حاصل شد:

- با توجه به مقایسه نمودار جابجایی-زمان تحت خرابی پیش‌رونده مدل A-1 و A-2 مشاهده شد، با ثابت نگه داشتن دهانه کلی پلان ساختمان، با افزایش ۱۲٪ درصدی درصد آرماتور (p) شاهد کاهش ۲۳/۴۸٪ درصدی نمودار جابجایی - زمان ایجاد شده است. یعنی با افزایش ۱۲٪ درصدی درصد آرماتور (p) نمونه A-2 نسبت به نمونه A-1

با یک پلان ثابت می توان گفت که سازه تحت بار خرابی پیش‌رونده مقاومت بیشتری را نسبت به نمونه A-1 با درصد آرماتور اولیه داشته است.

- با توجه به مقایسه نمودار جابجایی-زمان تحت خرابی پیش‌رونده مدل A-4 و A-1 مشاهده شد، با ثابت نگه‌داشتن درصد آرماتور (ρ) و افزایش ۳۳٪ درصدی (ابعاد دهانه) کاهش ۱۲/۴۸٪ درصدی نمودار جابجایی-زمان ایجاد شده است. یعنی با کاهش ۳۳٪ درصدی بعد دهانه نمونه A-1 نسبت به نمونه A-4 با یک (درصد آرماتور ثابت ρ) مشاهده می‌شود که سازه تحت بار خرابی پیش‌رونده مقاومت بیشتری را نسبت به نمونه A-1 با دهانه بزرگتر داشته است.

- با توجه به مقایسه نمودار جابجایی-زمان تحت خرابی پیش‌رونده مدل B-2 و B-1 مشاهده شد، با ثابت نگه‌داشتن دهانه کلی پلان ساختمان، با افزایش ۱۲٪ درصدی درصد آرماتور (ρ) کاهش ۲۱/۳۶٪ درصدی نمودار جابجایی-زمان ایجاد شده است. یعنی با افزایش ۱۲٪ درصدی درصد آرماتور (ρ) نمونه B-2 نسبت به نمونه B-1 با یک پلان ثابت می‌توان گفت که سازه تحت بار خرابی پیش‌رونده مقاومت بیشتری را نسبت به نمونه B-1 با درصد آرماتور اولیه داشته است.

- با توجه به مقایسه نمودار جابجایی-زمان تحت خرابی پیش‌رونده مدل B-4 و B-1 مشاهده شد، با ثابت نگه‌داشتن درصد آرماتور (ρ) و افزایش ۳۳٪ درصدی (ابعاد دهانه) کاهش ۱۴/۳۱٪ درصدی نمودار جابجایی-زمان ایجاد شده است. یعنی با کاهش ۳۳٪ درصدی بعد دهانه نمونه B-1 نسبت به نمونه B-4 با یک درصد آرماتور ثابت (ρ) می‌توان گفت که سازه تحت بار خرابی پیش‌رونده مقاومت بیشتری را نسبت به نمونه B-1 با دهانه بزرگتر داشته است.

- با توجه به مقایسه نمودار جابجایی-زمان تحت خرابی پیش‌رونده مدل C-2 و C-1 مشاهده شد، با ثابت نگه‌داشتن دهانه کلی پلان ساختمان، با افزایش ۱۲٪ درصدی درصد آرماتور (ρ) کاهش ۲۳/۷۴٪ درصدی نمودار جابجایی-زمان ایجاد شده است. یعنی با افزایش ۱۲٪ درصدی درصد آرماتور (ρ) نمونه C-2 نسبت به نمونه C-1 با یک پلان ثابت می‌توان گفت که سازه تحت بار خرابی پیش‌رونده مقاومت بیشتری را نسبت به نمونه C-1 با درصد آرماتور اولیه داشته است.

- با توجه به مقایسه نمودار جابجایی-زمان تحت خرابی پیش‌رونده مدل C-4 و C-1 مشاهده شد، با ثابت نگه‌داشتن درصد آرماتور (ρ) و افزایش ۳۳٪ درصدی (ابعاد دهانه) کاهش ۱۳/۴۲٪ درصدی نمودار جابجایی-زمان ایجاد شده است. یعنی با کاهش ۳۳٪ درصدی بعد دهانه نمونه C-1 نسبت به نمونه C-4 با یک درصد آرماتور ثابت (ρ) می‌بینیم که سازه تحت بار خرابی پیش‌رونده مقاومت بیشتری را نسبت به نمونه C-1 با دهانه بزرگتر داشته است.

- با توجه به مقایسه نمودار جابجایی - زمان تحت خرابی پیش‌رونده مدل D-2 و D-1 مشاهده شد، با ثابت نگه‌داشتن دهانه کلی پلان ساختمان، با افزایش ۱۲٪ درصدی درصد آرماتور (ρ) شاهد کاهش ۲۶/۳۲٪ درصدی نمودار جابجایی - زمان ایجاد شده است. یعنی با افزایش ۱۲٪ درصدی درصد آرماتور (ρ) نمونه D-2 نسبت به نمونه D-1 با یک پلان ثابت می‌توان گفت که سازه تحت بار خرابی پیش‌رونده مقاومت بیشتری را نسبت به نمونه D-1 با درصد آرماتور اولیه داشته است.

- با توجه به مقایسه نمودار جابجایی-زمان تحت خرابی پیش‌رونده مدل D-4 و D-1 مشاهده شد، با ثابت نگه‌داشتن درصد آرماتور (ρ) و افزایش ۳۳٪ درصدی (ابعاد دهانه) کاهش ۱۷/۳۵٪ درصدی نمودار جابجایی-زمان ایجاد شده است. یعنی با کاهش ۳۳٪ درصدی بعد دهانه نمونه D-1 نسبت به نمونه D-4 با یک درصد آرماتور (ρ) ثابت می‌توان گفت که سازه تحت بار خرابی پیش‌رونده مقاومت بیشتری را نسبت به نمونه D-1 با دهانه بزرگتر داشته است.

- با بررسی نمودار دررفت سازه نمونه گروه (A) مشاهده گردید، که ماکزیمم مقدار دررفت سازه قبل از اتفاق افتادن مقدار خرابی پیش‌رونده (قبل از حذف ستون) برابر با $0/00086$ درصد می‌باشد، که این مقدار بعد از اتفاق افتادن خرابی پیش‌رونده برابر $0/00115$ درصد برای سازه با درصد آرماتور بالانس می‌باشد، با بررسی نمودار دررفت سازه با افزایش 12% درصدی آرماتور (p) نسبت به درصد آرماتور بالانس مقدار دررفت سازه بعد از افزایش دادن این پارامتر کاهش پیدا کرد به طوریکه مقدار دررفت سازه از $0/00115$ درصد به مقدار $0/00098$ درصد کاهش داشته است.

- با بررسی نمودار دررفت سازه نمونه گروه (B) مشاهده گردید، که ماکزیمم مقدار دررفت سازه قبل از اتفاق افتادن مقدار خرابی پیش‌رونده (قبل از حذف ستون) برابر با $0/0011$ درصد می‌باشد، که این مقدار بعد از اتفاق افتادن خرابی پیش‌رونده برابر $0/0016$ درصد برای سازه با درصد آرماتور بالانس می‌باشد، با بررسی نمودار دررفت سازه با افزایش 12% درصدی آرماتور (p) نسبت به درصد آرماتور بالانس مقدار دررفت سازه بعد از افزایش دادن این پارامتر کاهش پیدا کرد به طوریکه مقدار دررفت سازه از $0/0016$ درصد به مقدار $0/0014$ درصد کاهش داشته است.

- با بررسی نمودار دررفت سازه نمونه گروه (C) مشاهده گردید، که ماکزیمم مقدار دررفت سازه قبل از اتفاق افتادن مقدار خرابی پیش‌رونده (قبل از حذف ستون) برابر با $0/0011$ درصد می‌باشد، که این مقدار بعد از اتفاق افتادن خرابی پیش‌رونده برابر $0/0015$ درصد برای سازه با درصد آرماتور بالانس می‌باشد، با بررسی نمودار دررفت سازه با افزایش 12% درصدی آرماتور (p) نسبت به درصد آرماتور بالانس مقدار دررفت سازه بعد از افزایش دادن این پارامتر کاهش پیدا کرد به طوریکه مقدار دررفت سازه از $0/0023$ درصد به مقدار $0/0015$ درصد کاهش داشته است.

با بررسی نمودار میانگین نسبت تنش مشاهده گردید، که در اعضای باربر ستون‌ها بعد از خرابی پیش‌رونده (حذف ستون) مقدار نسبت تنش به میزان $41/91\%$ درصد افزایش خواهد یافت. در ادامه با بررسی نمودار میانگین نسبت تنش برای نمونه‌های مطالعاتی گروه (A,B,C) مشاهده گردید، مقدار نسبت تنش با افزایش 12% درصدی درصد آرماتور (p) نسبت به آرماتور بالانس، به میزان $0/66$ کاهش خواهد داشت، که می‌توان نتیجه گرفت که افزایش درصد آرماتور سبب بهبود عملکرد سازه‌ای خواهد شد.

۹- مراجع

- [۱]- بی گناه قلعه سری، سیدمحمد و محسنعلی شایانفر، ۱۳۹۷، تاثیرافزایش درصد آرماتور تیر قاب بتن مسلح در برابر خرابیپیش‌رونده، کنفرانس عمران، معماری و شهرسازی کشورهای جهان اسلام، تبریز، دانشگاه تبریز - دانشگاه شهید مدنی آذربایجان - دانشگاه علمی کاربردی شهرداری تبریز،
- [۲]- قاسمی، علیرضا؛ ایمان منصوری و امیر یونسی، ۱۳۹۵، بررسی اثر آرماتورهای طولی در ستون بتن آرمه تحت اثر انفجار، همایش ملی مهندسی عمران، شهرسازی و توسعه پایدار، تهران، مرکز توسعه پایدار علم و صنعت فرزین، دانشگاه شهید بهشتی.
- [۳]- مرتضایی، ع. ۱۳۹۵. مطالعه موردی یک ساختمان بتن آرمه مقاوم در برابر زلزله تحت اثر بار گذاری انفجار.
- [۴]- صفاری، م و قهرمانی، ر. ۱۳۹۲. بررسی تأثیر آرایش فولاد گذاری در مقاومت نهایی و شکل پذیری دیوارهای برشی کوپله مسلح، دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرمان.
- [۵]- مسلمان، ح. ۱۳۹۴. پیش بینی پارامترهای مؤثر در طراحی دیوارهای برشی بتنی دارای بازشو با استفاده از شبکه های عصبی مصنوعی.
- [۶]- شابختی، ن و حشمتی، ع. ۱۳۹۲. بررسی رفتار غیرخطی دیوار برشی دارای بازشو به روش طراحی بر اساس عملکرد.
- [۷]- آیین نامه ۱۳۹۲ طراحی ساختمانها در برابر زلزله استاندارد ایران، ویرایش چهارم.

- [۸]- مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران، طرح و اجرای ساختمانهای بتن آرمه، وزارت راه و شهرسازی، ۱۳۹۲
- [9]-Hadianfard, M. A., & Farahani, A. (2012). On the effect of steel columns cross sectional properties on the behaviours when subjected to blast loading. *Structural Engineering and Mechanics*, 44(4), 449-463.
- [10]-Hadianfard, M. A., & Farahani, A. (2016). Investigation of Steel Column Behavior with Different Cross Section under Blast Loading. *Modares Civil Engineering Journal (M.C.E.J)*, 16(4), 265-278.
- [11]-Hao, H., Li, Z. X., & Shi, Y. (2015). Reliability analysis of RC columns and frame with FRP strengthening subjected to explosive loads. *Journal of Performance of constructed Facilities*, 30(2), 04015017.
- [12]-Marjanishvili, S. and Agnew, E. 2006. Comparison of various procedures for progressive collapse analysis. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 20 4: Pp 365 -374
- [13]-Pandey, A.K., Kumar, R., Paul, D.K. and Trikha, D.N. 2006. Non linear response of reinforced concrete containment structure under blast loading, *Nuclear Engineering and Design*, 2369: Pp 993 1002.
- [14]-Khandelwal, K., et al. 2002. Macromodel-based simulation of progressive collapse: Steel frame structures. *Journal of structural engineering*, 134 7: Pp 1070 -1072 .
- [15]-Powell, G. 2005. "Progressive Collapse: Case Studies Using Nonlinear Analysis," Forensic Engineering Symposium, RAM International, Carlsbad, California.
- [16]-Marius, M. 2013. Seismic behaviour of reinforced concrete shear walls with regular and staggered openings after the strong earthquakes between 2009 and 2011, *Engineering Failure Analysis*. 34: Pp 537-565.
- [17]-Remennikov, A.M. 2003. A review of methods for predicting bomb blast effects on buildings, *Journal of Battlefield Technology*, 63: Pp 155-161.
- [18]-Li, H., Cai, X., Zhang, L., Zhang, B., & Wang, W. (2017). Progressive collapse of steel moment-resisting frame subjected to loss of interior column: Experimental tests. *Engineering Structures*, 150, 203-220.
- [19]-Ding, Y., Song, X., & Zhu, H. T. (2017). Probabilistic progressive collapse analysis of steel-concrete composite floor systems. *Journal of Constructional Steel Research*, 129, 129-140.
- [20]-Rezvani, F. H., Yousefi, A. M., & Ronagh, H. R. (2015, August). Effect of span length on progressive collapse behaviour of steel moment resisting frames. In *Structures*(Vol. 3, pp. 81-89). Elsevier.
- [21]-Ventura, A., Chiaia, B., & De Biagi, V. (2017, October). Robustness assessment of RC framed structures against progressive collapse. In *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering* (Vol. 245, No. 3, p. 032033). IOP Publishing.
- [22]-Li, S., Shan, S., Zhai, C., & Xie, L. (2016). Experimental and numerical study on progressive collapse process of RC frames with full-height infill walls. *Engineering Failure Analysis*, 59, 57-68.
- [23]-Alashker, Y., El-Tawil, S., & Sadek, F. (2010). Progressive collapse resistance of steel-concrete composite floors. *Journal of Structural Engineering*, 136(10), 1187-1196.
- [24]-Brunesi, E., Nascimbene, R., Parisi, F., & Augenti, N. (2015). Progressive collapse fragility of reinforced concrete framed structures through incremental dynamic analysis. *Engineering Structures*, 104, 65-79.
- [25]-Shan, S., Li, S., Xu, S., & Xie, L. (2016). Experimental study on the progressive collapse performance of RC frames with infill walls. *Engineering Structures*, 111, 80-92.
- [26]-Gao, S., Xu, M., & Zhang, S. (2017). Dynamic analysis of concrete-filled steel tube composite frame against progressive collapse based on benchmark model. *Advances in Structural Engineering*, 1369433217737117

Study on the effect of the Reinforcement Percentage (ρ) and the Dimensions of the Building Span on the Behavior of Concrete Structures with Open Shear Walls Against Progressive Failure Under FEM Finite Element Analysis

Seyyed Ali Mousavi Davoudi

Graduated Student Of Structural Engineering, Tabari University
(Ali_mousavii@yahoo.com)

Abstract

One of the challenges that threaten buildings today is the discussion of the progressive devastation caused by earthquakes and fires. In most seismic and explosive events, most of the casualties have been caused by the demolition of buildings compared to any other direct impact; therefore, ensuring the sustainability and non-demolition of buildings is of primary importance, requiring a significant increase in building morbidity. However, even if properly designed ductile buildings are exposed to certain undesirable features, they will suffer extensive damage. Therefore, it is necessary to apply the principles of earthquake and explosion resistant design in three different levels of structural forms, building plans and ductility for all buildings, especially public buildings including offices, schools and hospitals and public buildings such as shopping centers, banks and so on. .. Be considered. This can cause problems for structures designed on the basis of current regulations during severe earthquakes and even lead to total demolition. In other words, any weaknesses in the design or implementation of the components may lead to the progressive failure of structures during the loading of an explosion or earthquake. Pop-up shear walls in concrete buildings are designed due to architectural limitations. These walls are less resistant than conventional shear walls, but they increase the structural ductility. Although the design of such walls is based on valid regulations and regulations, it is not considered progressive failure and in cases where the structure does not have the necessary resistance to progressive damage, reinforcement is required. The Progressive Damage Issue in Concrete Reinforced Shear Wall Structures, which form the basis of the present study, examines the effect of reinforcement percentage (ρ) on the progressive failure. Progressive failure has not been investigated so far, considering the importance of this issue in this study, we investigate the effect of parametric change of reinforcement percentage (ρ) on the behavior of concrete structures under progressive failure. At the end of the study, the results showed that the effect of increasing the percentage of reinforcement (ρ) on reinforced concrete structures under an explosive load and progressive failure would improve the behavioral performance of the structures.

Keywords: Concrete Shear Wall, Poplar, Progressive Failure, Finite Element Analysis.

محاسبه ضریب رفتار لرزه‌ای سیلوهای بتنی و عوامل موثر بر آن

دریافت مقاله: ۱۳۹۷-۱۰-۱۹

پذیرش مقاله: ۱۳۹۸-۰۸-۱۳

محمد رضا آرم

استادیار پژوهشگاه علوم و فنون هسته‌ای، تهران، ایران

ثمیه سادات میرحسینی

کارشناسی ارشد زلزله، گروه عمران دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آل طه، تهران، ایران

mirhosseini524@gmail.com

چکیده

در این تحقیق ضریب رفتار (R) سیلوها به منظور ارزیابی اثر پارامترهای: هندسه، مواد داخل سیلو، مقاومت بتن، ضخامت جداره سیلو و ابعاد مش‌بندی در سه حالت پر، نیمه‌پر و خالی مدل‌سازی و محاسبه می‌شود. به عنوان نمونه، دو مدل سیلوهای اجرایی کلینکر (بدون پایه) و بای‌پس کلینکر (پایه‌دار) از نرم افزار المان محدود آباکوس جهت مدل‌سازی و آنالیز استاتیکی غیرخطی استفاده شده است. سپس مدل‌های مذکور در نرم‌افزار آباکوس، تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش‌آور قرار گرفته و نمودارهای برش‌پایه-تغییر مکان آنها استخراج شده است. تمامی نمودارهای مذکور به روش یانگ، دوطبقی شده و ضریب رفتار و پارامترهای مربوط به آن محاسبه گردیده است.

ضریب رفتار بدست آمده در سیلوها از مقدار آیین‌نامه استاندارد (۲۸۰۰ و Asce-7-16) IBC بیشتر است و می‌توان گفت آیین‌نامه‌ها به طور محافظه‌کارانه کمترین مقدار را در نظر گرفته است.

نتایج بدست آمده نشان می‌دهد که پارامترهای هندسه (قطر به ارتفاع)، پر یا خالی بودن مواد داخل سیلو در مقدار R چندان مؤثر نمی‌باشد. با افزایش مقاومت بتن، ضریب رفتار تغییر چشمگیری نمی‌کند و می‌توان گفت ضریب رفتار تابع مقاومت بتن نمی‌باشد.

افزایش ضخامت جداره سیلو به دلیل افزایش ظرفیت پلاستیک، موجب افزایش R می‌شود و افزایش ابعاد مش‌بندی به دلیل کاهش دقت محاسبات، موجب کاهش بسیار ناچیز R می‌شود و زیاد تأثیرگذار نیست.

کلید واژه‌ها: ضریب رفتار، سیلوهای بتنی، تحلیل استاتیکی غیرخطی، پوش‌آور، سیلو پایه‌دار و بدون پایه.

سیلوها از سازه‌های مهم صنعتی در رشته عمران به شمار می‌آیند، که برای ذخیره کردن مصالح دانه‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرند. با توجه به اینکه سیلوها در تامین مایحتاج ضروری مردم نقش مهمی را ایفا می‌کنند و هزینه‌های زیادی جهت ساخت آنها صرف می‌شود در زمره طرح‌های مهم ملی به شمار می‌رود. به این جهت لازم است که سیلوها بعد از وقوع زلزله شدید، کارکرد خود را حفظ نمایند. این موارد نشان دهنده اهمیت زیاد مطالعه اثر زلزله بر سیلوها مخصوصاً برای کشور ما که خطر لرزه‌خیزی زیادی دارند، می‌باشد.

میزان شکست سیلوهایی سراسر جهان در مقایسه با میزان شکست دیگر سازه‌های صنعتی بسیار بالاتر است. قابلیت اطمینان و ثبات این سازه‌های خاص تحت بارهای لرزه‌ای به یک نگرانی اساسی تبدیل شده است و باید توسط افراد چند رشته‌ای در طراحی، پیاده‌سازی و مدیریت قابل درک باشد [۱]. سه عامل مهم طراحی سیلوها، مواد ذخیره شده، هندسه و ساختار آن می‌باشد و همچنین در حالت زلزله چگونگی سازه سیلو از جمله پایه‌دار یا بدون پایه، بسیار مهم است.

در مناطق زلزله خیز سیلوها باید برای مقاومت در برابر بارهای ناشی از زلزله طراحی شوند، که در این طراحی مسئله ترک ناشی از فشار مواد و تنش‌های حاصل از زلزله مطرح است. سه نوع بارهای ناشی از مواد ذخیره شده درون سیلو وجود دارد، که تحت ایجاد فشار عمودی برکف سیلو، فشار افقی بر روی جداره‌های جانبی و ایجاد نیروی اصطکاک بین مواد ذخیره شده و جداره سیلو قرار می‌گیرند. مقدار و توزیع آنها به خواص مواد و اینکه سیلو پر یا تخلیه شود، بستگی دارد. سیلو در حالت پر نسبت به حالت نیمه پر یا خالی، تحمل جانبی بالایی دارد [۲].

در بررسی مقالات مربوطه، سیلوهایی بتنی و فولادی با در نظر گرفتن سیستم‌های دیواربرشی، مهاربند و همچنین بدون سیستم‌های مقاومت در نرم‌افزار تحت تأثیر بارهای جانبی مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفته و در نتیجه به علت افزایش سختی و کاهش تغییرمکان، سیستم دیوار برشی و همچنین سیستم مهاربند به عنوان سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی یا نیروهای زلزله مؤثرتر است [۳-۶].

تجربه تأثیر زلزله بر سازه‌ها نشان می‌دهد که سازه‌ها در هنگام زلزله رفتاری غیرخطی دارند و به این دلیل مقدار قابل توجهی از انرژی ورودی زلزله را به صورت انرژی میرایی و پسماند تلف می‌کنند. بنابراین سازه‌ها می‌توانند برای نیروی زلزله بسیار کمتر از نیروی لازم در حالت خطی طراحی گردند. تحلیل و طراحی دقیق سازه‌ها در این حالت با تحلیل غیرخطی میسر می‌باشد، اما با توجه به سهولت و گستردگی روش تحلیل و طراحی سازه در محدوده خطی و با نیروهای کوچک شده زلزله می‌باشد. نیروی زلزله برای طراحی خطی سازه‌ها، از یک طیف خطی زلزله بدست می‌آید و به منظور اعمال کاهش که در نیروی اعمالی زلزله به دلیل عواملی مانند شکل‌پذیری، مقاومت افزون، میرایی و... به وجود می‌آید، نیروی خطی محاسبه شده از طیف خطی با استفاده از ضریبی به نام ضریب کاهش یا ضریب رفتار، کاهش پیدا می‌کند [۷].

ضریب رفتار، یکی از پارامترهای مهم و اساسی در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد. طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها به این صورت است که طرح باید به گونه‌ای باشد تا ساختمان‌ها در هنگام وقوع زلزله‌های کوچک در محدوده خطی و بدون خسارت بمانند. در زلزله‌های متوسط، خسارت غیر سازه‌ای بینند و در هنگام وقوع زلزله‌های شدید و بزرگ خسارت‌های سازه‌ای و غیر سازه‌ای داشته باشند ولی پایداری کلی آنها حفظ شود. بر اساس مواردی که گفته شد ضریب رفتار پل ارتباطی بین رفتار غیرخطی سازه با رفتار خطی سازه می‌باشد.

بسیاری از محققین مانند (براون، ایبل، مسکوریس و هولر)^۱ سعی کرده‌اند رفتار سیلوها تحت اثر زلزله را بصورت خطی مدل‌سازی کنند. ولی آقایان ناطقی و یخچالیان در بررسی عددی رفتار لرزه‌ای، سیلوهایی بتنی را بصورت غیرخطی در نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی نمودند و اندرکنش مصالح دانه‌ای ذخیره شده و دیواره سیلو را مورد بررسی قرار دادند [۸].

1- Braun, Eibl, Meskouris, Holler

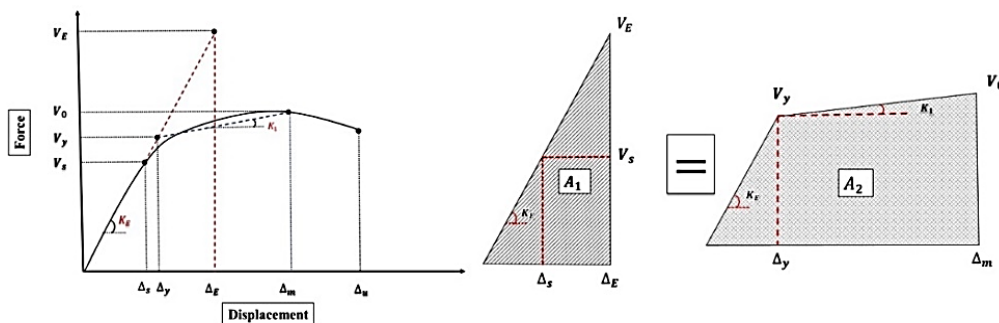
هدف این مقاله ارائه اطلاعات مفید در مورد بررسی محاسبه ضریب رفتار با در نظر گرفتن اثر پارامترهای مختلف از جمله هندسه، مقاومت بتن، مواد داخل سیلو، ... می‌باشد. در این راستا جهت مدل‌سازی سیلوها از نرم‌افزار آباکوس ورژن ۲۰۱۷ که قابلیت حل مسائل از یک تحلیل خطی ساده تا پیچیده‌ترین مدل‌سازی غیرخطی را دارا می‌باشد، استفاده شده و جهت محاسبه ضریب رفتار، یک سیلوی بتنی در برابر نیروی زلزله تحلیل غیرخطی خواهد شد و اثرات رفتار مصالح درون سیلو در ضریب رفتار لرزه‌ای سیلو در نظر گرفته خواهد شد و با مقایسه رفتار غیر خطی و رفتار الاستیک خطی، ضریب رفتار سیلو بدست خواهد آمد.

۲- مفاهیم تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش آور

تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش آور یک نوع تحلیل افزایشی است که نیرو به صورت گام به گام زیاد می‌شود و باعث هل دادن سازه می‌شود. این افزایش بارگذاری تا جایی ادامه می‌یابد که سازه دچار اولین مفصل پلاستیک شود. پس از تشکیل اولین مفصل پلاستیک، سازه همچنان مقاوم است و می‌توان بارگذاری را افزایش داد. این افزایش نیرو تا جایی ادامه پیدا می‌کند، که سازه دچار فرو ریزش شود [۷].

۲-۱- روش یانگ

برای بدست آوردن مقادیر ضریب رفتار و پارامترهای مؤثر بر آن از روش یانگ استفاده کرده که در این روش منحنی دو خطی با ادامه دادن محدوده الاستیک و به دست آوردن برش پایه تسلیم و سپس وصل کردن آن به برش پایه حداکثر به نحوی که انرژی کرنشی ذخیره شده تغییری ننماید حاصل می‌شود [۹].



شکل ۱: دوخطی‌سازی نمودار برش پایه-تغییر مکان به روش یانگ [۱۰]

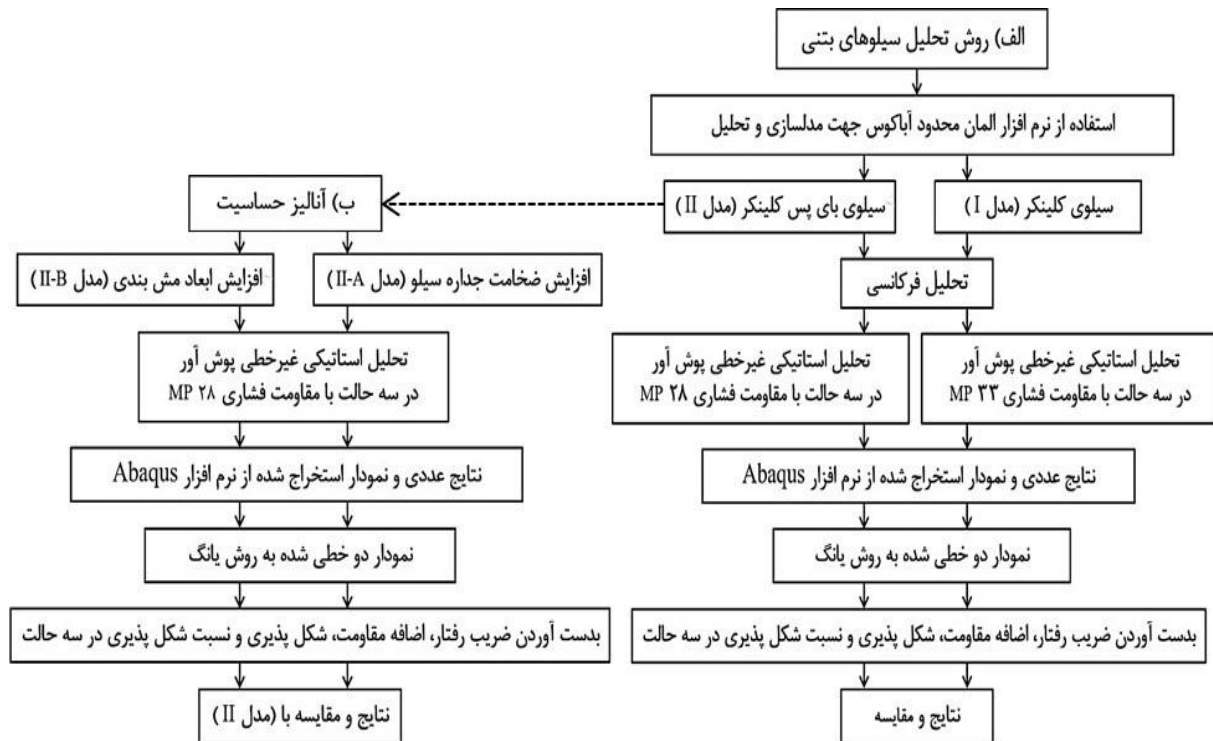
۲-۲- پارامترهای مؤثر بر ضریب رفتار

تحقیقات محققین دانشگاه برکلی نشان داده است که اجزا تشکیل دهنده ضریب رفتار از چهار ضریب تشکیل می‌شوند که در رابطه (۱) ذکر شده است [۹].

$$R = R_S R_\mu R_R R_\xi \quad (1)$$

در رابطه فوق R_S ضریب اضافه مقاومت، R_μ ضریب ناشی از شکل‌پذیری، R_R ضریب نامعینی و R_ξ ضریب میرایی می‌باشد.

۳- بلوک دیاگرام روش پیشنهادی

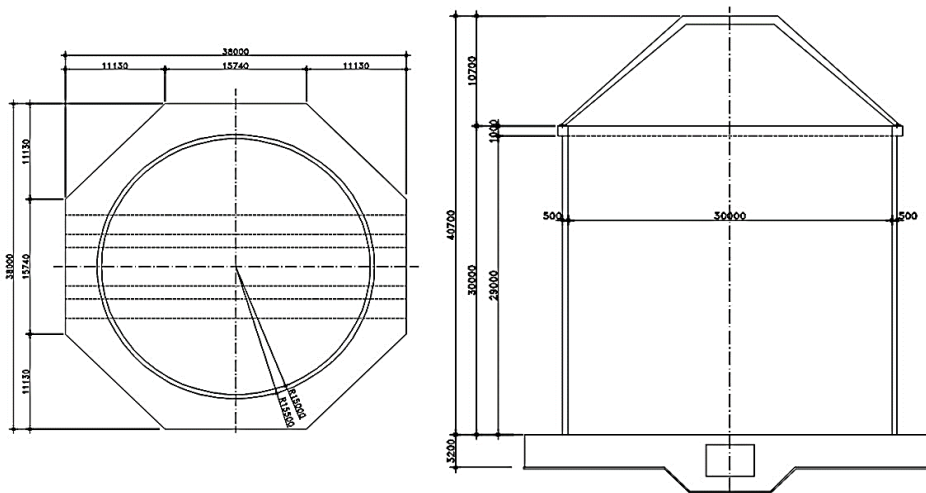


شکل ۲: روش تحلیل سیلوهای بتنی

۴- معرفی مدل پیشنهادی

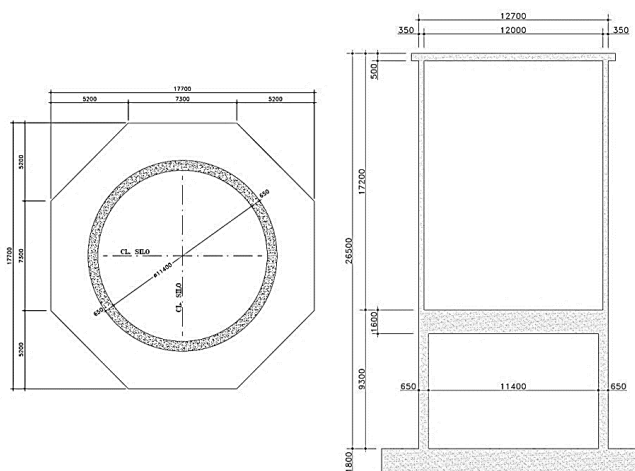
به منظور کنترل تحلیل پوش آور و ضریب رفتار، ۲ نمونه از سیلوهای خط تولید سیمان از لحاظ هندسه (قطر به ارتفاع) و (پایه دار و بدون پایه)، سیلوی کلینکر و سیلوی بای پس کلینکر در خط تولید سیمان که توسط شرکت مهندسين مشاور قبلاً تهیه و اجرا شده است، به جهت تطابق با آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) و آیین نامه جهانی ساختمانی IBC (Asce-7-16) در نظر گرفته شده است.

۴-۱- سیلوی کلینکر (مدل I)



شکل ۳: پلان و مقطع از فونداسیون و جداره سیلوی کلینکر [۱۱]

۴-۲- سیلوی بای پس کلینکر (مدل II)



شکل ۴: پلان و مقطع از فونداسیون و جداره سیلوی بای پس کلینکر (II)

۵- مدل سازی در نرم افزار آباکوس

در این پژوهش از نرم افزار المان محدود آباکوس جهت مدل سازی و آنالیز تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده شده است. این نرم افزار توانایی حل محدوده وسیعی از مسائل مهندسی از تحلیل های خطی ساده تا شبیه سازی های غیرخطی پیچیده را دارد. به عنوان نمونه دو مدل سیلوهای اجرایی پایه دار و بدون پایه در نرم افزار آباکوس با در نظر گرفتن پارامترها، جداگانه تحت استاتیکی غیرخطی پوش آور قرار گرفته می شود.

همچنین جهت ایجاد مدل ها در نرم افزار فرضیات زیر در نظر گرفته می شود.

(A) المان های اختصاص داده شده در نرم افزار آباکوس برای سیلوها از نوع Solid، برای میلگردها از نوع Truss استفاده شده و تکیه گاه های سیلوها در نرم افزار صلب در نظر گرفته شده است.

(B) طبق محاسبات انجام شده و مبحث نهم، فولاد مورد استفاده از نوع S400 است.

(C) حداقل مقاومت بتن برای سیلوها طبق آیین نامه ACI 313، ۲۸ مگاپاسکال می باشد [۱۲]. در این مقاله علاوه بر مقاومت بتن ۲۸ مگاپاسکال، مقاومت بتن ۳۳ مگاپاسکال برای مقایسه ضریب رفتار در نظر گرفته شده است.

جدول ۱: مشخصات مکانیکی فولاد مورد استفاده

چگالی (ρ)	مدول ارتجاعی (E)	ضریب پواسون (ν)	تنش تسلیم (σ_y)	تنش نهایی (σ_y)	کرنش نهایی (ϵ_p)
7850 kg/m ³	235 GPa	0.3	400 MPa	600 MPa	0.18

جدول ۲: مشخصات محدوده پلاستیک بتن

ψ	ϵ	$\frac{f_{b0}}{f_c}$	k	μ
35	0.1	1.16	0.666	0.01

جدول ۳: مشخصات مکانیکی بتن مورد استفاده

مقاومت بتن	(ρ)	(ν)	(E)
28	2400 kg/m ³	0.2	24.46 GPa
33			25.97 GPa

جدول ۴: مشخصات بتن ۲۸ مگا پاسکال تنش-کرنش فشاری

Compressive Behavior					
	Yield stress	Inelastic strain		Yield stress	Inelastic strain
1	8.58158	0	12	14.82188	0.00351
2	15.88064	0.00032	13	12.81317	0.00383
3	21.61857	0.00064	14	11.10291	0.00415
4	25.43643	0.00096	15	9.65764	0.00447
5	27.43562	0.00128	16	8.43905	0.00479
6	28	0.0016	17	7.41057	0.00511
7	27.17761	0.00192	18	6.54005	0.00543
8	25.13577	0.00224	19	5.80027	0.00575
9	22.50065	0.00256	20	5.16871	0.00607
10	19.74432	0.00288	21	4.62689	0.00639
11	17.14315	0.00319	22	4.15976	0.00671

جدول ۵: مشخصات بتن ۲۸ مگا پاسکال تنش-کرنش کششی

Tensile Behavior					
	Yield stress	Inelastic strain		Yield stress	Inelastic strain
1	2.8	0	9	0.43257	0.00092
2	1.5534	0.00011	10	0.39551	0.00103
3	1.10054	0.00023	11	0.36473	0.00114
4	0.8618	0.00034	12	0.33873	0.00126
5	0.71291	0.00046	13	0.31645	0.00137
6	0.61056	0.00057	14	0.29713	0.00149
7	0.53558	0.00069	15	0.28021	0.0016
8	0.47811	0.0008	16	0.26525	0.00172

جدول ۶: مشخصات بتن ۳۳ مگا پاسکال تنش-کرنش فشاری

Compressive Behavior					
	Yield stress	Inelastic strain		Yield stress	Inelastic strain
1	11.41556	0	12	16.46052	0.00346
2	19.06992	0.00031	13	13.99139	0.00377
3	25.37189	0.00063	14	11.92021	0.00408
4	29.81359	0.00094	15	10.1971	0.0044
5	32.27405	0.00126	16	8.76701	0.00471
6	33	0.00157	17	7.57874	0.00503
7	31.99118	0.00189	18	6.58817	0.00534
8	29.44041	0.0022	19	5.75871	0.00566
9	26.11258	0.00251	20	5.06059	0.00597
10	22.62534	0.00283	21	4.46982	0.00628
11	19.35192	0.00314	22	3.96713	0.0066

جدول ۷: مشخصات بتن ۳۳ مگا پاسکال تنش-کرنش کششی

Tensile Behavior					
	Yield stress	Inelastic strain		Yield stress	Inelastic strain
1	3.3	0	9	0.50981	0.00102
2	1.83079	0.00013	10	0.46614	0.00114
3	1.29706	0.00025	11	0.42986	0.00127
4	1.01569	0.00038	12	0.39922	0.0014
5	0.84021	0.00051	13	0.37296	0.00152
6	0.71959	0.00064	14	0.35019	0.00165
7	0.63122	0.00076	15	0.33025	0.00178
8	0.56349	0.00089	16	0.31262	0.00191

(D) طبق آیین‌نامه Aci-313، ۸۰ درصد حالت پر سیلو را برای طراحی سیلو در برابر زلزله فرض می‌شود و مقادیر فشارهای جانبی و قائم مواد ذخیره شده استاتیکی به روش جنسن در سه حالت را جهت بدست آوردن ضریب رفتار محاسبه شده است [۱۲].

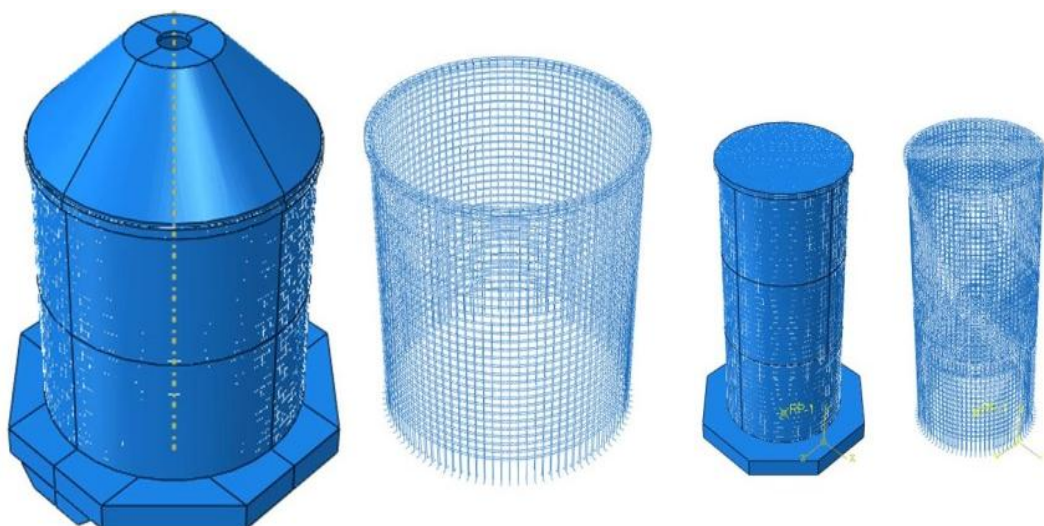
جدول ۸: مشخصات مصالح [۱۳]

نوع مصالح	جرم مخصوص مصالح (kg/m^3)	زاویه ریزش (درجه) p	ضریب اصطکاک μ'
			در مقابل بتن
سیمان کلینکر	1410	33	0.6

جدول ۹: مشخصات بارگذاری فشاری مدل I و II در سه حالت

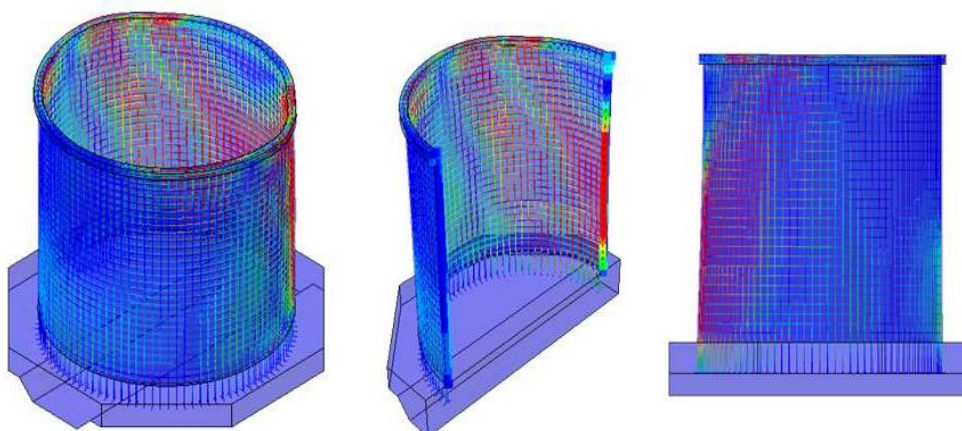
مدل I	فشار جانبی P	فشار قائم q	وزن مواد W_{CL}	مدل II	فشار جانبی P	فشار قائم q	وزن مواد W_{CL}
حالت پر	$9.58 \frac{t}{m^2}$	$32.49 \frac{t}{m^2}$	33136 t	حالت پر	$4.73 \frac{t}{m^2}$	$16.02 \frac{t}{m^2}$	2996.5 t
حالت نیمه پر	$4.77 \frac{t}{m^2}$	$18.20 \frac{t}{m^2}$	14942 t	حالت نیمه پر	$3 \frac{t}{m^2}$	$10.17 \frac{t}{m^2}$	1498.23 t
حالت خالی	0	0	0	حالت خالی	0	0	0

(E) برای مونتاژ قطعات و انتقال همه نمونه قطعات از دستگاه مختصات محلی به مختصات کلی لازم است در ماژول Assembly قطعات موردنظر را در موقعیت خود در مونتاژ اصلی با ابزارهایی که در این ماژول وجود دارد قرار دهد. وقتی قطعه‌ای ساخته می‌شود این قطعه در مختصات محلی می‌باشد و برای اینکه در مدل اصلی در کنار هم قطعات دیگر قرارگیرد، لازم است کلیه قطعات از مختصات محلی به مختصات واحدی به نام مختصات کلی بروند تا بتوانند وارد عمل شده و شکل نهایی مدل را بسازند.

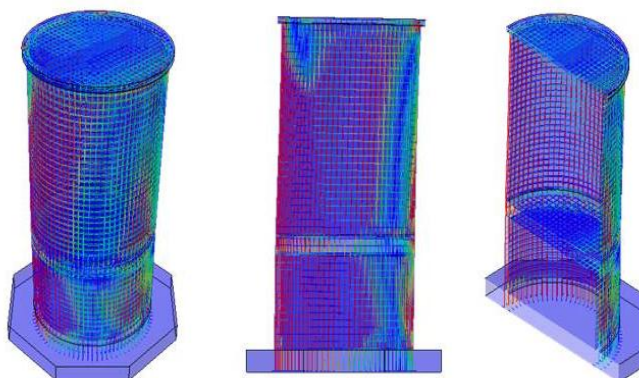


شکل ۵: شکل نهایی سیلوها در مختصات کلی

(F) سپس مدل‌های مذکور در نرم‌افزار، تحت استاتیکی غیرخطی پوش‌آور قرار گرفته و مشاهده می‌شود که تنش von mises در سه حالت پس از تشکیل اولین مفصل پلاستیک وارد فاز پلاستیک شده است.



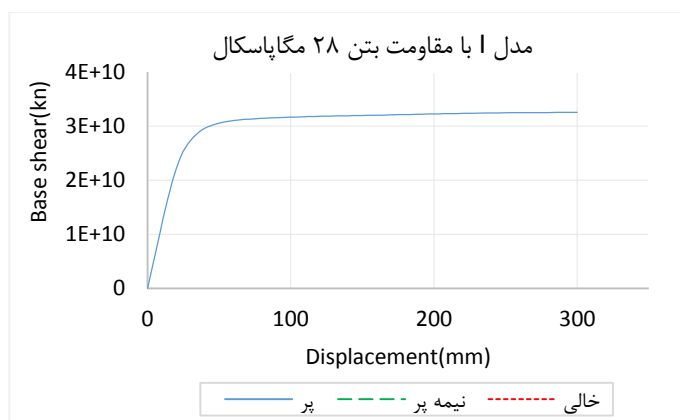
شکل ۶: مدل ساخته شده سیلوی کلینکر در نرم‌افزار و توزیع تنش فون میسز در المان



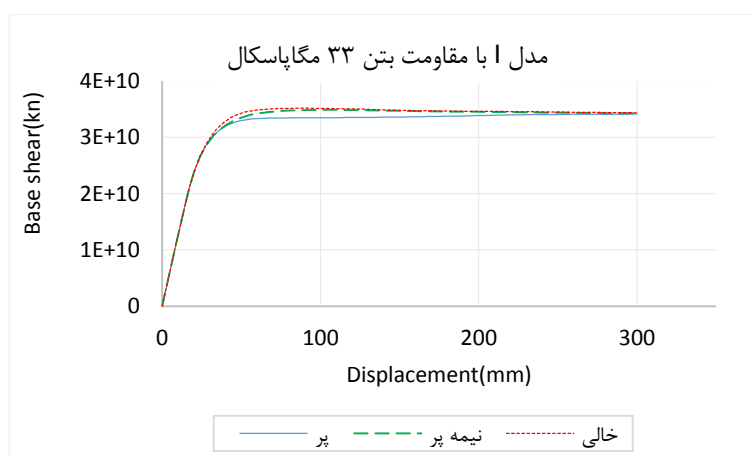
شکل ۷: مدل ساخته شده سیلوی بای‌پس کلینکر در نرم‌افزار و توزیع تنش فون میسز در المان

۶- نتایج عددی

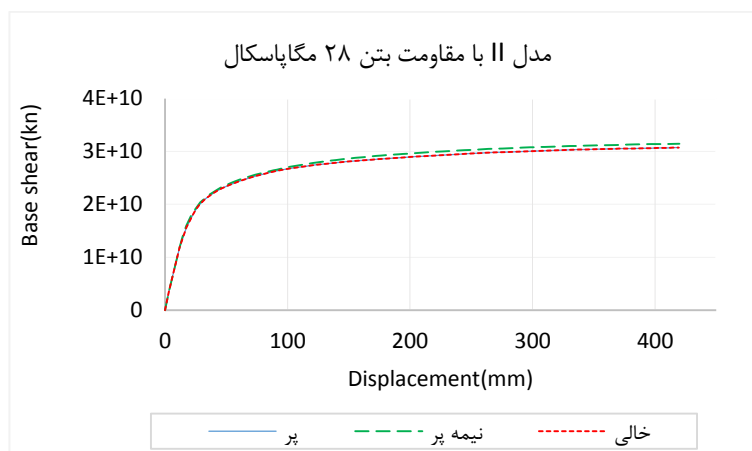
در شکل‌های (۸ تا ۱۳) نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی به صورت نمودارهای نیرو-تغییر مکان نشان داده شده و در ناحیه الاستیک، رفتار خطی و برش پایه اولین مفصل پلاستیک و در ناحیه غیر الاستیک در سه حالت نزدیک به هم هستند.



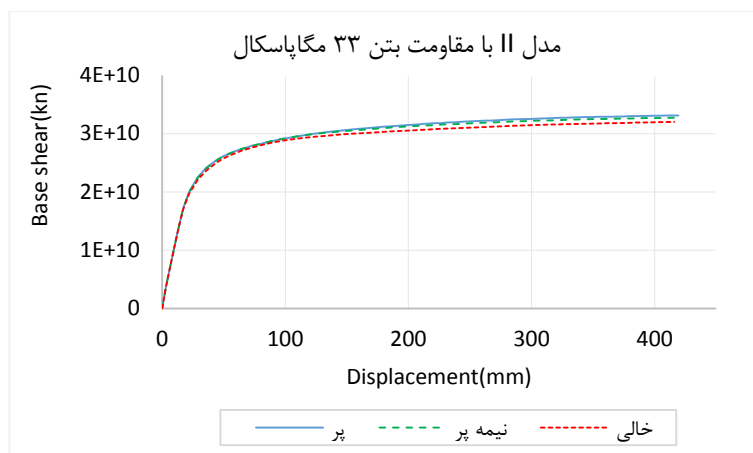
شکل ۸: نمودار نیرو-تغییر مکان سیلوی کلینکر (مدل I) با مقاومت بتن ۲۸ مگاپاسکال در سه حالت



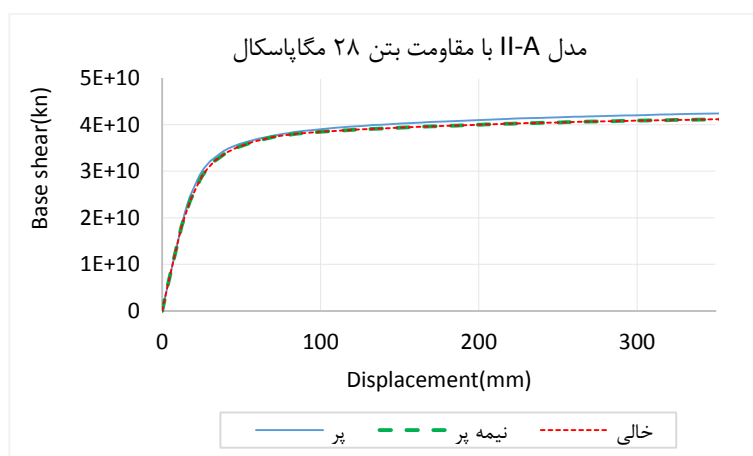
شکل ۹: نمودار نیرو-تغییر مکان سیلوی کلینکر (مدل I) با مقاومت بتن ۳۳ مگاپاسکال در سه حالت



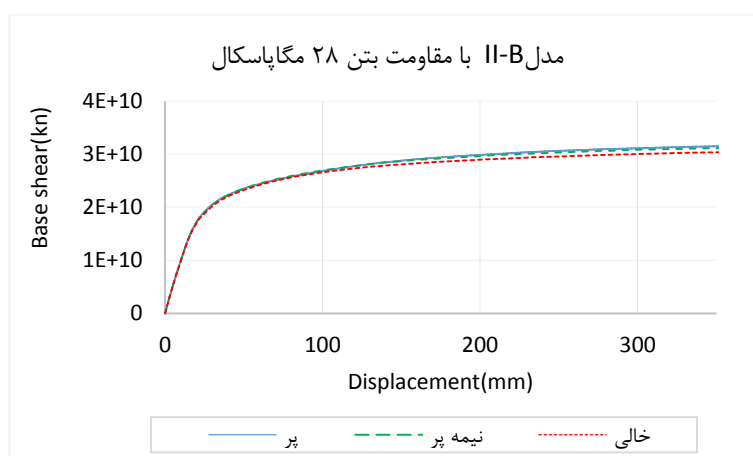
شکل ۱۰: نمودار نیرو-تغییر مکان سیلوی کلینکر (مدل II) با مقاومت بتن ۲۸ مگاپاسکال در سه حالت



شکل ۱۱: نمودار نیرو-تغییر مکان سیلوی کلینکر (مدل II) با مقاومت بتن ۳۳ مگاپاسکال در سه حالت

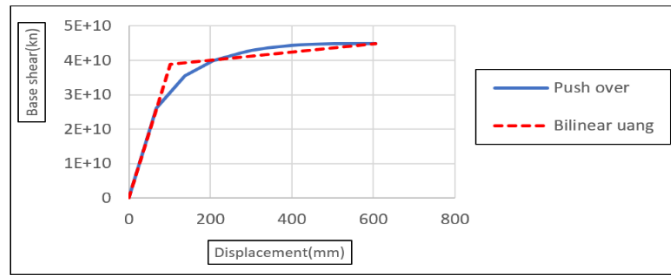


شکل ۱۲: نمودار نیرو-تغییر مکان مدل II-A با مقاومت بتن ۲۸ مگاپاسکال در سه حالت



شکل ۱۳: نمودار نیرو-تغییر مکان مدل II-B با مقاومت بتن ۲۸ مگاپاسکال در سه حالت

همانطور که گفته شد پس از تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش آور نمودار برش پایه-تغییر مکان تمام مدل‌ها استخراج شده و به روش ینگ دوخطی شده و در نهایت مقادیر ضریب رفتار بدست آمده است. در شکل (۱۴) نمونه‌ای از نمودار دوخطی شده نشان داده شده است.



شکل ۱۴: نمودار دو خطی شده به روش یانگ

۶-۱- نتایج بدست آمده سیلوی مدل I با مقاومت بتن ۲۸ و ۳۳ مگا پاسکال

جدول ۱۰: نتایج بدست آمده از نمودار دو خطی شده سیلوی کلینگر (مدل I) در سه حالت

نتایج مدل I (مقاومت بتن)			μ	R_{μ}	R_S	R	R_{2800}	$R_{Asce-7-16}$
-	مقاومت بتن ۲۸ مپا	خالی	10.21	4.46	1.30	5.81	3	3
		نیمه پر	10.38	4.50	1.28	5.78	3	3
		پر	10.19	4.45	1.30	5.79	3	3
-	مقاومت بتن ۳۳ مپا	خالی	9.57	4.24	1.30	5.53	3	3
		نیمه پر	10.00	4.26	1.24	5.45	3	3
		پر	9.74	4.27	1.29	5.55	3	3



شکل ۱۵: نمودار ضریب رفتار محاسبه شده و آیین نامه ها در مدل I با مقاومت بتن ۲۸ و ۳۳ مگا پاسکال

۶-۲- نتایج بدست آمده سیلوی مدل II با مقاومت بتن ۲۸ و ۳۳ مگا پاسکال

جدول ۱۱: نتایج بدست آمده از نمودار دو خطی شده سیلوی بای پس کلینگر (مدل II) در سه حالت

نتایج مدل II (مقاومت بتن)			μ	R_{μ}	R_S	R	R_{2800}	$R_{Asce-7-16}$
=	مقاومت بتن ۲۸ مپا	خالی	9.44	4.38	1.31	5.77	3	3
		نیمه پر	9.31	4.35	1.31	5.72	3	3
		پر	9.33	4.37	1.31	5.74	3	3
=	مقاومت بتن ۳۳ مپا	خالی	9.62	4.39	1.28	5.63	3	3
		نیمه پر	9.47	4.36	1.28	5.61	3	3
		پر	9.95	4.48	1.25	5.62	3	3



شکل ۱۶: نمودار ضریب رفتار محاسبه شده و آیین‌نامه‌ها در مدل II با مقاومت بتن ۲۸ و ۳۳ مگاپاسکال

۳-۶- نتایج بدست آمده سیلوی مدل II-A و II-B با مقاومت بتن ۲۸ مگاپاسکال

جدول ۱۲: نتایج بدست آمده از تحلیل حالت‌های مختلف مدل II-A و II-B

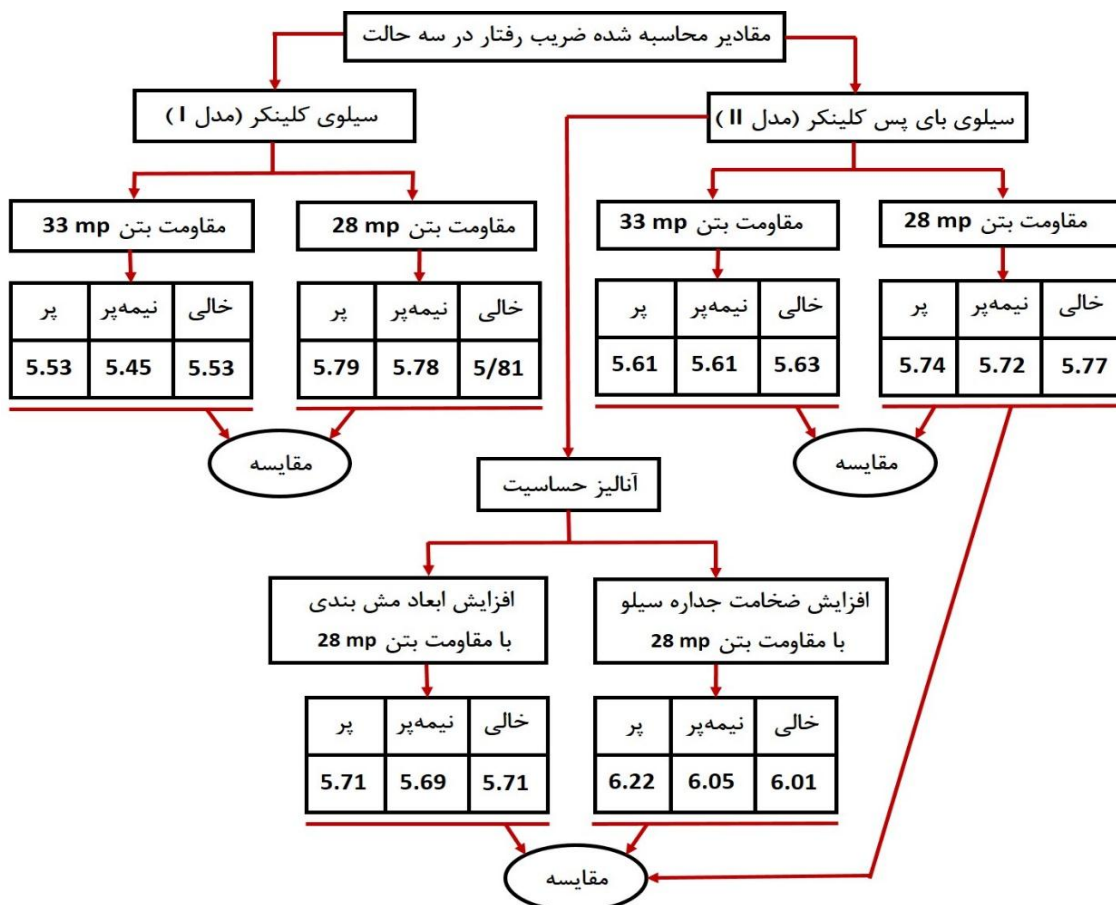
مدل II	مدل II-A و II-B			μ	R_{μ}	R_S	R	R_{2800}	$R_{Asce-7-16}$
ضخامت جداره سیلو = ۵۰۰ ابعاد مش بندی = ۶۵۰	II-A	ضخامت جداره سیلو = ۹۰۰	خالی	11.29	4.77	1.30	6.22	3	3
			نیمه پر	10.35	4.49	1.34	6.05	3	3
			پر	10.72	4.61	1.30	6.01	3	3
	II-B	ابعاد مش بندی = ۱۰۰۰	خالی	9.19	4.33	1.32	5.71	3	3
			نیمه پر	9.21	4.35	1.31	5.71	3	3
			پر	9.16	4.31	1.32	5.69	3	3

شکل ۱۷: نمودار ضریب رفتار محاسبه شده ۳ مدل II-A، II-B و II با مقاومت ۲۸ مگاپاسکال



۸- جمع بندی نتایج

در این تحقیق به منظور ارزیابی اثر پارامترهای: هندسه، مواد داخل سیلو، مقاومت بتن، ضخامت جداره سیلو و ابعاد مش‌بندی در مدل‌های مختلف مورد تحلیل قرار گرفت و مقدار ضریب رفتار R در حالت‌های مختلف بدست آمد.



شکل ۱۸: بلوک دیاگرام نتایج تحلیل سیلوهای بتنی

ضریب رفتار بدست آمده در سیلوها از مقدار آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) و آیین نامه جهانی ساختمان IBC (Asce-7-16) بیشتر است و می توان گفت آیین نامه ها به طور محافظه کارانه کمترین مقدار را در نظر گرفته است.

پارامترهای هندسه (قطر به ارتفاع)، پر یا خالی بودن مواد داخل سیلو در مقدار R چندان مؤثر نمی باشد. با افزایش مقاومت بتن، ضریب رفتار تغییر چشمگیری نمی کند و می توان گفت ضریب رفتار تابع مقاومت بتن نمی باشد.

برای کنترل آنالیز حساسیت تأثیر افزایش ضخامت جداره سیلو و افزایش ابعاد مش بندی نسبت به ضریب رفتار در حالت های مختلف، سیلوی بای پس کلینکر را در نظر گرفته و نتایج بدست آمده نشان می دهد که با افزایش ضخامت جداره بدلیل افزایش ظرفیت پلاستیک سازه، ضریب رفتار و تغییر مکان نهایی سازه کمی افزایش می یابد.

با افزایش ابعاد مش بندی تغییر مکان نهایی کاهش یافته که ممکن است ناشی از کاهش دقت محاسبات اجزاء محدود باشد. لذا در نتیجه ضریب رفتار نیز کمی کاهش می یابد. در نتایج کنترل آنالیز حساسیت، نشان می دهد که تغییر ضریب رفتار بدست آمده نسبت به مقدار اولیه کم است و زیاد تأثیر گذار نیست.

- [1] R. Livaoglu, A.Durmus, (2015). "A simplified approximation fo seismic analysis of silo-bulk material system". Doi 10.1007/s10518-015-9851-x.
- [2] Suvarna Dilip Deshmukh, Rathod S. T., (2013). "COMPARISON OF DESIGN & SEISMIC BEHAVIOR OF RCC SILO". Professor, Pune University, Imperial College of Engineering & Research, Wagholi, Pune, Maharashtra, India, Vol. 6.14, Issn 2319-7064, pp 2214-2217
- [3] Washuda I. Dhundasi, M.B.Iswhwaragol, (2016). " STATIC AND DYNAMIC BEHAVIOR OF CIRCULAR SILO WITH DIFFERENT LATERAL LOAD RESISTING SYSTEMS". BLDEA's V.P. Dr. P.G. Halakatti College of Engineering & Technology, Vijayapur, Vol. 4, Issue 06, Issn 2321-0613, pp 93-100
- [4] Ms Rini Riyansi.E, Mrs. Abida Justus, (2017). "COMPARATIVE STUDY OF SILO SUPPORTING STRUCTURE USING RCC & STEEL". Department of Civil Engineering, Sathyabama University, Chennai – 600 119, Tamil Nadu, India, Vol. 3, Issue 35, Issn 2456-5717, pp 133-145
- [5] Ashwini Bidari, K.N.Vishwanath, (2014). "ANALYSIS OF SEISMIC AND WIND EFFECT ON STEEL SILO SUPPORTING STRUCTURE". Dept of Civil Engineering , DSCE , Bangalore, Karnataka, India, Vol. 2, Issn 2321-9637, pp 11-19
- [6] Rajani S Togarsi, (2015). "SEISMIC RESPONSE OF REINFORCED CONCRETE SILOS ". Asst. Professor, Department of Civil Engineering, KLS GIT Belagavi, Karnataka, India, Vol.04, Issue 09, pp 174-178
- [۷] س.م. حسینی بای، م. غلام زاده، "دو خطی کردن منحنی پوش آور و تعیین ضریب رفتار به روش چوپرا"، سومین کنفرانس سالانه پژوهش‌های معماری، شهرسازی و مدیریت شهری.
- [8] F. Nateghi, M. Yakhchalian, (2011). "SEISMIC BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE SILOS CONSIDERING GRANULAR MATERIAL-STRUCTURE INTERACTION". International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, Tehran, Iran, pp 3050-3058
- [9] Uang, Chia-Ming; "Establishing R (or RW) and Cd factor for building seismic provisions", Journal of Structural Engineering ; vol. 117,NO.1,pp, 1991.
- [10] Structural response modification factor (Applied Technology Council NO. 19, 1995).
- [۱۱] شرکت مهندسين مشاور سازه اندیشان (رتبه سازه ۱)، تهران، ایران.
- [12] American Concrete Institute, "ACI 313, Standard Practice for Design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular materials," 1997.
- [۱۳] نشریه ۱-۲۳۵، ضوابط و معیارهای طرح و اجرای سیلوهای بتنی، ۱۳۸۲.

Analysis of Seismic Response Modification Factor of Concrete Silos and its Effective Parameters

Mohammad Reza Aram

*Assistant Professor of Research Institute of Nuclear Science And Technology, Tehran, Iran
mharam@aeoi.org.ir*

Samieh Sadat Mirhosseini*

*Master of Earthquake Engineering, Department of Civil Engineering, Ale-taha University, Tehran, Iran
mirhosseini524@gmail.com*

Abstract

In this research, in order to evaluate the effect of parameters such as geometry, stored material, concrete strength, silo wall thickness and FE mesh size on seismic response modification factor, finite element modeling is generated in three conditions: full, half-filled and empty. In this way finite element Abaqus is used for modeling and static nonlinear pushover analysis. As a sample, two types of models are created: the clinker silo (without basis) and by pass clinker silo (legged). Then, the mentioned models are subjected to nonlinear finite element method and the base shear-displacement diagrams are extracted. All of the mentioned graphs are evaluated by Young method to be bilinear. The response modification factor and the connected parameters such as plasticity, added resistance and plasticity ratio have been calculated.

The calculated response factors are more than that of the design regulation of seismic buildings code (standard of 2800) and also the Code of IBC (Asce-7-16) and it can be said that regulations are conservative.

The results show that the parameters of the geometry (diameter to height) and filled or emptiness of the silos are not very effective in the amount of response modification factor. However, the response behavior factor does not change significantly by increasing the strength of the concrete and it can be concluded that the response factor is not related to the concrete strength.

Increasing the thickness of the silos due to increased plastic capacity increases the R Value and increasing the mesh size due to the reduction of the accuracy of the calculations, reduces R and it indicates that the change of the response factor obtained from the initial value is small and does not affect the behavior much.

Keywords: *response modification factor, concrete silos, nonlinear static analysis, Pushover, parametric study, finite element method.*

بررسی آئین‌نامه‌ای بار باد سازه‌های بلند مرتبه بتنی با مقطع ثابت و متغیر واقع در شهر تهران

دریافت مقاله: ۱۳۹۷-۱۱-۱۷

پذیرش مقاله: ۱۳۹۸-۰۸-۱۳

محمد رضا عدل پرور *

دانشیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم

Adlparvar@Qom.ac.ir

مسعود محمودآبادی

استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم

m.mahmoudabadi@qom.ac.ir

محمد حسین تقوی پارسا

دکتری سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم

mh.taghavi@mail.qom.ac.ir

چکیده

امروزه با توجه به کمبود فضا و افزایش روزافزون جمعیت در شهرهای بزرگ، ساختمان‌های بلند با استقبال بیشتری روبرو هستند. سازه‌های بلند در برابر تأثیرات باد در راستای جهت باد و نوسانات حاصل از آن آسیب‌پذیر هستند. برای طراحی یک سازه در برابر بارهای جانبی نظیر بار باد، معیار اصلی طراحی باید تامین شود. اهمیت اثر نیروی جانبی با بالا رفتن ارتفاع ساختمان افزایش می‌یابد. از این رو در این نوع سازه‌ها، عمدتاً تحت تأثیر نیروی باد، ملاحظات طراحی با افزایش ارتفاع، پیچیده‌تر می‌شود. در ارتفاع معینی تغییر مکان جانبی سازه‌های بلند چنان افزایش می‌یابد که ملاحظات سختی کنترل‌کننده مطرح می‌گردند. ویژگی‌های فشار ناشی از باد بر سازه تابعی از ویژگی‌های باد، هندسه سازه و مشخصات منطقه مجاور آن است. معمولاً استانداردها برای سازه‌ها و ساختمان‌هایی که دارای شکل یا موقعیت غیرمعمول هستند استفاده نمی‌شوند. هدف از پژوهش حاضر بررسی روش‌های طراحی ارائه شده جهت محاسبه بار باد در استانداردهای بین‌المللی و داخلی جهت بررسی سازه‌های بلند با مقطع ثابت و متغیر واقع در شهر تهران است. در این پژوهش از استانداردهای آمریکا، اروپا، ژاپن و استرالیا برای دو نوع سازه بلند استفاده شده و نتایج آنها با خروجی حاصل از مقررات ملی ساختمان ایران مقایسه گردیده است. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که مقررات ملی ایران برای سازه‌های مفروض که در شهر تهران در نظر گرفته شده است، نسبت به نتایج سایر استانداردهای مورد بررسی محافظه‌کارانه‌تر است. کلمات کلیدی: سازه بلند بتنی، بار جانبی باد، مقطع ثابت و متغیر، نیروی طبقات، آئین‌نامه‌های طراحی، مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران.

امروزه با توجه به کمبود زمین و افزایش روزافزون جمعیت در شهرهای بزرگ، ساختمان‌های بلند با استقبال بیشتری روبرو هستند. از منظر سازه‌ای، برای یک ساختمان بلند تعاریف متفاوتی ذکر شده است. پریود بیش از ۰/۷ ثانیه و نسبت ارتفاع به بعد برای یک سازه ملاک‌هایی برای تعریف یک سازه بلند بیان شده است [۱].

برای طراحی یک سازه در برابر بارهای جانبی نظیر بار باد، معیار اصلی طراحی باید تأمین شود. اهمیت اثر نیروی جانبی با بالا رفتن ارتفاع ساختمان افزایش می‌یابد. از این رو در این نوع سازه‌ها، عمدتاً تحت تأثیر نیروهای باد، ملاحظات طراحی با افزایش ارتفاع، پیچیده‌تر می‌شود. برای یک سازه بلند در ارتفاع معینی تغییر مکان جانبی چنان افزایش پیدا می‌کند که ملاحظات سختی کنترل‌کننده مطرح می‌گردند.

ویژگی‌های فشار ناشی از باد بر سازه‌ها تابعی از ویژگی‌های باد، هندسه سازه و هندسه منطقه مجاور آن است. همچنین طبق مطالعات مهندسی باد نیز اصلاحات آیرودینامیکی نظیر تغییر شکل و سطح بادگیر سازه تأثیر قابل توجهی در کاهش اثرات بار باد دارد [۱].

به طور کلی هر اقلیمی با توجه به باد حاکم بر آن از دستورالعمل خاصی جهت طراحی سازه‌های بلند آن منطقه استفاده می‌نماید. با این وجود، استانداردها برای سازه‌ها و ساختمان‌هایی که دارای شکل یا موقعیت غیرمعمول هستند استفاده نمی‌شوند. با گسترش صنعت ساخت و ساز و توسعه استانداردهای بین‌المللی نیاز به درک بهتر تفاوت‌های بین روش‌های مختلف بارگذاری باد مورد نیاز است. غالباً بار باد بر اساس این استانداردها با استفاده از رویکرد ارتعاش تصادفی اثر اوج باد تنظیم شده است.

در پژوهش حاضر ضمن بررسی روش طراحی بار باد در استانداردهای بین‌المللی و داخلی برای دو نوع سازه بلند، به مقایسه نتایج آنها برای سازه‌های مفروض پرداخته شده است.

۲-تاریخچه سازه‌های بلند

در اواخر قرن نوزدهم، ساختمان‌های بلند در ایالات متحده آمریکا ظهور پیدا کردند. نخستین ساختمان بلند در سال ۱۸۸۵ با نام ساختمان بیمه خانه واقع در شهر شیکاگو، با ارتفاع ۵۵ متر، اولین آسمان‌خراش جهان نام گرفته است [۲].

امروزه با وجود عوامل پیچیده اقتصادی، زیبایی‌شناسی، فن‌آوری، مقررات و سیاست‌های شهری، ساختمان‌های بلند به سرعت در بخش‌هایی از جهان، به ویژه در کشورهای آسیایی مانند چین، اندونزی، ژاپن و امارات متحده عربی در حال احداث بوده و به نماد برجسته شهرها تبدیل شده است [۲].

در حال حاضر بیش از صد ساختمان بلند بالای ۳۰۰ متر ساخته شده در جهان وجود دارد. در حال حاضر برج خلیفه^۱ در دبی امارات متحده عربی بلندترین ساختمان جهان است که ۱۶۳ طبقه و ۸۲۹/۸ متر ارتفاع دارد. انتظار می‌رود تا سال ۲۰۲۰، این رکورد با ظهور برج جده که یک ساختمان ۱۶۷ طبقه ۱۰۰۰ متری در حال ساخت در شهر جده است، شکسته شود [۲]. همچنین تعداد کل ساختمان‌های بلند ساخته شده در کشورهای مختلف تا سال (۲۰۱۷ میلادی) در جدول (۱) آمده است. مطابق شکل (۲) نیز روند افزایش ارتفاع سالیان گذشته سازه‌های بلند بالای ۴۰۰ متر نشان داده شده است. جدول (۲) لیست ۲۸ برج شکل (۲) را نشان می‌دهد.

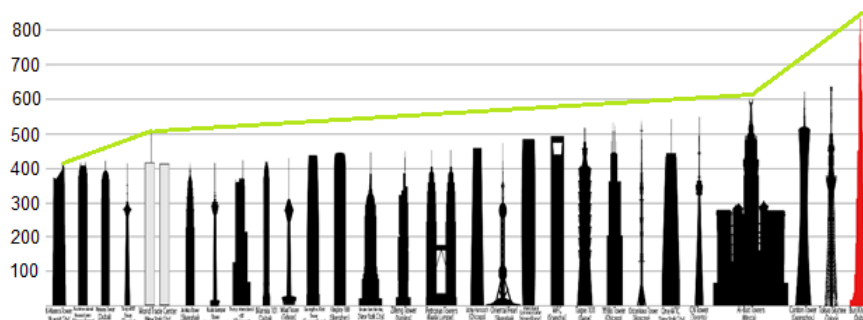
۳-مروری بر ادبیات فنی

مطالعه و بررسی بار باد وارد بر سازه‌های مختلف طی سالیان گذشته مورد توجه محققان بوده است. با توجه به شکل (۳) بررسی مقالات منتشر شده در ۱۰ سال اخیر حاکی از کاهش توجه به موضوع بررسی و طراحی سازه‌های بلند در برابر بار جانبی باد در تحقیقات محققان طی سال‌های اخیر است. بیشترین تعداد مقالات بین سال‌های ۲۰۱۲ تا ۲۰۱۳ با بیش از ۱۰۰ مقاله پژوهشی معتبر بوده است.

^۱ Burj Khalifa

جدول (۱): تعداد کل ساختمان‌های بلند ساخته شده در مختلف تا سال (۲۰۱۷ میلادی) [۲]

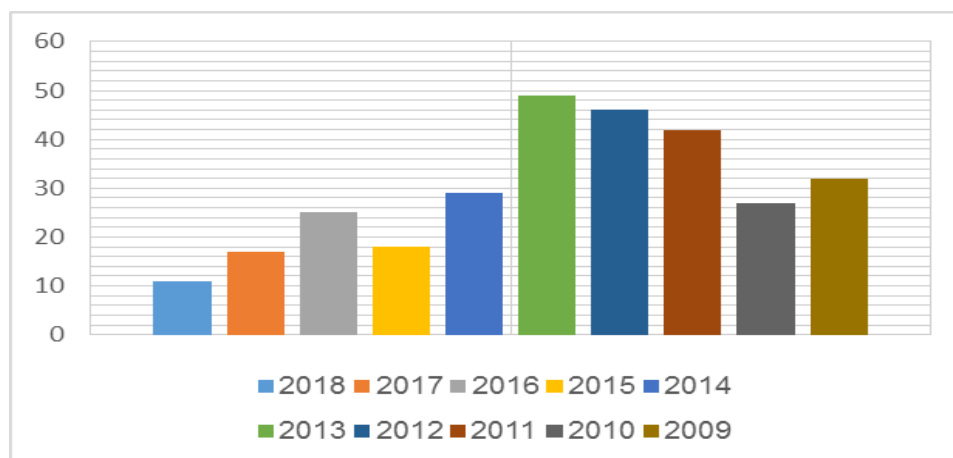
ردیف	کشور	تعداد کل سازه‌های بلند	بالای ۱۰۰ متر	بالای ۲۰۰ متر	بالای ۳۰۰ متر
۱	ایالات متحده آمریکا	۴۶۶۴	۲۵۱۷	۱۸۰	۱۷
۲	چین	۲۸۲۹	۱۸۹۹	۵۰۳	۴۹
۳	کانادا	۱۰۵۲	۴۷۲	۲۱	۰
۴	استرالیا	۹۳۰	۳۴۹	۳۱	۱
۵	روسیه	۷۹۷	۲۱۸	۱۶	۵
۶	اندونزی	۵۹۷	۱۵۴	۳۱	۰
۷	ژاپن	۵۵۶	۴۶۷	۳۷	۱
۸	برزیل	۵۳۲	۱۷۶	۱	۰
۹	امارات متحده عربی	۴۱۳	۲۸۳	۹۱	۲۳
۱۰	انگلستان	۳۶۸	۶۶	۵	۱



شکل (۲): بلندترین سازه‌های جهان (۴۰۰ متر به بالا)

جدول (۲): لیست ساختمان‌های بلند بالای ۴۰۰ متر

ردیف	نام برج (کشور - سال ساخت)	ارتفاع	طبقه	ردیف	نام برج (کشور - سال ساخت)	ارتفاع	طبقه
۱	برج خلیفه، دبی، (امارات-۲۰۱۰)	۸۲۸	۱۶۰	۱۵	برج زینگ، نانجینگ، (چین-۲۰۰۹)	۴۵۰	۸۹
۲	توکیو اسکای تری، توکیو، (ژاپن-۲۰۱۲)	۶۳۴	۳۲	۱۶	ساختمان امپایر استیت، نیویورک، (آمریکا-۱۹۳۱)	۴۴۳	۱۰۲
۳	برج کانتون، گوانگژو، (چین-۲۰۰۹)	۶۰۰	۳۷	۱۷	کی‌کی ۱۰۰، شنژن، (چین-۲۰۱۱)	۴۴۲	۱۰۰
۴	برج آبراه البیث، (مکه-۲۰۱۱)	۶۰۱	۱۲۰	۱۸	مرکز تجارت جهانی گوانگژو، (چین-۲۰۱۰)	۴۳۹	۱۰۳
۵	برج سی‌ان، تورنتو، (کانادا-۱۹۷۶)	۵۵۳	۱۴۷	۱۹	برج میلاد، (تهران-۲۰۰۷)	۴۳۷	۱۲
۶	مرکز تجارت جهانی یک، (آمریکا-۲۰۱۳)	۵۴۱	۱۰۴	۲۰	مارینا ۱۰۱، (دبی-۲۰۰۶)	۴۲۵	۱۰۱
۷	برج استانکینو، مسکو، (روسیه-۱۹۶۷)	۵۴۰	۱۲۰	۲۱	برج و هتل بین‌المللی ترامپ، (آمریکا-۲۰۰۹)	۴۲۳	۹۸
۸	برج ویلیس، شیکاگو، (آمریکا-۱۹۷۴)	۵۲۷	۱۰۸	۲۲	برج کوالامپور، (مالزی-۱۹۹۵)	۴۲۱	۶
۹	تایپه ۱۰۱، تایپه، (تایوان-۲۰۰۳)	۵۰۹	۱۰۱	۲۳	برج جین مائو، (شانگهای-۱۹۹۸)	۴۲۰	۸۸
۱۰	مرکز تجارت جهانی، (چین-۲۰۰۸)	۴۹۲	۱۰۱	۲۴	مرکز تجارت جهانی، (نیویورک-۱۹۷۳)	۴۱۵	۱۱۰
۱۱	مرکز تجارت بین‌المللی، (هنگ کنگ-۲۰۱۰)	۴۸۴	۱۱۸	۲۵	برج رادیو و تلویزیونی تیانبجین، (چین-۱۹۹۱)	۴۱۵	-
۱۲	برج مروارید خاور، (چین-۱۹۹۶)	۴۶۸	۱۴	۲۶	برج پرنسس، (دبی، ۲۰۱۲)	۴۱۴	۱۰۱
۱۳	مرکز جان هنکاک، شیکاگو، (آمریکا-۱۹۶۹)	۴۵۷	۱۰۰	۲۷	مرکز تجارت بین‌المللی، (هنگ کنگ-۲۰۰۳)	۴۱۳	۸۸
۱۴	برج پتروناس، کوالالامپور، (مالزی-۱۹۹۸)	۴۵۲	۸۸	۲۸	برج الحمراء، (کویت-۲۰۱۲)	۴۱۲	۸۰



شکل (۳): تعداد مقالات منتشر شده در ۱۰ سال اخیر به تفکیک سال

نخستین بار در سال ۱۹۸۲ کلارک [۳] با هدف ارائه جنبه‌های طراحی ساختاری مورد نیاز در یک آئین‌نامه ساختمان ساحلی با استفاده از دستورالعمل‌های موجود و به طور خاص برای ساختمان‌های ساحلی فلوریدا پرداخت. او در نهایت بیان داشت که استانداردهای طراحی ویژه برای ساخت سازه‌های ساحلی در معرض طوفان مورد نیاز است. همچنین اینکه نیاز است تا یک آئین‌نامه ساختمان‌های ساحلی به منظور تکمیل حداقل استانداردهای طراحی ساختمان‌ها توسعه یابد. سال ۲۰۰۲ سعادت و همکاران [۴] نیز با استفاده از الگوریتم شبکه‌های عصبی و داده‌های به دست آمده از آزمایش تونل باد برای برآورد بارهای باد، به تخمین دقیق بارهای باد وارد بر یک ساختمان سه طبقه ساحلی پرداخته و برش پایه این سازه را محاسبه نمودند.

در سال ۲۰۰۷ مندیس و همکاران [۵] به بررسی بارگذاری بار باد بر روی سازه‌های بلند پرداختند. آنها بیان داشتند که بارگذاری استاتیکی سازه‌های بلند بر خلاف سازه‌های معمولی با ارتفاع کم و متوسط در طراحی مقابل بار باد می‌تواند نتایج غیر قابل قبولی در پی داشته باشد. به این ترتیب ممکن است، به راحتی منجر به نتایج اشتباه و تخمین‌های پایین‌تر از حد واقعیت شود. آنها در مقاله خود یک طرح کلی برگرفته از روش‌های طراحی پیشرفته بار باد نظیر دستورالعمل بار باد استرالیا را مد نظر قرار داده و مسائل طراحی کلیدی از جمله پاسخ دینامیکی، اثرات رزونانس، شتاب، دمیدن، سختی سازه را دخالت دادند. در نهایت بر انجام آزمایش تونل باد، که دارای مزایای بالقوه در تولید بار باد طراحی و اثرات آن بر ساختمان‌های بلند است نیز تأکید شده است.

هولمز و همکاران [۶] در سال ۲۰۰۸ سه نوع ساختمان مشخص را تحت شرایط بادگیری متفاوت در مناطق ساحلی، روستایی و شهری مورد بررسی قرار دادند. طبق فرض آنها ساختمان ۴۸ متری سازه با ارتفاع متوسط و ساختمان ۱۸۳ متری، سازه بلند در نظر گرفته شد. آنها در تحقیق خود نتایج حاصل از آئین‌نامه‌های ۱۵ کشور مختلف را با یکدیگر مقایسه نمودند. در نهایت مشخص گردید که آئین‌نامه‌های کشورهای آسیای شرقی و اقیانوسیه در مورد سازه بلند مورد بررسی پاسخگو نیستند. همچنین اختلاف نتایج با یکدیگر بین ۱۴ تا ۱۸ درصد بوده است. البته این نتیجه ممکن است به این دلیل باشد که بسیاری از روش‌ها مشابه با یکدیگر هستند؛ برای مثال، چندین دستورالعمل کشورهای شرقی از روش‌های استفاده شده در استانداردهای کشور آمریکا و استرالیا و مقررات ملی کانادا برای پاسخ در امتداد باد استفاده می‌کنند.

گو در سال ۲۰۰۹ [۷] مطالعه‌ای بر روی پاسخ سازه‌ای بارهای باد ساختمان‌های بلند انجام داده است. در این تحقیق ضمن انجام مطالعه موردی در نهایت، کاربرد عملی مطالعات مقاومت سازه در برابر باد بر روی ساختمان‌ها و سازه‌های بلند، با استفاده از برج تلویزیون جدید گوانگژو ارائه شده است.

میتال و همکاران [۸] نیز در سال ۲۰۱۴ به معضلات یک ساختمان بلند خاص واقع در کشور هند، با توجه به نیروهای باد پرداختند. آنها در تحقیق خود با استناد به مقررات ملی کشور هند (IS-875-Pt.3) و داده‌های تونل باد پارامترهای

طراحی را برای یک برج بلند ۲۲۰ متری مورد بررسی قرار دادند. آنها نتیجه گرفتند که نتایج دستورالعمل این کشور نسبت به نتایج تونل باد بسیار محافظه کارانه هستند و هزینه ساخت و ساز را برای چنین ساختمان‌هایی به مقدار قابل توجهی افزایش می‌دهد. بنابراین استفاده از تونل باد و استناد به نتایج آن را به عنوان یک روش معقول معرفی نمودند. در سال ۲۰۱۸ نیز شاعر [۹] در تز دکتری خود به بررسی شکل آیرودینامیکی بهینه سازه‌های بلند در برابر بار جانبی باد پرداخت. او در نهایت با روش عددی به این نتیجه رسید که سازه با مقطع تابیده در برابر پدیده گرداب‌های بادی^۱ بهترین عملکرد را داشته است.

در پژوهش حاضر از چهار استاندارد بین‌المللی استفاده شده است. دستورالعمل ایالات متحده آمریکا توسط انجمن مهندسان عمران آمریکا (ASCE) تهیه شده است. مطابق فصل ششم آئین‌نامه حداقل بارهای طراحی برای ساختمان‌ها و سازه‌های دیگر (ASCE 7) [۱۰] بارهای باد طراحی برای ساختمان‌ها و اجزای آن باید با استفاده از یکی از روش‌های ساده شده برای ساختمان‌های مشخص، روش تحلیلی و روش تونل باد تعیین شود.

دستورالعمل بارهای روی سازه‌های اروپا (Eurocode 1) در بخش چهارم خود به بارهای باد وارد بر سازه پرداخته است. الزامات طراحی این بخش برای ساختمان‌های با ارتفاع تا ۲۰۰ متر و پل‌ها با دهانه تا ۲۰۰ متر، ضمن تأمین معیارهای مورد نیاز پاسخ دینامیکی قابل استفاده است. همچنین ارتعاشات پیچشی که در ساختمان‌های بلند با هسته مرکزی تشکیل می‌گردد را در نظر نمی‌گیرد [۱۱].

دستورالعمل ژاپن (AIJ) در فصل ششم خود به بارهای باد وارد بر سازه پرداخته است. در این فصل، بارهای باد برای طراحی ساختمان‌هایی که در معرض بادهای قوی انعطاف‌پذیری به خود را حفظ می‌کنند، توصیف می‌شود. همچنین بارهای طراحی برای سازه و اجزای آنها بیان شده است. مطابق این آئین‌نامه برای طراحی بار باد وارد بر هر سازه، ترکیبی از بار باد جانبی و بار باد سقف باید در نظر گرفته شود. برای تعیین بار باد هر سازه نیز باید بار باد وارد بر سازه در جهت باد در نظر گرفته می‌شود [۱۲].

در دستورالعمل طراحی بارهای وارد بر سازه که به صورت مشترک توسط استرالیا و نیوزیلند منتشر شده، بخش دوم به بارهای باد پرداخته است. این استاندارد در اصل بر اساس دستورالعمل ISO-4354 تهیه شده است. در استاندارد (AS/NZS 1170.2) علاوه بر بیان بادهای غالب سالیانه در منطقه، روشی را برای تعیین سرعت باد و اعمال باد در طراحی سازه‌ها و مواردی که موجب گردباد می‌شود، بیان شده است. این استاندارد ساختمان‌هایی که کمتر از ۲۰۰ متر ارتفاع دارند و سازه‌های غیر از سازه‌های دریایی، نظیر پل‌ها و برج‌های مخابراتی را نیز تحت پوشش قرار می‌دهد [۱۳].

در داخل کشور نیز مبحث ششم مقررات ملی ساختمان که مربوط به بارهای وارد بر ساختمان‌ها است، در بخش ششم به بارهای باد پرداخته شده است [۱۴]. اخیراً نیز پرداختن به موضوع بار باد وارد بر سازه‌های بلند بیش از پیش مورد توجه محققین قرار گرفته است. البته بیشتر تحقیقات داخلی صورت گرفته در این حوزه، پیرامون سیستم‌های سازه‌ای بوده است. در حوزه طراحی در برابر بار باد، محمودی و همکاران [۱۵] روش‌های مختلف تحلیل یک سازه بلند را تحت اثر بار باد مورد بررسی قرار دادند. آنها ضمن پرداختن به تعاریف سازه‌های بلند و بررسی اثرات بار باد بر این سازه‌ها در نهایت بیان داشتند که بررسی اثر این بار در سازه‌های بیش از ۱۰ طبقه الزام دارد. همچنین بیان نمودند که شکل و نوع سازه می‌تواند تأثیر بسزایی در پاسخ و مقاومت سازه‌های بلند در برابر فشارهای ناشی از باد داشته باشد. دنیایی [۱۶] نیز در مقاله خود ضمن بررسی اثر بار جانبی باد بر ساختمان‌های بلند، به تأثیر شکل ساختمان بر کاهش این نیرو بر سازه پرداخته است. نژادخباز [۱۷] در مطالعه خود به ارزیابی سازه‌ای ساختمان‌های بلندمرتبه تحت نیروی جانبی باد و تأثیر شکل ساختمان‌ها بر کاهش این نیروها پرداخته است. در این تحقیق عوامل مؤثر بر طرح ساختمان‌های بلند شرایط زمانی و مکانی، تناسب و فرم، کاربری و عملکرد، ارتفاع و مقیاس انسانی بیان شده است. عظیم زادگان و همکاران [۱۸] در تحقیق خود به بررسی اثر باد بر سازه با روش‌های استاتیکی و دینامیکی که در مبحث ششم مقررات ملی ذکر شده و

همچنین روش تحلیل تاریخیچه زمانی پرداخته‌اند. در نهایت نتایج آنها نشان داد که، نامنظمی باعث تمرکز نیروها در طبقات پس نشسته و در نتیجه افزایش جابجایی نسبی طبقات می‌شود که این اثر با استفاده از روش تحلیل تاریخیچه زمانی بحرانی‌تر تعیین می‌گردد. یکی از مهمترین سازه‌های بلند شهر تهران، برج میلاد تهران است. تحقیقات گسترده‌ای پیرامون این سازه صورت پذیرفته است. نصیری [۱۹] با انجام آزمایش‌های تونل باد در دانشگاه علم و صنعت به تحلیل استاتیکی معادل برج میلاد تهران پرداخته است. کریمیان و همکاران [۲۰] در دانشگاه امیرکبیر، با انجام آنالیز تونل باد و با مدلسازی ۲ بعدی در ترازهای ۶۰ و ۱۲۰ و ۱۸۰ متری به بررسی فیزیکی جریان هوا اطراف پایه برج و توزیع فشار و نیروهای تناوبی پرداخته‌اند. امیری و همکاران [۲۱] نیز به بررسی رفتار سازه‌های بلند تحت بارگذاری جانبی باد پرداخته و در نهایت بیان نمودند که برج میلاد تهران در برابر بار جانبی باد طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران، رفتار قابل قبولی دارد.

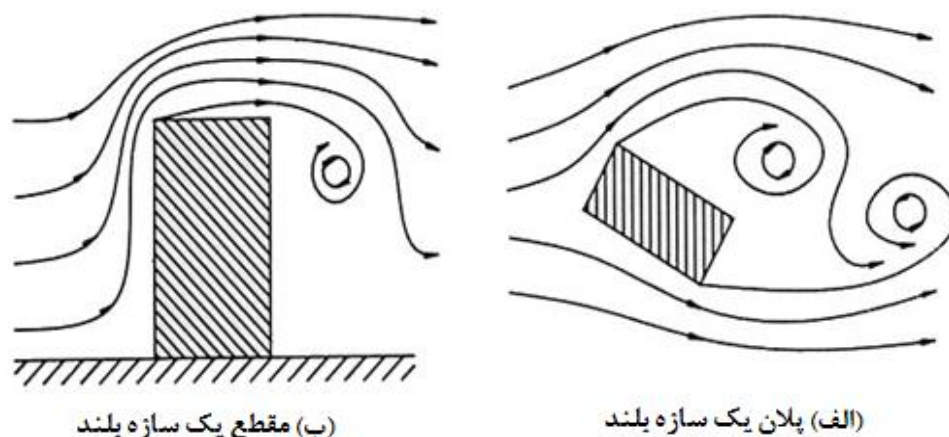
در پژوهش حاضر به بررسی روش‌های طراحی ارائه شده جهت محاسبه بار باد در استانداردهای امریکا، اروپا، ژاپن و استرالیا برای دو نوع سازه بلند پرداخته می‌شود. سپس نتایج به دست آمده با خروجی حاصل از استفاده مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران برای سازه‌های مقایسه می‌گردد.

۴- سرعت باد

میانگین سرعت باد در یک دوره زمانی، ده دقیقه یا بیشتر است که همراه با افزایش ارتفاع افزایش می‌یابد. این در حالی است که شدت باد با افزایش ارتفاع، کاهش می‌یابد. بردار باد در یک نقطه را می‌توان به صورت مجموع میانگین نوسان مؤلفه استاتیک $\bar{V}(z)$ و مؤلفه دینامیک بردار باد $v(z,t)$ به صورت رابطه زیر بیان نمود [۵]:

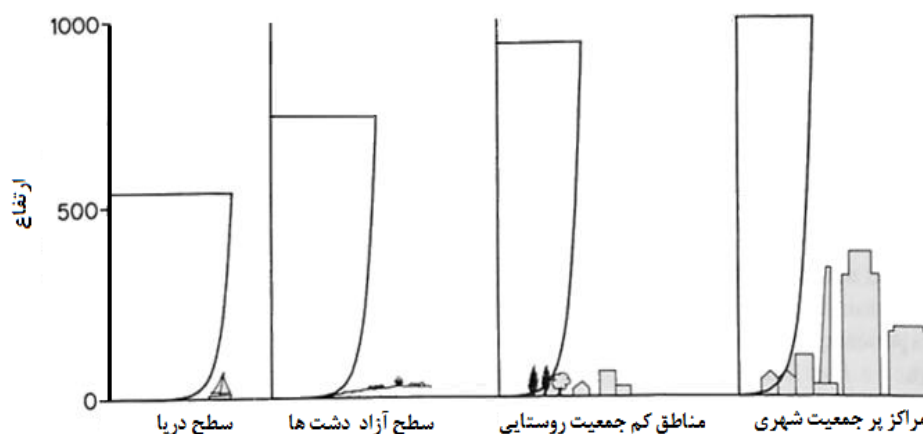
$$V(z,t) = \bar{V}(z) + v(z,t) \quad (۱)$$

بارگذاری دینامیکی باد روی سازه بستگی به اندازه جریان دارد. هم‌زمان با روند ساخت سازه‌های بلند، جریان‌های بزرگی در اطراف سازه باعث افزایش فشارهای مرتبط می‌شود. جریان‌های ایجاد شده در اطراف یک سازه در شکل (۴) نشان داده شده‌اند.



شکل (۴): تولید جریان باد اطراف یک سازه بلند [۵]

در مناطق نزدیک‌تر به سطح زمین، سرعت باد تحت تأثیر جریان هوا در منطقه قرار می‌گیرد. یک لایه مرزی وجود دارد که با توجه به آن سرعت باد از صفر در سطح تا شتاب سرعت باد در ارتفاع متغیر است. ضخامت این لایه مرزی می‌تواند از ۵۰۰ تا ۳۰۰۰ متر با توجه به نوع منطقه متغیر باشد. پروفیل سرعت باد در شکل (۵) ترسیم شده است.



شکل (۵): تولید جریان باد اطراف یک سازه بلند [۵]

۵- بار باد وارد بر سازه

در تمام استانداردها، نیروی بار باد در امتداد طول، توسط حاصل ضرب فشار باد در سطح بادگیر و رو به باد ساختمان تعیین می‌شود. بیان کلی رابطه فشار بر روی یک ساختمان بر اساس استانداردها می‌تواند به صورت زیر بیان شود [۲۲]:

$$P = q \cdot G \cdot C_p \quad (۲)$$

در این رابطه q فشار سرعت، G ضریب اثر اوج باد و C_p ضریب فشار است. بارها توسط ترکیب فشار بر روی دیوار و ناحیه وابسته آن تعیین می‌شوند. همچنین نیروها و لنگر برشی بر اساس مجموع بارها و لنگرها در هر تراز تعیین می‌شوند. لنگر حاصل ضرب بار در یک ارتفاع مشخص نسبت به تراز مورد نظر است. رابطه عمومی فشار ناشی از سرعت باد را می‌توان به صورت رابطه (۳) بیان نمود [۲۲]:

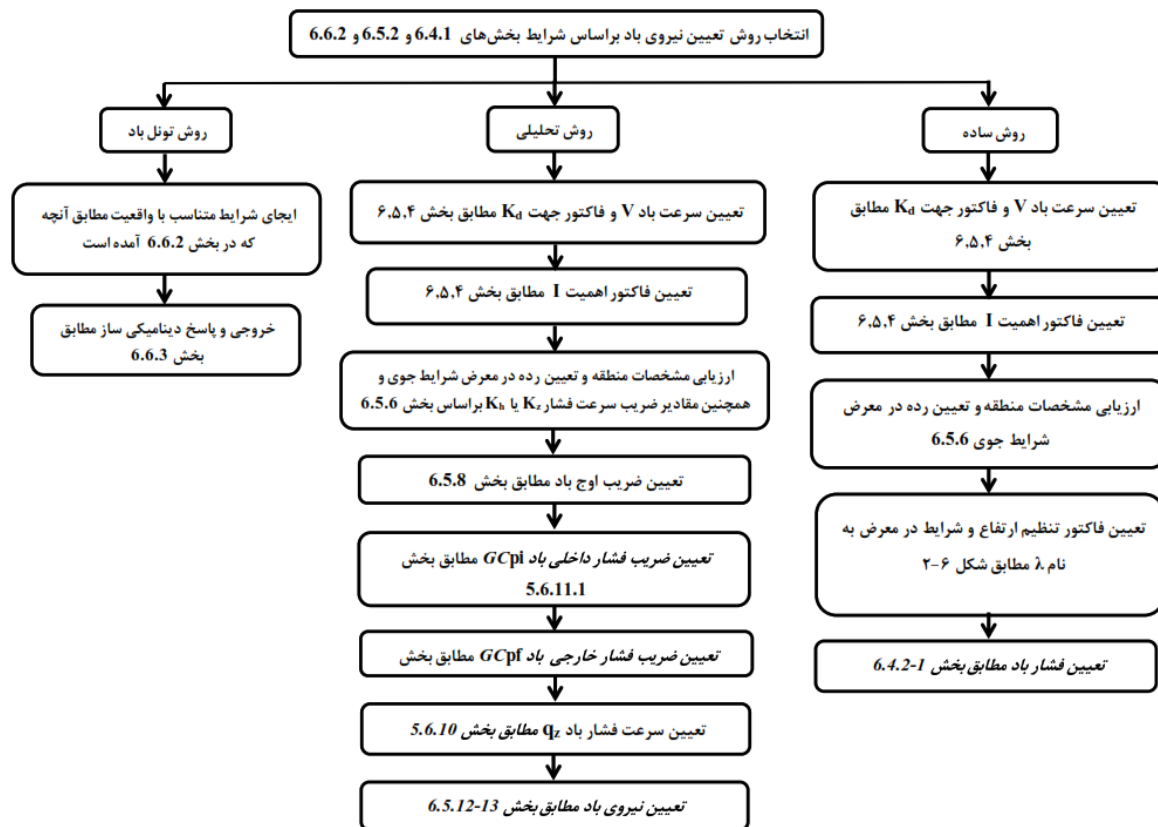
$$q = 0.5 \rho V_0^2 \cdot C_{exposure} \cdot C_{terrain} \cdot C_{direction} \cdot C_{importance} \cdot C_{other} \quad (۳)$$

در این رابطه ρ چگالی هوا، V_0 سرعت مبنای باد، $C_{exposure}$ پارامتر مشخصه سرعت، $C_{terrain}$ پارامتر مربوط به زمین و توپوگرافی، $C_{direction}$ عامل جهت‌گیری، $C_{importance}$ اهمیت ساختمان و C_{other} یک فاکتور برای عوامل دیگری از جمله ناحیه طوفان، محافظ، یا میانگین بازه زمانی است.

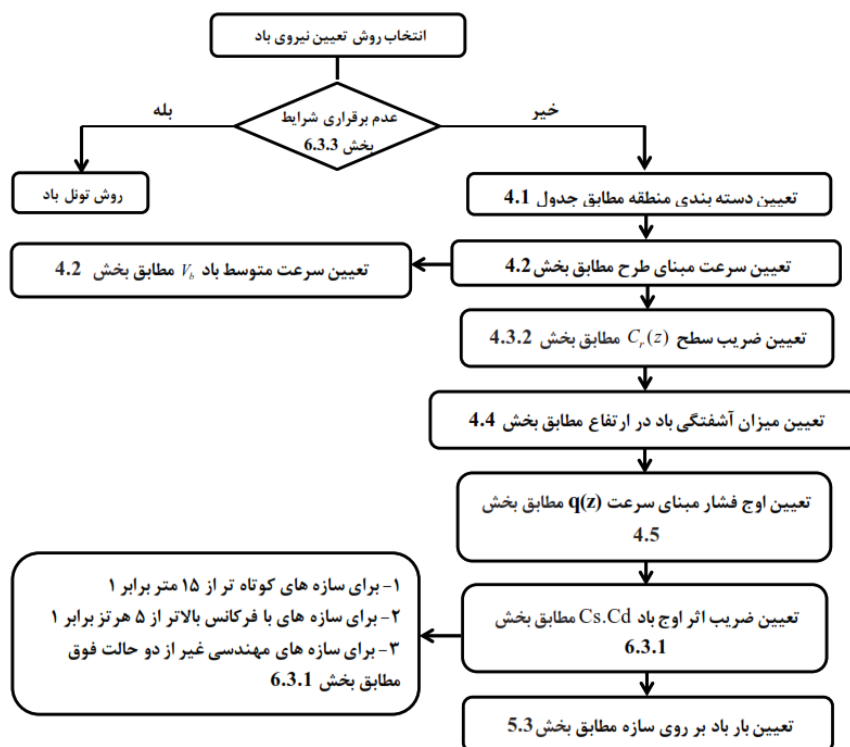
۶- فرضیات و روش تحقیق

۱-۶- دستورالعمل طراحی

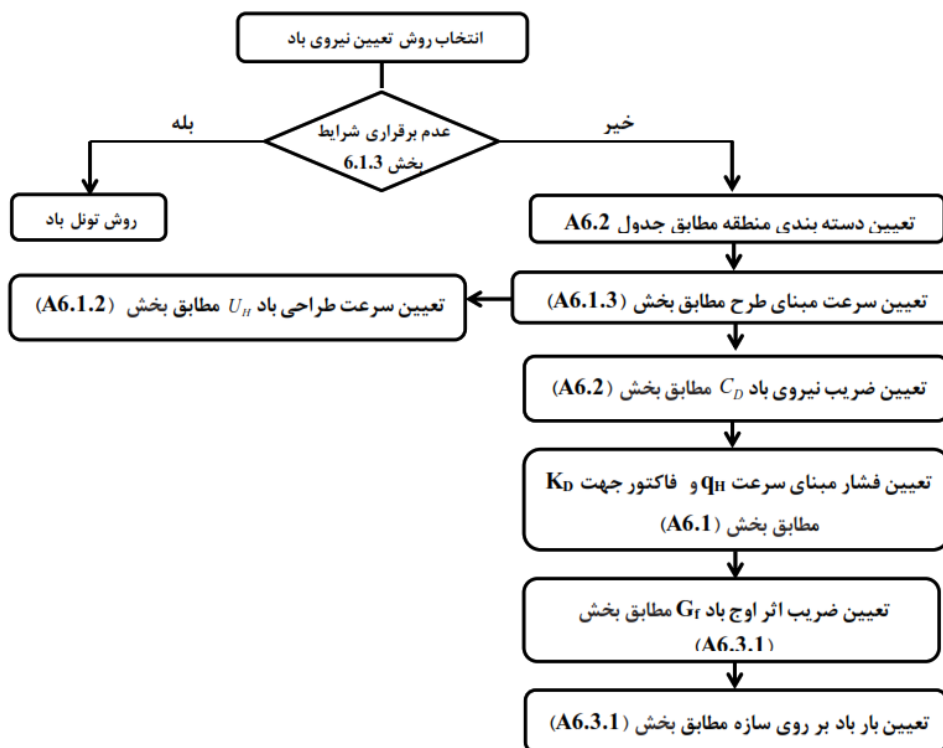
در بارگذاری باد وارد بر یک سازه، عوامل زیادی از جمله شکل سازه، محیط احداث سازه، پستی بلندی‌های اطراف سازه، توپوگرافی و سرعت مبنای باد منطقه باید مدنظر قرار گیرند. جهت انجام یک مقایسه میان نتایج آئین‌نامه‌های مختلف، این موارد در روند محاسبه کلیه آئین‌نامه‌ها یکسان فرض می‌گردد. همچنین با توجه به این که مطالعه حاضر پیرامون سازه‌های بلند است، مطابق مبحث ششم مقررات ملی ایران [۱۴] در این موارد تحلیل دینامیکی و اثراتی همچون اثر اوج باد نیز نیاز به محاسبه دارد. در این تحقیق، طراحی سازه‌های بلند مفروض بر اساس استانداردهای آمریکا، اروپا، ژاپن و استرالیا و ایران است [۱۴-۱۰]. در این پژوهش نمودار طراحی یک سازه بلند در برابر بار جانبی باد بر اساس آئین‌نامه‌های آمریکا، اروپا، ژاپن و استرالیا استخراج شده که نتایج آن در اشکال (۶) تا (۹) به ترتیب نشان داده شده است.



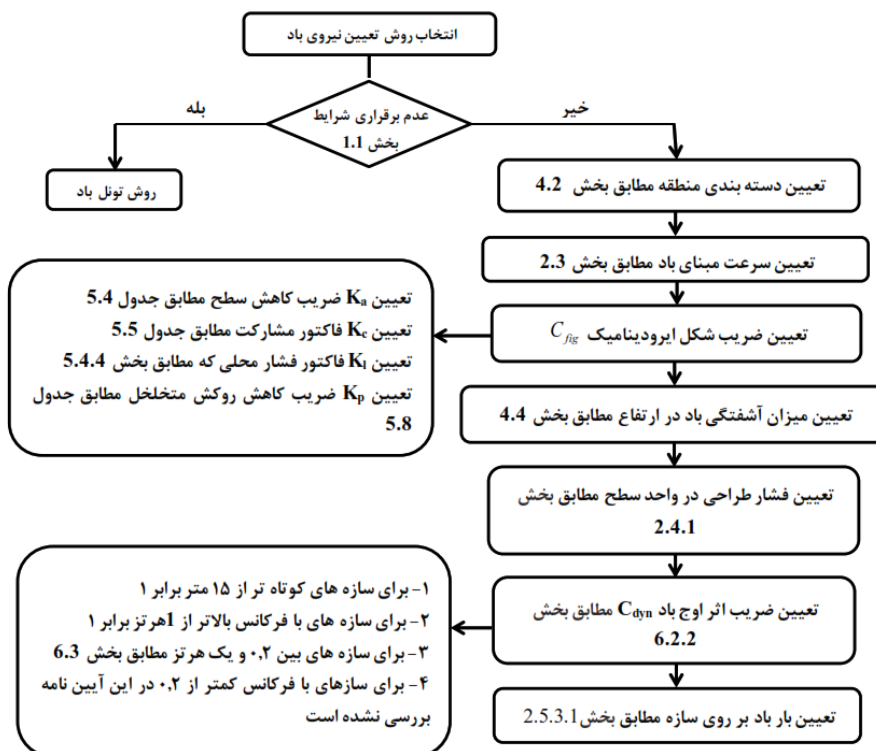
شکل (۶): فلوجارت طراحی یک سازه بلند تحت اثر بار باد در استاندارد امریکا ASCE [۱۰]



شکل (۷): فلوجارت طراحی یک سازه بلند تحت اثر بار باد در استاندارد اروپا [۱۱]



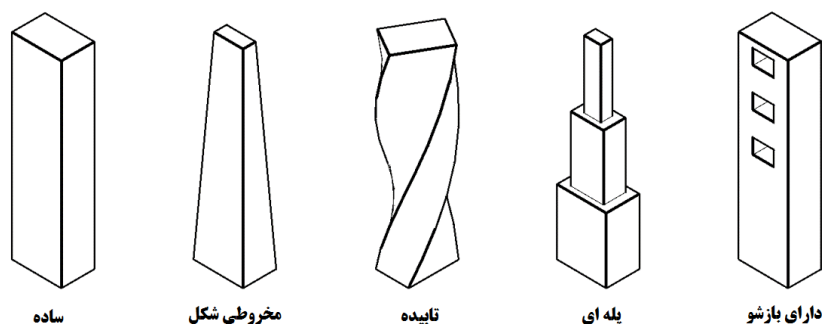
شکل (۸): فلوجارت طراحی یک سازه بلند تحت اثر بار باد در استاندارد کشور ژاپن [۱۲]



شکل (۹): فلوجارت طراحی یک سازه بلند تحت اثر بار باد در استاندارد کشور استرالیا [۱۳]

۶-۲- مقطع هندسی و جزئیات سازه‌ای

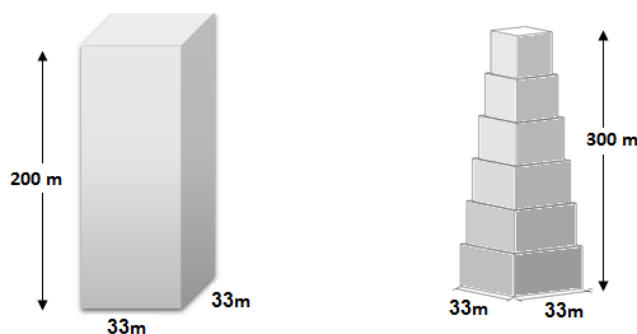
طبق شکل (۱۰) به طور کلی پنج نوع مقطع ساده، مخروطی، تابیده، پله‌ای و دارای بازشو برای سازه‌های بلند در نظر گرفته می‌شود [۹]. در تحقیق حاضر برای شکل مقطع سازه، دو نوع ساده و پله‌ای در نظر گرفته شده است.



شکل (۱۰): انواع مختلف مقاطع یک سازه بلند / ۹

برای مقایسه استانداردهای بارگذاری باد، مطابق شکل (۱۱)، دو ساختمان بلند بتنی که یکی از آنها با پلان ثابت و مقطع مربع تا ارتفاع ۲۰۰ متر، به ضلع ۳۳ متر و دیگری ساختمانی با پلان متغیر و مقطع مربعی تا ارتفاع ۳۰۰ متری که طول هر ضلع آن در طبقه همکف ۳۳ متر بوده و به ازای هر ۵۰ متر ارتفاع، ۳ متر از طول اضلاع هر بعد پلان کاسته می‌شود، در نظر گرفته شده است.

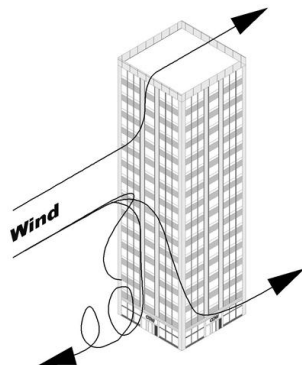
سازه با پلان ثابت دارای فرکانس طبیعی برای جهت باد $0/3$ هرتز و میرایی $0/01$ درصد در تمام جهات، شکل مد خطی، چگالی وزنی ساختمان ۱۸۰ کیلوگرم در مترمکعب، تراکم هوای $1/22$ کیلوگرم در مترمکعب و برای ساختمان با پلان متغیر فرکانس طبیعی در جهت باد $0/25$ هرتز، میرایی $0/01$ درصد در تمام جهات، شکل مد خطی، چگالی وزنی ساختمان ۱۸۰ کیلوگرم در مترمکعب، تراکم هوای $1/22$ کیلوگرم در مترمکعب مفروض است.



شکل (۱۱): جزئیات سازه بلند با پلان ثابت و متغیر

۳-۶- سرعت مبنای باد

جهت یکسان‌سازی نتایج خروجی آئین‌نامه‌های مختلف نیاز است شرایط منطقه احداث سازه تعریف شود. از این رو سازه بلند مفروض در منطقه شهری با تراکم مشابه با شهر تهران با سرعت مبنای باد $27/7$ متر بر ثانیه (100 کیلومتر بر ساعت) در نظر گرفته شده است. مطابق با شکل (۱۲)، جهت نیروی باد وارد بر سازه نیز نشان داده شده است.

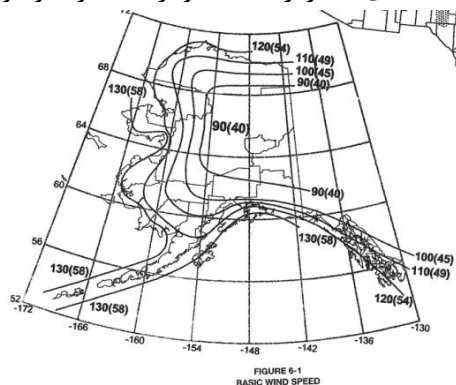


شکل (۱۲): جهت نیروی باد وارد بر سازه

۷- طراحی سازه در برابر بار باد

۱-۷ بارگذاری مطابق استاندارد امریکا (ASCE 7)

در این استاندارد جهت بارگذاری بار باد روی سازه، ابتدا سرعت مبنای باد هر منطقه مشابه شکل (۱۳) پیش‌بینی می‌گردد. سرعت مبنای باد برای کل مناطق ایالات متحده امریکا، بر اساس بادی با زمان اوج ۳ ثانیه و ارتفاع ۱۰ متر از سطح زمین تعریف شده است. در این تحقیق سرعت مبنای باد برابر ۲۷/۷ متر بر ثانیه در نظر گرفته شده است.



شکل (۱۳): نمونه‌ای از نقشه‌های تعیین سرعت مبنای باد ایالات متحده امریکا [۱۰]

سپس ضریب اهمیت سازه بر مبنای جدول (۴) تعیین می‌گردد. با توجه به نوع ساختمان‌ها در این تحقیق از دسته دوم با مقدار ضریب اهمیت یک استفاده شده است.

جدول (۴): جدول دسته‌بندی ضریب اهمیت انواع سازه‌ها در آئین‌نامه امریکا [۱۰]

دسته‌بندی	مناطق مستعد طوفان با سرعت ۴۴ متر بر ثانیه	مناطق بدون رخداد طوفان شدید و مناطق با طوفان با سرعت ۳۸ تا ۴۴ متر بر ثانیه و منطقه آلاسکا
۱	۰/۷۷	۰/۸۷
۲	۱	۱
۳	۱/۱۵	۱/۱۵
۴	۱/۱۵	۱/۱۵

مطابق این آئین‌نامه فشار مبنای باد جهت طراحی ساختمان‌های بلند با رابطه زیر تعریف شود [۱۰]:

$$P = qG_f C_p - q_i (GC_{pi}) \quad (N/m^2) \quad (۴)$$

در رابطه فوق مقدار $q_i (GC_{pi})$ جهت اندازه‌گیری باد در وجه پشت به باد است که در این تحقیق صفر فرض شده است. همچنین C_p ضریب فشار خارجی مطابق جدول (۵) برای سطوح روبه باد برابر با ۰/۸ است [۱۰].

جدول (۵): تعیین ضریب فشار خارجی آئین‌نامه امریکا ASCE [۱۰]

Cp	نسبت طول به عرض سازه	سطوح
۰/۸	همه مقادیر	رو به باد
-۰/۵	۱-۰	پشت به باد
-۰/۳	۲	
-۰/۲	بزرگ‌تر از ۴	
-۰/۷	همه مقادیر	وجوه کناری

همچنین ضریب اثر اوج باد G_f برای سازه‌های با فرکانس کمتر از ۱ هرتز به صورت رابطه زیر تعریف شده است [۱۰]:

$$G_f = 0.925 \left(\frac{1 + 1.7 I_z \cdot \sqrt{g_Q^2 Q^2 + g_R^2 R^2}}{1 + 1.7 g_v I_z} \right) \quad (5)$$

I_z مبین شدت آشفستگی است و مطابق رابطه زیر تعریف می‌گردد [۱۰].

$$I_z = c(33/z)^{1/6} \quad (6)$$

طبق تعریف، $\bar{z}$ معرف ارتفاع معادل برابر ۰/۶ ارتفاع کل سازه است. ضریب c در این رابطه فاکتور شدت آشفستگی است که مقدار آن مطابق آئین‌نامه برابر ۰/۳ است. پارامتر پاسخ رزونانس سازه R است که مقدار آن برابر با ۱/۳۳ و مقادیر g_Q و g_v نیز به ترتیب ضریب بیشینه اثر پاسخ سازه و بیشینه اثر بار باد بوده و با توجه به آئین‌نامه برابر ۳/۴ در نظر گرفته می‌شود. Q پارامتر معرف ابعاد سازه و به صورت زیر تعریف شده است [۱۰]:

$$Q = \sqrt{\frac{1}{\left(1 + 0.63 \left((B+h)/L_z\right)^{0.63}\right)}} \quad (7)$$

که در رابطه فوق مقادیر B عرض و h ارتفاع سازه و همچنین L_z با رابطه زیر بیان می‌شود [۱۰].

$$L_z = l(\bar{z})^{\bar{\epsilon}} \quad (8)$$

در این رابطه مقدار $\bar{\epsilon}$ در آئین‌نامه مطابق شرایط منطقه تعیین می‌گردد. دیگر پارامتر رابطه (۴) ضریب اثر اوج باد است که وابسته به فرکانس سازه n_l بوده و در آئین‌نامه به صورت زیر تعریف شده است:

$$g_R = \sqrt{2 \cdot \ln(3600n_l)} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \cdot \ln(3600n_l)}} \quad (9)$$

در نهایت با مشخص شدن فشار مبنای سرعت باد q بر اساس رابطه زیر بار باد وارد بر سازه تعیین خواهد شد.

$$q(z) = 0.613 \times K_z \times k_{zt} \times k_d \times V^2 \times I \quad (10)$$

در این رابطه V سرعت مبنای باد، ضریب فشار سرعت باد K_z مطابق رابطه زیر بر حسب ارتفاع سازه z محاسبه می‌گردد [۱۰]:

$$K_z = 2.01 \times \left(Z / Z_g \right)^{(2/\alpha)} \quad \text{for} \quad 4.5 \leq z \leq z_r \quad (11)$$

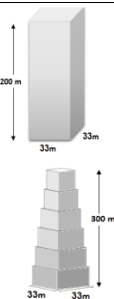
$$K_z = 2.01 \times \left(4.5 / Z_g \right)^{(2/\alpha)} \quad \text{for} \quad z < 4.5$$

مقادیر α مربوط به پارامتر قدرت طوفان و Z_g ارتفاع اسمی لایه مرزی جو که در این استاندارد استفاده می‌شود، با توجه به آئین‌نامه به ترتیب ۷ و ۹/۱۴ است. مقدار K_{zt} معرف ضریب شرایط توپوگرافی منطقه بوده و بر حسب فرض مسئله که سازه در یک مکان هموار و بدون پستی و بلندی قرار داشته است، مقدار آن برابر یک در نظر گرفته شده است. ضریب k_d عامل جهت‌گیری باد بوده که مطابق آئین‌نامه برابر ۰/۸۵ به دست می‌آید.

۷-۲ نتایج بار باد روی سازه بر اساس استاندارد امریکا (ASCE 7)

پارامترهای بارگذاری بار باد برای سازه با ارتفاع ۲۰۰ متر با مقطع ثابت و سازه ۳۰۰ متری با پلان متغیر در جداول (۶) ارائه شده است. ستون‌هایی که دو عدد در آنها درج شده مربوط به بیشینه و کمینه مقادیر هر یک از پارامترها است.

جدول (۶): پارامترهای آئین‌نامه آمریکا برای سازه با ارتفاع ۲۰۰ متری با مقطع ثابت و با ارتفاع ۳۰۰ متری با پلان متغیر

سازه	سرعت مبنای باد (m/s)	ضریب اهمیت سازه	شرایط منطقه	شرایط توپوگرافی منطقه K_{zt}	ضریب فشار سرعت باد K_z	عامل جهت‌گیری باد K_d	ضریب اثر اوج باد g_R	ضریب فشار خارجی C_p	فشار مبنای باد جهت طراحی q	بار باد $P(N)$
	۲۷/۷	۱	B	۱	۱/۷ ۰/۷	۱	۱/۲۳	۰/۸	۷۸۷ ۳۲۶	۱۲۹۹۰ ۵۳۷۹
							۱/۰۳ ۰/۹		۷۳۴ ۲۳۹	۷۴۳۲ ۳۹۵۴

۳-۷ بارگذاری مطابق استاندارد اروپا (Eurocode 1)

در این دستورالعمل بار باد وارد بر سطوح سازه‌ای و غیر سازه‌ای مطابق رابطه زیر به دست می‌آید [۱۱]:

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z) \cdot A_{ref} \quad (۱۲)$$

در رابطه فوق $c_s c_d$ ضریب اثر ابعاد سازه، c_f ضریب شکل برای سازه یا عناصر سازه‌ای برابر با ۰/۸ در نظر گرفته شده است. همچنین $q_p(z)$ فشار حداکثر سرعت در ارتفاع و A_{ref} نیز سطح اعمال بار باد است. مطابق تعریف مقدار اوج فشار سرعت باد به صورت زیر به دست می‌آید [۱۱]:

$$q(z) = 0.5 r_0 V_m^2(z) \times (1 + 7 \times I_v(z)) \quad (۱۳)$$

r_0 چگالی هوای منطقه است. $V_m(z)$ نیز سرعت متوسط باد است. مقدار این پارامتر نسبت به ارتفاع متغیر بوده و به نوع سطح منطقه، توپوگرافی و سرعت مبنای باد وابسته است و به صورت زیر تعریف می‌شود [۱۱]:

$$V_m(z) = C_r(z) \cdot C_0(z) \cdot V_b(z) \quad (۱۴)$$

$V_b(z)$ سرعت مبنای باد، $C_0(z)$ مشخصه توپوگرافی و $C_r(z)$ ضریب سطح بوده که مطابق رابطه زیر تعریف شده است [۱۱]:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{for } z_{\min} \leq z \leq z_r \quad (۱۵)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad \text{for } z < z_{\min}$$

در این روابط پارامترهای z_0 و $z_{\min}$ به ترتیب مربوط به طول ناهمواری‌ها و حداقل ارتفاع بوده که به ترتیب برابر ۱ و ۱۰ هستند. ضریب شرایط منطقه K_r نیز وابسته به طول ناهمواری‌ها و برای مسئله حاضر مقدار آن برابر ۰/۱۶ خواهد بود. تعیین میزان آشفته‌گی باد در ارتفاع مطابق رابطه زیر خواهد بود [۱۱]:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{V_m(z)} = \frac{k_l}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{for } z_{\min} < z < z_{\max} \quad (۱۶)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{for } z < z_{\min}$$

K_l ضریب آشفته‌گی بوده و مطابق پیشنهاد خود آئین‌نامه برابر با یک است. همچنین $V_m(z)$ سرعت متوسط در ارتفاع است. σ_v انحراف معیار آشفته‌گی سرعت باد است که به صورت زیر تعیین می‌گردد [۱۱]:

$$\sigma_v = k_r \cdot V_b \cdot k_l \quad (۱۷)$$

ضریب c_0 مطابق پیشنهاد پیوست آئین‌نامه به صورت زیر دست می‌آید [۱۱]:

$$\begin{aligned}
 c_0 &= 1 & \text{for } \Phi < 0.05 \\
 c_0 &= 1 + 2s \cdot \Phi & \text{for } 0.05 < \Phi < 0.3 \\
 c_0 &= 1 + 0.6s & \text{for } \Phi > 0.3
 \end{aligned}
 \quad (18)$$

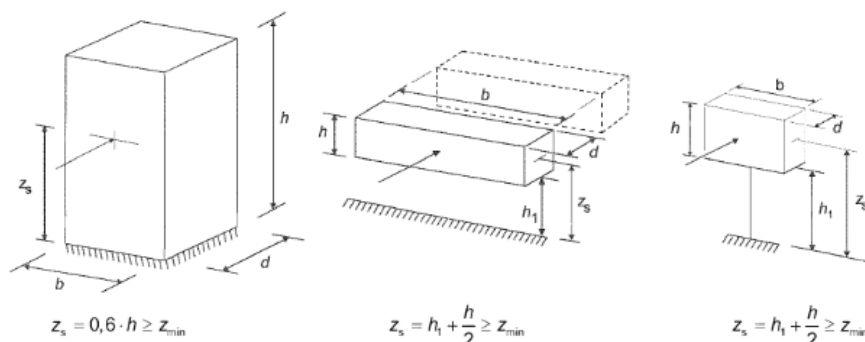
در این روابط با توجه به فرض منطقه‌ای هموار و بدون تپه برای مسئله، نسبت $\phi = H/L_u$ مقداری کمتر از ۰/۰۵ است. ضریب اثر ابعاد $C_s C_d$ در آیین‌نامه اروپا مطابق رابطه زیر به دست می‌آید [۱۱]:

$$C_s C_d = \frac{1 + 2k_p I_v(Z_s) \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7I_v(Z_s)} \quad (19)$$

تمام پارامترهای این رابطه در بخش پیوست دوم آیین‌نامه آورده شده است. k_p فاکتور شدت باد بوده که متناسب با سرعت متوسط باد و فرکانس سازه است. فاکتور مربوط به پدیده تشدید R بوده و Z_s ارتفاع مرجع است. فاکتور B نیز پارامتر ابعادی است و به صورت زیر محاسبه می‌شود [۱۱]:

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \times \left(\frac{b+h}{L(Z_s)} \right)^{0.63}} \quad (19)$$

b و h معرف عرض و ارتفاع سازه و $L(Z_s)$ معرف طول ناحیه آشفستگی است. Z_s ارتفاع مرجع مطابق شکل (۱۴) تعریف می‌شوند.

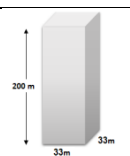
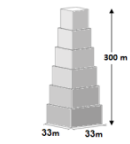


شکل (۱۴): تعیین ارتفاع مرجع در آیین‌نامه اروپا [۱۱]

۷-۴ نتایج بار باد روی سازه بر اساس استاندارد اروپا

نتایج بارگذاری بار باد بر اساس استاندارد اروپا در جدول (۷) برای سازه با ارتفاع ۲۰۰ متری و مقطع ثابت و با ارتفاع ۳۰۰ متری با مقطع متغیر ارائه شده است. ستون‌هایی که دو عدد در آنها درج شده مربوط به بیشینه و کمینه مقادیر هر یک از پارامترها است.

جدول (۷): پارامترهای استاندارد اروپا آمریکا برای سازه با ارتفاع ۲۰۰ متری و مقطع ثابت و با ارتفاع ۳۰۰ متری و پلان متغیر

سازه	سرعت مبنای باد (m/s)	سرعت متوسط باد V_m (m/s)	پارامتر میزان آشفستگی باد $I(z)$	مقدار اوج فشار سرعت باد $q(z)$	ضریب اثر ابعاد سازه $C_s \cdot C_d$	ضریب شکل سازه C_f	بار باد F (N)
	۲۷/۷	۳۴/۳۹	۰/۱۸	۴۵۱	۰/۵۷	۰/۸	۱۴۱۰۴
		۱۴/۹۴	۰/۴۳	۱۳۷۳	۰/۷۸		۳۴۱۵
	۲۷/۷	۳۷/۰۲	۰/۱۷	۴۵۱	۰/۵۴	۰/۸	۹۶۶۶
		۱۴/۹۴	۰/۴۳	۱۵۲۶	۰/۷۷		۳۲۴۱

۷-۵ بارگذاری مطابق استاندارد ژاپن (AIJ)

مطابق این استاندارد بار باد بر روی سازه مطابق رابطه زیر محاسبه می‌شود [۱۲]:

$$W_D = q_H C_D G_D A \quad (20)$$

W_D (N) بار در ارتفاع Z و A (m²) مساحت بادگیر سازه در ارتفاع Z و q_H نیز فشار ناشی از سرعت باد است که مطابق رابطه زیر محاسبه می‌شود [۱۲]:

$$q_H = \frac{1}{2} \rho U_H^2 \quad (21)$$

ρ چگالی هوا و U_H سرعت طراحی باد تعریف شده است. این سرعت ضریبی از سرعت مبنای باد و فاکتورهای جهت باد، دوره بازگشت باد و پروفیل سرعت باد است که همگی به توپوگرافی منطقه بستگی دارند.

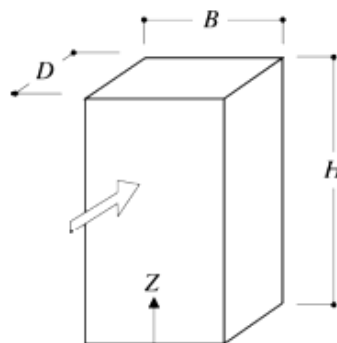
در این دستورالعمل ضریب نیروی باد (C_D) به صورت زیر تعریف شده است [۱۲]:

$$C_D = C_{pe1} - C_{pe2} \quad (22)$$

در این رابطه مقدار C_{pe2} فشار خارجی اعمال شده به وجه پشت به باد است که مطابق فرض مسئله برابر صفر در نظر گرفته شده است. مقدار C_{pe} بر اساس شکل (۱۵) محاسبه می‌گردد.

C_{pe}		
	$D/B \leq 1$	$D/B > 1$
C_{pe1}	$0.8 k_z$	
C_{pe2}	-0.5	-0.35

k_z		
$Z \leq Z_b$	$Z_b < Z < 0.8H$	$Z \geq 0.8H$
$(Z_b/H)^{2\alpha}$	$(Z/H)^{2\alpha}$	$0.8^{2\alpha}$



شکل (۱۵): تعیین فشار بار بر اساس آئین‌نامه ژاپن [۱۲]

در شکل فوق B عرض سازه، D عمق سازه، H ارتفاع سازه، Z ارتفاع از سطح زمین و α معرف قدرت پروفیل سرعت باد است.

ضریب اثر اوج باد G_D نیز مطابق رابطه زیر محاسبه می‌شود [۱۲]:

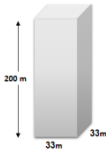
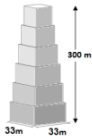
$$G_D = 1 + g_D \frac{C'_g}{C_g} \sqrt{1 + \phi_D^2 R_D} \quad (23)$$

پارامترهای این رابطه از جمله $g_D, C'_g, C_g, \phi_R, R_D$ به ترتیب معرف فاکتور رزونانس، ضریب تصحیح مد سازه، ضرایب لحظه واژگون شدن سازه و پارامتر مربوط به فرکانس سازه است.

۷-۶ نتایج بار باد روی سازه بر اساس استاندارد ژاپن

نتایج بارگذاری بار باد بر اساس استاندارد ژاپن در جدول (۸) برای سازه با ارتفاع ۲۰۰ متری و مقطع ثابت و ارتفاع ۳۰۰ متری و مقطع متغیر ارائه شده است. ستون‌هایی که دو عدد در آنها درج شده مربوط به بیشینه و کمینه مقادیر هر یک از پارامترها است.

جدول (۸): پارامترهای استاندارد ژاپن امریکا برای سازه با ارتفاع ۲۰۰ متری با مقطع ثابت و با ارتفاع ۳۰۰ متری با پلان متغیر

سازه	سرعت طراحی باد (m/s)	فشار مبنای سرعت q_H (N/m ²)	ضریب نیروی باد C_D	ضریب اثر اوج باد G_D	بار باد W_D (N)
	۲۷/۷	۴۶۳/۹	۰/۷۱	۶/۶۶	۱۵۱۸۵
		۱۳۳/۸	۰/۲۳	۲/۷۹	۳۳۹۷
		۵۷۶	۰/۷۱	۷/۰۵	۸۷۷۱
		۱۳۳/۸	۰/۱۸	۲/۵۲	۲۸۸۶

۷-۷ بارگذاری مطابق استاندارد استرالیا / نیوزیلند (AS/NZS)

فشار طراحی برای سازه‌ها و قطعات سازه‌ای مطابق این دستورالعمل به صورت رابطه زیر محاسبه می‌شود [۱۳]:

$$P = (0.5 \rho_{air}) [V_{des, \theta}]^2 C_{fig} C_{dyn} \quad (24)$$

در این رابطه ρ چگالی هوا برابر ۱/۲۲۵ کیلوگرم بر مترمکعب، $V_{des, \theta}$ سرعت مبنای باد، C_{fig} ضریب شکل ایرودینامیک است که وابسته مشخصات پروفیل باد بوده و طبق بندهای آئین‌نامه برابر یک در نظر گرفته می‌شود. همچنین C_{dyn} ضریب اثر اوج باد به صورت رابطه زیر به دست می‌آید [۱۳]:

$$C_{dyn} = \frac{1 + 2I_h \left[g_v^2 B_s + \frac{H_s g_R S E_t}{\xi} \right]^{0.5}}{1 + 2g_v I_h} \quad (25)$$

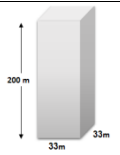
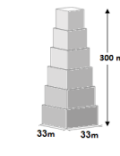
مقدار این ضریب در این آیین‌نامه برای فرکانس‌های کمتر از ۰/۲ تعریف نشده است. برای سازه‌های با فرکانس بالاتر از ۰/۲ و کمتر از ۱ با رابطه و بالاتر از ۱ برابر ۱ در نظر گرفته شده است. در این رابطه I_h شدت آشفتگی، g_v ضریب نوسانات سرعت باد، B_s ضریب اثر سازه، H_s عامل ارتفاع برای پاسخ رزونانس، g_R ضریب بیشینه پاسخ رزونانس، S ضریب کاهش مد سازه، ξ نسبت میرایی به میرایی بحرانی سازه، E_t بار طیف تلاطم در جریان باد نزدیک است. در نهایت نیروی باد با توجه به سطح بادگیر سازه، از رابطه زیر به دست می‌آید [۱۳]:

$$F = \sum (P_Z A_Z) \quad (26)$$

۷-۸ نتایج بار باد روی سازه بر اساس استاندارد استرالیا/نیوزیلند

نتایج بارگذاری بار باد بر اساس استاندارد استرالیا/نیوزیلند در جدول (۹) برای سازه با ارتفاع ۲۰۰ متری و مقطع ثابت و با ارتفاع ۳۰۰ متری و مقطع متغیر ارائه شده است. ستون‌هایی که دو عدد در آنها درج شده مربوط به بیشینه و کمینه مقادیر هر یک از پارامترها است.

جدول (۹): پارامترهای استاندارد استرالیا/نیوزیلند/امریکا برای سازه با ارتفاع ۲۰۰ متری با مقطع ثابت و با ارتفاع ۳۰۰ متری با پلان متغیر

سازه	سرعت مبنای باد $V_{des,\theta} (m/s)$	ضریب شکل ایرودینامیک C_{fig}	ضریب اثر اوج باد C_{dyn}	فشار طراحی P	نیروی باد F
	۲۷/۷	۱	۱/۰۷	۳۹۰/۲۶	۶۴۳۹ ۵۵۸۶
			۱	۳۸۳/۶۵	۲۱۰۲ ۱۲۲۷

۷-۹ بارگذاری مطابق مبحث ششم مقررات ملی ایران

بر اساس ضوابط این آئین نامه فشار خارجی یا مکش ناشی از باد مطابق رابطه زیر محاسبه می شود [۱۴].

$$P = I_w q C_e C_g C_p \quad (۲۷)$$

I_w ضریب اهمیت برای بار باد، با توجه به گروه خطرپذیری سازه موردنظر برابر یک در نظر گرفته می شود. همچنین q فشار مبنای باد بر اساس سرعت مبنای طرح V مطابق رابطه زیر محاسبه می شود [۱۴].

$$q = 0.0000613V^2 \quad (۲۸)$$

C_p ضریب شکل که فشار خارجی وارد بر مساحت وجه موردنظر میانگین گیری شده است. در طراحی، ضریب شکل برای تعیین فشار یا مکش وارده بر سطوح ساختمان تعیین می گردد. در این تحقیق مقدار C_p با توجه به بند آئین نامه $\frac{H}{D} \geq 1$ برابر ۰/۸ است.

C_e ضریبی بادگیری برای نوحی شهری و با ساخت و ساز متراکم مطابق رابطه زیر به دست می آید [۱۴]:

$$0.5 \leq C_e \leq 2.5 \quad \text{for} \quad C_e = 0.5 \left(\frac{h}{12.7} \right)^{0.5} \quad (۲۹)$$

در روابط بالا و بر اساس فرض، مقدار C_e بر اساس h ارتفاع سازه است.

C_g ضریب اثر جهشی باد، بنا به تعریف نسبت اثر بیشینه بارگذاری باد به اثر متوسط آن است و مطابق زیر تعیین می شود [۱۴]:

$$C_g = 1 + g_p \left(\frac{\sigma}{\mu} \right) \quad (۳۰)$$

در این رابطه μ متوسط اثر بارگذاری باد، σ انحراف معیار آن و g_p ضریب بیشینه آماری برای اثر بارگذاری باد است.

نسبت $\frac{\sigma}{\mu}$ به صورت زیر تعیین می گردد [۱۴]:

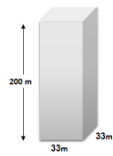
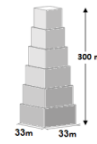
$$\frac{\sigma}{\mu} = \sqrt{\frac{K}{C_{LH}} \left(B + \frac{SF}{\beta} \right)} \quad (۳۱)$$

K ضریبی ثابت منطبق بر نوع منطقه است که برای نواحی پرتراکم شهری برابر ۰/۱ هست. C_{LH} ضریب بادگیری در بالای ساختمان است. β نسبت میرایی بحرانی است که برای سازه‌های فولادی برابر با ۰/۰۱ و برای سازه‌های بتن‌آرمه برابر ۰/۰۲ اختیار می‌گردد. B ضریب تلاطم که بر حسب W عرض وجه رو به باد و H ارتفاع ساختمان تعریف می‌شود. S ضریب کاهش ابعاد بر حسب نسبت‌های $\frac{W}{H}$ و $\frac{f_{nD}.H}{V_H}$ به دست می‌آید. در این رابطه n_0 فرکانس اصلی نوسان سازه بر حسب هرتز، V_H سرعت متوسط باد در ارتفاع ساختمان H است. F ضریبی است به نام نسبت انرژی جهشی در فرکانس طبیعی نوسان سازه که بر حسب پارامتر عکس طول موج، $\frac{f_{nD}.H}{V_H}$ از طریق نمودارهای آئین‌نامه به دست می‌آید.

نتایج بار باد روی سازه بر اساس مبحث ششم ایران

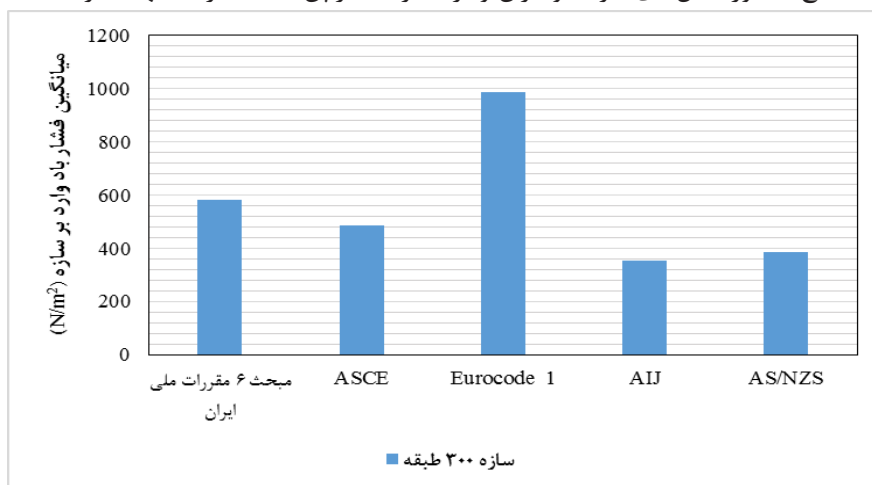
بارگذاری بار باد روی سازه بر اساس مبحث ششم ایران در جدول (۱۰) به ترتیب برای سازه با ارتفاع ۲۰۰ متری و مقطع ثابت و سازه با ارتفاع ۳۰۰ متری با مقطع متغیر ارائه شده است. ستون‌هایی که دو عدد در آنها درج شده مربوط به بیشینه و کمینه مقادیر هر یک از پارامترها است.

جدول (۱۰): پارامترهای مبحث ششم مقررات ملی ایران آمریکا برای سازه با ارتفاع ۲۰۰ متری با مقطع ثابت و با ارتفاع ۳۰۰ متری با پلان متغیر

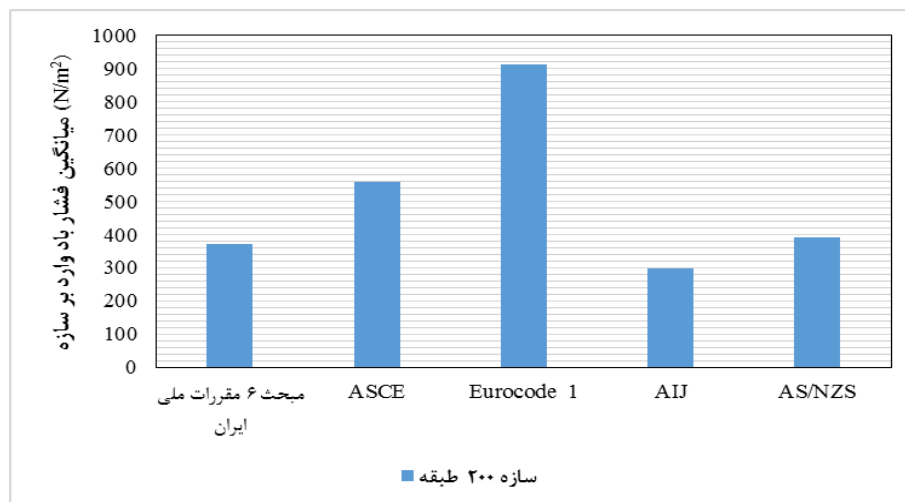
سازه	V (m/s)	K	F	S	B	C_{LH}	σ/μ	g_p	C_g	C_e	C_p	P (N/m ²)	F (N)
	۲۷/۷	۰/۱	۰/۲۱	۰/۱۱	۰/۴۷	۱/۹۸	۰/۱۹	۳/۷۵	۱/۷۱	۱/۹۸	۰/۸	۶۹۴	۱۵۹۰۸
			۰/۲۱	۰/۱۱	۰/۴۷	۱/۹۸	۰/۱۹	۳/۷۵	۱/۷۱	۰/۰۹۹		۴۸	۷۹۴/۴
	۲۷/۷	۰/۱	۰/۲۲	۰/۰۹	۰/۴۳	۲/۴۳	۰/۱۶	۳/۷	۱/۶۲	۱/۹۸	۰/۸	۴۵/۴	۷۹۴
			۰/۲۲	۰/۰۹	۰/۴۳	۲/۴۳	۰/۱۶	۳/۷	۱/۶۲	۰/۰۹۹		۱۱۲۰	۱۰۶۲۷

۸- نتایج و بحث

در شکل (۱۶) و (۱۷) مقادیر فشار میانگین باد وارد بر هر دو نوع سازه، مطابق پنج دستورالعمل مورد بررسی، نشان داده شده است. مطابق این اشکال، دستورالعمل اروپا با توجه به ضرایبی که برای سرعت مبنای طراحی اعمال می‌کند، فشار بیشتری در نظر می‌گیرد. نتایج دستورالعمل‌های آمریکا و ایران و نیز استرالیا با ژاپن با یکدیگر مشابهت دارند.



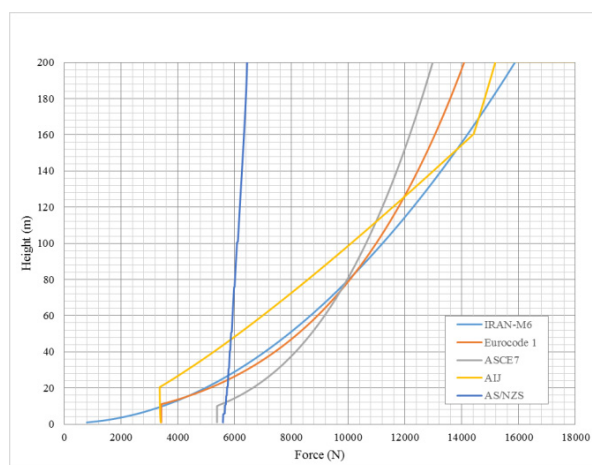
شکل (۱۶): میانگین فشار مبنای طراحی برای سازه با ارتفاع ۳۰۰ متری



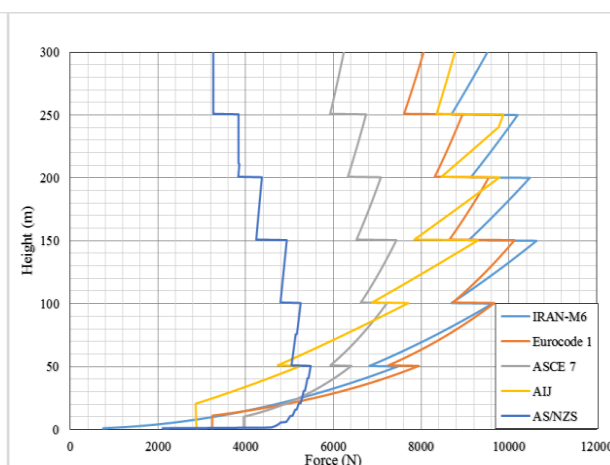
شکل (۱۷): میانگین فشار مبنای طراحی برای سازه با ارتفاع ۲۰۰ متری

با استفاده از روش کدنویسی، مقادیر پروفیل بار باد طبقات ساختمان بلند با مقطع ثابت و متغیر در اشکال ۱۸ و ۱۹ بر اساس استانداردهای مختلف با یکدیگر با یکدیگر مقایسه شده است. مطابق شکل می‌توان مشاهده نمود که پروفیل بار باد طبقات به جز استاندارد استرالیا/نیوزیلند به صورت یک سهمی است. مقررات ملی ایران در ارتفاع ۲۰۰ متری بیشترین مقدار بار باد را به دست می‌دهد. استانداردهای آمریکا و اروپا تا ارتفاع ۱۰ متری و استاندارد ژاپن تا ارتفاع ۲۰ متری دارای یک پروفیل ثابت هستند. نتایج استانداردهای آمریکا، اروپا و ایران در ارتفاع تقریبی ۸۰ متری با یکدیگر تطابق داشتند.

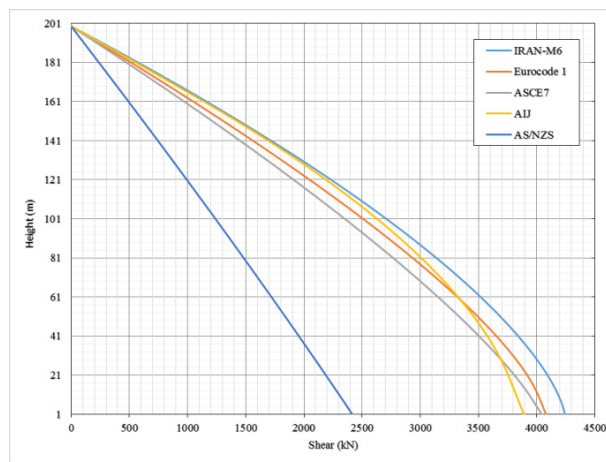
در اشکال ۲۰ و ۲۱ نیز مقادیر برش پایه طبقات بر اساس استانداردهای مختلف با یکدیگر با یکدیگر مقایسه شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، در حالت مقطع ثابت آئین‌نامه استرالیا بر خلاف سایر آئین‌نامه‌ها به صورت خطی عمل کرده که این موضوع مربوط به شرایط توپوگرافی منطقه است.



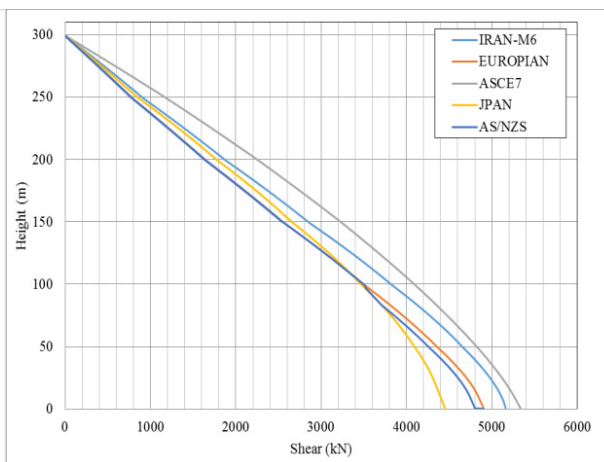
شکل (۱۹): پروفیل بار باد طبقات برای سازه با ارتفاع ۲۰۰ متری



شکل (۱۸): پروفیل بار باد طبقات برای سازه با ارتفاع ۳۰۰ متری



شکل (۲۱): برش پایه برای سازه با ارتفاع ۲۰۰ متری



شکل (۲۰): برش پایه برای سازه با ارتفاع ۳۰۰ متری

۹- نتیجه گیری

- در پژوهش حاضر به بررسی روش‌های طراحی ارائه شده جهت محاسبه بار باد در استانداردهای آمریکا، اروپا، ژاپن و استرالیا برای دو نوع سازه بلند پرداخته شد. سپس نتایج به دست آمده با خروجی حاصل از استفاده مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران برای سازه‌های مقایسه گردید. از پژوهش انجام گرفته می‌توان به نتایج ذیل دست یافت:
- ۱- روند کلیه روابط حاکم بر طراحی سازه‌های بلند در کلیه استانداردهای بین‌المللی به صورت مشابه است.
 - ۲- تمامی آئین‌نامه‌ها به اثراتی همچون ضریب آشفتگی باد، ضریب اوج باد، ضریب شکل سازه توجه دارند.
 - ۳- درصد بالایی از اختلاف نتایج با توجه به روابط پیشنهادی برای ضریب اوج باد حاصل شده است.
 - ۴- در اندازه‌گیری فشار سرعت باد مقادیر استاندارد اروپا با توجه به ضرایب در نظر گرفته شده برای سرعت مبنای طراحی مقادیر بیشتری نسبت به سایر آئین‌نامه به دست می‌دهد.
 - ۵- در محاسبه پروفیل بار باد برای سازه‌های بلند با مقطع ثابت و متغیر، با توجه به فرضیات مسئله، مقررات ملی ایران نسبت به دیگر آئین‌نامه‌ها محافظه‌کارانه‌تر عمل می‌کند.
 - ۶- برش پایه و پروفیل سرعت باد به دست آمده از استاندارد استرالیا با توجه به عوامل دخیل بر حسب شرایط توپوگرافی، مقادیر متفاوتی نسبت به سایر آئین‌نامه‌ها به دست می‌دهد.

منابع و مراجع

- [1] Peter A. Irwin, "Wind Issues in the Design of Tall Buildings, Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council, RWDI Consulting Engineers & Scientist, 2010.
- [2] Bui Thanh Dat, Alexander Traykov, and Marina Traykova; "Shear-lag effect and its effect on the design of high-rise buildings" HRC 2017, Web of Conferences 33, 2018.
- [3] Ralph R. Clark; "STRUCTURAL DESIGN ASPECTS OF A COASTAL BUILDING CODE" Florida Department of Natural Resources, COASTAL ENGINEERING, 1982.
- [4] Soheil Saadae, Fuh-Gwo, Yuan Mohammad N. Noori, Gregory D. Buckner; "ESTIMATION OF WIND LOAD ON STRUCTURES" Department of Mechanical & Aerospace Engineering, North Carolina State University, 2002.
- [5] P. Mendis, T. Ngo, N. Haritos, A. Hira, B. Samali, J. Cheung; "Wind Loading on Tall Buildings" EJSE Special Issue: Loading on Structures, 2007.
- [6] John D. Holmes, Yukio Tamura, Prem Krishna; "Wind loads on low, medium and high-rise buildings by Asia-Pacific codes" The 4th International Conference on Advances in Wind and Structures, Korea, 2008.

- [7] Ming Gu; "STUDY ON WIND LOADS AND RESPONSES OF TALL BUILDINGS AND STRUCTURES" *The Seventh Asia-Pacific Conference on Wind Engineering, Taiwan, 2009.*
- [8] A.K. Mittal, S. Behera, D. Ghosh, S.K. Bhattacharyya; "Issues of Tall Building Due to Wind Forces-A Case Study" *7th National Conference on Wind Engineering, Thapar University Patiala, 2014.*
- [9] Ahmed Elshaer; "Aerodynamic Optimization and Wind Load Evaluation Framework for Tall Buildings" *PHD Thesis, Western University, 2017.*
- [10] ASCE 7-05; "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", Reston, VA, American Society of Civil Engineers, 2005
- [11] Eurocode 1; "Actions on Structures, Part 4-1: Wind Actions", London, British Standards Institute, 2004.
- [12] AIJ; *Recommendations for Loads on Buildings (RLB)*, Tokyo, Structural Standards Committee, 2004.
- [13] AS/NZS 1170.2; "Structural Design Action, Part 2: Wind Forces" *Australian/New Zealand Standards, Sydney, Standards Association of Australia, 2002.*
- [14] National Bureau of Building Regulations of Iran, *Sixth Chapter, Loading on Structures*, ed. 1392. (In Persian)
- [15] M. Mahmoudi, H. Shafi'ie, H. Mazaheri; "Evaluation of structural analysis methods under the influence of wind load in high structures" *3th Conference for research in architecture, 1393. (In Persian)*
- [16] Hossein Donyaie; "Investigation of the effect of lateral wind force on the behavior of long structures", *International Conference on Civil Engineering, 1395. (In Persian)*
- [17] Ali Nejadkhabaaz, "Structural Evaluation of High-rise Buildings under the Wind Power", *4th International Conference on Civil Engineering, Architecture and Urban Economics Development, Shiraz, 1396. (In Persian)*
- [18] Azimzadegan, Mohammad Reza; Mohammad Ali Hadian Fard and Ali Lashkari; "Evaluation of Structural Analysis Methods under the Influence of Load Damage in Long Structures with Geometric Irregularities", *7th National Congress of Civil Engineering, Sistan and Baluchestan University, 1392. (In Persian)*
- [19] Nassiri, "Wind tunnel wind tunnel report on multi-purpose Tehran Tower", *Iran University of Science and Technology, 1375. (In Persian)*
- [20] Karimian, Jahanghirian and Nejat, "The final strain of wind blowing around the Tehran Tower" *Amir Kabir University, 1379. (In Persian)*
- [21] Amiri, Gh; Khazaiee, B; Eghbali, M; "Evaluation of the effect of the behavior of tall structures under the lateral wind load" *The second National Conference on civil engineering, 1389. (In Persian)*
- [22] Rachel Bashor, Ahsan Kareem; "Comparative Study of Major International Standards" *7th Asia-Pacific Conference on Wind Engineering, Taiwan, 2009.*

Code Evaluation of Wind Loading for High-Rise Buildings with Constant and Variable Cross Section in Tehran

Mohammad Reza Adlparvar^{*1}, Masud Mahmoodabadi², Mohammad Hossein Taghavi Parsa³

1- Associate Professor, Faculty of engineering, university of Qom, Qom, Iran

2- Assistant Professor, Faculty of engineering, university of Qom, Qom, Iran

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

Abstract

Today, high-rise buildings are more welcomed due to the lack of space and the increasing population in large cities. The effect of wind on tall structures in the direction of the wind and its fluctuations are vulnerable. To design a structure against lateral loads such as wind load, the main design criterion should be provided. The importance of the impact of the lateral force increases with the height of the building. Thus, in this type of structures, mainly by wind power, design considerations with height, becomes more complicated. At a certain height, the lateral displacement of the longitudinal structures increases so that the controller's considerations are raised. The characteristics of the wind pressure on the structure are a function of the wind characteristics, structural geometry, and the characteristics of the adjacent region. Typically, standards for structures and buildings that have unusual shapes or positions are not used. The purpose of this study was to investigate the proposed design methods for calculating the wind load in international and domestic standards for the study of long and stable structures in Tehran. In this study, American, European, Japanese and Australian standards have been used for two types of structures, and their results have been compared to those derived from the National Building Regulations of Iran. The results of this study indicate that Iran's national regulations for proposed structures that are considered in Tehran are more conservative than the results of other standards

Keywords High-rise Buildings, lateral load of Wind, Fixed and Variable Section, Buildings Force, Design Guidelines, Part Six (from the National Building Regulations of Iran).

بررسی اثر استفاده از مواد عمل آوری کننده بر پایه لیتیوم پلی سیلیکات روی خواص مهندسی و دوام کف های بتنی

دریافت مقاله: ۱۴-۱۲-۱۳۹۷

پذیرش مقاله: ۱۳-۰۸-۱۳۹۸

علیرضا پور خورشیدی*

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

alip_208@yahoo.com

ابوالحسن رامین فر

شرکت کلینیک ساختمانی ایران

جعفر سبحانی

چکیده

عمل آوری یکی از پارامترهای مؤثر بر مقاومت و دوام کف سازی های بتنی می باشد. عمل آوری مناسب باعث پیشرفت روند کسب مقاومت، کاهش احتمال پوسته شدگی سطح بتن و افزایش مقاومت سایشی آن می شود. در این مقاله اثر استفاده از نوعی ماده عمل آوری کننده بر پایه لیتیوم پلی سیلیکات بر روی مشخصات مکانیکی و دوام نمونه های بتنی مورد بررسی قرار گرفته است. بر این اساس، آزمون های تعیین مقاومت فشاری، جذب آب، نفوذ پذیری تحت فشار آب و مقاومت سایشی بر روی نمونه های شاهد و آزمایشی انجام گرفت. با توجه به نتایج ارائه شده مقاومت فشاری نمونه های نگهداری شده در محیط آزاد بیش از ۶۰٪ و در محیط آزمایشگاه بیش از ۲۰ درصد، نسبت به نمونه های عمل آوری شده در شرایط استاندارد، کاهش مقاومت داشته اند. در صورتیکه در نمونه های آزمایشی، با اعمال ماده عمل آوری بر پایه لیتیوم پلی سیلیکات، مقدار کاهش مقاومت فشاری کمتر از ۱۰ درصد بوده است. همچنین جذب آب نمونه های نگهداری شده در محیط آزاد، بیش از ۳ برابر نسبت به شرایط استاندارد افزایش پیدا کرده، در صورتیکه در نمونه های با ماده عمل آوری مذکور، مقدار جذب آب فقط ۱۴ درصد افزایش یافته است. نتایج آزمون تعیین مقاومت سایش نشان داد که در صورت استفاده از مواد عمل آوری ویژه نسبت به شرایط عمل آوری استاندارد بهبود مقاومت سایشی را در نمونه ها تا حدود ۸ درصد را شاهد خواهیم بود. نگهداری در شرایط آزمایشگاهی و محیط آزاد به ترتیب موجب کاهش مقاومت سایشی به مقدار ۸ و ۲۱ درصد شده است.

کلید واژه: ماده عمل آوری کننده، ماده سخت کننده، بهبود دهنده مقاومت سایشی کف های بتنی.

عمل‌آوری یکی از پارامترهای مؤثر بر مقاومت و دوام کف‌سازی‌های بتنی می‌باشد. عمل‌آوری مناسب باعث پیشرفت روند کسب مقاومت، کاهش احتمال پوسته‌شدگی سطح بتن و افزایش مقاومت سایشی آن می‌شود. از آنجائیکه عمل‌آوری در کف‌های بتنی یکی از مراحل پرهزینه و زمانبر می‌باشد، لذا استفاده از مواد عمل‌آوری در این نوع کف‌ها بسیار مورد توجه است. بر اساس منابع موجود، عمل‌آوری با استفاده از ترکیبات غشایی برای کف‌های بتن غلتکی متداول است. بدین منظور، جهت جلوگیری از تبخیر، از مواد شیمیایی مایع که بر سطح بتن مالیده یا پاشیده می‌شود و غشای نازکی را بوجود می‌آورد استفاده می‌شود تا مانع تبخیر آب بتن گردد. امروزه مواد شیمیایی غشاء‌ساز عمل‌آوری از مواد پلیمری (رزینی) یا موم‌ها تشکیل می‌شوند [۱-۳].

این مواد به دو دسته محلول در آب و غیرمحلول در آب (دارای حلال غیرآبی) تقسیم می‌شود که بکارگیری نوع محلول در آب به دلایل مختلفی توصیه می‌گردد. از طرفی این مواد می‌تواند بصورت بیرنگ (شفاف)، سفید و خاکستری یا حتی رنگی تولید شود. مصرف نوع سفید و خاکستری رایج‌تر است زیرا می‌توان پس از پاشیده شدن، از پوشش کامل آنها بصورت چشمی اطمینان حاصل نمود. نوع غیر محلول در آب ماده عمل‌آوری را باید پس از اتمام آب انداختن و زوده شده آب روزه بر روی سطوح افقی استفاده نمود و گرنه در اولین ساعات، پوسته شده و از سطح بتن جدا می‌شود. به هر حال تأخیر زیاد در اعمال آن پس از خشک شدن سطح، توجیهی ندارد. مواد غشاء‌ساز عمل‌آوری باید با استاندارد ملی ایران به شماره ۸۲۸۸ [۴] منطبق باشند. برخی از مواد ویژه عمل‌آوری وجود دارند که باید الزامات ASTM C1315 [۵] را برآورده کنند. این مواد علاوه بر وظیفه اصلی خود می‌توانند به افزایش مقاومت سطحی در برابر سایش، اسید و غیره منجر گردند یا مقاومت در برابر پرتوهای فرابنفش را افزایش دهند.

این مواد را در سطوح کوچک می‌توان با قلم مو یا غلتک نقاشی اعمال کرد اما در سطوح وسیع‌تر به کمک پیستوله یا وسایل مشابه پاشیده می‌شود. توصیه می‌شود این مواد در دو لایه عمود بر هم، بر سطح مالیده یا پاشیده شوند تا پوشش بهتری حاصل گردد. معمولاً بسته به زبری و صافی سطح بتن، به ۰/۲ تا ۰/۳۵ لیتر در هر متر مربع مایع عمل‌آوری جهت پوشش مناسب سطح نیاز است. برخی ترکیبات رزینی آلی با گذشت زمان بویژه در معرض نور مستقیم خورشید از بین می‌روند و حضور آب این امر را تسریع می‌بخشد. از بین رفتن تدریجی این مواد مشکلی را بوجود نمی‌آورد و ریختن بتن را بر روی بتن قبلی یا در کنار آن در درزهای اجرایی ساده تر می‌کند، زیرا چنانچه مواد عمل‌آوری چسبیده به سطح باقی بمانند (به دلیل نوع آنها یا نبودن در معرض پرتو فرابنفش نور خورشید نبودن و یا عدم حضور آب) لازم است در بسیاری از اوقات، به کمک یک روش مکانیکی یا شیمیایی این پوسته زوده شود. زمانی که قالب بتن برداشته می‌شود بهتر است سطح بتن را مرطوب کرد و سپس از مواد عمل‌آوری بر روی این سطح استفاده نمود. بهر حال آب اضافی این سطح باید از بین برود. برای انطباق ویژگی‌های این مواد با الزامات استاندارد، انجام آزمایشهای مندرج در استانداردهای ملی شماره ۳۸۲۲ ضرورت دارد. در این آزمایش قابلیت حفظ و نگهداری آب توسط این مواد مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. برخی محلول‌های معدنی مانند سیلیکات سدیم و پتاسیم می‌تواند برای عمل‌آوری استفاده شود که با آهک سطحی بتن واکنش می‌دهد و سیلیکات کلسیم غیرمحلول در آب و مقاوم در برابر سایش بوجود می‌آورد در حالی که نمی‌تواند طبق استاندارد ملی شماره ۳۸۲۲ [۶] مورد آزمایش قرار گیرد و مسلماً منطبق بر استاندارد ملی به شماره ۸۲۸۸ [۷] نمی‌باشد، اما مصرف آن رایج و بلامانع است [۱-۵].

نوع محلول در آب را می‌توان قبل یا پس از روزدن آب بکار برد و مشکلی بوجود نمی‌آورد، ضمن اینکه برای سلامتی انسان نیز زیانبار نیست. در هوای گرم و خشک که آهنگ تبخیر بر آهنگ روزدن آب غلبه می‌کند، بکارگیری این نوع مایع عمل‌آوری توصیه می‌شود. زیرا پس از اعمال این مواد، آب انداختن ادامه پیدا می‌کند بنابراین مصرف مواد حاوی حلال غیرآبی توصیه نمی‌گردد. معمولاً قبل از استفاده از مایع عمل‌آوری با توجه به دستورالعمل و توصیه

های سازنده آن باید این مواد را بخوبی هم زد و مخلوط کرد تا بصورت همگن درآیند. مقدار پاشش یا اعمال مواد بر واحد سطح را می‌توان با اندازه‌گیری مقدار مصرف شده و سطح مربوطه محاسبه نمود. اخیراً مواد عمل‌آوری‌کننده با خواص چندگانه مانند بهبوددهنده مقاومت سایشی نیز معرفی شده‌اند.

در سال ۲۰۱۳، Kholia و همکاران، اثر مواد روش‌های عمل‌آوری و اثرگذاری مواد عمل‌آوری‌کننده را بر روی خواص بتن بررسی و در قالب یک طرح آزمایشگاهی تحلیل نمودند [۸]. در سال ۲۰۰۹، Kevern و همکاران، تاثیر رژیم عمل‌آوری را برای میزان سایش بتن تراوا مورد تحقیق قرار دادند [۹]. بر اساس نتایج این تحقیق مشخص شد که بهترین مقاومت و بیشترین مقاومت سایشی مربوط به نوع ماده عمل‌آوری پایه روغن soybean می‌باشد. در سال ۲۰۱۷، Gawatre و همکاران [۱۰]، تاثیر گذاری انواع مواد عمل‌آوری غشایی را بر بتن مورد بررسی قرار دادند.

در سال ۲۰۰۳، Nassif و همکاران [۱۱]، تاثیر مواد عمل‌آوری‌کننده را بر جمع‌شدگی اولیه و ناشی از خشک شدن را مورد بررسی قرار دادند. این محققین مکانیزم‌های موثر بر این دو پدیده را مورد تحلیل قرار داده و ارتباط آن با پدیده‌های ترک‌خوردگی و تاب خوردگی را با توجه به اعمال این مواد شناسایی نمودند.

در سال ۲۰۱۲، Kropp و Cramer [۱۲] در یک مطالعه آزمایشگاهی تاثیر نوعی از مواد عمل‌آوری‌کننده قوی را بر روی کف‌های بتنی گزارش نمودند. نتایج این تحقیق نشان داد که انتخاب صحیح مواد عمل‌آوری تاثیر به‌سزایی در افزایش مقاومت روسازی بتنی در مقابل پوسته‌شدگی و کاهش تخلخل نزدیک به سطح بتن می‌گردد.

در این مقاله اثر استفاده از یک نوع ماده افزودنی شیمیایی ترکیبی با خواص همزمان عمل‌آوری‌کننده، سخت‌کننده و بهبود دهنده مقاومت سایشی کف‌های بتنی در یک برنامه آزمایشگاهی مورد بررسی قرار خواهد گرفت که شامل آزمون‌های مکانیکی (مقاومت فشاری و مقاومت سایشی) و دوام (جذب آب، نفوذپذیری تحت فشار آب) می‌باشد.

۲- نحوه ساخت و آماده‌سازی آزمون‌ها

۲-۲- مصالح مصرفی

سیمان

کلیه نمونه‌ها با سیمان نوع ۲ مطابق با ملزومات استاندارد ۳۸۹ ایران [۱۳] ارائه شده است.

۲-۳- ماده عمل‌آوری ویژه

ماده مذکور نوعی ماده پوشش صنعتی مقاوم‌کننده در برابر سایش می‌باشد که همزمان خاصیت عمل‌آوری را نیز دارا می‌باشد. این نوع ماده بر پایه لیتیوم پلی‌سیلیکات می‌باشد. این نوع ماده قابلیت واکنش با کلسیم آزاد سطحی بتن در محدوده نفوذ ۷ میلیمتر بر روی سطح خارجی رویه بتنی دارد.

۲-۴- مصالح سنگی

سنگدانه‌های مورد استفاده جهت ساخت آزمون‌های بتنی شامل سنگدانه‌های شکسته ۵-۲/۰ میلی‌متر، ۵-۸ میلی‌متر و ۱۶-۸ میلی‌متر می‌باشد و مطابق با الزامات استاندارد ملی ایران به شماره ۳۰۲ [۱۴] بوده است.

۲-۵- آب

آب مورد مصرف در ساخت مخلوط‌ها از آب شرب شهر تهران تأمین شد.

۲-۶- طرح مخلوط

طرح مخلوط بتن‌های شاهد و آزمایشی، بر اساس مقدار معمول سیمان مصرفی و جهت دستیابی به یک بتن با خواص معمولی انتخاب شد. در جدول ۱ مشخصات مخلوط بتن ارائه گردیده است.

جدول ۱- مشخصات طرح مخلوط بتن شاهد و آزمایشی جهت اعمال ماده پوشش صنعتی مقاوم‌کننده در برابر سایش

سیمان (kg/m ³)	سنگدانه ۵-۲/۰ mm (kg/m ³)	سنگدانه ۵-۸ mm (kg/m ³)	سنگدانه ۱۶-۸ mm (kg/m ³)	w/c
۳۸۵	۷۰۰	۶۶۰	۷۲۰	۰/۴

۳- نحوه اعمال ماده و شرایط عمل آوری و نگهداری نمونه‌های شاهد و آزمایشی

سه سری نمونه شاهد به منظور مقایسه با یک سری نمونه آزمایشی که ماده عمل آوری ویژه بر روی آن اعمال گردیده به شرح ذیل در نظر گرفته شد:

- سری اول نمونه‌های شاهد: در داخل حوضچه آب با عمل آوری در شرایط استاندارد
- سری دوم نمونه‌های شاهد: در محیط آزمایشگاهی با دمای متوسط ۲۷ درجه سانتیگراد و رطوبت هوای ۴۰ درصد
- سری سوم نمونه‌های شاهد: در محیط آزاد با دمای متوسط روزانه ۳۷ درجه سانتیگراد و در معرض تابش نور خورشید
- سری نمونه‌های آزمایشی: در محیط آزاد با دمای متوسط روزانه ۳۷ درجه سانتیگراد و در معرض تابش نور خورشید

کلیه نمونه‌های شاهد و آزمایشی به مدت یک روز داخل قالب‌ها نگهداری شدند. بر سطح رویی نمونه‌های آزمایشی پس از ریختن بتن داخل قالب‌ها، ماده عمل آوری اعمال گردید. پس از خارج کردن نمونه‌ها از قالب، سایر وجوه نمونه‌های آزمایشی نیز ماده عمل آوری اعمال شد. ماده عمل آوری توسط اسپری و با مقداری که بتوان با هر لیتر از ماده حدود ۹/۸ مترمربع را پوشش داد اعمال گردید. سپس آزمون‌ها در زمان مقرر بر روی نمونه‌های شاهد و آزمایشی انجام گرفت.

۴- نتایج آزمون‌ها

۴-۱- تعیین مقاومت فشاری

اندازه‌گیری مقاومت فشاری بر اساس استاندارد EN 12390-3 [۱۵] در سنین ۱، ۷ و ۲۸ روزه انجام گردید که نتایج آن در جدول ۲ ارائه می‌گردد. لازم به ذکر است که جهت آزمون مقاومت فشاری مکعب‌هایی به ابعاد ۱۵۰×۱۵۰×۱۵۰ mm تهیه و مورد آزمایش قرار گرفتند. همچنین مطابق این استاندارد نرخ افزایش تنش در حدود 0.5 ± 0.2 N/mm² در ثانیه می‌باشد.

جدول ۲- نتایج مقاومت فشاری

مقاومت فشاری (N/mm ²)			مشخصه نمونه	
روزه ۲۸	روزه ۷	روزه ۱		
۵۷	۴۵	۱۷	CS	شاهد ۱ (عمل آوری در شرایط استاندارد)
۴۴	۳۴	۱۳	CL	شاهد ۲ (نگهداری در محیط آزمایشگاه)
۲۱	۱۹	۷	CA	شاهد ۳ (نگهداری در محیط آزاد)
۵۲	۴۳	۱۵	TLP	آزمایشی (با اعمال ماده عمل آوری ویژه)

۴-۲- تعیین جذب آب

جذب آب نمونه‌ها مطابق استاندارد ASTM C642 [۱۶] اندازه‌گیری شد (جدول ۳). آزمون‌ها به مدت ۲۴ ساعت در دمای ۱۰۰ تا ۱۱۵ درجه سلسیوس در آون خشک می‌شوند و سپس توزین می‌گردند. سپس نمونه‌ها به مدت حداقل ۴۸ ساعت در آب با دمای حدود ۲۱ درجه سلسیوس به صورت مغروق نگهداری می‌شوند تا به وزن ثابت برسند. نگهداری در شرایط مغروق تا زمانیکه وزن نمونه‌ها در دو توزین متوالی به فاصله ۲۴ ساعت کمتر از ۰/۵ درصد نشود، باید ادامه یابد. مقدار جذب آب نمونه‌ها از تفاضل وزن در حال اشباع با سطح خشک از وزن خشک نمونه تقسیم بر وزن نمونه محاسبه می‌شود.

جدول ۳- نتایج آزمون تعیین جذب آب مطابق استاندارد ASTM C642 بر روی نمونه‌های شاهد و آزمایشی

میانگین جذب آب ۲۴ ساعته (درصد)	مشخصه نمونه	
۲/۸	CS	شاهد ۱ (عمل‌آوری در شرایط استاندارد)
۴/۵	CL	شاهد ۲ (نگهداری در محیط آزمایشگاه)
۸/۷	CA	شاهد ۳ (نگهداری در محیط آزاد)
۳/۲	TLP	آزمایشی (با اعمال ماده عمل‌آوری ویژه)

۳-۴- تعیین نفوذپذیری تحت فشار آب

آزمون نفوذپذیری تحت فشار آب مطابق با استاندارد EN 12390-part 8 [۱۷] بر روی نمونه‌های آزمایشی و شاهد انجام گرفت. اصول این آزمایش بدین صورت است که سطحی از بتن سخت‌شده (سن نمونه‌ها حداقل باید ۲۸ روز باشد) به مدت (2 ± 72) hr تحت فشار (50 ± 50.0) kpa قرار می‌گیرد. سپس نمونه شکسته شده و حداکثر عمق نفوذ آب اندازه‌گیری می‌گردد. نتایج آزمایش بر روی نمونه‌های ۲۸ روزه طبق جدول ۴ ارائه می‌گردد.

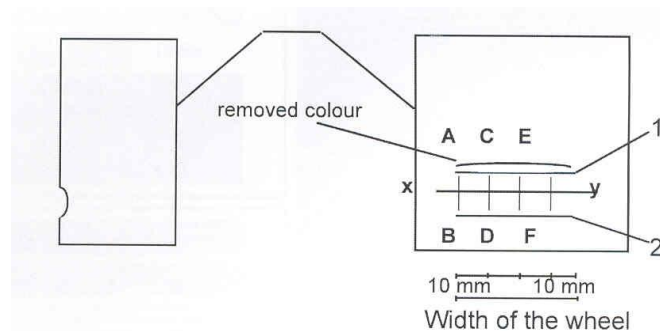
جدول ۴- نتایج میزان نفوذپذیری تحت فشار آب

مقدار عمق نفوذ آب تحت فشار (mm)	مشخصه نمونه		رده‌بندی بتن‌ها از لحاظ مقدار نفوذپذیری تحت فشار آب	
			میانگین	حداکثر
کمتر از ۳۰ میلیمتر-----کم	CS	شاهد ۱ (عمل‌آوری در شرایط استاندارد)	۱۸	۲۲
بین ۳۰ تا ۶۰ میلیمتر-----متوسط	CL	شاهد ۲ (نگهداری در محیط آزمایشگاه)	۲۶	۲۹
بیشتر از ۶۰ میلیمتر-----زیاد	CA	شاهد ۳ (نگهداری در محیط آزاد)	۴۱	۴۷
	TLP	آزمایشی (با اعمال ماده عمل‌آوری ویژه)	۲۰	۲۳

۴-۴- تعیین مقاومت سایشی طبق استاندارد EN 1338

بر اساس استاندارد EN 1338 [۱۸] نمونه‌های در نظر گرفته شده برای تعیین مقاومت سایشی، نمونه‌های بتنی مکعبی $8 \times 10 \times 15$ سانتیمتر می‌باشد. آزمایش سایش طبق استاندارد EN 1338 از طریق ساییدن سطح رویی یک قطعه بتنی توسط یک جسم زبر فولادی به همراه یک ماده ساینده، تحت شرایط استاندارد انجام می‌شود. دستگاه دارای یک چرخ فولادی (Fe 690) طبق استاندارد EN 10025 [۱۹] می‌باشد که قطر آن ۲۰ سانتیمتر و عرض آن ۷ سانتیمتر است.

دستگاه هنگامی کالیبره است که چرخ ساینده تحت اثر نیروی فشاری که توسط وزنه‌ای که به آن متصل است، بتواند در تماس با سطح نمونه مرجع (جزء ملحقات دستگاه است) ۷۵ دور در دقیقه بچرخد. نمونه مورد نظر باید کاملاً تمیز، کاملاً خشک باشد (لذا لازم است قبل از انجام آزمایش، توسط برس سطح نمونه کاملاً تمیز شود). توسط یک مداد و یا خط کش محدوده دو طرف بالا و پایین شیار ایجاد شده در اثر سایش چرخ گردنده کاملاً مشخص می‌گردد. (L1, L2). سپس سه خط بر یک محور افقی که در وسط شیار ایجاد شده رسم شده، بطور عمودی مشخص نمایند (یکی کاملاً در وسط و دو تای دیگر به فاصله ۱۰ میلیمتر از هر دو انتهای شیار). ماکزیمم مقدار این خطوط (AB, CD, EF) با دقت ± 0.5 میلیمتر بعنوان میزان سایش گزارش می‌گردد (شکل ۱ و ۲). در صورتیکه شیار ایجاد شده چهار گوش نباشد (اختلافی بیش از ۱/۵ میلیمتر بین دو عرض انتهایی شیار موجود باشد) نتایج قابل قبول نیست و آزمایش باید مجدداً انجام گیرد.



شکل ۱- نحوه قرائت میزان سایش طبق استاندارد EN 1338 (Appendix A)



شکل ۲- دستگاه تعیین مقاومت سایشی طبق استاندارد EN 1338 (Appendix A) و نمایی از چرخ ساینده آن

۴-۵- تعیین مقاومت سایشی طبق استاندارد ASTM C779

برای تعیین مقاومت سایشی نمونه‌ها، از روش استاندارد ASTM C779 [۲۰]، (روش A: آزمون دیسک چرخان) استفاده شد. در این روش، مقاومت سایشی سطوح افقی بتنی اندازه‌گیری می‌شود. ابعاد نمونه‌های بتنی جهت انجام آزمون، دارای ابعاد $300 \times 300 \times 100$ میلی‌متر است. در روش آزمون مذکور، شبیه‌سازی شرایط سایش انجام شده است و برای تخمین سایش ناشی از تردد بارهای ترافیکی مناسب می‌باشد.

اساس کار دستگاه دیسک چرخان بر پایه ایجاد سایش، به کمک سه عدد دیسک به قطر ۶۰ میلی‌متر می‌باشد. هر کدام از این دیسک‌ها، توسط یک محور که عمود بر سطح دیسک است به موتور دستگاه وصل شده و در نتیجه می‌توانند به دور محور خود بچرخند. هر سه دیسک، علاوه بر حرکت دورانی به دور محور خود، حول محور دستگاه نیز دوران می‌نمایند. قطر داخلی مسیر دوران ۱۵۵ میلی‌متر و قطر خارجی آن ۲۷۵ میلی‌متر است. شیارهای روی دیسک به صورت ردیف‌های عمود بر هم بوده و عمق آنها ۵ میلی‌متر و عرض آنها ۶ میلی‌متر است. دیسک‌ها با سرعت ۱۲ دور در دقیقه، حول محور دستگاه و با سرعت ۲۸۰ دور در دقیقه، حول محور خود می‌چرخند. بار وارده بر روی هر کدام از دیسک‌ها ۲۲ نیوتن است (شکل ۳).

در حین چرخش دیسک‌ها، مواد ساینده سیلکون کارباید (Silicon Carbide) با دانه‌های شماره ۶۰، از مخزن دستگاه از یک سوراخ به قطر ۳ میلی‌متر بر روی سطح نمونه ریخته می‌شود. مواد سایشی باید با نرخ ۴ تا ۶ گرم در دقیقه بر روی سطح نمونه ریخته شود. ابتدا دستگاه دیسک چرخان، به مدت ۵ دقیقه روشن می‌شود. پس از گذشت ۵ دقیقه، به کمک میکرومتر قرائت اولیه صورت می‌گیرد و سپس بعد از مدت ۳۰ دقیقه از شروع سایش، قرائت نهایی انجام می‌شود. برای کنترل نتیجه دقیق‌تر، می‌توان در ۱۵ دقیقه نیز قرائت‌ها را انجام داد. آزمون، می‌بایستی برای ۳ نمونه از هر طرح مخلوط انجام شود.

دستگاه اندازه‌گیری عمق سایش، شامل یک میله (چهارسو) فولادی به پهنای ۲۵ میلی‌متر و به طول ۳۰۰ میلی‌متر است که توسط پایه‌هایی بر روی نمونه قرار می‌گیرد. در روی میله فولادی یک شیار وجود دارد که در آن ده عدد سوراخ به قطر ۳ میلی‌متر و به فاصله ۶ میلی‌متر از یکدیگر ایجاد شده است. برای تعیین عمق سایش، ابتدا توسط یک میکرومتر به عمق مؤثر ۲۵ تا ۵۰ میلی‌متر و دقت ۰/۰۲۵ میلی‌متر، قرائت اولیه صورت گرفته و سپس در پایان آزمون و بعد از سایش نمونه‌ها نیز مجدداً قرائت انجام می‌شود و از تفاضل قرائت اولیه از قرائت ثانویه، عمق سایش تعیین می‌گردد. نحوه قرائت عمق سایش بر روی نمونه‌ها بعد از عمل سایش، در شکل ۳، نشان داده شده است. نتایج آزمایش تعیین مقاومت سایشی در سن ۲۸ روز برای نمونه‌های شاهد و آزمایشی طبق جداول ۵ و ۶ ارائه می‌گردد.



شکل ۳- دستگاه آزمایش *ASTM C779* (دیسک چرخان) و نحوه قرائت عمق سایش بعد از انجام آزمون مطابق *ASTM C779*

جدول ۵- نتایج آزمون تعیین عرض سایش مطابق استاندارد *EN 1338* بر روی نمونه‌های شاهد و آزمایشی

عرض سایش (میلی‌متر)		مقدار سایش	
میانگین	حداکثر	نمونه	
۲۲	۲۴	CS	شاهد ۱ (عمل‌آوری در شرایط استاندارد)
۲۴	۲۶	CL	شاهد ۲ (نگهداری در محیط آزمایشگاه)
۲۶	۲۹	CA	شاهد ۳ (نگهداری در محیط آزاد)
۲۰	۲۲	TLP	آزمایشی (با اعمال ماده عمل‌آوری ویژه)

جدول ۶- نتایج آزمون تعیین عمق سایش مطابق استاندارد *ASTM C779* بر روی نمونه‌های شاهد و آزمایشی

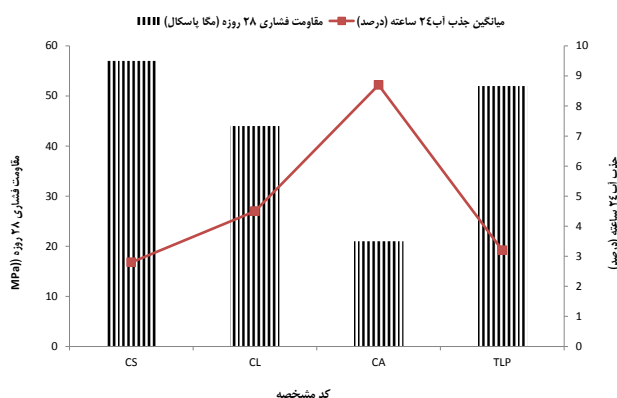
میانگین عمق سایش (میلی‌متر)		مقاومت سایشی	
بعد از ۳۰ دقیقه	بعد از ۱۵ دقیقه	نمونه	
۱/۶۶	۰/۸۲	CS	شاهد ۱ (عمل‌آوری در شرایط استاندارد)
۱/۹۵	۱/۱۷	CL	شاهد ۲ (نگهداری در محیط آزمایشگاه)
۲/۰۹	۱/۳۲	CA	شاهد ۳ (نگهداری در محیط آزاد)
۱/۲۷	۰/۶۳	TLP	آزمایشی (با اعمال ماده عمل‌آوری ویژه)

۵- تحلیل نتایج

در این تحقیق عملکرد استفاده از نوعی ماده عمل‌آوری کننده ویژه بر پایه لیتیوم پلی سیلیکات با اعمال آن بر روی نمونه بتنی ساخته شده در مقایسه با نمونه‌های شاهد مورد بررسی و مقایسه قرار گرفته است. بر این اساس، آزمون‌های تعیین مقاومت فشاری، جذب آب، نفوذپذیری تحت فشار آب و مقاومت سایشی بر روی نمونه‌های شاهد و آزمایشی انجام گرفت. آماده‌سازی آزمون‌ها مطابق با دستورالعمل‌های اجرایی تولیدکننده صورت گرفت.

با توجه به نتایج ارائه شده مقاومت فشاری نمونه‌های نگهداری شده در محیط آزاد بیش از ۶۰٪ و در محیط آزمایشگاه بیش از ۲۰ درصد کاهش مقاومت داشته‌اند. در صورتیکه در نمونه‌های آزمایشی، با اعمال ماده عمل‌آوری مقدار کاهش مقاومت فشاری کمتر از ۱۰ درصد بوده است.

با توجه به نتایج ارائه شده، جذب آب نمونه‌های نگهداری شده در محیط آزاد، بیش از ۳ برابر افزایش یافته است و این در حالیکه در نمونه‌های با ماده عمل‌آوری، مقدار افزایش جذب آب، تنها در حدود ۱۴ درصد بوده است. در شکل ۴، ارتباط بین نتایج مقاومت فشاری و جذب آب نمونه‌ها ارائه شده است.



شکل ۴- ارتباط بین مقاومت فشاری و جذب آب

نتایج آزمون نفوذپذیری تحت فشار آب نشان داد که در صورت استفاده از مواد عمل‌آوری ویژه نسبت به شرایط عمل‌آوری استاندارد عمق نفوذ پذیری آب افت حدود ۱۰ درصد را خواهد داشت که این موضوع اگر نمونه در شرایط محیط آزمایشگاه و یا محیط آزاد نگهداری میشد، دچار افت نفوذپذیری به ترتیب تا حدود ۴۰٪ و حدود ۱/۳ برابر را تجربه می‌نماید. در شکل ۵، رابطه بین مقاومت فشاری و عمق نفوذپذیری تحت فشار آب نمونه‌ها نشان داده شده است.



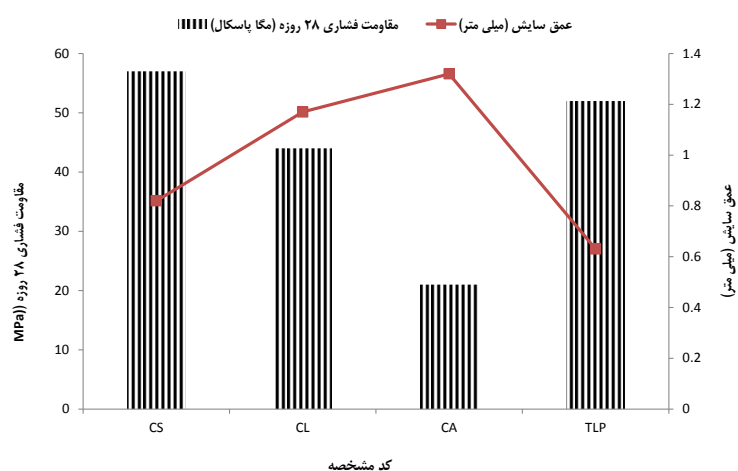
شکل ۵- ارتباط بین مقاومت فشاری و عمق نفوذ تحت فشار آب

نتایج آزمون تعیین مقاومت سایش نشان داد که در صورت استفاده از مواد عمل‌آوری ویژه نسبت به شرایط عمل‌آوری استاندارد بهبود مقاومت سایشی را در نمونه‌ها تا حدود ۸ درصد را شاهد خواهیم بود که با توجه به نتایج این شاخص در هر دو حالت شرایط نگهداری در محیط آزمایشگاه و یا محیط آزاد دچار افت می‌باشد. نگهداری در شرایط آزمایشگاهی و محیط آزاد به ترتیب موجب کاهش مقاومت سایشی به مقدار ۸ و ۲۱ درصد شده است. همچنین در خصوص مقاومت سایشی بر اساس استاندارد ASTM C779، استفاده از مواد عمل‌آوری باعث افزایش بیش از ۲۰ درصد گردیده است.

همچنین نتایج آزمون تعیین عمق سایش بعد از ۱۵ دقیقه و ۳۰ دقیقه نیز نشان داد که حدود ۲۳ بهبود در مقاومت عمق سایش را با اعمال مواد عمل‌آوری ویژه بهبود داده است. این شاخص هر دو حالت شرایط نگهداری در محیط آزمایشگاه به ترتیب افت بسیار زیادی در محدوده ۲۰ تا ۶۰ درصد را نشان داد. همچنین در شکل ۶، ارتباط نتایج مقاومت سایشی و مقاومت فشاری ارائه گردیده است. نتایج نشان می‌دهد با استفاده از این مواد عمل‌آوری می‌تواند با حفظ شرایط مقاومت فشاری، شاخص‌های دوام بتن را از نظر جذب آب، نفوذپذیری، و شاخص‌های مقاومت سایشی بهبود داد. علت عملکرد این ماده، خاصیت آب‌گریزی آن و جلوگیری از نزدیک شدن آب داخل بتن به سطح و تبخیر آن می‌باشد و علاوه بر آن با واکنش با آهک آزاد در سطح بتن موجب بهبود خواص سایشی بتن نیز گردیده است.



(الف)



(ب)

شکل ۶- ارتباط بین مقاومت فشاری و الف- عرض ساییدگی و ب- عمق سایش

۶- نتیجه‌گیری

در محدوده مشخصات فنی مواد اولیه و روش تحقیق مورد استفاده در این مطالعه، موارد ذیل قابل نتیجه‌گیری است:

- جذب آب نمونه‌های نگهداری شده در محیط آزاد در مقایسه با نمونه‌های عمل‌آوری شده در شرایط استاندارد، بیش از ۳ برابر افزایش یافته است و این در حالیست که در نمونه‌های با اعمال ماده عمل‌آوری، مقدار افزایش جذب آب، تنها در حدود ۱۴ درصد می‌باشد.
- در صورت استفاده از مواد عمل‌آوری مورد بررسی در این مطالعه، نسبت به شرایط عمل‌آوری استاندارد، عمق نفوذ پذیری آب به مقدار ۱۰ درصد افزایش می‌یابد.
- در نمونه‌های نگهداری شده در شرایط محیط آزمایشگاه و محیط آزاد، نفوذپذیری به ترتیب تا حدود ۴۰ درصد و حدود ۱/۳ برابر دچار افزایش می‌یابد.
- در صورت استفاده از مواد عمل‌آوری نسبت به شرایط عمل‌آوری استاندارد بهبود مقاومت سایشی را در نمونه‌ها تا حدود ۸ درصد را شاهد خواهیم بود.
- نگهداری در شرایط آزمایشگاهی و محیط آزاد به ترتیب موجب کاهش مقاومت سایشی به مقدار ۸ و ۲۱ درصد نسبت به نمونه‌های عمل‌آوری شده در شرایط استاندارد شده است. همچنین در خصوص مقاومت سایشی بر اساس استاندارد ASTM C779، استفاده از مواد عمل‌آوری باعث افزایش بیش از ۲۰ درصد گردیده است.

۷- قدردانی

این تحقیق در مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی و با حمایت مادی شرکت کلینیک ساختمانی ایران انجام گرفته است که بدین ترتیب از زحمات آنها تقدیر و قدردانی می‌شود.

۸- مراجع

- [1]. ACI 308R-01 (2001), "Guide to Curing Concrete, American Concrete Institute", ACI Manual of Concrete Practice.
- [2]. عسکری نژاد آ.، رئیس قاسمی ا. (۱۳۹۶)، "بررسی تأثیر روش‌های مختلف عمل‌آوری بر مقاومت سایشی بتن غلتکی روسازی"، مهندسی ساختمان و علوم مسکن، دوره یازدهم، شماره ۲۰، ۶۹-۷۲.
- [3]. باقری ع.، محمودیان م.، فخری م (۱۳۹۵)، "تأثیر عمل‌آوری بر خواص بتن‌های غلتکی روسازی راه، با و بدون دوده سیلیس"، پژوهشنامه حمل و نقل : پاییز ۱۳۸۵، دوره ۳، شماره ۳، ۱۴۷-۱۶۲.
- [4]. استاندارد ملی ایران شماره ۸۲۸۸، (۱۳۹۴) "بتن-مواد مایع غشاء ساز جهت عمل‌آوری بتن-ویژگیها و روشهای آزمون"، سازمان ملی استاندارد ایران.
- [5]. ASTM C 1315, (2011), "Standard Specification for Liquid Membrane-Forming Compounds Having Special Properties for Curing and Sealing Concrete", United States.
- [6]. استاندارد ملی ایران شماره ۳۸۲۲، (۱۳۹۳)، بتن-اتلاف آب (از یک آزمون ملات) از میان مواد مایع غشاساز عمل‌آورنده بتن-روش آزمون، سازمان ملی استاندارد ایران.
- [7]. استاندارد ملی ایران شماره ۸۲۸۸، (۱۳۹۴)، بتن-مواد مایع غشاء ساز جهت عمل‌آوری بتن-ویژگیها و روشهای آزمون، سازمان ملی استاندارد ایران.
- [8]. Kholia N. R., Vyas B. A., Tank T. G. (2013) "Effect on concrete by different curing method and efficiency of curing compounds – a review", International Journal of Advanced Engineering Technology, IV(II) pp. 57-60
- [9]. Kevern, J. T., Schaefer, V. R., and Wang, K., (2009) "The Effect of Curing Regime on Pervious Concrete Abrasion Resistance," Journal of Testing and Evaluation, 37(4), pp. 337-342,

- [10]. Gawatre, D. W., Sawant K., Mule R., Waydande, N., Randeve D., Shirsath T. (2017) "Effectiveness of Curing Compound on Concrete", *Journal of Mechanical and Civil Engineering*, 14(3), PP 73-76
- [11]. Nassif, H., Suksawang, N., Mohammed, (2003). M. "Effect of curing methods on early-age and drying shrinkage of high-performance concrete". *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* 1834, 48-58
- [12]. Kropp R., Cramer S.M., (2012), "Laboratory Study of High Performance Curing Compounds for Concrete Pavement – Phase I", DOT Report, F 1700.7 (8-72).
- [۱۳]. استاندارد ملی ایران شماره ۳۸۹، (۱۳۷۸)، ویژگیهای سیمان پرتلند، سازمان ملی استاندارد ایران.
- [۱۴]. استاندارد ملی ایران شماره ۳۰۲، (۱۳۷۸)، سنگدانه های بتن - ویژگی ها، سازمان ملی استاندارد ایران.
- [15]. BS EN 12390-3, (2009), "Testing hardened concrete. Compressive strength of test specimens", British Standards, UK.
- [16]. ASTM C642 (2013), "Standard Test Method for Density, Absorption, and Voids in Hardened Concrete ", United States.
- [17].
- [18]. BS EN 12390-8, (2009), "Testing hardened concrete. Depth of penetration of water under pressure", British Standards, UK.
- [19]. BS EN 1338, (2003), "Concrete paving blocks. Requirements and test methods", British Standards, UK.
- [20]. BS EN 10025-1, (2004), "Hot rolled products of structural steels. General technical delivery conditions", British Standards, UK.
- [21]. ASTM C779 / C779M, (2012), " Standard Test Method for Abrasion Resistance of Horizontal Concrete Surfaces", United States.

Effects of Lithium Polysilicates Curing Agent on Engineering Properties and durability of Concrete Floors

*J. Sobhani, Associated Professor, Road, Housing & Urban Development Research Center
A. Pourkhorshidi, Lecturer, Road, Housing & Urban Development Research Center
A. Raminfar, Industrial Manager, Iran Construction Clinic*

ABSTRACT

Curing is an the important parameter on the strength and durability development of concrete floors. Appropriate curing lead to the concrete strength gain, decrease in surface scaling and increasing the surface abrasion resistance of concrete. In this paper, the effects of a curing agent based on lithium polysilicates were investigated in an experimental program to verify their mechanical and durability properties. To this end, the compressive strength, water absorption, permeability under water pressure and abrasion resistance tests were carried out on the reference and cured specimens with curing agent. Based on the presented results, the compressive strength of air-cured and lab-condition specimens decreased over than 60% and 20% respectively. However, the specimens cured with Lithium Polysilicates agent lead up to 10% decrease in concrete strength. Moreover, the water absorption of specimens cured in air increased over that 3 times. The results showed that by application of such curing agents, the abrasion resistance increased by 8% in comparison with the standard curing system.

Keywords: Concrete floor, curing agent, surface harder, abrasion resistance treatment.

رفتار اتصالات پیش ساخته بتنی تیر ستون با خاموت گذاری فشرده و نیمه فشرده تحت بارهای رفت و برگشتی

دریافت مقاله: ۱۳۹۸-۰۱-۰۷

پذیرش مقاله: ۱۳۹۸-۰۸-۱۳

محمد کاظم شربتدار*

دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

امین عطائی

کارشناس ارشد سازه ، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

چکیده

در این مقاله رفتار یک نوع اتصال صلب تیر به ستون پیش ساخته بتنی پیشنهادی با دو نوع بتن متفاوت معمولی و توانمند الیافی تحت اثر بار رفت و برگشتی افزایش یافته و بار محوری ثابت تحلیل و بررسی شده است. در این تحقیق، اتصال میانی تیر-ستون بتنی پیش ساخته بر اساس آیین نامه ACI 318 طراحی گردید و سپس به روش اجزاء محدود، مدلسازی شده است که نتایج حاصل از تحلیل عددی با نتایج موجود آزمایشگاهی مطابقت خوبی داشته است. مدل های عددی با خاموت گذاری فشرده و نیمه فشرده در ناحیه طول بحرانی اتصال ایجاد و با تغییر در مقاومت بتن، نوع بتن و استفاده از بتن های توانمند، رفتار اتصال تحت بارهای رفت و برگشتی مقایسه شده است. براساس نتایج بدست آمده از تحلیل غیر خطی اجزاء محدود نمونه ها، ملاحظه می گردد با افزایش مقاومت بتن، سختی اتصال و مقاومت نهایی تا ۱۰ درصد افزایش پیدا کرده و با استفاده از بتن های الیافی HPRCC و خاموت فشرده در چشمه اتصال ، شکل پذیری به نحو چشمگیری تا ۳۵ درصد افزایش یافته است.

کلمات کلیدی: اتصال پیش ساخته، بتن الیافی، بارهای چرخه ای، خاموت فشرده، بتن توانمند.

به طور کلی کاربرد بتن در احداث سازه ها به سه روش پیش ساخته، نیمه پیش ساخته و درجا امکان پذیر است. روش پیش ساخته به دلیل سرعت اجرا، اقتصادی بودن، کیفیت بالای قطعات تولیدی، امکان استفاده در شرایط جوی مختلف، استفاده مجدد از قطعات پیش ساخته در احداث سازه های با طبقات کم از اهمیت بالایی برخوردار است. استفاده از این روش محدودیت هایی نیز به دنبال دارد از جمله قالب سازی دقیق تر، فاصله مناسب محل ساخت قطعات نسبت به محل اجرای طرح، نیاز به ماشین آلات سنگین مثل جرثقیل برای حمل قطعات پیش ساخته و از همه مهم تر ایمنی و مقاومت سازه هایی که به این روش ساخته می شوند. ایمنی و مقاومت سازه های پیش ساخته بیشتر مربوط به اتصالات این گونه سازه ها بوده و مهم ترین نقطه ضعف این گونه ساختمان ها، اتصالات آن ها است.

یکی از مهم ترین اتصالات مورد بررسی در قاب های بتنی پیش ساخته، اتصال تیر به ستون می باشد که به سه صورت صلب، نیمه صلب و مفصلی قابل اجرا می باشد. به طور کلی اتصالات سازه های پیش ساخته به دو دسته تر و خشک تقسیم می شود. در اتصالات تر از بتن در جای مسلح و غیر مسلح استفاده می شود و اتصالات خشک به وسیله جوش یا پیچ انجام می شود. از آنجا که در مناطق لرزه خیز از جمله ایران سازه ها تحت بار جانبی رفت و برگشتی قرار می گیرند، لذا در صورت عدم استفاده از سیستم باربر جانبی مثل دیوار برشی یا مهاربند، قاب های خمشی با اتصالات ممان گیر باید بتواند در برابر نیروهای جانبی مقاومت نماید که این امر منوط به طراحی اتصال صلب در مناطق لرزه خیز است. مطالعات گسترده ای بر روی اتصال تیر به ستون در کشور های مختلف دنیا صورت گرفته است، که تعداد محدودی از آن ها بر روی اتصال صلب تیر به ستون پیش ساخته بتنی می باشد. اتصالات مورد مطالعه بیشتر به صورت آزمایشگاهی مورد ارزیابی قرار گرفته و ارزیابی آن ها به روش اجزای محدود کمتر مورد توجه قرار گرفته است.

در سال ۱۹۹۷ در نیوزلند یک مطالعه آزمایشگاهی بر روی رفتار ۱۰ نمونه اتصال تیر به ستون داخلی بتنی یکپارچه توسط تامپسون و پارک در دانشگاه کانتربری صورت گرفته است [۱]. از پارامترهای مهم و متغیر در این مطالعه میزان و نوع فولادهای پیش تنیدگی و معمولی بوده است. در سال ۱۹۸۶ یک مطالعه آزمایشگاهی بر روی سه نمونه اتصال پیش ساخته تیر به ستون خارجی توسط بول و پارک با مقیاس کامل، در دانشگاه کانتربری انجام گرفته است [۲]. رفتار اتصالات با شرایط استاندارد و همچنین ضوابط طراحی با خاموت های فشرده و غیر فشرده در آئین نامه های اخیر و تحقیقات علمی مورد بررسی قرار گرفته و کارهای آزمایشگاهی هم برای تقویت اتصالات ضعیف فاقد شرایط ایمن در برابر زلزله هم انجام شده است [۳ تا ۵].

بعضی از نویسندگان ایرانی تحقیقاتی بر روی صرفاً اتصال پیش ساخته تیر به ستون بتنی انجام داده اند و تمرکز عمده آنها بصورت تحلیل عددی بخصوص در قاب ها و ساختمانهای بتنی بوده است و علاوه بر مقایسه اتصالات پیش ساخته با اتصالات رایج در جای بتنی سعی شده است تحلیل دینامیکی و رفتار لرزه ای این نوع اتصالات را بصورت عددی بررسی کنند [۶ تا ۸].

یکی از پارامترهای مهم مورد بررسی تشکیل مفصل پلاستیک، در محل وجه داخلی تیر می باشد. طی سال های ۱۹۸۰ تا ۱۹۹۰ سه کار تحقیقاتی آزمایشگاهی در دانشگاه نظامی و سلطنتی رویال در کانادا بر روی اتصالات بتنی پیش ساخته به ترتیب توسط پیلایی و کیرک (۱۹۸۱)، بهات و کیرک (۱۹۸۵) و فو و سکین (۱۹۹۰) صورت پذیرفت. اصول کار سه تحقیق بر اساس اتصال صلب تیر به ستون، توسط جوش و ورق مهار شده در بتن می باشد [۹ تا ۱۱]. طی یک برنامه تحقیقاتی توسط انجمن بتن پیش ساخته PCI، ۸ اتصال ساده و ۸ اتصال ممان گیر تیر به ستون، توسط استنتون و همکارانش در دانشگاه واشنگتن [۱۲] تا سال ۱۹۸۶ مورد مطالعه و آزمایش قرار گرفت. هدف از این برنامه گسترده، ارزیابی روش های مختلف اتصال قطعات ساختمان پیش ساخته بر اساس ملاحظات اقتصادی و طراحی بوده است. از جمله مطالعات دیگر صورت گرفته در ایالات متحده بر روی اتصال تیر به ستون، مجموعه ۷ اتصال تیر به ستون پیش ساخته ای است که توسط فرنچ و همکارانش تا سال ۱۹۸۹ در دانشگاه

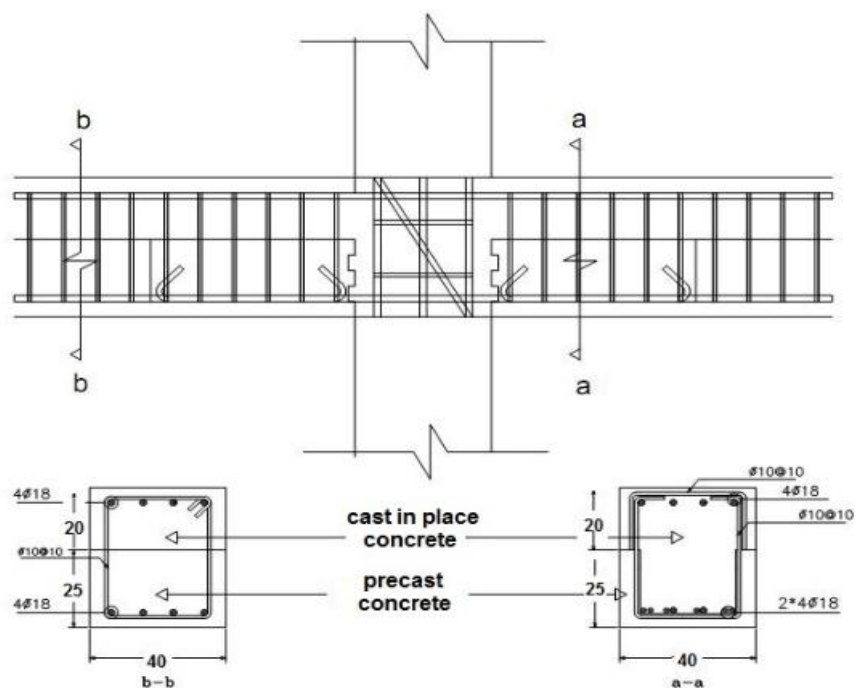
مینوسیتو انجام شده است [۱۳-۱۴]. این اتصالات به صورت ترکیبی از حالت پیش تنیده و معمولی با جزئیات مختلف ساخته شده است. در طی سال های ۱۹۸۷ تا ۱۹۹۹ مطالعات جامعی تحت نظارت انجمن ملی استاندارد تکنولوژی (NIST) در ایالات متحده صورت گرفته است [۱۵]. بر اساس آزمایش های صورت گرفته توسط انجمن NIST، بکارگیری ترکیب پیش تنیدگی به همراه میلگردگذاری معمولی در رفتار اتصال، مناسب تر از حالت معمولی و یکپارچه می باشد، ولی ضرورت شمع بندی و پیش تنیده کردن، باعث کاهش سرعت عملیات نصب، دقت بیشتر در عملیات اجرایی و حضور تجهیزات پیش تنیدگی می شود. در دانشگاه فنی ترکیه، توسط اوزاکبه و همکاران (۱۹۸۸) چند اتصال پیش ساخته پیشنهاد گردید [۱۶] و نتایج آزمایش ها با یک نمونه یکپارچه مقایسه شد که نشان می داد از نظر مقاومت، شکل پذیری و جذب انرژی نمونه های پیش ساخته قابل رقابت با نمونه های درجا هستند. همچنین می توان به تحقیقات خالو و پرستش (۲۰۰۳) بر روی اتصالات تیر به ستون پیش ساخته ممان گیر اشاره نمود [۱۷-۱۸]. این تحقیق در دو بخش آزمایشگاهی و تحلیلی انجام شده است. بر اساس نتایج آزمایش ها، اتصال پیش ساخته ارائه شده، مقاومت خمشی، شکل پذیری، جذب انرژی و تغییر مکان نسبی لازم را در مقایسه با حالت یکپارچه فراهم می نماید. در دانشگاه نانیانگ سنگاپور تحقیقاتی توسط بینی و همکاران (۲۰۰۷) بر روی اتصالات پیش ساخته در دو بخش آزمایشگاهی و عددی انجام شده است [۱۹]. اتصال پیش ساخته معرفی شده یک اتصال ممان گیر بوده و یک اتصال خشک محسوب می شود و تحلیل عددی این اتصال توسط نرم افزار اجزای محدود DIANA انجام شده است. کان گینکینگ و همکاران یک سری آزمایشات بر روی اتصالات هیبریدی بتنی با اتصالات فولادی تحت بارهای یک طرفه و رفت-برگشتی انجام دادند و نتیجه گرفتند که کرنش نهایی میلگرد کششی تیر در رفتار نهایی اتصال موثر است [۲۰]. کارهای آزمایشگاهی بیشتری بر روی رفتار اتصالات پیش ساخته با اتصالات خشک و یا بکارگیری انواع قطعات فولادی انجام شده است [۲۱-۲۲].

هدف و روش تحقیق

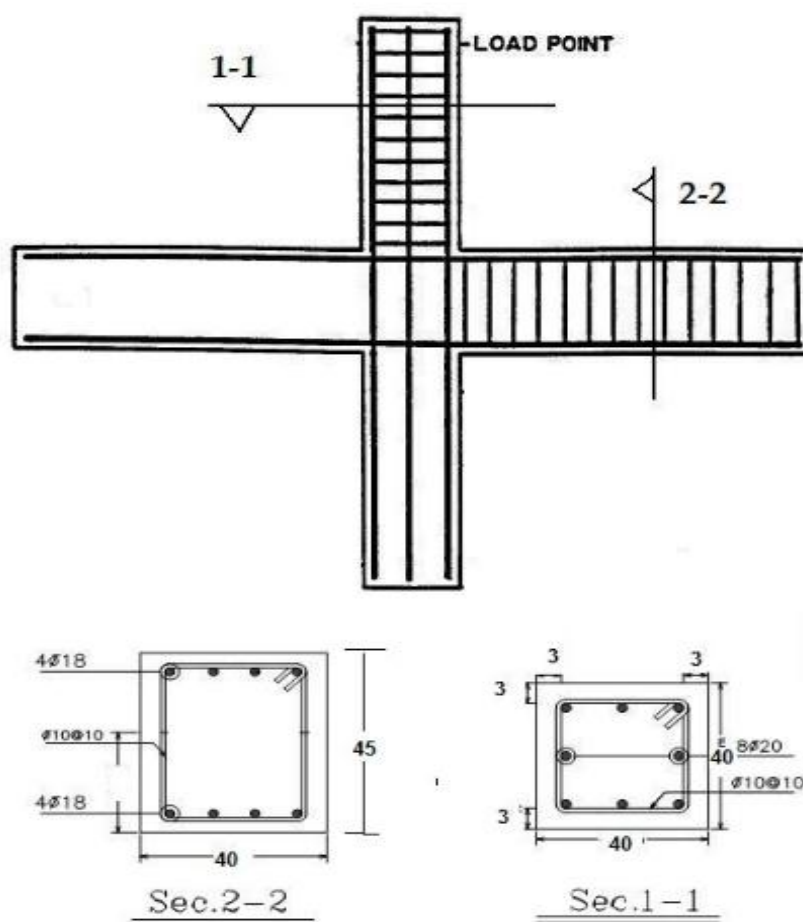
در این تحقیق به تحلیل عددی اتصال صلیبی شکل تیر به ستون پیش ساخته بتنی آزمایشگاهی پیشنهادی [۱۸] تحت بار رفت و برگشتی پرداخته شده و با افزایش مقاومت بتن درجا و استفاده از بتن های مختلف از جمله بتن الیافی توانمند HPFRCC که جهت اتصال قطعات پیش ساخته در محل چشمه اتصال و قسمتی از تیر ریخته می شود، مدل های جدید ایجاد شده و مقایسه می شوند. برای مدل سازی و تحلیل به روش اجزای محدود از نرم افزار ABAQUS استفاده شده است. با توجه به اهمیت بارهای جانبی در مناطق لرزه خیز، شکل پذیری، سختی و جذب انرژی اتصالات صلب پیش ساخته از اهمیت به سزایی برخوردار است. پس از مدل سازی و تعیین نحوه بارگذاری، تمامی مدل ها تحت بارمحوری ثابت و بار جانبی تناوبی تا مرحله شکست، بارگذاری می شوند، سپس نتایج حاصله، از نظر مد شکست، شکل پذیری، سختی و میزان جذب انرژی مربوط به مدل های پیش ساخته با یکدیگر مقایسه شده اند.

مشخصات نمونه ها

نمونه هایی که در تحلیل حاضر مورد ارزیابی قرار می گیرند بر اساس نمونه های آزمایشگاهی اتصالات میانی پیش ساخته و درجا آزمایش شده در مقیاس واقعی در نظر گرفته می شوند. جزئیات نمونه های درجا و پیش ساخته برای اتصال میانی در شکل های ۱ و ۲ آورده شده است. همان طور که ملاحظه می گردد تیر ها در اتصالات پیش ساخته در محل اتصال به ستون به صورت U شکل ساخته شده که پس از قرارگیری در محل اتصال با بتن پر شده و نیروی کششی میلگردهای تحتانی تیر پیش ساخته از طریق وصله پوششی به همراه قلاب استاندارد به آرماتورهای انتظار ستون منتقل می شود. اتصالات میانی مورد بررسی مربوط به یک ساختمان ۴ طبقه مسکونی بوده که طراحی اولیه آن بر اساس ACI-318-2005 انجام شده است.

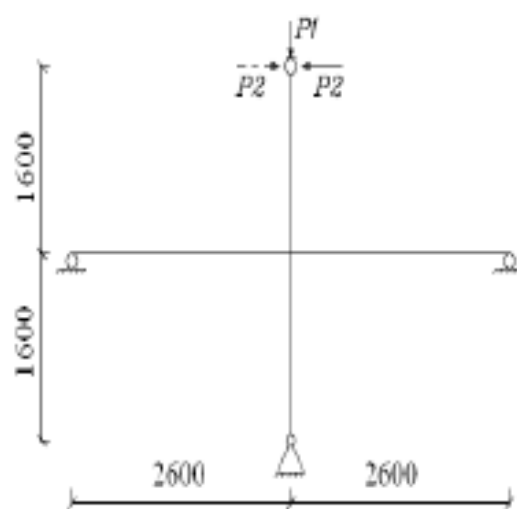


شکل ۱: اتصال پیش ساخته میانی (ابعاد بر حسب سانتیمتر) [۱۸]

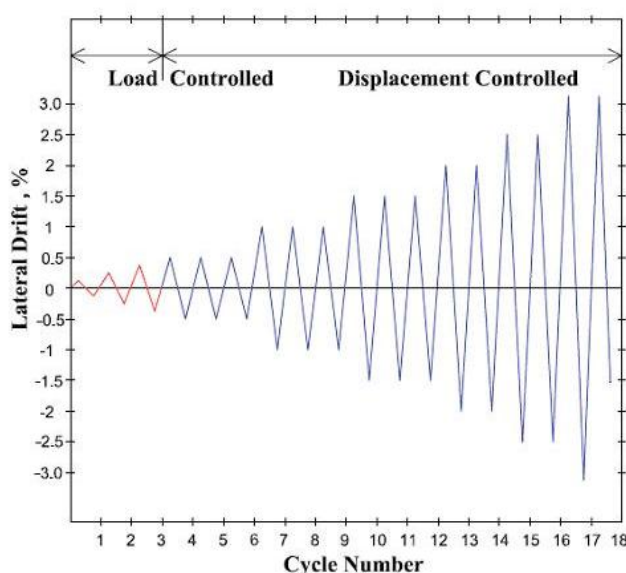


شکل ۲: اتصال درجا میانی (ابعاد بر حسب سانتیمتر) [۱۸]

تمامی نمونه ها تحت بار محوری ثابت (۱۰ درصد ظرفیت باربری محوری ستون) و بارگذاری رفت و برگشتی جانبی بر روی ستون، مورد آزمایش قرار گرفته اند [۱۸]. در شکل ۳ نحوه بارگذاری، شرایط مرزی و طول قطعات تیر و ستون در اتصال میانی آورده شده است. بار جانبی تا پایان مرحله الاستیک براساس افزایش بار و در ادامه با کنترل تغییر مکان مطابق شکل ۴ اعمال شده است. در این تحقیق نتایج مربوط به ۱۲ نمونه مدل سازی عددی می باشد که در جدول ۱ تعریف می شوند. در مدل های فشرده C-5-25 تا C-5-F28، خاموت گذاری در تیرها در ۰/۸ متری انتهای تیر بصورت فشرده و به فاصله ۵۰ میلیمتری قرار گرفته است و در مدل های نیمه فشرده C-10-25 تا C-10-F28، خاموت گذاری در تیرها در ۰/۸ متری انتهای تیر بصورت نیمه فشرده و به فاصله ۱۰۰ میلیمتری قرار گرفته است.



شکل ۳: نحوه بارگذاری و شرایط مرزی (ابعاد بر حسب میلیمتر) [۱۸]



شکل ۴: نحوه بارگذاری جانبی

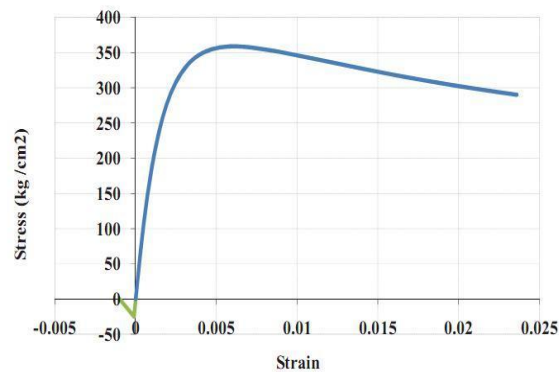
جدول ۱: جزئیات نمونه های عددی فشرده و نیمه فشرده [۱۸]

نام نمونه نیمه فشرده	نوع بتن	مقاومت فشاری بتن درجا MPa	مقاومت فشاری بتن پیش ساخته MPa	نام نمونه فشرده
C-10-25	معمولی	25	23	C-5-25
C-10-30	معمولی	30	23	C-5-30
C-10-35	معمولی	35	23	C-5-35
C-10-40	معمولی	40	23	C-5-40
C-10-50	معمولی	50	23	C-5-50
C-10-F28	HPFRCC	28	23	C-5-F28

در نمونه های C-10-F28 و C-5-F28 به جای بتن درجا از بتن الیافی HPFRCC استفاده شده است. کامپوزیت های سیمانی مسلح با الیاف توانمند (HPFRCC) به مصالحی شامل ملات سیمانی با سنگدانه های ریزدانه و الیاف اطلاق می شود. ویژگی شاخص این مصالح آن است که برخلاف بتن های متداول و تحت بارگذاری کششی، رفتار سخت شوندگی کرنش از خود بروز می دهد. با گسترش بتن های توانمند، نوع خاصی از مصالح برتر تحت عنوان HPFRCC برای ساخت و ساز ایجاد شده است. تشکیل ترک های ریز چندگانه عامل اصلی تامین شکل پذیری کششی این مصالح است. یکی از ویژگی هایی که HPFRCC را برای انجام عملیات ترمیمی و جایگزینی بتن معمولی، مناسب می سازد این است که با توجه به شباهت ساختاری آن با بتن امکان ایجاد پیوستگی قوی بین بتن قبلی و این کامپوزیت وجود دارد. این مصالح توانمند می تواند در بسیاری موارد نظیر بهسازی لرزه ای اعضای ساختمانی، فیوزهای سازه ای و نقاط مستعد تخریب در سازه ها بکار رود. لذا با توجه به حساسیت چشمه اتصال نحوه اتصال قطعات پیش ساخته از این بتن نیز جهت مدل سازی استفاده شد. نمونه ای از بتن HPFRCC که در این مدل سازی استفاده شده است مقاومت فشاری ۲۸ مگاپاسکال را دارد و در آن ۲ درصد الیاف پلی پروپیلن (PP) بکار رفته است.

مدل سازی و تحلیل اتصالات

برای مدل سازی سه بعدی و تحلیل غیر خطی اتصالات بتن آرمه مورد نظر از نرم افزار ABAQUS استفاده شده است. برای مدل کردن رفتار فولاد، مدل متداول الاستوپلاستیک در نظر گرفته شده است. مدول الاستیسیته فولاد ۲۰۴۰۰۰ مگاپاسکال و ضریب پواسون ۰/۳ و تنش تسلیم فولاد ۴۷۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. چگالی بتن ۲۴۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب، مدول الاستیسیته آن ۲۳۴۰۰ مگاپاسکال و ضریب پواسون ۰/۲ منظور شده است. برای در نظر گرفتن رفتار غیرخطی بتن از مدل آسیب خمیری بتن در نرم افزار ABAQUS استفاده شده است. این مدل برای بتن تحت بارگذاری یک جهته و رفت و برگشتی و بارگذاری دینامیکی مناسب است. در این مدل دو مکانیسم اصلی شکست بتن یعنی ترک خوردگی کششی و خردشدگی فشاری لحاظ شده است. در این مدل رفتار فشاری بتن بعد از مرحله الاستیک در نظر گرفته شده و منحنی تنش-کرنش فشاری با در نظر گرفتن اثرات محصوریت میلگردهای عرضی و با توجه به روابط پیشنهادی مندر [۲۳] در نظر گرفته شده است. در این مدل رفتار کششی بتن بر اساس نحوه شکست کششی تعریف می شود. مقاومت کششی بتن حدود ۰/۱ مقاومت فشاری تک محوره بتن برابر ۲/۵ مگاپاسکال و کرنش شکست کششی برابر ۰/۰۰۰۱ در نظر گرفته شده است. تنش کششی در مرحله بعد از شکست تا کرنش ۰/۰۰۱ (ده برابر کرنش شکست) به صورت خطی کاهش یافته است [۲۴]. با تعریف رفتار پس از شکست بتن تاثیرات برهم کنش بین بتن و آرماتور به صورت ساده شده ای در نظر گرفته می شود. بدین ترتیب، اثرات مربوط به چسبندگی -لغزش بین میلگرد و بتن لحاظ شده است به طوری که بعد از شکست کششی بتن بار از ترک ها به میلگردها منتقل می شود. شکل ۵ منحنی کامل تنش کرنش بتن با در نظر گرفتن اثرات محصوریت ناشی از میلگردهای عرضی را نشان می دهد.



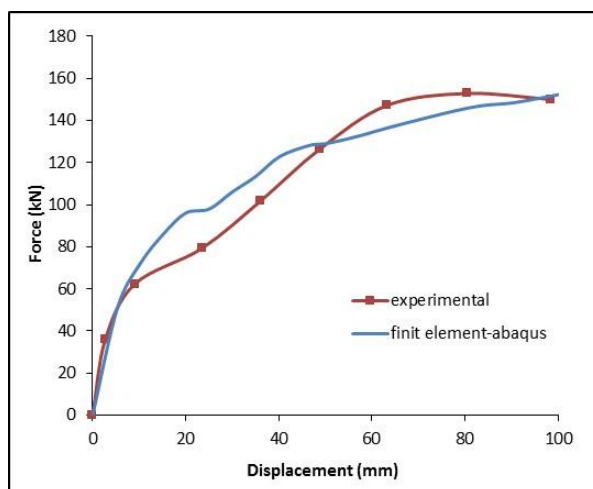
شکل ۵: منحنی تنش-کرنش بتن با در نظر گرفتن اثر محصوریت ناشی از آرماتورهای عرضی

تابع پتانسیل استفاده شده در این مدل برای رفتار پلاستیک بتن تابع پتانسیل هیپربولیک دراگر-پراگر است، همچنین معیار شکست لوبلینر (۱۹۸۹) با اصلاحات پیشنهادی لی و فنوز (۱۹۹۸) در نظر گرفته شده است [۱۸]. مقادیر مربوط به رفتار پلاستیک بتن، مقادیر پیش فرض نرم افزار در نظر گرفته شده است. برای تحلیل اتصال از روش حل غیر خطی دینامیکی صریح استفاده شده است. این روش حل از قانون تفاضل مرکزی برای حل معادلات غیر خطی استفاده می کند. از آنجا که این روش حل به صورت صریح پیش می رود نیازی به سعی و خطا و رواداری همگرایی ندارد.

در مدل ساخته شده شرایط مرزی و بارگذاری مطابق شکل های ۳ و ۴ لحاظ شده است. جهت مدل سازی قطعات بتنی پیش ساخته و درجا در نرم افزار از المان ۸ گرهی (C3D8R) solid که قابلیت انتقال نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر را دارا می باشد استفاده گردیده است. جهت مدل سازی میلگردهای طولی و عرضی از المان دو گرهی beam-truss که فقط قابلیت انتقال نیروی محوری را دارا می باشد استفاده گردیده است. جهت انجام تحلیل حساسیت مدل نسبت به نوع مش بندی، مش های به ابعاد ۵۰، ۱۰۰، ۱۵۰، ۲۰۰ میلی متر بر روی مدل اعمال گردید. سپس با توجه به نتایج حاصل از منحنی پوش برای مش بندی مدل از المان های مکعبی منظم به ابعاد ۱۰۰ میلی متر استفاده گردید. خلاصه مشخصات پارامترهای تعریف شده در نرم افزار در جدول ۲ داده شده است. مقایسه بین منحنی بار-تغییر مکان آزمایشگاهی و عددی در شکل ۶ نشان داده شده است و این مقایسه نشان می دهد که تطابق نسبتاً مناسبی بین نتایج عددی و نتایج آزمایشگاهی وجود دارد و ظرفیت نهایی و جابجایی ماکزیمم هر دو حالت تقریباً با هم یکسان است ولی شیب منحنی که نشان دهنده سختی است تا قبل از ترک خوردگی با هم برابر ولی با افزایش ترک ها میزان سختی نمونه عددی بیش از نمونه آزمایشگاهی است که عموماً نرم افزارهای عددی بطور دقیق نمیتوانند ترک خوردگی و در نتیجه سختی کاهش یافته را با دقت بالا نشان دهند.

جدول ۲: مشخصات پارامترهای تعریف شده در نرم افزار

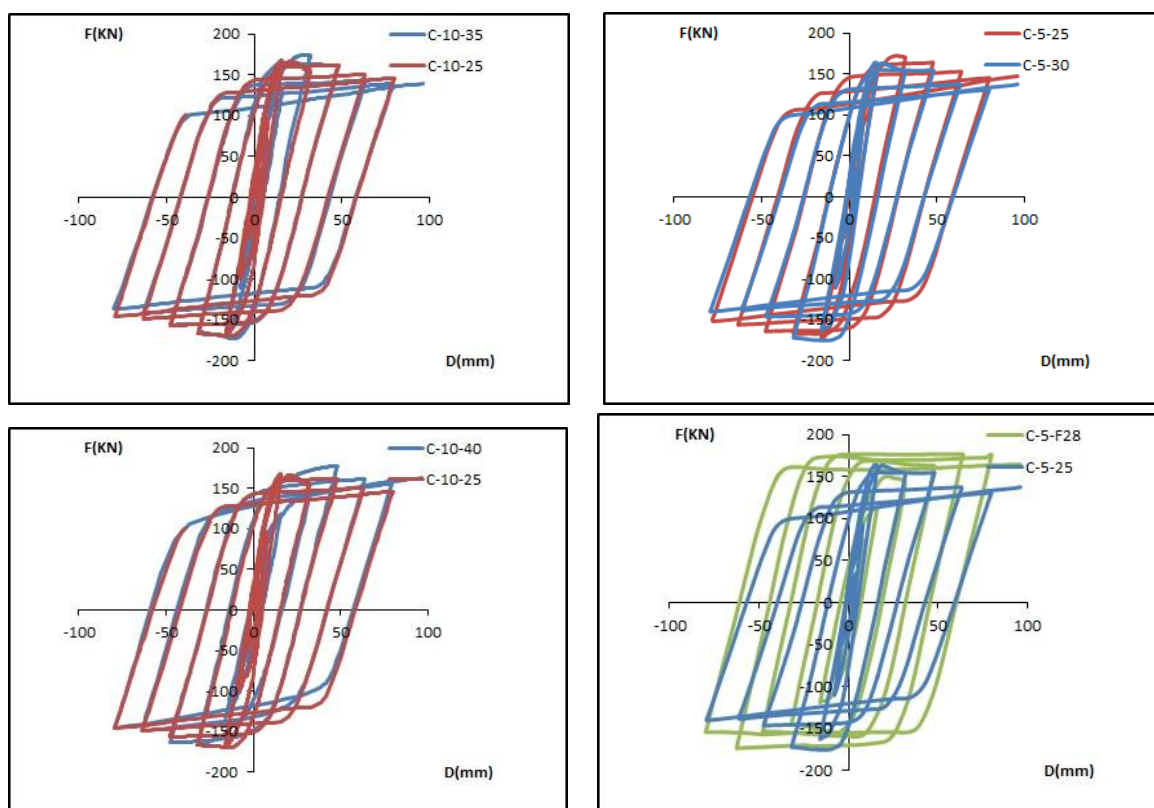
پارامتر مورد نظر	تعریف شده	پارامتر مورد نظر	تعریف شده
رفتار فولاد	مدل الاستوپلاستیک	المان بتن	۸ گرهی (C3D8R) solid
رفتار بتن	غیر خطی مدل آسیب خمیری	المان میلگردها	المان دو گرهی beam-truss
پیوستگی بین میلگرد و بتن	چسبندگی کامل بدون لغزش	تحلیل حساسیت	۴ نوع مش
اثر خاموت ها	منظور کردن اثر محصور شونده	مش نهایی	۱۰۰ میلی متر
تابع پتانسیل	هیپربولیک دراگر-پراگر	روش تحلیل	غیر خطی دینامیکی صریح



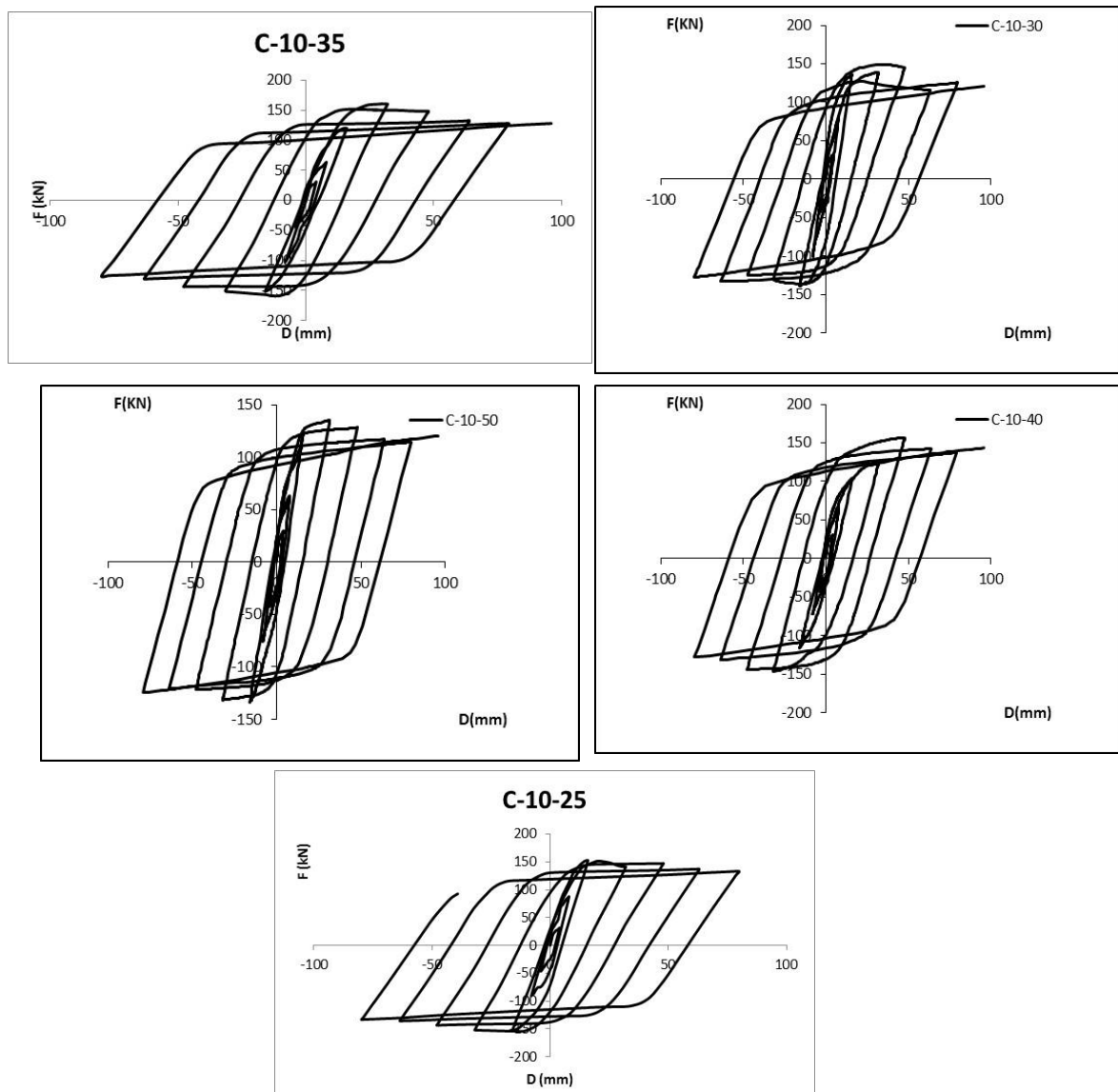
شکل ۶: نمودار بار تغییر مکان مدل عددی نمونه های خاموت فشرده

نتایج تحلیل اتصالات

نمودار بار جانبی تغییر مکان سر ستون برای تمامی مدل های عددی خاموت فشرده و نیمه فشرده در شکل های ۷ و ۸ آورده شده است. همانطور که مشاهده می شود نمونه های عددی رفتار آزمایشگاهی را تایید می نمایند و نمونه های که با مقاومت ۲۵ تا ۵۰ مگاپاسکال ساخته شده اند رفتار مشابهی را دارند و با افزایش مقاومت بتن توانستند نیروی بیشتری را تحمل نمایند، نمونه هایی که بتن HPCFRCC ساخته شده نیز با توجه به مقاومت ۲۸ مگاپاسکالی خود توانسته عملکرد خوبی داشته باشند و با توجه به سطح زیر منحنی هیستریزس توانسته انرژی بیشتری نسبت به بقیه نمونه ها جذب نمایند



شکل ۷: نمودار بار تغییر مکان مدل عددی نمونه های خاموت فشرده



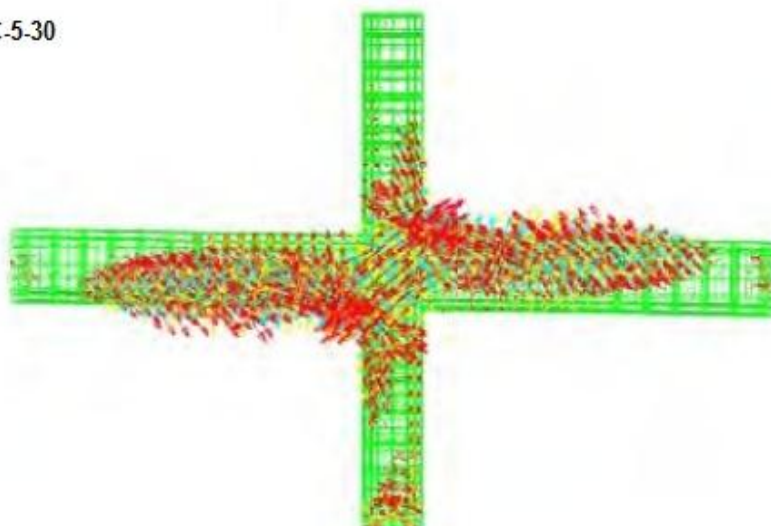
شکل ۸: نمودار بار تغییر مکان مدل عددی نمونه های خاموت غیر فشرده

حالت شکست نمونه ها

بررسی وضعیت ترک خوردگی در مدل های عددی مشاهدات آزمایشگاهی را تایید می کند. بررسی مدل های عددی نشان می دهد که در سیکل های اول بارگذاری، ترک ها به صورت قائم و از نوع خمشی روی تیرها ایجاد می شود و با ادامه بارگذاری، ترک های خمشی در ستون ها نیز ایجاد می شود. همچنین با افزایش تغییر مکان، ترک های خمشی در نواحی نزدیک اتصال، به سمت ترک های بررسی تغییر می کند و در چشمه اتصال، ترک های برشی مورب مشاهده می شود که این ترک ها در اثر رفتار خرابایی توزیع تنش های فشاری و کششی در این ناحیه بوده که ناشی از لنگرهای خمشی تیرها در طرفین اتصال می باشد. بر اساس پیشنهاد لوبلینر (۱۹۸۹) فرض می شود که ترک خوردگی در نقطه ای شروع می شود که کرنش پلاستیک کششی بزرگتر از صفر بوده و کرنش پلاستیک اصلی حداکثر، مثبت باشد.

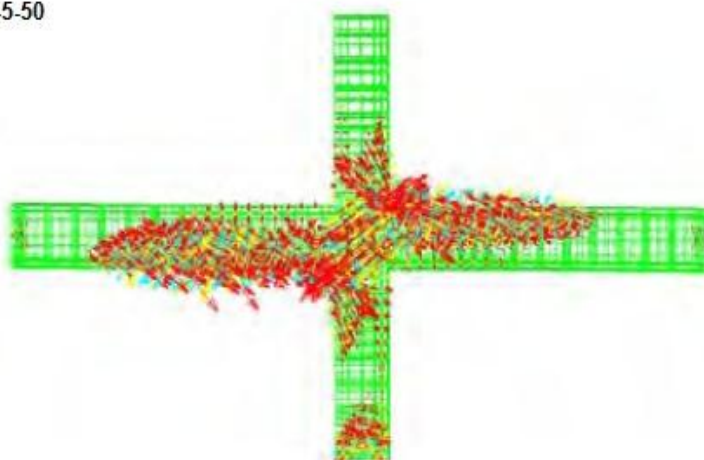
جهت بردار عمود بر صفحه ترک موازی با جهت کرنش پلاستیک اصلی حداکثر در نظر گرفته می شود. لذا برای پیدا کردن تصویری از وضعیت ترک خوردگی از بردارهای نمادین کرنش پلاستیک در مدلسازی عددی استفاده شده است. شکل های ۹ و ۱۰ وضعیت ترک خوردگی در تعدادی از مدل های عددی را نشان می دهد که نحوه ترک ها برای نمونه های مختلف تقریباً مشابه می باشد.

C-5-30



شکل ۹: وضعیت ترک خوردگی در اتصالات C-5-30 و C-10-30

C-5-50



شکل ۱۰: وضعیت ترک خوردگی در اتصال C-5-50

شکل پذیری

شکل پذیری مطرح شده در این بخش اختصاص به شکل پذیری از نوع تغییر مکان داشته و مربوط به چرخش و انحنای می باشد. مقادیر تغییر مکان در حالت تسلیم (Δ_y)، تغییر مکان در حالت ماکزیمم (Δ_{max})، شکل پذیری نهایی (μ_{II}) تمامی نمونه ها در جداول ۳ و ۴ آورده شده است. تغییر مکان حالت تسلیم طبق تعریف تغییر مکان مرحله ای است که اولین تسلیم میلگردها در ناحیه اتصال رخ دهد، با محاسبه M_y برای هر یک از نمونه ها بر اساس روابط تئوری، آنگاه باری معادل $0.75V_y$ را بصورت جانبی به نمونه ها اعمال شده است و سپس تغییر مکان جانبی سر ستون در اثر اعمال این بار (Δ_I) ثبت می شود، آنگاه طبق تعریف تغییر مکان حالت تسلیم (Δ_y)، برابر $1/33$ (Δ_I) در نظر گرفته می شود. شکل پذیری (μ) به نسبت دو تغییر مکان حداکثر و تغییر مکان تسلیم اطلاق می گردد. شکل پذیری نهایی (μ_{II}) به شکل پذیری مرحله ای گفته می شود که اتصال در آن مرحله دچار شکست شده باشد.

طبق تعریف شکست نمونه ها زمانی رخ می دهد که بار جانبی به میزان ۲۰ درصد مقدار حداکثر بار بدست آمده، کاهش پیدا کند. ملاحظه می گردد که شکل پذیری مدل های عددی با توجه به بالا رفتن مقاومت بتن و تردتر شدن اتصال کاهش پیدا کرده است، بطوری که با افزایش مقاومت بتن درجا از ۲۵ به ۵۰ مگاپاسکال شکل پذیری اتصال برای نمونه های با خاموت گذاری ۵۰ میلی متری حدود ۱۸/۳ درصد و نمونه های با خاموت گذاری

۱۰۰ میلی‌متری حدود ۱۲/۸ درصد کاهش داشته است، همچنین در مورد بتن الیافی HPFRCC که شکل پذیری مطابق انتظار با افزایش مقاومت کششی بتن افزایش قابل ملاحظه ای داشته است که نسبت به بتن ۳۰ مگاپاسکال به ترتیب افزایش ۳۵ و ۱۰ درصدی در نمونه های با خاموت فشرده و نیمه فشرده را در شکل پذیری مشاهده شد.

جدول ۳: نتایج مدل های عددی خاموت فشرده

نمونه	V_y (kN)	Δ_y (mm)	V_{max} (kN)	Δ_{max} (mm)	μ
C-5-25	139.1	31.5	172.5	69.12	2.19
C-5-30	135.5	30.6	175.4	64.56	2.11
C-5-35	139.4	29.5	175.6	55.05	1.86
C-5-40	136.4	28.1	179.2	52.16	1.85
C-5-50	147.2	30.1	189	62.85	2.09
C-5-F28	96.39	32.3	176.1	96.00	2.96

جدول ۴: نتایج مدل های عددی خاموت نیمه فشرده

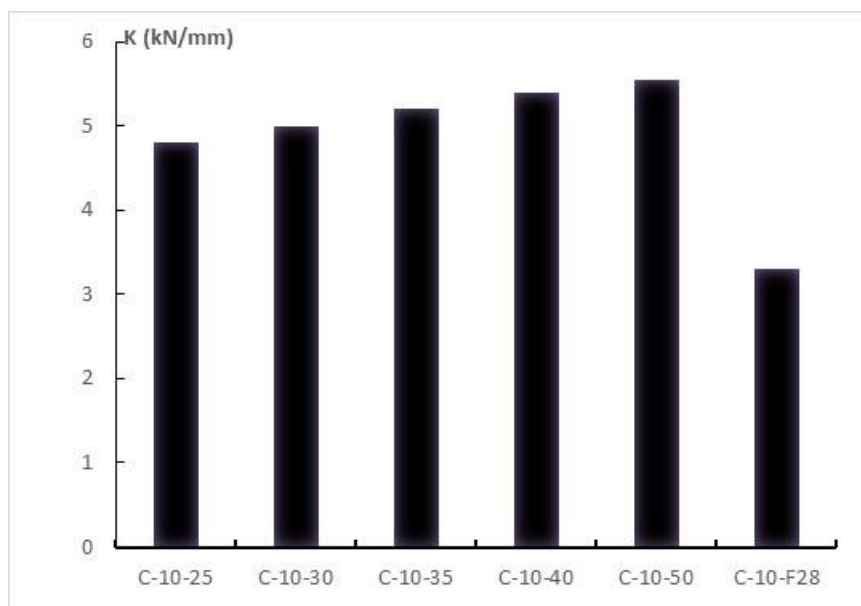
نمونه	V_y (kN)	Δ_y (mm)	V_{max} (kN)	Δ_{max} (mm)	μ
C-10-25	126.22	26.50	169.79	79.12	2.99
C-10-30	112.1	23.33	173.79	66.28	2.84
C-10-35	111.14	21.96	174.51	60.42	2.75
C-10-40	135.76	26.21	177.97	71.43	2.73
C-10-50	141.17	27.14	184.87	71.84	2.65
C-10-28	94.39	30.74	176.24	96	3.12

سختی

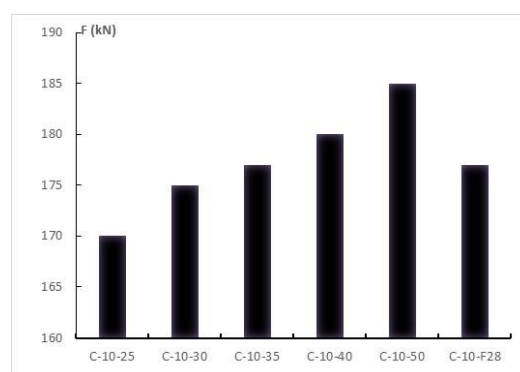
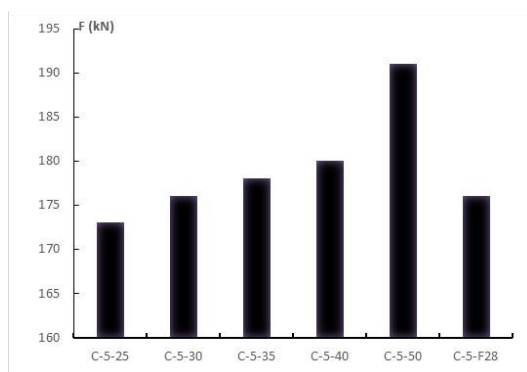
به نسبت مقاومت الاستیک اتصال و تغییر مکان تسلیم Δ_y ، سختی $(k = \frac{V_y}{\Delta_y})$ گفته می شود. در شکل ۱۱ مقادیر سختی تمامی نمونه های عددی نمایش داده شده است. ملاحظه می گردد که با افزایش مقاومت بتن، سختی نیز افزایش یافته است، با افزایش مقاومت بتن درجا از ۲۵ مگاپاسکال به ۵۰ مگاپاسکال سختی اتصال برای نمونه های با خاموت گذاری ۵۰ و ۱۰۰ میلی‌متری به ترتیب حدود ۱۰/۶ و ۹/۲ درصد افزایش داشته است. همچنین در مورد نمونه با بتن الیافی HPFRCC کاهش سختی دیده می شود.

مقاومت نهایی

در این بخش با توجه به نمودارهای هیستریزس بیشترین نیرویی که اتصال در مدل های مختلف توانسته تحمل کند در شکل ۱۲ دیده می شود. همانطور که ملاحظه می شود با افزایش مقاومت بتن مقاومت نهایی اتصال نیز افزایش یافته است، با افزایش مقاومت بتن درجا از ۲۵ مگاپاسکال به ۵۰ مگاپاسکال مقاومت نهایی اتصال برای نمونه های با خاموت گذاری ۵۰ و ۱۰۰ میلی‌متری حدود ۱۰ و ۸/۸ درصد افزایش داشته است.



شکل ۱۱: مقایسه سختی نمونه های عددی



شکل ۱۲: مقایسه مقاومت نهایی نمونه های عددی

نتیجه گیری

براساس کالیبره نمودن تحلیل عددی با نتایج آزمایشگاهی و تعریف متغیرهای جدید برای اتصالات بتنی پیش ساخته، نتایج زیر حاصل گردید:

- با ثابت نگه داشتن مقدار میلگردهای طولی و عرضی در ناحیه اتصال و افزایش مقاومت بتن در جای ریخته شده در ناحیه چشمه اتصال تیر و ستون و بخشی از تیر، ملاحظه می گردد با افزایش مقاومت بتن از ۲۵ مگاپاسکال به ۵۰ مگاپاسکال، افزایش ۱۰ و ۸/۸ درصدی مقاومت نهایی اتصال و افزایش ۱۰/۶ و ۹/۲ درصدی سختی به ترتیب در نمونه های با خاموت فشرده و نیمه فشرده مشاهده شده است اما شکل پذیری تغییر چندانی نداشته است.

- با جایگزینی مصالح HPFRCC به جای بتن معمولی در اتصال پیش ساخته بتن مسلح تغییر شکل نهایی و شکل پذیری این اتصال به اندازه قابل ملاحظه ای افزایش می یابد، بطوری که افزایش ۳۵ و ۱۰ درصدی شکل پذیری در نمونه های با خاموت فشرده و نیمه فشرده مشاهده شده است.

[1] Park, R. and Thompson, K.J., 1977, "Cyclic load tests on prestressed and partially prestressed Beam-Column joints". *PCI Journal*. V.22.NO.5.PP.84-110.

[2] Bull, D.K. and Park, R. 1986, "Seismic Resistance of Frames Incorporating Precast Prestressed concrete Beam Shells". *PCI Journal*. V.B1.NO.4. PP.54-93.

[۳] مولودی، فرزین، خیرالدین، علی، ۱۳۹۵، مقایسه ضوابط طراحی اتصالات تیر به ستون بتن آرمه از دیدگاه آیین نامه، ACI318-2014 مبحث نهم مقررات ملی ساختمان (۱۳۹۲) و آیین نامه بتن ایران (آبا)، نشریه علمی-ترویجی مصالح و سازه های بتنی، سال اول، شماره اول.

[۴] آغنی، کیان، افشین، حسن، ۱۳۹۵، "تقویت برشی تیرهای بتن آرمه با پانلهای پیش ساخته بتن فوق توانمند الیافی"، نشریه علمی-ترویجی مصالح و سازه های بتنی، سال اول، شماره اول.

[۵] شربتدار، محمد کاظم، نریمانی، ابوالفضل، ۱۳۹۷، "مقاوم سازی اتصالات تیر به ستون بتنی به کمک صفحات فلزی محصور کننده تحت بارهای لرزه ای"، نشریه علمی-ترویجی مصالح و سازه های بتنی، سال سوم، شماره دو.

[۶] آهوکلندری، سید نیرم، اسماعیلی، جمشید، فرزاد، مسعود، ۱۳۹۶، "مقایسه عملکرد یک نوع اتصال تیر به ستون بتنی پیش ساخته رایج با اتصالات بتنی درجای معادل"، تحقیقات بتن، دوره ۱۰، شماره ۲ - شماره پیاپی ۱۸، صفحه 79-94.

[۷] مدح خوان، مرتضی، بهرامی، سعید، ناظمی، نیما، ۱۳۹۶، "بررسی عددی اتصالات پیشنهادی تیر به ستون نیمه صلب در قاب های بتنی پیش ساخته تحت بار جانبی"، نشریه مهندسی عمران مدرس، دوره ۱۷، شماره ۳، جلد ۱۷ شماره ۳ صفحات ۱۷۲-۱۸۲.

[۸] یحیی آبادی، علی اکبر، طالب خواه، روزبه، ادیبی، مهدی، ۱۳۹۸، "منحنی شکنندگی برای قاب های بتن مسلح پیش ساخته با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی و مقایسه آن با تحلیل دینامیکی فزاینده"، مجله علمی و پژوهشی شریف (زیر چاپ)

[9] Pillai, S.U. and Kirk, D.W. 1981, "Ductile Beam-Column Connection in Precast Concrete". *ACI Structural Journal*. V.78 No.6, PP.480-487.

[10] Bhatt, P. and Kirk, D.W. 1985, "Tests on an improved Beam-Column connection for precast concrete". *ACI Structural Journal* V.82 NO.6. PP.834-843.

[11] Sekin, M. and Fu, H.C. 1990, "Beam-Column Connection in Precast Reinforced Concrete Construction". *ACI Structural Journal* V.87.NO3.PP252-261.

- [12] Stanon, J.F., Anderson, R.G., Dolan, C.W. and Mc Cleary, D.E. 1986, "Moment Resistant Connection and Simple Connections". Research project NO.1/4. Precast/Prestressed Concrete Institute. Chicago.
- [13] French, C.W., Hafner, M. and Jayashnakar, V. 1989, "Connection between Precast Elements-Failure within Connection Region". *ASCE Journal of Structural Engineering*. V.115.NO.12.PP.3171-3192.
- [14] French, C.W., Amu, O. and Tarzikhan, C. 1989, "Connection between Precast Elements-Failure Outside Connection Region". *ASCE Journal of Structural Engineering*. V.115.NO.2. PP.316-340.
- [15] Cheok, G. and Lew, H.S. 1991, "Performance of Precast Concrete Beam to Column Connections Subject to Cyclic Loading". *PCI Journal*.
- [16] Tankat, A.T., Ersoy, U. and Ozacebe, G. 1998, "Seismic performance of Precast Concrete Connection", *The 11th European Conference on Earthquake Engineering*. Balkema, Austria. PP.30-37.
- [17] Khaloo, A.R. and Parastesh, H. 2003, "Cyclic Loading of Ductile Precast Concrete Beam-Column Connection". *ACI Structural Journal*. V.100. NO.3. PP.291-296.
- [18] Khaloo, A.R. and Parastesh, H. 2003, "Cyclic Loading Response of simple Moment-Resisting Precast Concrete Beam-Column Connection". *ACI Structural Journal*. V.100. NO.4. PP.440-445.
- [19] Sudhakar, A., Kulkarni, B., Li, Yip, W.K. 2007, "Finite element analysis of precast hybrid-steel concrete connection under cyclic loading" *Journal of Constructional Steel Research*.
- [20] Can Girgin, S., Serkan Misir, I., Kahraman, E., 2017, "Experimental Cyclic Behavior of Precast Hybrid Beam-Column Connections with Welded Components", *International Journal of Concrete Structures and Materials*, Volume 11, Issue 2, pp 229-245.
- [21] Wahjudi, d., Suprobo, P., Sugihardjo, H. 2014, "Behavior of Precast Concrete Beam-to-Column Connection with U- and L-bent Bar Anchorages Placed Outside the Column Panel-experimental Study", *Procedia Engineering*, Volume 95, Pages 122-131
- [22] J.D. Nzabonimpa, J.D., Hong, W.K., Park, S., 2016, " Experimental investigation of dry mechanical beam-column joints for precast concrete based frames", *Tall and special building*. <https://doi.org/10.1002/tal.1302>.
- [23] Mander, J.B. , Priestley, M.J.N. , Park, R. 1988 , "Theoretical stress-strain model for confined concrete" *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826.
- [24] Hibbitt, Karlson & Sorensen Inc. *ABAQUS/standard user's manual*, Version 6.5. Providence (RI), 2005.

The behavior of precast concrete beam-column connection with congested and non-congested stirrup under cyclic loading

Mohammad Kazem Sharbatdar*

*Associate Professor, Civil Engineering faculty, Semnan University, corresponding Author
msharbatdar@semnan.ac.ir*

Amin Atahi

M.Sc ,Structural, Civil Engineering faculty, Semnan University

ABSTRACT

The behavior of a suggested concrete precast beam-column connection with two different plain and high performance fiber HPFRCC concretes under increasing cyclic loading and constant axial loading are analyzed and investigated in this paper. The internal precast concrete beam-column connection was initially designed based on ACI 318 design code and modeled with finite element method and the analytical results was verified with experimental results and then there was appropriate collaboration between both results. The numerical models with congested and non-congested stirrups in the critical zone were created and the behavior of connection under cyclic reversal loading were compared with considering two different concrete as regular and HPFRCC. The results from non-linear finite element analysis was indicated that with increasing concrete strength, the stiffness and ultimate strength of connections were increased up to 10% and the ductility of connection cast with HPFRCC concrete was significantly increased up to 35% with congested stirrups.

Keywords: "Precast connection", "HPFRCC concrete", "Cyclic loading", "Congested stirrups"

مطالعه آزمایشگاهی نقش الیاف هیبریدی دوگانه کوپلیمری و نانوسیلیس بر مقاومت‌های فشاری، کششی و خمشی بتن ژئوپلیمری بر پایه متاکائولن

دریافت مقاله: ۱۳۹۸-۰۳-۰۴

پذیرش مقاله: ۱۳۹۸-۰۸-۱۳

امیربهادر مرادی خو *

دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران- سازه، گروه مهندسی عمران، سازه و ژئوتکنیک، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران

Email: amirbahador.mk@gmail.com

میرحمید حسینی

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

اعظم موسوی کاشی

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

فرشته امامی

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

علیرضا اسپرهم

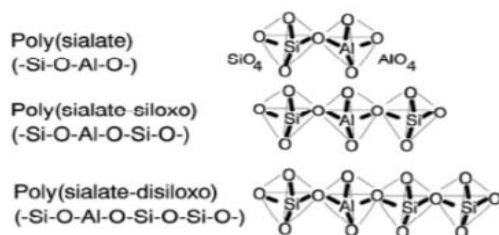
دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران- زلزله، گروه مهندسی عمران، سازه و ژئوتکنیک، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران

چکیده

بتن ژئوپلیمری در سال‌های اخیر به عنوان یک جایگزین سبز برای بتن پرتلند مطرح شده است که می‌تواند از اثرات منفی زیست محیطی تولید سیمان پرتلند بکاهد. در این مقاله اثر الیاف هیبریدی دوگانه کوپلیمری و نانوسیلیس بر مقاومت‌های فشاری، کششی و خمشی بتن ژئوپلیمری بر پایه متاکائولن مورد مطالعه آزمایشگاهی قرار گرفت. ابتدا آزمایش‌های اولیه به منظور رسیدن به طرح اختلاط بهینه انجام شد سپس به منظور بررسی رفتار بتن ژئوپلیمری الیافی بر پایه متاکائولن الیاف در نسبت‌های مختلف و همراه با نانوسیلیس به طرح اختلاط بتن اضافه و نمونه‌ها ساخته و عمل‌آوری شدند. از نمونه‌ها آزمون مقاومت کششی غیرمستقیم و مقاومت خمشی سه نقطه‌ای گرفته شد. نتایج نشان داد استفاده از الیاف هیبریدی و نانوسیلیس سبب افزایش مقاومت‌های فشاری، کششی و خمشی بتن ژئوپلیمری می‌شود. کلمات کلیدی: ژئوپلیمر، بتن ژئوپلیمری الیافی، الیاف هیبریدی، متاکائولن، نانوسیلیس.

۱- مقدمه

بتن به علت دارا بودن ویژگی‌های خاص مانند شکل‌پذیری، در دسترس بودن مصالح اولیه و ارزان بودن پرمصرف‌ترین مصالح در صنعت ساخت و ساز، بعد از آب است. پیش‌بینی می‌شود که نیاز به مصرف بتن در آینده بیشتر شود و این افزایش تقاضا به معنی افزایش تقاضا برای تولید سیمان پرتلند، به عنوان ماده اصلی سازنده بتن است [۱]. اما فرآیند تولید سیمان پرتلند معایب عمده‌ای نیز به دنبال دارد. تولید سیمان پرتلند باعث رهاسازی مقادیر زیادی از دی‌اکسید کربن به محیط زیست می‌شود [۲]. به طوری که تولید ۱ تن سیمان پرتلند سبب تولید تقریباً ۱ تن دی‌اکسید کربن می‌شود [۳]. از سوی دیگر، تغییرات اقلیمی ناشی از پدیده گرمایش جهانی به یکی از جدی‌ترین نگرانی‌های محیط زیستی در سراسر جهان تبدیل شده است. علت اصلی پدیده گرمایش جهانی انتشار گازهای گلخانه‌ای است و در میان گازهای گلخانه‌ای دی‌اکسید کربن با میزان انتشار ۶۵ درصد، بیشترین نقش را در پدیده گرمایش جهانی دارد [۴]. همچنین فرآیند تولید سیمان پرتلند عامل تولید ۵ تا ۷ درصد از کل میزان انتشار جهانی گاز دی‌اکسید کربن است [۵]. از این رو نیاز به استفاده از یک جایگزین برای سیمان پرتلند ضروری به نظر می‌رسد. در سال‌های اخیر ژئوپلیمر به عنوان یک عامل سیمانی جدید و دوستدار محیط زیست، به عنوان جایگزینی برای سیمان پرتلند مطرح شده است. ژئوپلیمر برای اولین بار در سال ۱۹۷۸ میلادی توسط Davidovits، به عنوان بایندهای جدیدی از خانواده پلیمرهای معدنی معرفی شد. وی همچنین استفاده از نام poly(sialate) را برای شناسایی شیمیایی ژئوپلیمرها پیشنهاد کرد که poly پیشوند پلیمری و sialate نیز عبارت اختصاری برای زنجیره silicon-oxo-aluminate است. در شکل شماره ۱ انواع مختلف poly(sialate) نشان داده شده است [۶-۹].



شکل ۱- ساختار شیمیایی poly(sialate) ها

ژئوپلیمرها مواد آلومیناسیلیکاتی غیرآلی هستند که از انجام واکنش ژئوپلیمریزاسیون بین منبع اولیه یا منبع آلومیناسیلیکاتی (Raw material) غنی از سیلیکا (SiO_2) و آلومینا (Al_2O_3) با یک محلول قلیایی فعال‌کننده حاصل می‌شوند [۱۰]. ژئوپلیمریزاسیون واکنش سریع شیمیایی در شرایط قلیایی بین عناصر معدنی Si و Al است که باعث تشکیل زنجیره‌های سه بعدی پلیمری Si-O-Al می‌شود [۱۲]. ترکیب شیمیایی مواد ژئوپلیمری (زنجیره‌های Si-O-Al) مشابه ترکیب شیمیایی زئولیت‌های طبیعی است ولی دارای ساختار آمورف هستند برخلاف زئولیت‌های طبیعی که ساختار کریستالی دارند [۱۱]. در واقع زئولیت‌های طبیعی، فراوان‌ترین آلومیناسیلیکات طبیعی موجود در پوسته زمین هستند. از نقطه نظر خواص مهندسی مورد نیاز در مهندسی عمران، بتن‌های ژئوپلیمری خصوصیات مکانیکی و شیمیایی بهتری نسبت به بتن‌های معمولی دارند که از جمله آنها می‌توان مقاومت فشاری، خمشی و کششی زیاد [۱۳-۱۵]، سخت‌شدن سریع [۱۶]، مقاومت در برابر آتش سوزی و حرارت‌های زیاد [۱۷-۱۹]، نفوذپذیری کم و مقاومت در برابر حمله نمک‌ها و اسیدها [۲۰، ۱۳] و خزش کم [۲۱] اشاره کرد.

منبع اولیه ژئوپلیمریزاسیون بسته به خواص مورد نیاز، هزینه و در دسترس بودن می‌تواند طبیعی مانند زئولیت، صنعتی مانند متاکائولن و یا ضایعاتی مانند خاکستر بادی یا سرباره کوره آهن‌گدازی باشد. یکی از منابع اولیه ژئوپلیمریزاسیون متاکائولن است. متاکائولن از کلسینه کردن کائولن در دمای ۷۵۰ درجه سانتی‌گراد به دست

می‌آید. در این مقاله از متاکائولن به عنوان منبع ژئوپلیمریزاسیون استفاده شد. بتن در کنار مزایا دارای معایبی نیز هست که یکی از مهمترین آنها مقاومت کششی کم است که به همین دلیل دارای شکل‌پذیری کم و تردی زیاد می‌باشد. از این رو برای رفع این مشکل در چند دهه اخیر از رشته‌های الیاف که به صورت یکنواخت در حجم بتن پراکنده می‌شوند، استفاده می‌شود [۲۲]. استفاده از الیاف در مواد ماتریس شکننده دارای سابقه‌ای طولانی بوده و به ۳۵۰۰ سال قبل هنگامی که از آجر آفتاب پخته تقویت شده با نی که برای ساخت تپه مرتفع ۳۵ متری آکارکوف نزدیک بغداد استفاده شد، باز می‌گردد [۲۳]. همچنین از موی دم اسب نیز برای تقویت ملات بنایی و گچ استفاده شده است [۲۴]. استفاده از الیاف مختلف در بتن و ساخت بتن الیافی به عنوان یک گام موثر در جلوگیری از انتشار ریز ترک‌ها و ترک‌ها و جبران ضعف مقاومت کششی بتن محسوب می‌شود [۲۵]. امروزه از الیاف به صورت گسترده در انواع بتن جهت بهبود خواص بتن، استفاده می‌شود. این الیاف دارای طیف وسیعی از الیاف فلزی تا الیاف پلیمری هستند. الیاف پلیمری به دلیل داشتن خواص مطلوب و قیمت کم، همواره مورد توجه پژوهشگران بوده‌اند. با پیشرفت در علم مهندسی پلیمر، امروزه تولید نسل جدید الیاف پلیمری مثل الیاف پلی پروپیلن اصلاح شده یا الیاف پلی الفین، رواج یافته است. همچنین از الیاف هیبریدی یا دوگانه و چندگانه در بتن به منظور افزایش خواص مورد نظر بتن‌های الیافی، استفاده می‌شود. از سوی دیگر در سال‌های اخیر استفاده از نانوذرات مانند نانوسیلیس، به منظور بهبود خواص کامپوزیت‌ها رواج یافته است. نانوسیلیس شامل مجموعه‌ای از ذرات کوچک SiO_2 است که از طریق پیوندهای شیمیایی به یکدیگر متصل شده و ذرات بزرگتری را تشکیل می‌دهند. مزیت اصلی نانوسیلیس در مقایسه با سیلیس، سطح ویژه بالای این ماده است که باعث می‌شود در بستر مورد استفاده برهمکنش بیشتری از خود نشان دهد. این ماده کاربردهای متنوعی در صنعت دارد که یکی از موارد استفاده آن در بتن به عنوان پرکننده است. ناحیه تماس که به اسامی مختلفی مانند لایه مرزی یا منطقه انتقالی نامیده می‌شود، ناحیه مرزی است که بین خمیر سیمان و سطح سنگدانه یا الیاف و یا میلگرد پدید می‌آید که نقش مهمی در نفوذپذیری، دوام و مقاومت بتن دارد. ناحیه تماس دارای میکرو ساختاری متفاوت باخمیر سیمان بوده و دارای تخلخل و ریز ترک‌های بیشتری است. ضخامت ناحیه تماس تابع نوع الیاف، نوع سیمان، نوع پوزولان مصرفی و غیره می‌باشد [۲۲]. استفاده از نانوذرات می‌تواند در پرکردن تخلخل‌های بسیار ریز خمیر سیمان و افزایش مقاومت‌های کششی و خمشی و به خصوص دوام بتن مؤثر باشد [۲۶-۲۸]. همچنین استفاده هم زمان از الیاف و نانوذرات می‌تواند سبب هم‌افزایی اثر و بهبود بیشتر خواص مکانیکی بتن شود. Nili و همکاران [۲۹] در آزمایش‌های خود تاثیر دوده سیلیس و الیاف فولادی را بر مقاومت ضربه‌ای و عملکرد بتن بررسی کردند. نتایج آزمایش‌های این پژوهشگران نشان می‌دهد که افزودن الیاف فولادی، مقاومت کششی و خمشی بتن را بهبود می‌دهد. همچنین با افزودن الیاف فولادی به نمونه‌های حاوی دوده سیلیس، شکل‌پذیری و مقاومت ضربه‌ای بتن به طور چشمگیری افزایش می‌یابد. Vandewalle [۳۰] آزمایش‌هایی روی بتن مسلح الیاف هیبریدی انجام داد. وی از ۳ نوع الیاف فولادی (الیاف بسیار کوتاه ۶ میلی‌متری و الیاف کوتاه به طول ۱۳ میلی‌متر و الیاف بلند با انتهای قلاب‌دار به طول ۳۵ میلی‌متر) استفاده کرد. میزان الیاف مصرفی در بتن از ۰ تا ۹۰ کیلوگرم در مترمکعب متغیر بوده که به صورت مجزا و یا مخلوطی از دو یا سه نوع الیاف، به بتن اضافه شده بودند. نتایج بدست آمده از اندازه‌گیری تغییر مکان بازشدگی دهانه ترک (Crack Mouth Opening Displacement) نشان داد که الیاف ۶ و ۱۳ میلی‌متری در مناطق با بازشدگی ترک‌های کوچک بسیار موثر هستند. از سوی دیگر الیاف بلند ۳۵ میلی‌متری شکل‌پذیری خوبی را در ترک‌های بزرگ و عریض تامین می‌کنند. Gao و همکاران [۳۱] در تحقیقات خود در مورد بتن ژئوپلیمری الیافی، از الیاف هیبریدی فولادی در دو اندازه ۶ و ۱۲ میلی‌متری استفاده کردند و نتیجه‌گیری کردند که استفاده از الیاف هیبریدی در درصد بهینه، سبب هم‌افزایی اثر الیاف و جلوگیری از ایجاد ترک‌ها در دو فاز ماکرو و میکرو می‌شود. Asrani و دیگران [۳۲] در تحقیق در مورد بتن ژئوپلیمری الیافی بر پایه سرباره، از ۳ نوع الیاف پلی پروپیلن، شیشه و فولاد با طول به

ترتیب ۱۳، ۱۵ و ۶۰ میلی‌متر و میزان ۰/۳، ۰/۳ و ۱/۶ درصد حجمی بتن، استفاده کردند. این محققین عملکرد بتن ژئوپلیمری را با استفاده از این الیاف به صورت تکی و هیبریدی از ۲ یا ۳ نوع الیاف مورد مطالعه قرار دادند. نتایج نشان داد که استفاده از الیاف پلی پروپیلن سبب افزایش مقاومت فشاری و خمشی بتن به میزان تقریباً ۶ و ۱۰۸ درصد، نسبت به نمونه فاقد الیاف شده است. همچنین هیبرید نمودن الیاف سبب بهبود قابل ملاحظه مقاومت‌ها شده است به طوری که هیبرید الیاف فولادی و پلی پروپیلن، سبب افزایش مقاومت فشاری و خمشی به میزان بیش از ۳۰ و ۲۰۰ درصد به ترتیب شده است. Alberti و دیگران [۳۳] خواص بتن بتن الیافی مسلح شده با الیاف پلی الفین و الیاف فولادی، را مورد مطالعه قرار دادند و نتیجه‌گیری کردند استفاده از الیاف پلی الفین موجب بهبود مقاومت‌های مکانیکی و دستیابی به شکل پذیری مناسب می‌شود. Han و دیگران [۳۴] تاثیر الیاف پلی الفین بر خواص بتن حاوی دوده سیلیس را مورد مطالعه قرار دادند. نتایج نشان داد استفاده از این الیاف سبب افزایش ۱۳ درصدی مقاومت خمشی و کاهش ۷۰ درصدی انتشار ترک‌ها شده است. همچنین نمونه‌های حاوی این الیاف مقاومت ضربه‌ای دو برابر بیشتر نسبت به نمونه‌های حاوی الیاف فولادی و ۱۴ برابر بیشتر نسبت به نمونه شاهد (فاقد الیاف) ارائه کردند. Deng و دیگران [۳۵] نیز تاثیر الیاف ماکرو پلی الفین را بر خواص بتن مورد مطالعه قرار دادند. این پژوهشگران اثرات مثبت الیاف پلی الفین بر رفتار انتشار ترک بتن، با افزایش درصد استفاده از الیاف را مشاهده کردند. Celik و دیگران [۳۶] در پژوهششان نقش الیاف مختلف را بر مقاومت حرارتی بتن ژئوپلیمری مطالعه کردند. این پژوهشگران از الیاف پلی الفین، بازالت، پلی امید و PVA با طول به ترتیب ۱۰، ۱۲، ۱۰ و ۸ میلی‌متری به صورت غیر هیبریدی، استفاده کردند. نتایج آزمایش‌ها نشان داد استفاده از الیاف پلی الفین در درصد بهینه سبب افزایش ۴/۷ درصدی مقاومت فشاری، ۲۵ درصدی مقاومت خمشی نسبت به نمونه شاهد می‌شود. Momin و همکاران [۳۷] در پژوهشی در مورد بتن ژئوپلیمری الیافی بر پایه متاکائولن، نتیجه‌گیری کردند که استفاده از الیاف فلزی به میزان ۱، ۱/۵ و ۲ درصد وزنی متاکائولن، سبب افزایش مقاومت کششی بتن می‌شود. همچنین با افزایش درصد الیاف میزان بهبود مقاومت کششی نیز افزایش می‌یابد به طوری که در حالت استفاده از ۲ درصد الیاف، مقاومت کششی تقریباً ۵۰ درصد نسبت به نمونه فاقد الیاف، افزایش می‌یابد. Zhao و همکاران [۳۸] نیز در پژوهشی تاثیر الیاف پلیمری پلی اکتال کوتاه (۳، ۶ و ۹ میلی‌متری) را بر خواص مکانیکی کامپوزیت ژئوپلیمری بر پایه متاکائولن مورد مطالعه قرار داده و نتیجه‌گیری کردند استفاده از این الیاف در درصد بهینه (۰/۷۵) موجب افزایش ۲۴ درصدی مقاومت فشاری و ۵۰ درصدی مقاومت خمشی می‌شود.

در این مقاله از الیاف هیبریدی دوگانه کوپلیمری (پلی الفین) به میزان ۱/۵، ۲ و ۲/۵ کیلوگرم در مترمکعب معادل با ۰/۱۶، ۰/۲۱ و ۰/۲۶ درصد حجمی بتن، در طرح اختلاط بتن ژئوپلیمری برپایه متاکائولن استفاده شد. همچنین برای تقویت ناحیه تماس از نانوسیلیس استفاده شد. در ابتدا آزمایش‌های اولیه به منظور دستیابی به طرح اختلاط انجام شد سپس به منظور بررسی رفتار بتن ژئوپلیمری الیافی بر پایه متاکائولن، این الیاف در نسبت‌های مختلف و همراه با نانوسیلیس به طرح اختلاط بتن اضافه شد و نمونه‌ها ساخته و عمل آوری شدند. سپس از نمونه‌ها آزمون مقاومت فشاری، کشش غیرمستقیم و خمش سه نقطه‌ای گرفته شد تا مواردی شامل: اثر نانوسیلیس و اثر الیاف هیبریدی و نانوسیلیس بر مقاومت فشاری، کششی و خمشی و درصد بهینه الیاف، سنجش شوند.

۲- روش آزمایشگاهی

۲-۱- مواد

منبع اصلی ژئوپلیمریزاسیون در این تحقیق متاکائولن است. متاکائولن با نسبت SiO_2 به Al_2O_3 برابر با ۱/۷۱ از کارخانجات اصفهان و نانوسیلیس مورد استفاده نیز با اندازه ذرات ۴۰ نانومتر، از کارخانجات همدان، خریداری شد. آنالیز XRF این مواد در جدول ۱ ارائه شده است. محلول فعال کننده قلیایی در این پژوهش ترکیب هیدروکسید

پتاسیم (KOH) با خلوص ۹۰ درصد و سیلیکات سدیم مایع با نسبت SiO_2 به Na_2O برابر با ۳، بود. آنالیز شیمیایی این دو ماده در جدول ۲ ارائه شده است. شن و ماسه مصرفی در این آزمایش از معادن اطراف اصفهان تهیه شد. شن مصرفی از نوع شن شکسته بود پس از تهیه، توسط الک استاندارد ASTM دانه‌بندی و از شن در دو اندازه ۱۰ و ۷ میلی‌متری استفاده شد. آزمایش وزن مخصوص و جذب آب مطابق با استاندارد ASTM C127 [۳۹] از شن مصرفی، گرفته شد. این آزمایش از ماسه مصرفی نیز مطابق با استاندارد ASTM C128 [۴۰]، به عمل آمد که نتایج آن در جدول ۳ ارائه شده است. همچنین ضریب نرمی ماسه مطابق با استاندارد ASTM C136 [۴۱]، ۳/۰۱ و مقدار رد شده از الک شماره ۲۰۰، ۰/۷۱ درصد بود. آب مصرفی نیز آب لوله کشی شهر اصفهان بود. از روان‌کننده پلی‌کربوکسیلاتی با وزن مخصوص ۱/۱ گرم بر سانتی‌متر مکعب، به منظور بالا بردن کارایی بتن استفاده شد. در این تحقیق از نسل جدید الیاف کولیمیری یا همان الیاف پلیمری اصلاح شده (پلی‌الفین)، استفاده شد. این الیاف به صورت هیبریدی دوگانه و در دو اندازه ۶ و ۱۲ میلی‌متری ترکیب شده بودند. وزن مخصوص الیاف ۹۳۰ کیلوگرم در مترمکعب، مقاومت کششی ۵۷۰ مگاپاسکال بود. شکل ۲، الیاف و متاکائولن مصرفی در این مقاله را نشان می‌دهد.

جدول ۱- آنالیز XRF متاکائولن و نانوسیلیس

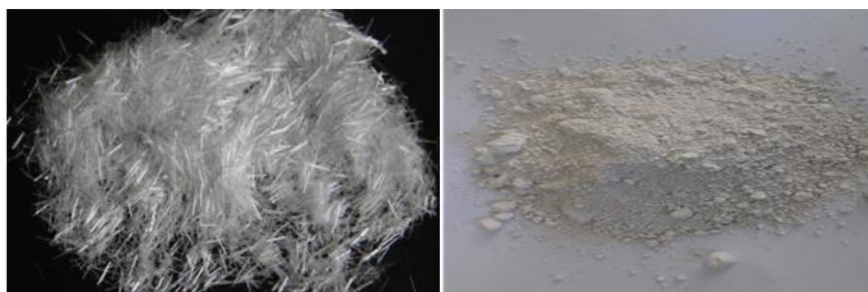
L.O.I	MnO	Na ₂ O	K ₂ O	ZrO ₂	Fe ₂ O ₃	TiO ₂	Al ₂ O ₃	SiO ₂	Chemical analysis	Metakaolin
1.41	0.11	2.32	4.05	0.1	4.89	1.41	31.7	54	Result (%)	
TiO ₂	MnO	Na ₂ O	K ₂ O	MgO	BaO	CaO	Al ₂ O ₃	SiO ₂	Chemical analysis	Nano-silica
0.01	0.04	0.02	0.05	0.04	0.41	0.05	1.2	98.16	Result (%)	

جدول ۲- آنالیز شیمیایی محلول سیلیکات سدیم و هیدروکسید پتاسیم

NaOH			Na ₂ SiO ₃ solution		
Chemical analysis	Result	Unit	Chemical analysis	Result	Unit
KOH	90.7	%	SiO ₂ Na ₂ O Water	29.50	%
K ₂ CO ₃	0.3	%		9.55	%
KCl	0.006	%		60.95	%
Fe	2	ppm			
NaOH	1.2	%			
Appearance	White flake		Appearance	Clear liquid	

جدول ۳- آزمون وزن مخصوص و جذب آب شن و ماسه

ماده	وزن مخصوص اشباع با سطح خشک (gr/cm ³)	جذب آب (%)
شن	2.62	1.3
ماسه	2.59	3.2



شکل ۲- تصویر الیاف و متاکائولن مصرفی

۲-۲- ساخت نمونه‌ها

در ابتدا به منظور تعیین میزان عیار متاکائولن و میزان محلول فعال‌کننده قلیایی، چندین طرح اختلاط تنظیم و آزمایش شد. پس از این مرحله طرح اختلاط اصلی بتن انتخاب شد. لازم به است در مورد آب اضافه در طرح اختلاط، ۳ نمونه بتن ساخته شد که یکی بدون آب اضافه بود و نمونه‌های دیگر با ۳۰ و ۶۰ کیلوگرم در مترمکعب آب اضافه در ترکیب خود ساخته شدند (جدول ۴). از نمونه‌ها آزمون مقاومت فشاری ۲۸ روزه گرفته شد.

جدول ۴ - طرح‌های اختلاط بتن

نام طرح	متاکائولن	KOH	سیلیکات سدیم	شن	ماسه	آب اضافه	مقیاس
M	350	140	210	840	840	0	kg/m ³
M30	350	140	210	840	840	30	kg/m ³
M60	350	140	210	840	840	60	kg/m ³

بعد از مشخص شدن نتایج مرحله قبل، طرح M به عنوان طرح نهایی اختلاط بتن برای ساخت نمونه های الیافی، انتخاب شد. طرح‌های اختلاط بتن ژئوپلیمری الیافی و شاهد در جدول ۵ ارائه شده است. لازم به ذکر است در مورد میزان نانوسیلیس در طرح اختلاط، پس از انجام آزمایش‌های اولیه و نتایج تحقیقات قبلی مشخص شد که استفاده از نانوسیلیس به میزان ۲ درصد وزنی متاکائولن، سبب دستیابی به بیشترین بهبود در مقاومت کششی و خمشی بتن ژئوپلیمری بر پایه متاکائولن می‌شود. در نتیجه در این پژوهش از نانوسیلیس به میزان ۲ درصد وزنی متاکائولن به منظور بررسی اثر همزمان نانوسیلیس و الیاف مصرفی، استفاده شد.

جدول ۵ - طرح‌های اختلاط بتن

نام طرح	متاکائولن	نانوسیلیس	الیاف	KOH	سیلیکات سدیم	شن	ماسه	آب اضافه	مقیاس
M	350	0	0	140	210	840	840	30	kg/m ³
MNS2	343	7	0	140	210	840	840	30	kg/m ³
M2-1.5	343	7	1.5	140	210	840	840	30	kg/m ³
M2-2	343	7	2	140	210	840	840	30	kg/m ³
M2-2.5	343	7	2.5	140	210	840	840	30	kg/m ³

- طرح M نمونه شاهد است و MNS2 همان طرح M (شاهد) است که به منظور بررسی اثر نانوسیلیس بر مقاومت کششی و خمشی بتن ژئوپلیمری، به میزان ۲ درصد وزنی متاکائولن، نانوسیلیس به آن اضافه شده است همچنین میزان نانوسیلیس در طرح‌های بتن الیافی ۲ درصد وزنی متاکائولن است.
- غلظت محلول KOH ۱۲ مول، نسبت وزنی محلول سیلیکات سدیم به محلول KOH در تمامی طرح‌ها برابر با ۱/۵ و نسبت وزنی محلول قلیایی به متاکائولن ۱ است.
- نسبت شن به ماسه برابر ۱ و نسبت شن ۷ به ۱۰ میلی‌متری برابر با ۱، نسبت متاکائولن به سنگدانه ۲۱ درصد و نسبت سنگدانه به وزن کل بتن ۷۵ درصد است.

برای ساخت نمونه‌ها، ابتدا یک روز قبل از آزمایش محلول KOH با غلظت ۱۲ مولار ساخته شد. سپس محلول فعال‌کننده قلیایی شامل محلول KOH و سیلیکات سدیم مایع، مطابق با طرح اختلاط ترکیب شدند و به محلول بدست آمده ۲۴ ساعت زمان داده شد تا خنک شود. در روز آزمایش ابتدا مواد خشک شامل: متاکائولن، شن، ماسه و الیاف به مدت ۲ دقیقه به صورت خشک در میکسر پرتابی بتن، میکس شدند. سپس محلول فعال‌کننده قلیایی و آب اضافه مطابق با طرح‌های اختلاط به مخلوط اضافه شد و بتن به مدت ۳ دقیقه میکس شد. پس از

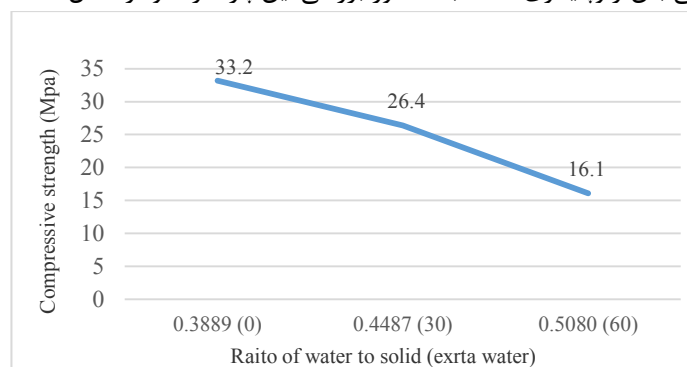
پایان مرحله میکس بتن، نمونه‌های بتن قالب‌بندی و متراکم شدند. برای متراکم کردن نمونه‌ها به مدت ۱۰ ثانیه روی میز ویبره، ویبره شدند. نمونه‌ها در آون و در دمای ۸۰ درجه سانتی‌گراد به مدت ۲۴ ساعت کیورینگ شدند. پس از پایان کیورینگ نمونه‌ها از آون خارج و در دمای محیط نگهداری شدند. از نمونه‌ها آزمون مقاومت فشاری، کششی و خمشی و ۷ و ۲۸ روزه گرفته شد. لازم به ذکر است ابعاد نمونه‌های فشاری ۱۰×۱۰×۱۰، خمشی ۱۰×۱۰×۵۰ و ابعاد نمونه‌های کششی ۲۰×۱۰ سانتی‌متر و به صورت سیلندری بود.

۳-۲- آزمایش‌های بتن

آزمایش‌های بتن شامل: آزمون مقاومت فشاری بر اساس BS1881: Part116 [۴۲]، آزمون مقاومت کششی غیر مستقیم (برزیلین) بتن بر اساس ASTM C496 [۴۳] و آزمایش خمش سه نقطه‌ای مطابق استاندارد ASTM C1018 [۴۴]، بود.

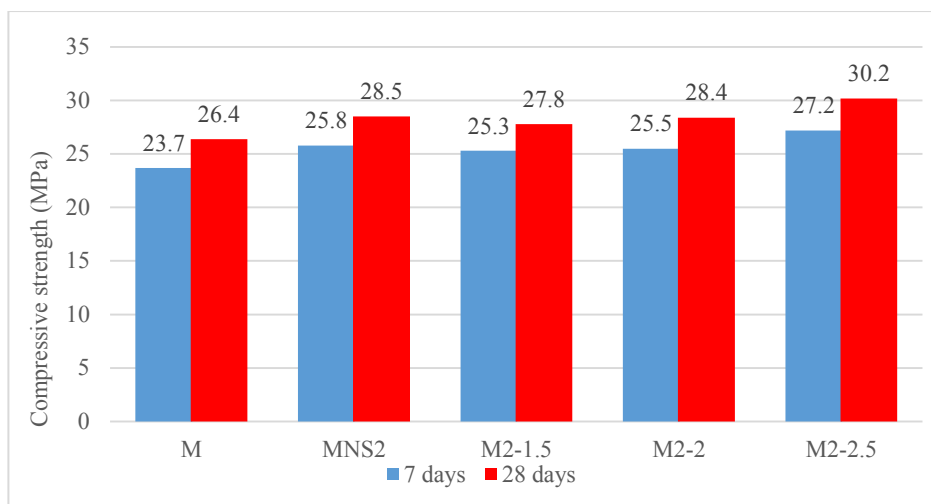
۳- نتایج و بحث

افزودن آب اضافه به بتن موجب کاهش قابل ملاحظه مقاومت فشاری بتن می‌شود به طوری که مقاومت فشاری ۲۸ روزه در طرح‌هایی که ۰، ۳۰ و ۶۰ کیلوگرم در مترمکعب آب اضافه داشتند به ترتیب برابر با ۳۳/۲، ۲۶/۴ و ۱۶/۱ مگاپاسکال سنجش شد. این موضوع نشان‌دهنده میزان تاثیر پارامتر نسبت آب به مواد خشک شرکت کننده در ژئوپلیمریزاسیون شامل: متاکائولن، مواد خشک موجود در محلول KOH و مواد خشک موجود در محلول سیلیکات سدیم، بر مقاومت‌های مکانیکی بتن ژئوپلیمری است. به منظور بررسی این پارامتر نمودار شکل ۳ تنظیم شد.



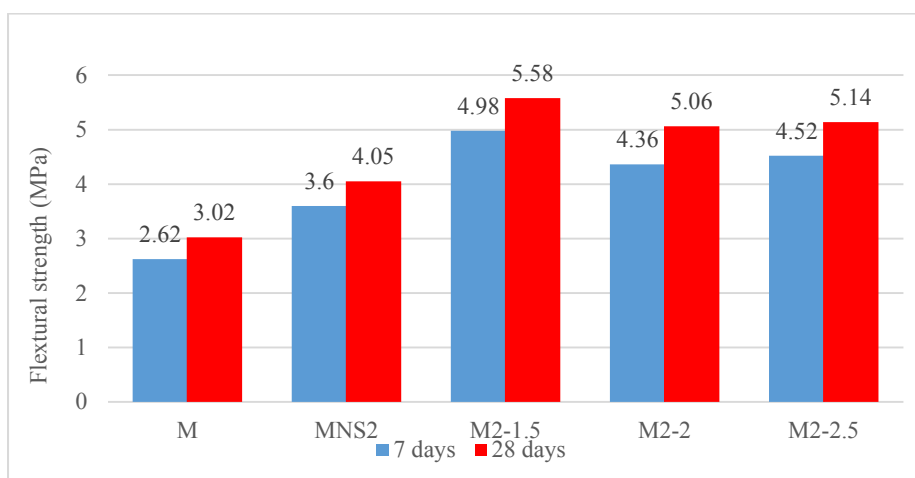
شکل ۳- تاثیر نسبت آب به مواد خشک شرکت کننده در ژئوپلیمریزاسیون بر مقاومت فشاری بتن ژئوپلیمری

نسبت آب به مواد خشک شرکت کننده در ژئوپلیمریزاسیون برای طرح‌های با آب اضافه به میزان ۰، ۳۰ و ۶۰ کیلوگرم در مترمکعب، به ترتیب برابر ۰/۳۸۸۹، ۰/۴۴۸۷ و ۰/۵۰۸۰ است. با اضافه کردن آب به مخلوط بتن به میزان ۳۰ و ۶۰ کیلوگرم در مترمکعب مقاومت فشاری ۲۸ روزه به ترتیب به میزان تقریباً ۲۰ و ۵۱ درصد کاهش یافته است که این میزان قابل توجهی است. این موضوع در تحقیقات قبلی ما [۴۵] نیز دیده شد. همچنین Hardjito و همکاران [۱۳] نیز در جریان تحقیقات خود نتایج مشابهی گرفتند. از طرف دیگر، اگرچه در حالتی که آب اضافه به طرح اختلاط اضافه نمی‌شود مقاومت فشاری بالاتری ارائه می‌کند. اما این طرح اختلاط دارای مشکلات اجرایی است و بتن کارایی پایینی دارد. در نتیجه میزان آب اضافه ۳۰ کیلوگرم در مترمکعب انتخاب شد که بتن با حداقل کاهش مقاومت فشاری، کارایی مناسب را داشته باشد. نتایج بخش دوم که به منظور بررسی نقش الیاف و نانوسیلیس بر مقاومت‌های مکانیکی بتن ژئوپلیمری بر پایه متاکائولن در شکل‌های ۴-۶ ارائه شده است.



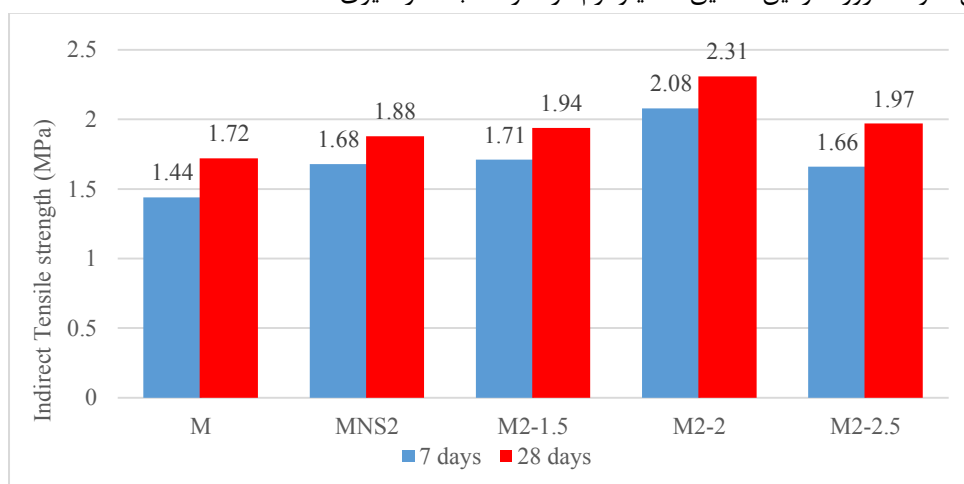
شکل ۴- مقاومت فشاری ۷ و ۲۸ روزه طرح های بتن ژئوپلیمری الیافی و نمونه های شاهد

با توجه به نتایج شکل ۴، کمترین مقاومت فشاری ۷ و ۲۸ روزه مربوط به نمونه شاهد و بیشترین مقاومت فشاری مربوط به نمونه طرح M2-2.5 بود. افزودن ۲ درصد نانو سیلیس سبب افزایش تقریباً ۹ درصدی مقاومت فشاری بتن ژئوپلیمری شد. با افزودن الیاف به میزان ۱/۵ کیلوگرم در مترمکعب مقاومت فشاری اندکی نسبت به طرح MNS2 کاهش یافت اما کماکان مقاومت فشاری این نمونه نسبت به نمونه شاهد، بیشتر است. با افزایش میزان الیاف به ۲ و ۲/۵ کیلوگرم در مترمکعب، مقاومت فشاری نمونه ها افزایش یافت. به طوری که در طرح M2-2.5، بیشترین مقاومت فشاری سنجش شد. مقاومت فشاری این نمونه تقریباً ۱۴ درصد نسبت به نمونه شاهد، افزایش یافت که می تواند به هم افزایی اثر الیاف هیبریدی و نانوسیلیس در تقویت ناحیه تماس و بهبود و تراکم ریز ساختار ماتریس ژئوپلیمری، مربوط باشد. با توجه به شکل ۵ و بررسی مقاومت خمشی نمونه ها مشاهده می شود، مقاومت خمشی ۷ و ۲۸ روزه نمونه شاهد (M) که در ترکیب خود الیاف و نانوسیلیس ندارد به ترتیب برابر با ۲/۶۲ و ۳/۰۲ مگاپاسکال بود. طرح MNS2 که در ترکیب خود الیاف ندارد اما به میزان ۲ درصد وزنی متاکائولن، نانوسیلیس دارد مقاومت خمشی ۷ و ۲۸ روزه برابر با ۳/۶ و ۴/۰۵ مگاپاسکال را ارائه داد. بیشترین مقاومت خمشی ۷ و ۲۸ روزه مربوط به طرح M2-1.5 که حاوی ۲ درصد نانوسیلیس و ۱/۵ کیلوگرم در مترمکعب الیاف است و کمترین مقاومت خمشی ۷ و ۲۸ روزه مربوط به طرح شاهد است. نتایج نشان می دهد که اضافه کردن ۲ درصد نانوسیلیس سبب افزایش مقاومت خمشی ۷ و ۲۸ روزه بتن ژئوپلیمری بر پایه متاکائولن به میزان تقریباً ۳۷ و ۳۵ درصد شده است. همچنین اضافه کردن الیاف هیبریدی و نانوسیلیس به صورت همزمان، موجب افزایش قابل ملاحظه مقاومت خمشی نمونه های بتن ژئوپلیمری الیافی نسبت به نمونه شاهد شده است. استفاده از ۱/۵، ۲ و ۲/۵ کیلوگرم در مترمکعب از الیاف و ۲ درصد نانوسیلیس سبب افزایش مقاومت خمشی ۷ روزه به ترتیب تقریباً به میزان ۹۰، ۶۶ و ۷۳ درصد نسبت به نمونه شاهد شده است. این افزایش در مقاومت خمشی ۲۸ روزه تقریباً به میزان ۸۵، ۶۸ و ۷۱ درصد است. این موضوع ممکن است مربوط به هم افزایی اثر الیاف در بهبود مقاومت خمشی و اثر نانوسیلیس در تقویت ناحیه تماس، باشد. میزان بهینه الیاف هیبریدی در مقاومت خمشی ۱/۵ کیلوگرم در مترمکعب سنجش شد.



شکل ۵- مقاومت خمشی ۷ و ۲۸ روزه طرح های بتن ژئوپلیمری الیافی و نمونه های شاهد

نتایج مربوط به آزمایش مقاومت کششی در شکل ۶ ارائه شده است. مقاومت کششی ۷ و ۲۸ روزه نمونه شاهد (M) که در ترکیب خود الیاف و نانوسیلیس ندارد به ترتیب برابر با ۱/۱۴ و ۱/۷۲ مگاپاسکال بود. مقاومت کششی ۷ و ۲۸ روزه نمونه های طرح MNS2 که بدون الیاف و حاوی ۲ درصد نانوسیلیس است به ترتیب برابر با ۱/۶۸ و ۱/۸۸ مگاپاسکال اندازه گیری شد. بیشترین مقاومت کششی ۷ و ۲۸ روزه مربوط به طرح M2-2 است که دارای ۲ درصد نانوسیلیس و ۲ کیلوگرم در مترمکعب الیاف هیبریدی و کمترین مقاومت مقاومت کششی ۷ و ۲۸ روزه مربوط به نمونه شاهد است. نتایج شکل ۷ نشان داد که همانند مقاومت خمشی، استفاده از الیاف و نانوسیلیس باعث افزایش مقاومت کششی بتن ژئوپلیمری بر پایه متاکائولن می شود. اضافه کردن نانوسیلیس به میزان ۲ درصد به طرح اختلاط بتن سبب افزایش مقاومت کششی ۷ و ۲۸ روزه بتن ژئوپلیمری به میزان ۱۷ و ۱۰ درصد نسبت به نمونه شاهد، شده است. مقاومت کششی ۷ روزه نمونه های بتن ژئوپلیمری الیافی که در طرح اختلاط خود میزان ۱/۵، ۲ و ۲/۵ کیلوگرم در مترمکعب الیاف هیبریدی و ۲ درصد نانوسیلیس دارند، به ترتیب تقریباً ۲۰، ۴۴ و ۱۶ درصد بیشتر از نمونه شاهد است. این افزایش در مقاومت کششی ۲۸ روزه به ترتیب تقریباً ۱۳، ۳۵ و ۱۵ درصد نسبت به نمونه شاهد بود. افزایش مقاومت کششی نیز همانند مقاومت خمشی می تواند مربوط به هم افزایی اثر الیاف در بهبود مقاومت کششی و اثر نانوسیلیس در تقویت ناحیه تماس باشد. درصد بهینه الیاف برای بیشترین تاثیر گذاری بر مقاومت کششی ۷ و ۲۸ روزه در این تحقیق ۲ کیلوگرم در مترمکعب اندازه گیری شد.



شکل ۶- مقاومت کششی ۷ و ۲۸ روزه طرح های بتن ژئوپلیمری الیافی و شاهد

در خصوص جمع‌بندی این نتایج می‌توان گفت که استفاده از نانوسیلیس موجب افزایش مقاومت فشاری، خمشی و کششی بتن ژئوپلیمری بر پایه متاکائولن می‌شود. این مساله می‌تواند مربوط به نقش شیمیایی و همچنین اثر فیزیکی نانوسیلیس در پر کردن حفره‌های ریز و میکرو ترک‌های بتن و تقویت ناحیه تماس باشد که موجب افزایش مقاومت‌های فشاری، خمشی و کششی این نمونه‌ها نسبت به نمونه شاهد شده است [۲۶-۲۸]. از سوی دیگر، اثر نانوسیلیس در افزایش مقاومت خمشی بیشتر از اثر گذاری این ماده در افزایش مقاومت کششی و فشاری است. قنبری و همکاران [۴۶] نیز در جریان تحقیقات خود بر روی خمیر سیمان ژئوپلیمری بر پایه متاکائولن، نتایج نشان داد که افزودن نانوسیلیس به میزان ۶ درصد، موجب افزایش استحکام فشاری به میزان ۳۴ درصد و خمشی به میزان ۸۰ درصد می‌شود. صدر ممتازی و همکاران [۲۲] نیز در تحقیقات خود در بتن گزارش کردند که استفاده از نانوسیلیس تا ۴ درصد سبب افزایش مقاومت فشاری، کششی و خمشی بتن می‌شود. اما افزایش در مقاومت خمشی و کششی نسبت به مقاومت فشاری بیشتر است.

استفاده از الیاف و نانوسیلیس سبب افزایش مقاومت فشاری، کششی و خمشی شد. نتایج داد تاثیر الیاف پلی الفین هیبریدی در افزایش مقاومت فشاری کمتر از تاثیر این الیاف در مقاومت کششی و خمشی است. در واقع در خصوص الیاف می‌توان گفت که اضافه کردن الیاف در حالت عمومی سبب افزایش مقاومت کششی و خمشی بتن و در نتیجه افزایش شکل‌پذیری می‌شود. میزان افزایش تابع پارامترهایی مانند نوع و جنس الیاف، اندازه الیاف، میزان الیاف مصرفی و غیره است. افزودن الیاف پلیمری مانند پلی پروپیلن یا پلی الفین، سبب تقویت و بهبود ماتریس خمیر سیمان ژئوپلیمر، جلوگیری از انتشار میکرو ترک‌ها و تغییر الگوی انتشار ترک‌ها می‌شود [۴۷]. در حالت کلی ساختار ژئوپلیمرها شامل: ژل شکل گرفته ژئوپلیمری، ذرات باقی‌مانده و واکنش نداده‌ی منبع ژئوپلیمریزاسیون و حفره‌ها و خلل و فرج مختلف است [۴۷-۴۹]. این الیاف می‌توانند از طریق محصور کردن ماتریس ژئوپلیمر با دو سر خود، یک اثر پل مانند روی ترک‌ها و سوارخ‌ها داشته باشند که موجب افزایش سختی و مقاومت ماتریس ژئوپلیمر می‌شود [۴۷]. در نتیجه بتن ژئوپلیمری الیافی مقاومت کششی و خمشی بالاتری نسبت به نمونه‌های بدون الیاف را ارائه می‌دهد. همچنین استفاده همزمان از نانوسیلیس و الیاف به علت هم‌افزایی اثر نانوسیلیس و الیاف، باعث تقویت مقاومت خمشی و کششی بتن می‌شود. پس از اعمال بار به بتن و در لحظه ترک خوردگی، تمام بار به ناگهان به الیاف منتقل می‌شود. سپس با افزایش بار روی بتن، الیاف تنش اضافی را از طریق چسبندگی به ناحیه تماس، به ماتریس بتن منتقل می‌کند [۲۲]. در نتیجه با تقویت ناحیه تماس توسط نانوسیلیس الیاف موجود نیز می‌توانند عملکرد بهتری ارائه کنند. در خصوص درصد الیاف نیز تحقیقات مختلفی توسط پژوهشگران انجام شده است و درصدهای بهینه مختلفی برای انواع مختلف ارائه شده است. در خصوص الیاف پلیمری استفاده از این الیاف در درصد های بیش از درصد بهینه، به علت پدیده جمع‌شدگی الیاف موجب کاهش مقاومت خمشی و کششی نسبت به درصد بهینه می‌شود [۲۲]. Zhang و همکاران [۴۷] با افزودن الیاف پلی پروپیلن به میزان ۰/۲۵ درصد حجمی، شاهد افزایش مقاومت خمشی بتن ژئوپلیمری به میزان ۵۴ درصد بوده‌اند. صدر ممتازی و همکاران [۲۲] نیز با افزودن الیاف پلی پروپیلن به میزان ۰/۲ درصد حجمی و نانوسیلیس، شاهد افزایش مقاومت کششی و خمشی به میزان تقریباً ۵۷ و ۲۸ درصد بودند. همچنین آنها درصد بهینه این الیاف را ۰/۲ درصد حجمی گزارش کرده‌اند. Celik و دیگران [۳۶] نیز درصد بهینه الیاف را برای افزایش مقاومت فشاری ۰/۸ و برای مقاومت خمشی ۱/۲ درصد حجمی بتن گزارش کردند.

۴- نتیجه‌گیری

۱- نسبت آب به مواد خشک شرکت کننده در ژئوپلیمریزاسیون از نسبت‌های تاثیرگذار بر مقاومت فشاری بتن ژئوپلیمری بر پایه متاکائولن است. میزان بهینه این نسبت در این مقاله ۰/۳۸۸۹ اندازه‌گیری شد و با افزایش این نسبت مقاومت فشاری به میزان قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌یابد.

۲- اضافه کردن نانوسیلیس به میزان ۲ درصد وزنی متاکائولن و به صورت جایگزینی در ترکیب بتن ژئوپلیمری بر پایه متاکائولن، سبب افزایش مقاومت فشاری ۷ و ۲۸ روزه به میزان ۸ و ۹ درصد، مقاومت کششی ۷ و ۲۸ روزه به میزان ۱۷ و ۱۰ درصد و همچنین سبب افزایش مقاومت خمشی ۷ و ۲۸ روزه به میزان ۳۷ و ۳۵ درصد، نسبت به نمونه بدون نانوسیلیس می‌شود. اگرچه نانوسیلیس سبب افزایش مقاومت فشاری، کششی و خمشی بتن می‌شود اما در مقاومت خمشی تاثیرگذاری بیشتری دارد.

۳- اضافه کردن ۲ درصد نانوسیلیس و الیاف هیبریدی در اندازه‌های ۱/۵، ۲ و ۲/۵ کیلوگرم در مترمکعب، سبب افزایش مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن به میزان ۵، ۷ و ۱۴ درصد، نسبت به نمونه شاهد می‌شود. میزان بهینه استفاده از این الیاف برای تقویت مقاومت خمشی ۲/۵ کیلوگرم در مترمکعب است. اما می‌توان گفت الیاف تاثیر قابل ملاحظه‌ای در افزایش مقاومت فشاری ندارد.

۴- اضافه کردن ۲ درصد نانوسیلیس و الیاف هیبریدی در اندازه‌های ۱/۵، ۲ و ۲/۵ کیلوگرم در مترمکعب، سبب افزایش مقاومت خمشی ۲۸ روزه بتن به میزان ۸۵، ۶۸ و ۷۱ درصد، نسبت به نمونه شاهد می‌شود. میزان بهینه استفاده از این الیاف برای تقویت مقاومت خمشی ۱/۵ کیلوگرم در مترمکعب است.

۵- اضافه کردن ۲ درصد نانوسیلیس و الیاف دوگانه کوپلیمری در اندازه‌های ۱/۵، ۲ و ۲/۵ کیلوگرم در مترمکعب، سبب افزایش مقاومت کششی ۲۸ روزه بتن به میزان ۱۳، ۳۵ و ۱۵ درصد، نسبت به نمونه شاهد می‌شود. میزان بهینه استفاده از این الیاف برای تقویت مقاومت کششی ۲ کیلوگرم در مترمکعب است.

مراجع

- [1] Malhotra VM. (1999). Making concrete 'greener' with fly ash. *ACI Concrete International*, 21:61-66.
- [2] Davidovits J. (1994). Global warming impact on the cement and aggregates industries. *World resource review*, 6:263-278.
- [3] Malhotra VM. (2006). Reducing CO2 Emissions. *ACI Concrete International*, 28:42-45.
- [4] McCaffrey R. (2002). Climate Change and the Cement Industry. *Global Cement and Lime Magazine*, (Environmental Special Issue):15-19.
- [5] Alzeer M, MacKenzie K. (2013). Synthesis and mechanical properties of novel composites of inorganic polymers (geopolymers) with unidirectional natural flax fibres (phormium tenax). *Applied Clay Science*, 75-76:148-152.
- [6] Barbosa VFF, MacKenzie KJD, Thaumaturgo C. (2000). Synthesis and characterisation of materials based on inorganic polymers of alumina and silica: sodium polysialate polymers. *International Journal of Inorganic Materials*, 2:309-317.
- [7] Davidovits J. (1993). Geopolymer cements to minimise carbon-dioxide greenhouse-warming. *Ceramic Transactions*, 37:165-182.
- [8] Davidovits J. (1987). Ancient and modern concretes: what is the real difference?, *Concrete International*, 9:23-29.
- [9] van Jaarsveld JGS, van Deventer JSJ, Lukey GC. (2002). The effect of composition and temperature on the properties of fly ash- and kaolinite-based geopolymers. *Chemical Engineering Journal*, 89:63-73.
- [10] DeSilva P, Sagoe-Crenstil K, Sirivivatnanon V. (2007). Kinetics of geopolymerization: role of Al₂O₃ and SiO₂. *Cement and Concrete Research*, 37:512-518.
- [11] Duxson P, Fernández-Jiménez A, Provis JL, Lukey GC, Palomo A, van Deventer JSJ. (2007). Geopolymer technology: the current state of the art. *Journal of Materials Science*, 42:2917-2933.
- [12] Xu H, van Deventer JSJ. (2000). The Geopolymerisation of Alumino-Silicate Minerals. *International Journal of Mineral Processing*, 59:247-266.
- [13] Hardjito D, Wallah SE, Sumajouw DMJ, Rangan BV. (2004). On the Development of Fly Ash-Based Geopolymer Concrete. *ACI Materials Journal*, 101:467-472.

- [14] Duxson P, Provis JL, Lukey GC, van Deventer JSJ. (2007). The role of inorganic polymer technology in the development of 'green concrete'. *Cement and Concrete Research*, 37:1590-1597.
- [15] Amnadnua K, Tangchirapat W, Jaturapitakkul C. (2013). Strength, water permeability, and heat evolution of high strength concrete made from the mixture of calcium carbide residue and fly ash. *Materials & Design*, 51:894-901.
- [16] Lee WKW, van Deventer JSJ. (2002). The effects of inorganic salt contamination on the strength and durability of geopolymers. *Colloids and Surfaces A: Physicochemical and Engineering Aspects*, 211:115-126.
- [17] Cheng TW, Chiu JP. (2003). Fire-resistant geopolymer produced by granulated blast furnace slag. *Minerals Engineering*, 16:205-210.
- [18] Sakkas K, Panias D, Nomikos PP, Sofianos AI. (2014). Potassium based geopolymer for passive fire protection of concrete tunnels linings. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 43:148-156.
- [19] Sarker PK, Kelly S, Yao Z. (2014). Effect of fire exposure on cracking, spalling and residual strength of fly ash geopolymer concrete. *Materials & Design*, 63:584-592.
- [20] Palomo A, Blanco-Varela MT, Granizo ML, Puertas F, Vazquez T, Grutzeck MW. (1999). Chemical stability of cementitious materials based on metakaolin. *Cement and Concrete Research*, 29:997-1004.
- [21] Zhang M, Guo H, El-Korchi T, Zhang G, Tao M. (2013). Experimental feasibility study of geopolymer as the next-generation soil stabilizer. *Construction and Building Materials*, 47:1468-1478.
- [22] صدر ممتازی، ع.، کهنی خشکیجاری، ر. و لطفی عمران، ر.، (۱۳۹۴)، خواص مهندسی و دوام بتن خود تراکم حاوی ذرات نانو سیلیس با رویکرد دستیابی به درصدهای بهینه الیاف، مجله علمی پژوهشی تحقیقات بتن، ۸ (۲): ۳۴-۱۹.
- [23] Naaman AE, Wongtanakitcharoen T, Hauser G. (2005). Influence of Different Fibers on Plastic Shrinkage Cracking of Concrete. *ACI Materials Journal*, 102:49-58.
- [24] ACI Committee 544, Measurements of Properties of Fiber Reinforced Concrete, *ACI Materials Journal*, 1996.
- [25] Soroushian P. (1986). Secondary reinforcement adding cellulose fibers. *ACI Concrete International*: 28-38.
- [26] Qing Y, Zenan Z, Deyu K, Rongshen C. (2007). Influence of nano-SiO₂ addition on properties of hardened cement paste as compared with silica fume. *Construction and Building Materials*, 21:539-545.
- [27] Collepardi M, Ogoumah Olagot J, Troli R, Simonelli F, Collepardi S. (2007). Combination of silica fume, Fly Ash and Amorphous Nano Silica Super plasticized High Performance Concretes, Enco. In: *Engineering Concrete*. Ponzano Veneto, Italy.
- [28] Li G. (2004). Properties of high-volume fly ash concrete incorporating nano-SiO₂. *Cement and Concrete Research*, 34:1043-1049.
- [29] Nili M, Afroughsabet V. (2010). Combined Effect of Silica Fume and Steel Fibers on the Impact Resistance and Mechanical Properties of Concrete. *International Journal of Impact Engineering*, 37:879-886.
- [30] Vandewalle L. (2008). Hybrid Fiber Reinforced Concrete. In: *Int'l Conference Concrete: Construction's Sustainable Option*. Dundee, UK, 11-22.
- [31] Gao X, Yu QL, Yu R, Brouwers HJH. (2017). Evaluation of hybrid steel fiber reinforcement in high performance geopolymer composites. *Materials and Structures*, 50:165.
- [32] Asrani NP, Murali G, Parthiban K, Surya K, Prakash A, Rathika K, Chandru U. (2019). A feasibility of enhancing the impact resistance of hybrid fibrous geopolymer composites: Experiments and modelling. *Construction and Building Materials*, 203:56-68.

- [33] Alberti MG, Enfedaque A, Gálvez JC, Cánovas MF, Osorio IR. (2014). Polyolefin fiber-reinforced concrete enhanced with steel-hooked fibers in low proportions. *Materials & Design*, 60:57-65.
- [34] Han T-Y, Lin W-T, Cheng A, Huang R, Huang C-C. (2012). Influence of polyolefin fibers on the engineering properties of cement-based composites containing silica fume. *Materials & Design*, 37:569-576.
- [35] Deng Z, Shi F, Yin S, Tuladhar R. (2016). Characterisation of macro polyolefin fibre reinforcement in concrete through round determinate panel test. *Construction and Building Materials*, 121:229-235.
- [36] Celik A, Yilmaz K, Canpolat O, Al-mashhadani MM, Aygörmey Y, Uysal M. (2018). High-temperature behavior and mechanical characteristics of boron waste additive metakaolin based geopolymer composites reinforced with synthetic fibers. *Construction and Building Materials*, 187:1190-1203.
- [37] Momin AK, and Sawant RM. (2017). Evaluation of Split Tensile Strength of Fibre Reinforced Metakaolin Based Geopolymer Concrete. *Journal of Geotechnical Studies* 2 (2):1-9.
- [38] Zhao W, Wang Y, Wang x, and Wu D. (2016). Fabrication, mechanical performance and tribological behaviors of polyacetal-fiber-reinforced metakaolin-based geopolymeric composites. *Ceramics International* 42 (5):6329-6341.
- [39] ASTM C127-15, Standard Test Method for Relative Density (Specific Gravity) and Absorption of Coarse Aggregate, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2015.
- [40] ASTM C128-15, Standard Test Method for Relative Density (Specific Gravity) and Absorption of Fine Aggregate, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2015.
- [41] ASTM C136 / C136M-14, Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2014.
- [42] British Standards Institution, Testing Concrete: Method for Determination of the Compressive Strength of Concrete Cubes, BS1881: Part116: 1983, London.
- [43] ASTM C496 / C496M-17, Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017.
- [44] ASTM C1018-97, Standard Test Method for Flexural Toughness and First-Crack Strength of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam With Third-Point Loading) (Withdrawn 2006), ASTM International, West Conshohocken, PA, 1997.
- [45] مرادی خو، ا. و اسپرهم، ع.، (۱۳۹۷). مطالعه آزمایشگاهی نقش محلول‌های قلیایی مختلف و کیورینگ بر مقاومت فشاری بتن ژئوپلیمری بر پایه کوره آهن‌گدازی، کنفرانس ملی تحقیقات بنیادین در عمران، معماری و شهرسازی، تهران.
- [46] قنبری، م.، هادیان، ع. و نوربخش، ا.، (۱۳۹۶). اثر افزودن نانو سیلیس بر خواص ژئوپلیمرهای پایه متاکائولن، مجله علمی پژوهشی علم و مهندسی سرامیک، ۶ (۱): ۹۵-۸۵.
- [47] Zhang Z-h, Yao X, Zhu H-j, Hua S-d, Chen Y. (2009). Preparation and mechanical properties of polypropylene fiber reinforced calcined kaolin-fly ash based geopolymer. *Journal of Central South University of Technology*, 16:49-52.
- [48] Hua-jun Z, Xiao Y, Zu-hua Z. (2007). Optimum activated temperature of kaolin. *JOURNAL OF CENTRAL SOUTH UNIVERSITY OF TECHNOLOGY*, 14:131-134.
- [49] Yunsheng Z, Wei S, Zongjin L. (2006). Impact behavior and microstructural characteristics of PVA fiber reinforced fly ash-geopolymer boards prepared by extrusion technique. *Journal of Materials Science*, 41:2787-2794.

Experimental Study of the Effect of 2-Element Hybrid Copolymer Fibers and Nano-Silica Particles on Compressive, Tensile and Flexural Strengths of Metakaolin-Based Geopolymer Concrete

Amir Bahador Moradikhou¹, 1, Mir Hamid Hosseini², Azam Mousavi Kashi³, Fereshteh Emami⁴, Alireza Esparham⁵

1, 5-MSc. Student of civil, structural, and geotechnics engineering department, Islamic Azad University, Science and Research branch, Tehran, Iran

2, 4-Assistant professor of civil, structural, and geotechnics engineering department, Islamic Azad University, Science and Research branch, Tehran, Iran

3-Assistant professor of materials engineering department, Islamic Azad University, Science and Research branch, Tehran, Iran

Abstract

In recent years, geopolymers, as a new class of green cement binders, have gained significant attention as an environmental-friendly alternative to ordinary Portland cement. In this paper, the effect of 2-element hybrid fibers and nano-silica particles on compressive, tensile and flexural strengths of metakaolin-based geopolymer concrete, were studied. First, initially tests were conducted to reach the optimum mixture designs. Then, fibers were added in various ratios with nano silica particles to the concrete mixtures and geopolymer specimens were prepared to study the behavior of geopolymer fibers reinforced metakaolin-based concrete. After curing, specimens were subjected to the indirect tensile and 3-point flexural strengths tests. The test results showed that using 2-element hybrid fibers and nano-silica particles increases the compressive, tensile and flexural strengths of geopolymer concrete.

Keyword: Geopolymer, Fibers Reinforced Geopolymer Concrete, Hybrid Fibers, Metakaolin, Nano-Silica.

¹ Corresponding author: Amirbahador.mk@gmail.com

بررسی اثر الیاف میکرو و ماکروسنتتیک بر جمع شدگی ناشی از خشک

شدن بتن مقید

دریافت مقاله: ۱۳۹۸-۰۳-۰۸

پذیرش مقاله: ۱۳۹۸-۰۸-۱۳

اویس افضلی ننیز*

دکتری سازه دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی تهران

Oveys.afzali@sru.ac.ir

علیرضا دوست محمدی

کارشناسی ارشد زلزله دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی تهران

جعفر سبحانی

دانشیار عضو هیئت علمی مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

چکیده

هنگامی که بتن رطوبت خود را از دست می‌دهد دچار جمع شدگی و در نتیجه ترک خوردگی می‌شود. ترک‌ها علاوه بر آثار نامطلوب بر ظاهر بتن سبب کاهش مقاومت و دوام آن می‌شوند. یکی از دغدغه‌های مهم در مورد بتن و به‌ویژه بتن‌های مورد استفاده در کف‌سازی‌ها و رویه‌های بتنی بحث ترک خوردگی ناشی از جمع شدگی بتن است. از جمله راهکارهای کاهش اثرات ترک‌های جمع شدگی استفاده از الیاف در بتن است. هدف تحقیق حاضر ارزیابی و مقایسه اثر الیاف پلیمری میکرو و ماکرو بر جمع شدگی ناشی از خشک شدن بتن مقید و نیز مقاومت فشاری و مدول گسیختگی آن است. بدین منظور در فاز اول تحقیق اثر دو نوع از الیاف میکرو با نام‌های پلی‌پروپیلن و دوجزئی (پلیمری اصلاح شده) بر ترک خوردگی ناشی از جمع شدگی مقید بتن مورد بررسی قرار گرفت و الیاف بهینه فاز اول انتخاب گردید. نتایج فاز اول تحقیق نشان داد که الیاف پلی‌پروپیلن عملکرد بهتری در جهت افزایش زمان ایجاد نخستین ترک و کاهش حداکثر عرض ترک ایجاد شده دارد. از این‌رو الیاف پلی‌پروپیلن به‌منظور استفاده در فاز دوم تحقیق و در کنار الیاف ماکرو انتخاب شدند. فاز دوم تحقیق به بررسی اثر افزودن الیاف ماکرو پلیمری و نیز طرح هیبرید، حاوی هر دو نوع الیاف میکرو و ماکرو، بر ترک خوردگی ناشی از جمع شدگی و مقایسه آن با بتن بدون الیاف پرداخته شد. نتایج آزمایشگاهی به‌دست آمده در فاز دوم نشان می‌دهد که حضور الیاف ماکرو به سبب مدول الاستیسیته بالای این نوع از الیاف، تأثیر بسزایی بر ترک‌های جمع شدگی ناشی از خشک شدن داشته است. سن ترک خوردگی برای نمونه بتن شاهد، نمونه حاوی الیاف میکرو پلی‌پروپیلن، نمونه حاوی الیاف ماکرو پلیمری و طرح هیبرید به ترتیب برابر ۲/۷ روز، ۳/۹ روز، ۷ روز و ۷/۳ روز بوده است که نشان از تأثیر قابل توجه الیاف ماکرو بر سن ترک خوردگی دارد. همچنین نتایج نشان می‌دهد که استفاده از هر دو نوع الیاف میکرو و ماکرو در کنار هم (طرح هیبرید) بهترین عملکرد را در زمان ایجاد نخستین ترک و نیز کنترل عرض ترک داشته است.

کلمات کلیدی: الیاف ماکرو پلیمری، الیاف میکرو پلیمری، بتن الیافی، جمع شدگی بتن مقید.

استفاده از رویه‌های بتنی در کشورهای دیگر بسیار متداول است و دهه‌های زیادی از به‌کارگیری آن‌ها در کشورهای توسعه‌یافته سپری می‌شود اما در کشور ما باوجود مصالح کافی بنا به دلایلی همچون ارزان بودن قیمت قیر در سالهای پیش، معرفی نشدن گزینه‌های مناسب جایگزین و در مواردی نبود دانش فنی- اجرایی و تجهیزات موردنیاز، اجرا و ساخت این نوع رویه‌ها متداول نشده است. بااین‌وجود در سال‌های اخیر لزوم به‌کارگیری روسازی‌های بتنی در کشور ما بیش‌ازپیش موردتوجه قرارگرفته است. دراین‌بین افزایش طول عمر و دوام رویه‌های بتنی از مسائل قابل‌توجه فنی و اقتصادی می‌باشد [۱]. استفاده از میلگرد به‌منظور جلوگیری از گسترش ترک‌های ناشی از افت و حرارت در رویه بتنی به‌طور کامل کنترل‌کننده این مهم نبوده است و درنتیجه هزینه‌های نگهداری و تعمیر زیادی را در اثر چرخه‌های یخ زدن و آب‌شدن در پی خواهد داشت. ازاین‌رو استفاده از الیاف در رویه‌های بتنی با توجه به توصیه و دستورالعمل‌های آیین‌نامه‌ای افزایش گسترده‌ای در سطح جهان داشته است. استفاده از الیاف در بتن، یکی از روش‌های مؤثر برای کاهش ترک‌خوردگی، افزایش طاقت و جذب بهتر انرژی و نیز افزایش مقاومت کششی است.

از گذشته تاکنون انواع مختلفی از الیاف به‌منظور بهبود خواص مواد با پایه سیمانی استفاده شده است. بسیاری از الیاف از جمله فولادی، پلیمری یا طبیعی به‌طور گسترده در بتن استفاده می‌شود [۲]. این الیاف به‌طور قابل‌توجهی در خصوصیات، تأثیر، هندسه و هزینه باهم تفاوت دارند. الیاف پلیمری یکی از گزینه‌هایی است که استفاده از آن در بتن در سال‌های اخیر بیشتر موردتوجه قرارگرفته است. در حالت کلی الیاف پلیمری بسته به طول و قطر الیاف به دو دسته کلی ماکروپلیمری و میکروپلیمری تقسیم می‌شوند. قطر الیاف میکرو از ۵ تا ۱۰۰ میکرومتر بوده و این در حالی است که الیاف ماکرو قطری بالای ۰/۳ میلی‌متر دارند [۳]. استفاده از الیاف پلیمری (میکرو و ماکرو) در مواد سیمانی مصالحی تولید می‌کند که نظر مقاومت، شکل‌پذیری، سختی و دوام بهبود یافته‌اند. به‌منظور اصلاح رفتار بتن، با پیدایش نخستین ترک‌ها، الیاف با پل زدن بین ترک‌ها به شکل‌پذیری بعد از ترک‌خوردگی کمک می‌کنند [۲]. مدول الاستیسیته و مقاومت کششی از جمله ویژگی‌های دیگر مهم الیاف است که تأثیر قابل‌ملاحظه‌ای بر عملکرد و رفتار الیاف در بتن دارد. الیاف‌های با مدول و مقاومت بالا مانند الیاف کربن، فولاد، آزبست، شیشه و ماکروپلیمری باعث افزایش مقاومت و طاقت بتن می‌شوند در حالیکه الیاف‌هایی با مدول و مقاومت کم مانند پلی‌پروپیلن، نایلون و آکرلیک بیشتر در کنترل ترک‌های اولیه تأثیرگذار هستند [۴ و ۵].

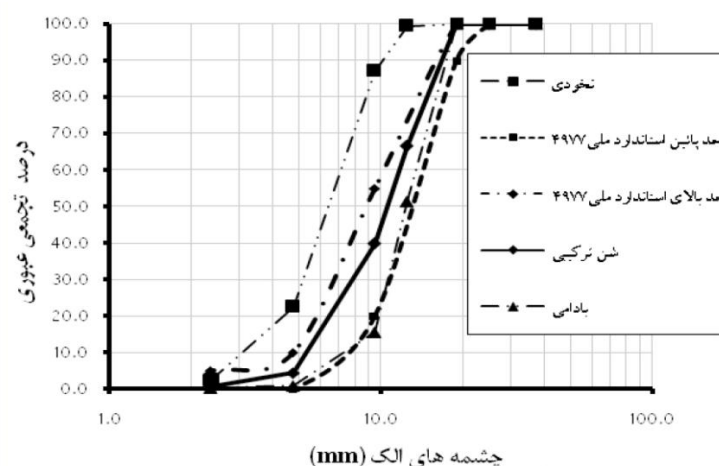
نتایج تحقیقات پیشین نشان می‌دهد که استفاده از یک نوع الیاف صرفاً می‌تواند در بازه محدودی در برابر گسترش ترک‌ها تأثیرگذار باشد و یا همچنین تنها یکی از خواص مقاومت و یا شکل‌پذیری را اصلاح کند [۶]. ترکیبی از دو یا چند الیاف را طرح هیبریدی می‌نامند. در مطالعات اخیر، استفاده از طرح‌های هیبریدی الیاف در ترکیبات سیمانی برای بدست آوردن ظرفیت کرنشی بالاتر، افزایش دوام و تولید محصول اقتصادی استفاده شده است. همچنین ترکیبات هیبریدی مزایای هر یک از الیاف در حالت منفرد را به‌طور تجمعی و یکجا دارد [۷ و ۸].

جمع شدگی ناشی از خشک شدن یکی از انواع جمع شدگی می‌باشد که به علت تبادل رطوبت ناشی از تغییرات رطوبت نسبی بین محیط و بتن بوجود می‌آید. این نوع جمع شدگی مهم‌ترین دلیل برای ایجاد ترک در سنین اولیه برای بتن‌های معمولی با نسبت‌های آب به مواد سیمانی حدود ۰/۴۵ می‌باشد [۹]. با این‌وجود نتایج پژوهش‌های پیشین نشان می‌دهد که افزودن الیاف به بتن باعث کاهش شدید ترک‌خوردگی و جمع شدگی بتن می‌شود [۱۰]. اهمیت جمع شدگی ناشی از خشک شدن از یک سو و پتانسیل استفاده از الیاف پلیمری در رویه‌های بتنی از سوی دیگر سبب شد تا در این مطالعه به ارزیابی و مقایسه اثر این نوع از الیاف بر جمع شدگی ناشی از خشک شدن بتن بپردازیم. بدین منظور در فاز اول تحقیق دو نوع از الیاف میکروپلیمری شامل پلی‌پروپیلن و دوجزئی (پلیمری اصلاح شده) مورد بررسی قرار گرفت. سپس در ادامه و در فاز دوم تحقیق با توجه به نتایج بدست آمده در فاز اول تحقیق طرح مخلوط‌های جدیدی به‌منظور بررسی اثر الیاف ماکرو و میکرو پلیمری (هیبرید) در نظر گرفته شد.

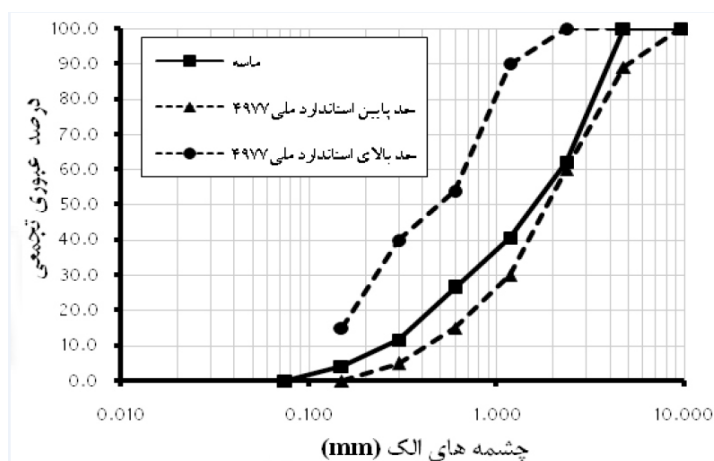
۲- برنامه آزمایشگاهی

۲-۱- مصالح مصرفی

مصالح مصرفی در این تحقیق شامل سنگدانه، سیمان، آب، افزودنی فوق روان کننده و الیاف پلیمری (ماکرو و میکرو) می باشد که در ادامه جزئیات آن آورده شده است. مصالح سنگی مورد استفاده از معدنی در غرب تهران تهیه شده است. سیمان بکارگرفته شده در ساخت کلیه نمونه ها، سیمان نوع ۲ تهران می باشد. خواص شیمیایی این مواد در جدول شماره ۱ آمده است. فوق روان کننده مورد استفاده با پایه پلی کربوکسیلات می باشد. آب مصرفی در ساخت نمونه ها آب شرب شهری است. شن مصرفی از نوع شن نخودی با چگالی و جذب آب به ترتیب برابر ۲/۵ و ۲/۵ درصد و نیز از نوع بادامی با چگالی و جذب آب به ترتیب برابر ۲/۶ و ۲/۹ درصد می باشد. دانه بندی شن و ماسه مصرفی به ترتیب در شکل های ۱ و ۲ نشان داده شده است. نسبت های دو نوع شن به گونه ای انتخاب شد که دانه بندی ترکیب آن دو نوع شن در محدوده استاندارد ملی ۴۹۷۷ قرار گیرد. همان طور که در شکل ۱ مشخص است دانه بندی شن ترکیبی در محدوده استاندارد قرار دارد. به منظور بررسی و مقایسه اثر الیاف میکرو و ماکرو پلیمری بر ترک خوردگی ناشی از جمع شدگی از دو تیپ الیاف میکرو پلیمری شامل الیاف پلی پروپیلن و الیاف دوجزئی و یک تیپ الیاف ماکرو پلیمری استفاده شده است.



شکل ۱- منحنی دانه بندی شن مصرفی در این تحقیق.



شکل ۲- منحنی دانه بندی ماسه مصرفی در این تحقیق.

جدول ۱- ترکیب شیمیایی سیمان مورد استفاده.

نوع ترکیب شیمیایی	SiO_2	CaO	Al_2O_3	Fe_2O_3	MgO	SO_3	K_2O	Na_2O
درصد	۱۷/۷	۶۴/۲	۳/۵	۴/۱	۲/۷	۳/۷	۰/۹	۰/۲

این الیاف از شرکت نانونخ و گرانول سیرجان تهیه شده است. مشخصات ظاهری و خواص مقاومتی این الیاف در جداول ۲ و ۳ آورده شده است.

جدول ۲- مشخصات الیاف میکروپلیمری مورد استفاده.

ردیف	نوع الیاف	شکل	طول mm	چگالی gr/cm ³	مقاومت کششی (MPa)	مدول الاستیسیته (GPa)
۱	الیاف پلی پروپیلن		۱۸	۰/۹۱	۳۵۰	۳/۵
۲	الیاف دوجزئی		۱۸	۱/۴	۳۰۰	۲/۸

جدول ۳- مشخصات الیاف ماکروپلیمری مورد استفاده.

ردیف	نوع الیاف	شکل	طول mm	چگالی gr/cm ³	مقاومت کششی (MPa)	مدول الاستیسیته (GPa)
۱	الیاف امباس مدول و مقاومت بالا بر پایه پلی الفین های اصلاح شده		۴۰	۰/۹۱	۶۰۰	۶/۸

۲-۲- طرح مخلوط‌ها

در فاز اول تحقیق دو نوع از الیاف میکروپلیمری شامل پلی پروپیلن و دوجزئی به میزان ۰/۲ درصد حجمی مورد بررسی قرار گرفت. جدول ۴ طرح مخلوط‌های استفاده شده در فاز اول تحقیق را نشان می‌دهد.

جدول ۴- طرح مخلوط‌های استفاده شده در فاز اول تحقیق.

نام طرح	w/c	سیمان Kg/m ³	شن نخودی با وضعیت *SSD Kg/m ³	شن بادامی با وضعیت *SSD Kg/m ³	ماسه با وضعیت *SSD Kg/m ³	الیاف میکرو دوجزئی (Vol %)	الیاف میکرو پلی پروپیلن (Vol %)
Control	۰/۴	۴۲۰	۱۸۰	۵۹۸	۹۰۰	۰	۰
FRC-Micro1	۰/۴	۴۲۰	۱۸۰	۵۹۸	۹۰۰	۰	۰/۲
FRC-Micro2	۰/۴	۴۲۰	۱۸۰	۵۹۸	۹۰۰	۰/۲	۰

*اختلاف رطوبت موجود مصالح با درصد جذب آب برای رسیدن به حالت SSD (اشباع با سطح خشک) لحاظ شده است.

در فاز دوم تحقیق به بررسی اثر الیاف پلیمری ماکرو بر ترک‌خوردگی ناشی از جمع شدگی و نیز مقایسه عملکرد این نوع الیاف با بهترین طرح از بین طرح‌های حاوی الیاف میکرو پرداخته شد. جدول شماره ۵، طرح مخلوط‌های فاز دوم تحقیق را نشان می‌دهد.

جدول ۵- طرح مخلوط‌های استفاده شده در فاز دوم تحقیق.

نام طرح	w/c	سیمان Kg/m ³	شن نخودی با وضعیت *SSD Kg/m ³	شن بادامی با وضعیت *SSD Kg/m ³	ماسه با وضعیت *SSD Kg/m ³	الیاف ماکرو- امباس (Vol %)	الیاف ماکرو- سینوسی (Vol %)	الیاف میکرو- پلی پروپیلن (Vol %)
Control	۰/۴	۴۲۰	۱۸۰	۵۹۸	۹۰۰	۰	۰	۰
FRC-Micro	۰/۴	۴۲۰	۱۸۰	۵۹۸	۹۰۰	۰	۰	۰/۲
FRC-Macro	۰/۴	۴۲۰	۱۸۰	۵۹۸	۹۰۰	۰/۲	۰	۰
FRC-Hybrid	۰/۴	۴۲۰	۱۸۰	۵۹۸	۹۰۰	۰/۲	۰/۲	۰

*اختلاف رطوبت موجود مصالح با درصد جذب آب برای رسیدن به حالت SSD (اشباع با سطح خشک) لحاظ شده است.

۳- روش‌های آزمون

۳-۱- آزمون‌های بتن تازه

در این مقاله آزمایش‌های بتن تازه شامل اسلامپ و آزمایش تعیین درصد هوا به ترتیب مطابق با استانداردهای ASTM C143 و ASTM C231 انجام شده است [۱۱ و ۱۲].

۳-۲-۲-آزمون‌های بتن سخت‌شده

۳-۲-۱-آزمون مقاومت فشاری

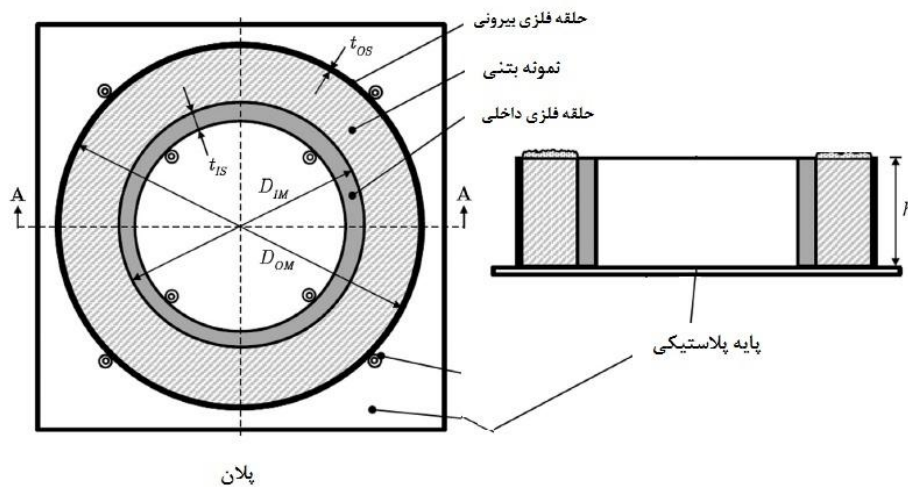
به‌منظور بررسی مقاومت فشاری بتن از آزمون‌های مکعبی با ابعاد $150 \times 150 \times 150$ میلی‌متر استفاده شد. تمام آزمون‌ها یک روز پس از ساخت قالب برداری شده و در سنین ۱۴،۷ و ۲۸ روز تحت آزمایش مقاومت فشاری طبق استاندارد BS 1881-116 قرار گرفتند [۱۳].

۳-۲-۲-آزمون مدول گسیختگی

آزمون مقاومت خمشی (مدول گسیختگی) بر روی آزمون‌های منشوری شکل با ابعاد $100 \times 100 \times 500$ میلی‌متر براساس استاندارد ASTM C78 [۱۴] و در سن ۲۸ روز انجام شد.

۳-۲-۳-جمع شدگی ناشی از خشک شدن بتن مقید

این آزمایش مطابق با استاندارد ASTM C1581 انجام شد [۱۵]. برای انجام این آزمایش نمونه‌های بتنی به شکل حلقه با ارتفاع ۱۵۰ میلی‌متر، قطر خارجی ۴۰۰ میلی‌متر و قطر داخلی ۳۰۰ میلی‌متر ساخته شدند. شکل ۳ جزئیات حلقه بتنی جهت انجام این آزمایش را نشان می‌دهد. بدین منظور حلقه‌های بتنی بر روی یک صفحه ضد آب قرار داده شدند و قسمت فوقانی آن‌ها با واکس پارافین جهت جلوگیری از خروج رطوبت پوشش داده شد. از دو کرنش‌سنج در وسط ارتفاع حلقه فولادی به‌صورت مقابل هم، جهت اندازه‌گیری کرنش حلقه فولادی استفاده شد. تمام داده‌های مربوط به کرنش‌سنج‌ها با استفاده از یک دستگاه داده‌برداری ثبت شد. شکل ۴ تصویری از حین انجام این آزمایش را نشان می‌دهد.



شکل ۳- جزئیات قالب رینگ بر طبق استاندارد ASTM C1581



شکل ۴- آزمایش جمع شدگی ناشی از خشک شدن بتن مقید.

۴- نتایج و بحث

۴-۱- نتایج فاز اول تحقیق (بتن حاوی الیاف پلیمری میکرو)

۴-۱-۱- خواص بتن تازه

جدول ۶ نتایج مشخصات بتن تازه شامل میزان اسلامپ و درصد هوا برای طرح مخلوط‌های مورد استفاده در فاز اول تحقیق را نشان می‌دهد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود اسلامپ کلیه طرح‌ها در محدوده 60 ± 10 میلی‌متر و درصد هوا در محدوده 1 ± 3 قرار دارد.

جدول ۶- خواص بتن تازه در فاز اول تحقیق.

نام طرح	اسلامپ (میلی‌متر)	درصد هوا (%)
Control	۷۰	۲/۸
FRC-Micro1	۵۰	۳
FRC-Micro2	۶۰	۳/۲

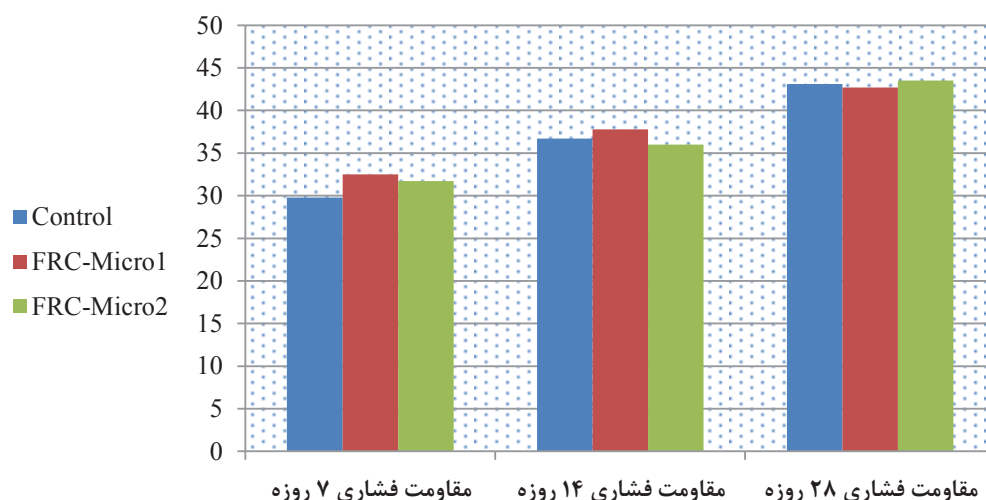
۴-۱-۲- خواص بتن سخت شده

۴-۱-۲-۱- مقاومت فشاری و مدول گسیختگی

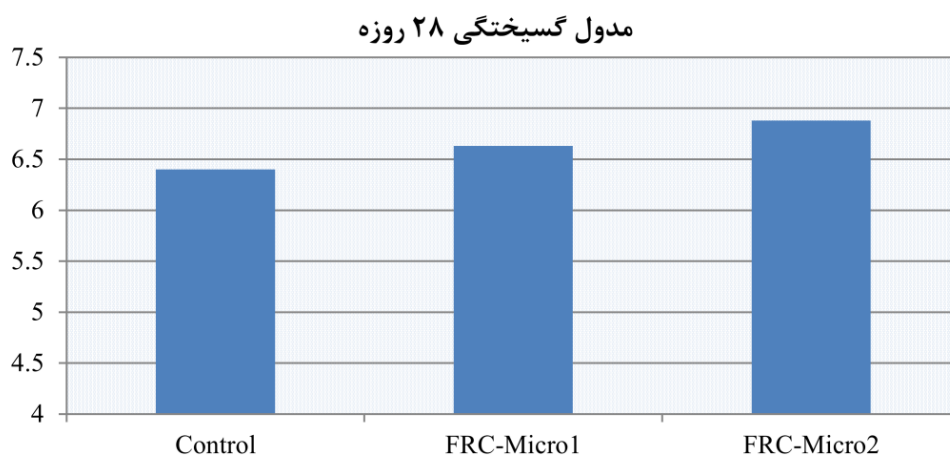
شکل ۵ نتایج مقاومت فشاری طرح مخلوط‌های بتن حاوی الیاف میکروپلیمری در مقایسه با بتن شاهد را در سنین ۷، ۱۴ و ۲۸ روز نشان می‌دهد. این نتایج مربوط به میانگین ۳ نمونه آزمایش شده برای هر طرح در هر سن می‌باشد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود استفاده از الیاف میکروپلیمری پلی پروپیلن (FRC-Micro1) و دوجزئی (FRC-Micro2) تاثیر چندانی بر مقاومت فشاری نداشته است. مقاومت فشاری بتن بیش از هر چیزی به مقاومت سنگ‌دانه‌ها، خمیر سیمان و اتصال بین این دو ناحیه است و افزودن الیاف میکروپلیمری حتی در صورتی که نمونه‌ها به خوبی متراکم شده باشند تأثیر اندکی بر بهبود مقاومت فشاری خواهد داشت. به‌طور کلی مقاومت فشاری تمام نمونه‌های بتنی با افزایش سن افزایش پیدا می‌کند که این نشان از پیشرفت و تکمیل فرآیند هیدراتاسیون نمونه‌ها با افزایش سن دارد. همچنین با تشکیل ژل سیلیکات کلسیم هیدراته بیشتر ناحیه انتقال بین خمیر و سنگ‌دانه بهبود یافته و باعث افزایش مقاومت فشاری شده است.

شکل ۶ نتایج آزمایش مدول گسیختگی طرح مخلوط‌های بتن حاوی الیاف پلیمری میکرو در مقایسه با نمونه بتن شاهد را در سن ۲۸ روز نشان می‌دهد. همان‌طور که در نمودار مشاهده می‌شود الیاف میکروپلیمری مورد استفاده در فاز

اول تأثیر افزایش زیادی بر مدول گسیختگی نداشته است. درواقع الیاف پلیمری میکرو بیشتر نقش کنترل ترک را برعهده داشته و به سبب طول کوتاه و نیز مدول الاستیسیته پایین قادر به افزایش حداکثر بار خمشی نیست.



شکل ۵- نتایج آزمایش مقاومت فشاری در فاز اول تحقیق.

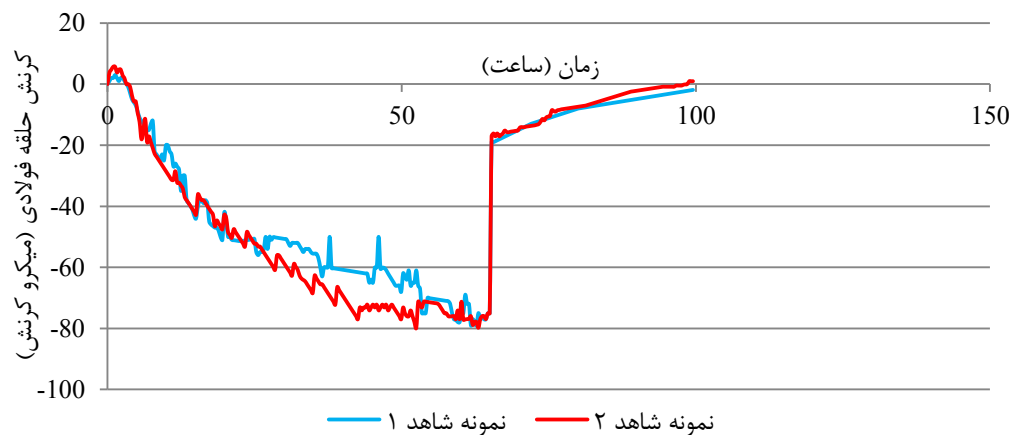


شکل ۶- نتایج آزمایش مدول گسیختگی در فاز اول تحقیق.

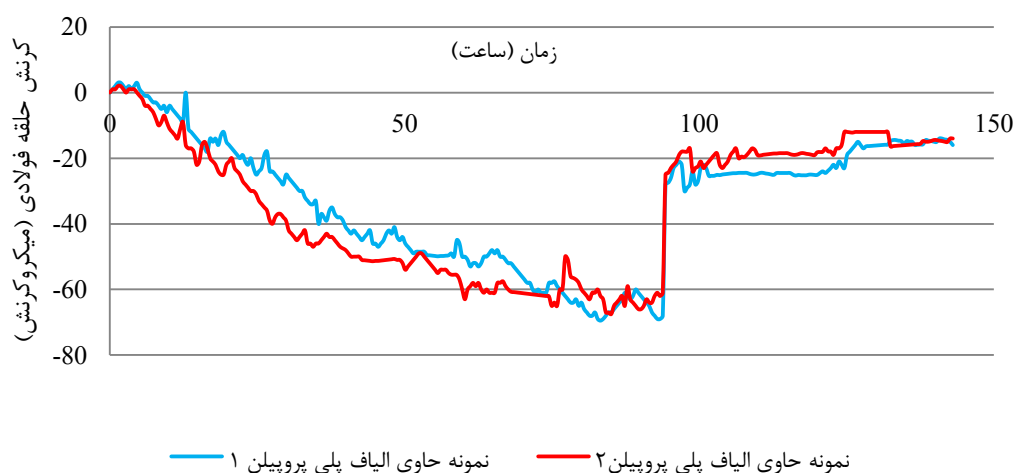
۴-۱-۲-۲- جمع شدگی ناشی از خشک شدن بتن مقید

این آزمایش پتانسیل ترک خوردگی مخلوط‌های بتنی الیافی در جلوگیری و کنترل ترک‌های ناشی از جمع شدگی در سنین اولیه را نشان می‌دهد. سن ترک خوردگی با استفاده از نمودارهای کرنش-زمان بررسی شد. شکل‌های ۷ تا ۹ نتایج مربوط به کرنش حلقه فولادی در مقابل زمان را به ترتیب برای نمونه شاهد، نمونه حاوی الیاف پلی‌پروپیلن و نمونه حاوی الیاف دوجزئی نشان می‌دهد. همچنین نتایج متوسط سن ترک خوردگی و عرض ترک برای طرح مخلوط‌های بتنی فاز اول تحقیق در جدول ۷ نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل‌های ۷ تا ۹ مشاهده می‌شود، استفاده از هر دو نوع الیاف میکروپلیمری سبب بهبود سن ترک خوردگی در مقایسه با نمونه شاهد شده است. علاوه بر این، نتایج نشان می‌دهد که الیاف میکرو پلی‌پروپیلن عملکرد بهتری در مقایسه با نمونه میکرو دوجزئی داشته است به گونه‌ای که این استفاده از این الیاف سن ترک خوردگی بتن نسبت به نمونه شاهد را به میزان

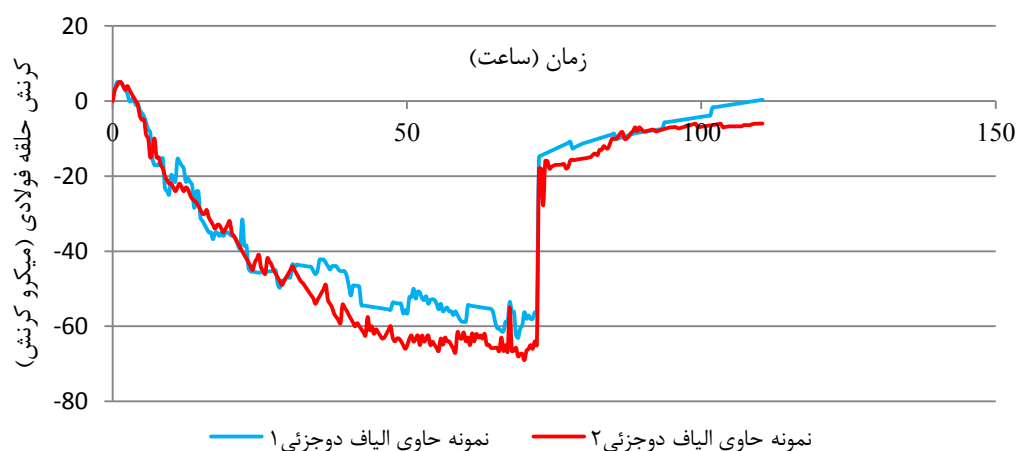
۴۰ درصد افزایش داده است. علاوه بر این کمترین عرض ترک در سن ۲۸ روز مربوط به نمونه حاوی الیاف میکروپلی پروپیلن بوده است. دلیل عملکرد بهتر الیاف پلی پروپیلن می‌تواند به خواص فیزیکی (مدول و مقاومت کششی) این الیاف نسبت داده شود.



شکل ۷- نمودار کرنش حلقه فولادی- زمان برای نمونه شاهد.



شکل ۸- نمودار کرنش حلقه فولادی- زمان برای نمونه حاوی الیاف پلی پروپیلن.



شکل ۹- نمودار کرنش حلقه فولادی- زمان برای نمونه حاوی الیاف دوجزئی.

جدول ۷- نتایج آزمایش جمع شدگی مقید مطابق با استاندارد ASTM C1581 برای طرح مخلوط‌های فاز اول تحقیق.

نام طرح	زمان ایجاد ترک (روز)	حداکثر عرض ترک آزمونه در سن ۲۸ روز (میلی‌متر)	متوسط نرخ ایجاد تنش در حلقه فولادی (مگاپاسکال بر روز)
Control	۲/۷۵	۱/۰۵	۰/۹۶
FRC-Micro1	۳/۹	۰/۷۵	۰/۷۹
FRC-Micro2	۲/۹۶	۰/۸	۰/۸۲

۲-۴- نتایج فاز دوم تحقیق (بتن حاوی الیاف پلیمری ماکرو)

۱-۲-۴- خواص بتن تازه

جدول ۸ نتایج مشخصات بتن تازه شامل میزان اسلامپ و درصد هوا برای طرح مخلوط‌های مورد استفاده در فاز دوم تحقیق را نشان می‌دهد.

جدول ۸- خواص بتن تازه در فاز دوم تحقیق

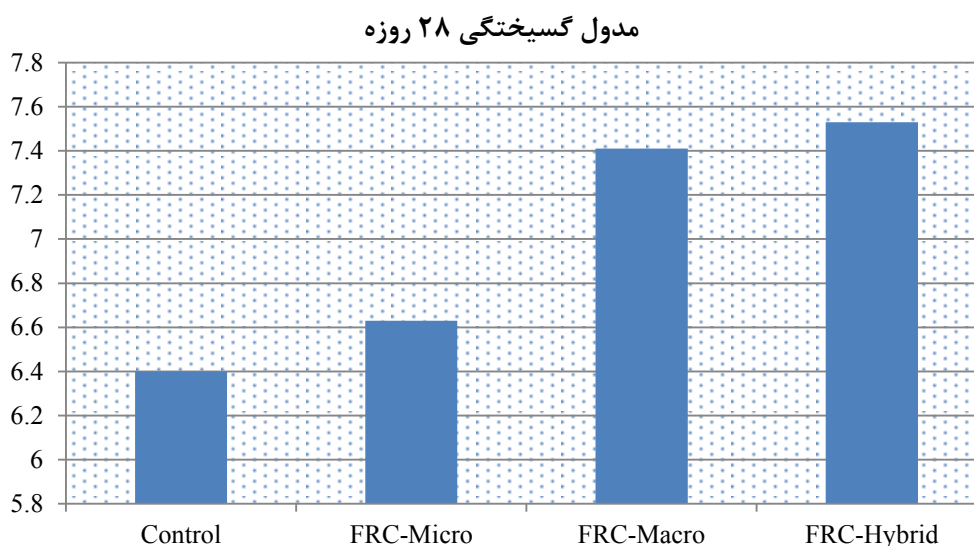
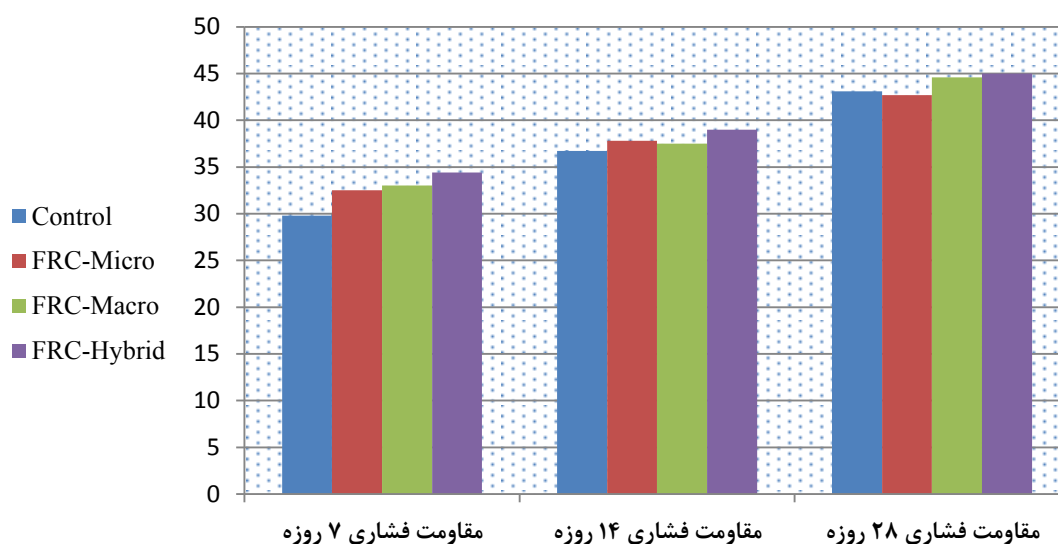
نام طرح	اسلامپ (میلی‌متر)	درصد هوا (%)
Control	۷۰	۲/۸
FRC-Micro	۵۰	۳
FRC-Macro	۶۰	۴
FRC-Hybrid	۵۰	۳/۶

۲-۲-۴- خواص بتن سخت شده

۱-۲-۲-۴- مقاومت فشاری و مدول گسیختگی

نتایج مقاومت فشاری در سنین ۱۴،۷ و ۲۸ روز برای طرح مخلوط‌های فاز دوم در شکل ۱۰ نشان داده شده است. همانند فاز اول تحقیق، استفاده از الیاف پلیمری ماکرو نیز تأثیر قابل‌ملاحظه‌ای بر مقاومت فشاری نداشته است و افزایش ناچیز مقاومت فشاری ناشی از جذب انرژی الیاف تحت تنش‌های وارده است. درواقع عملکرد الیاف بعد از ترک‌خوردگی شروع شده و الیاف اثر چندانی بر حداکثر بار شکست ندارد. نتایج بدست آمده با نتایج تحقیقات پیشین در خصوص اثر الیاف پلیمری بر مقاومت فشاری بتن همخوانی دارد [۱۶]. همچنین قابل مشاهده است مقاومت فشاری تمام نمونه‌های بتنی با افزایش سن افزایش پیدا می‌کند که این نشان از پیشرفت و تکمیل فرآیند هیدراتاسیون نمونه‌ها با افزایش سن دارد.

نتایج آزمایش مدول گسیختگی طرح مخلوط‌های فاز دوم تحقیق در شکل ۱۱ آورده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، مدول گسیختگی تمام طرح‌ها از مدول گسیختگی نمونه‌های شاهد بیشتر شده است. نتایج نشان می‌دهد الیاف ماکروپلیمری در مقایسه با الیاف میکرو پلیمری تأثیرافزایی بیشتری بر مدول گسیختگی داشته است. این افزایش برای طرح حاوی فقط الیاف ماکروپلیمری ۱۵ درصد و برای طرح هیبرید ۱۷ درصد بوده است. مدول الاستیسیته و مقاومت کششی بالاتر و نیز طول بلندتر این الیاف می‌تواند دلیل بهبود مدول گسیختگی در حالت استفاده از الیاف ماکروپلیمری باشد.

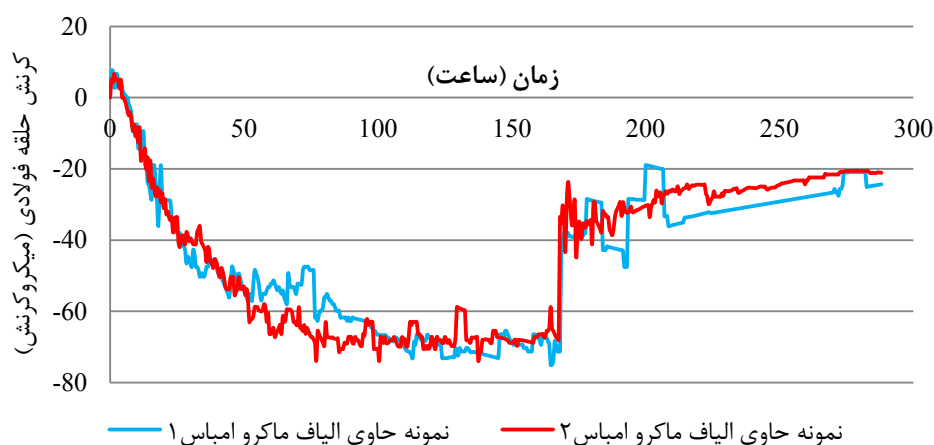


۴-۲-۲-۲- جمع شدگی ناشی از خشک شدن بتن مقید

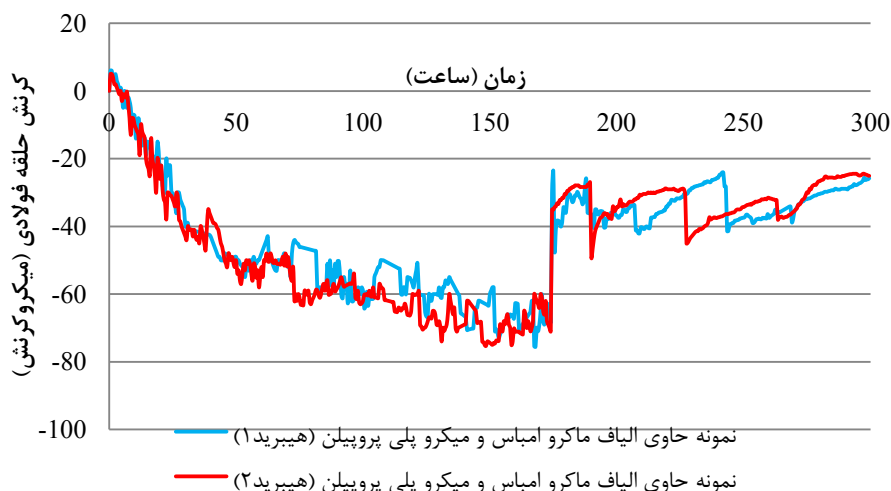
در آزمایش حلقه فولادی به عنوان یک قید عمل کرده و عامل ایجاد تنش کششی در نمونه های حلقوی در حین جمع شدگی ناشی از خشک شدن می شود. اگر این تنش از مقاومت کششی بتن بیشتر شود سبب ایجاد ترک در نمونه می شود. نتایج به دست آمده در فاز دوم تحقیق نشان داد که استفاده از الیاف ماکروپلیمری تأثیر قابل توجهی بر سن ترک خوردگی بتن داشته است. احتمالاً مدول الاستیسیته و مقاومت کششی بالاتر این الیاف سبب بهبود مقاومت در برابر ترک خوردگی در سنین اولیه شده است. همان طور که پیش از این اشاره شد سن ترک خوردگی با استفاده از نمودارهای کرنش- زمان بررسی می شود. شکل های ۱۲ و ۱۳ نتایج مربوط به کرنش حلقه فولادی در مقابل زمان را به ترتیب برای نمونه حاوی الیاف ماکروپلیمری امباس و نمونه هیبرید حاوی هر دو نوع الیاف ماکرو و میکرو نشان می دهد. لازم به ذکر است که نمودارهای مربوط به نمونه شاهد و نمونه حاوی الیاف میکروپلی، پیوپیلن

در فاز اول تحقیق آورده شده و از آوردن آن‌ها در این قسمت خودداری شده است. همان‌طور که در نمودارهای شکل ۱۲ و ۱۳ مشاهده می‌شود با ایجاد نخستین ترک در بتن به سبب رها شدن تنش‌ها، افت ناگهانی کرنش (بیش از ۳۰ میکروکرنش) رخ داده است. در نمونه‌های شاهد این تنش‌ها بلافاصله بعد از ایجاد اولین ترک آزاد شده و سبب می‌شود که مقدار کرنش به صفر برسد. حال آنکه در نمونه‌های حاوی الیاف با ایجاد شدن اولین ترک، الیاف وارد عمل شده و با پل زدن بین دو طرف ترک سبب افزایش ظرفیت کششی و فراهم کردن زمان برای تحمل تنش‌های بیشتر می‌شود. به عبارت دیگر اضافه کردن الیاف به بتن سبب کاهش تدریجی کرنش به سمت صفر و در نتیجه افزایش سن اولیه ترک‌خوردگی خواهد شد. نتایج فاز دوم تحقیق نشان داد که طرح هیبرید (حاوی هر دو نوع الیاف ماکرو و میکرو) بهترین عملکرد را در به تأخیر انداختن ترک‌خوردگی اولیه داشته است.

جدول ۹ نتایج متوسط سن ترک‌خوردگی و عرض ترک برای طرح مخلوط‌های بتنی فاز دوم تحقیق نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود سن ترک‌خوردگی برای نمونه بتن شاهد، نمونه حاوی الیاف میکرو پلی‌پروپیلن، نمونه حاوی الیاف ماکرو پلیمری و طرح هیبرید به ترتیب برابر ۲/۷۵ روز، ۳/۹ روز، ۷/۰۱ روز و ۷/۳ روز بوده است که نشان از تأثیر قابل‌توجهی الیاف ماکرو بر سن ترک‌خوردگی دارد. همچنین حداکثر عرض ترک در سن ۲۸ روز در نمونه حاوی الیاف ماکرو پلیمری و طرح هیبرید به ترتیب برابر ۰/۴۵ و ۰/۴ میلی‌متر بوده است که نسبت به نمونه شاهد با حداکثر عرض ترک ۱/۰۵ میلی‌متر کاهش قابل‌ملاحظه‌ای داشته است. عرض ترک ایجاد شده در بتن ارتباط مستقیمی با نفوذپذیری بتن در مقابل حملات خوردگی یونهای تهاجمی دارد. کاهش عرض ترک می‌تواند منجر به بهبود خصوصیات مکانیکی و دوام رویه‌های بتنی الیافی شود.



شکل ۱۲- نمودار کرنش حلقه فولادی- زمان برای نمونه حاوی الیاف ماکرو امباس.

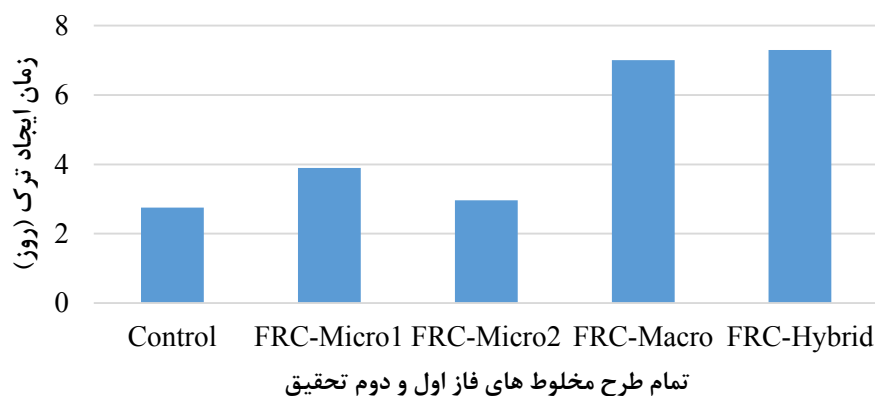


شکل ۱۳- نمودار کرنش حلقه فولادی- زمان برای نمونه حاوی الیاف ماکرو امباس و میکرو پلی پروپیلن (هیبرید).

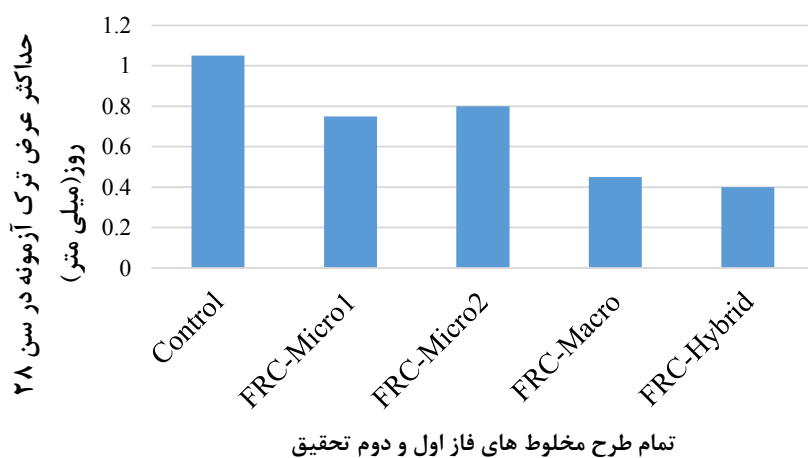
جدول ۹- نتایج آزمایش جمع شدگی مقید مطابق با استاندارد ASTM C1581 برای طرح مخلوط‌های فاز دوم تحقیق.

نام طرح	زمان ایجاد ترک (روز)	حداکثر عرض ترک آزمونه در سن ۲۸ روز (میلی‌متر)	متوسط نرخ ایجاد تنش در حلقه فولادی (مگاپاسکال بر روز)
Control	۲/۷۵	۱/۰۵	۰/۹۶
FRC-Micro	۳/۹	۰/۷۵	۰/۷۹
FRC-Macro	۷/۰۱	۰/۴۵	۰/۳۶
FRC-Hybrid	۷/۳	۰/۴	۰/۳۲

همچنین به منظور مقایسه راحت‌تر نتایج بدست آمده در فاز اول و دوم تحقیق، شکل‌های ۱۴ و ۱۵ به ترتیب زمان ایجاد نخستین ترک (روز) و همچنین حداکثر عرض ترک برای کل طرح مخلوط‌های ساخته شده در این تحقیق را نشان می‌دهند. همان‌طور که مشاهده می‌شود در مجموع فاز اول و دوم تحقیق طرح مخلوط هیبرید (حاوی الیاف میکرو و ماکرو) بهترین عملکرد را از لحاظ افزایش سن ترک‌خوردگی و کاهش حداکثر عرض ترک ایجاد شده داشته است.



شکل ۱۴- مقایسه زمان ایجاد نخستین ترک (روز) در نمونه‌های ساخته شده در این تحقیق.



شکل ۱۵- مقایسه حداکثر عرض ترک آزمونه در سن ۲۸ روز (میلی‌متر)

۵- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

در این تحقیق به بررسی اثر استفاده از الیاف پلیمری میکرو و ماکروپلیمری بر کنترل ترک‌خوردگی جمع شدگی ناشی از خشک شدن مانند زمان ایجاد اولین ترک، حداکثر عرض ترک و متوسط نرخ ایجاد تنش در حلقه فولادی با استفاده از آزمایش حلقه مقید مطابق استاندارد ASTM C1581 پرداخته شد. همچنین اثر افزودن الیاف بر روی برخی خواص مکانیکی بتن نظیر مقاومت فشاری و مدول گسیختگی نیز مورد مطالعه قرار گرفت. بدین منظور در فاز اول تحقیق دو نوع از الیاف میکروپلیمری شامل پلی پروپیلن و دوجزئی مورد بررسی قرار گرفت. در فاز دوم تحقیق طرح مخلوط‌های حاوی الیاف ماکروپلیمری و نیز طرح مخلوط هیبرید (حاوی هر دو نوع الیاف ماکرو و میکرو) مورد ارزیابی قرار گرفتند. نتایج بدست آمده از این تحقیق نشان می‌دهد:

- ۱- استفاده از الیاف پلیمری (ماکرو و میکرو) تأثیر قابل‌ملاحظه‌ای بر مقاومت فشاری نداشته است.
- ۲- الیاف میکروپلیمری مورد استفاده در فاز اول تأثیر افزایشی زیادی بر مدول گسیختگی نداشته حال آنکه نتایج فاز دوم تحقیق نشان داد که الیاف ماکروپلیمری در مقایسه با الیاف میکرو پلیمری تأثیرافزایشی بیشتری بر مدول گسیختگی داشته است. این افزایش برای طرح حاوی فقط الیاف ماکروپلیمری ۱۵ درصد و برای طرح هیبرید ۱۷ درصد بوده است.
- ۳- استفاده از هر دو نوع الیاف میکروپلیمری سبب بهبود سن ترک‌خوردگی در مقایسه با نمونه شاهد شده است. با این وجود الیاف میکرو پلی پروپیلن عملکرد بهتری در مقایسه با نمونه میکرو دوجزئی داشته است. استفاده از الیاف میکرو پلی پروپیلن سن ترک‌خوردگی بتن نسبت به نمونه شاهد را به میزان ۴۰ درصد افزایش داده است.
- ۴- نتایج به دست آمده در فاز دوم تحقیق نشان داد که استفاده از الیاف ماکروپلیمری تأثیر قابل توجهی بر بهبود سن ترک‌خوردگی و نیز کاهش حداکثر عرض ترک در سن ۲۸ روز داشته است. کاهش عرض ترک می‌تواند منجر به افزایش خصوصیات مکانیکی و دوام رویه‌های بتنی الیافی شود.
- ۵- در بین طرح‌های بررسی شده در این تحقیق طرح هیبرید یعنی طرح حاوی هر دو نوع الیاف ماکروپلیمری و میکروپلیمری بهترین عملکرد را داشته است.

۶- تقدیر و تشکر

کلیه آزمایش‌های این تحقیق با همکاری بخش بتن مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی و همچنین آزمایشگاه دانشکده مهندسی عمران دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی انجام شده و همچنین الیاف این تحقیق نیز توسط شرکت نانو نخ و گرانول سیرجان تامین شده است. نویسندگان این مقاله بدین وسیله از همکاری عوامل یاد شده تقدیر و تشکر می‌نمایند.

مراجع

- [1] Pigeon, M., Marchand, J. and Pleau, R. (1996), "Frost resistant concrete". *Construction and Building Materials*, Vol 10(5), pp 339-48.
- [2] Bentur, A and Mindess, S. (2006), "Fibre Reinforced Cementitious Composites". by CRC Press, Second Edition.
- [3] Fallah, S., and Nematzadeh, M. (2017), "Mechanical properties and durability of high-strength concrete containing macro-polymeric and polypropylene fibers with nano-silica and silica fume", *Construction and Building Materials*, Vol 132, pp170-187.
- [4] Soe, K.T., Zhang, Y. X., and Zhang, L. C. (2013), "Material properties of a new hybrid fibre-reinforced engineered cementitious composite", *Construction and Building Materials*, Vol 43, pp 399-407.

- [5] Halvaei, M., Jamshidi, M., Pakravan, H. R., and Latifi, M. (2015), "Interfacial bonding of fine aggregate concrete to low modulus fibers", *Construction and Building Materials*, Vol 95, pp117-123.
- [6] Banthia, N., and Gupta, R. (2004), "Hybrid fiber reinforced concrete (HyFRC): fiber synergy in high strength matrices. ", *Materials and Structures*, Vol 37 (10), pp707-716.
- [7] Banthia, N., and Soleimani, S.M. (2005), "Flexural response of hybrid fiber-reinforced cementitious composites. ", *ACI Materials journal*, Vol 102(6), pp 382.
- [8] Banthia, N., and Nandakumar, N. (2003), "Crack growth resistance of hybrid fiber reinforced cement composites", *Cement and Concrete Composites*, Vol 25(1), pp3-9.
- [9] Monteiro, P. (2006), "Concrete: Microstructure, Properties, and Materials", McGraw-Hill Publishing.
- [10] Hwang, C.L., Tran, V.A., Hong, J.W., Hsieh, Y.C. (2016), "Effects of short coconut fiber on the mechanical properties, plastic cracking behavior, and impact resistance of cementitious composites", *Construction and Building Materials*, Vol 127, pp 984-992.
- [11] ASTM C143 / C143M-15a, Standard Test Method for Slump of Hydraulic-Cement Concrete, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2015, www.astm.org.
- [12] ASTM C231 / C231M-17a, Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Pressure Method, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017, www.astm.org.
- [13] BS 1881-116:1983, Testing Concrete Part 116: Method for determination of compressive strength of concrete cubes, AMD 6097: July 1989; AMD 6720: July 1991.
- [14] ASTM C78-09, Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading), ASTM International, West Conshohocken, PA, 2009, www.astm.org.
- [15] ASTM C1581 / C1581M-18a. (2018), "Standard Test Method for Determining Age at Cracking and Induced Tensile Stress Characteristics of Mortar and Concrete under Restrained Shrinkage", ASTM International, West Conshohocken.
- [16] Banthia, N. (2010), "Report on the Physical Properties and Durability of Fiber Reinforced Concrete", ACI 544.5 R-10, Reported by ACI Committee 544 1-3.

The Effects of Micro and Macro Synthetic Fibers on Drying Shrinkage of Restrained Concrete

Oveys Afzali-Naniz*

Department of Civil Engineering, Shahid Rajaee Teacher Training University, Lavizan, Tehran, Iran

Alireza Doostmohammadi

Department of Civil Engineering, Shahid Rajaee Teacher Training University, Lavizan, Tehran, Iran

Jafar Sobhani

Associate professor, Road, Housing and Urban Development Research Center (BHRC), Tehran 13145-1696, Iran

Abstract

When concrete loses its moisture, it shrinks and results in cracking. In addition to undesirable effects on the appearance of concrete, cracks reduce its strength and durability. Fibers are used in concrete in order to control shrinkage cracks. The goal of this study is to evaluate the effects of micro and macro synthetic fiber in reducing the drying shrinkage and cracking under restrained conditions. For this purpose, in the first phase of the study, the effects of two types of microfibers, polypropylene and double-part, were selected. The results of the first phase of the study showed that polypropylene fibers have a better performance in improving initial cracking time and reducing the maximum crack width. The second phase of the study investigated the effect of macro synthetic fibers as well as the micro and macro synthetic fibers, hybrid mixes, in reducing the drying shrinkage of restrained conditions. The experimental results obtained in the second phase showed that the presence of macro synthetic fibers, due to the high modulus of elasticity, had a significant effect on drying shrinkage. The results also showed that the hybrid mixes had the best performance.

Keywords: *Macro-synthetic fiber, Micro-synthetic fiber, Concrete fiber, Shrinkage cracking.*

طبقه بندی، الزامات، روش اجرا و نحوه ی اندازه گیری مضرس سازی رویه های بتنی: مطالعه موردی آزادراه تهران – شمال

دریافت مقاله: ۱۳۹۷-۰۳-۰۸

پذیرش مقاله: ۱۳۹۸-۰۸-۱۳

مهدی چینی*

استادیار مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

پرهام حیاتی

استادیار دانشگاه علوم و تحقیقات تهران

چکیده

هدف از عملیات مضرس کاری ایجاد سطحی ایمن از طریق ایجاد مقاومت اصطکاکی کافی پس از اجرای بتن تازه می باشد که با استفاده از کشیدن انواع مواد مختلف بر روی بتن تازه جهت ایجاد زبری کافی قبل از سفت شدن آن انجام می شود، به این ترتیب پتانسیل پدیده هیدرو پلانینگ و سرخوردگی ناشی از رطوبت جاده کاهش می یابد. ملاحظات شامل ایمنی، کیفیت رانندگی در جاده، صدای تولید شده و فاکتور اقتصاد عملیات اجرایی می بایست در این خصوص رعایت شوند. ویژگی ها و مشخصات لازم از طریق عرض، عمق و فاصله شیارها، طول موج و دامنه صدای تولید شده، جهت و سمت اجرای شیارها و سایر فاکتورهای مرتبط می بایست کنترل شوند. به منظور مشخص شدن عملیات مضرس کاری در این مقاله انواع طبقه بندی بافت سطوح روسازی، روش های اجرایی مضرس سازی، مشخصات سطح روسازی و روش های اندازه گیری آن و الزامات مضرس سازی مطابق با راهنمای انجمن روسازی بتنی آمریکا (ACPA) پرداخته شده است. در ادامه نحوه مضرس کاری در پروژه آزاد راه تهران – شمال با توجه به کاربرد فینشرهای مختلف و اجرای دستی و ماشینی (TCM) و نتایج آزمون پاندول انگلیسی و مقایسه آن با سطح روسازی بتن آسفالتی ارائه شده است. نتایج نشان می دهد عملیات مضرس کاری با دستگاه TCM دارای عدد پاندول بیشتر و تامین میزان مورد نظر در صورت رعایت ضوابط و الزامات اجرایی پس از عمل آوری می باشد.

کلمات کلیدی : عملیات مضرس کاری، روسازی بتنی درزدار، پاندول انگلیسی، آزادراه تهران – شمال.

عملیات مضرس کاری در گذر زمان از تک عامل تامین کننده اصطکاک به سمت بهبود زهکشی سطحی و کاهش صوت تولیدی از ترافیک عبوری پیش رفته است. پیش از سال ۱۹۶۷ میلادی بیشتر عملیات مضرس کاری سطوح بتنی در ایالات متحده با استفاده از کشیدن چتایی (کنف) انجام می گرفت، در حالی که در آن زمان حداقل ضریب اصطکاک لازم در برخی از ایالات آمریکا را تامین نمی کرد. متعاقبا دیگر روش ها نیز جهت افزایش ویژگی های ایمنی و اصطکاک توسعه پیدا کردند که متداول ترین آن ها روش خراش عرضی عمود بر جهت عبور ترافیک بود که توسط نیل در سال ۱۹۸۵ انجام گرفت. همزمان با افزایش تدریجی حجم ترافیک شهری، تولید صدای ناشی از برخورد تایر با روسازی به عنوان یک پدیده نگران کننده مطرح شد. در سال ۱۹۷۳ موسسه ^۱ FHWA استانداردها و معیارهای صدای تولید شده در پروژه های آزادراهی را تدوین و منتشر کرد که از آن تاریخ به بعد بارها به روز رسانی شده است. هزینه های زیاد مرتبط با ایجاد دیوارهای صوتی (صداگیر) در جاده ها اهمیت استفاده از روسازی با کمترین صدای چرخ ترافیک عبوری را دو چندان کرد، لذا روش های مضرس سازی مورد ارزیابی دقیق قرار گرفتند و به تدریج روش های دیگری نیز به عنوان جایگزین در کنار روش خراش عرضی مطرح شدند که از آن جمله می توان به روش های خراش طولی که

در سال ۱۹۷۸ در ایالت کالیفرنیا اجرا شد و روش های خراش عرضی متغیر (تصادفی) اریب و عمود که در مقایسه با روش خراش عرضی صدای کمتری تولید می کنند، اشاره کرد [۱]. سایر روش هایی که در جهت کاهش صدای روسازی بعد ها رایج شدند شامل روش برش الماسه، شیارزنی، بتن نمایان و بتن متخلل می باشند. هدف بسیاری از تحقیقات علمی در گذشته، حال و آینده شناسایی روش بهینه مضرس سازی در شرایط متفاوت جاده ای و محیط زیستی است به نحوی که در نهایت سطحی ایمن، هموار، راحت و بدون سر و صدای ناشی از تردد داشته باشیم.

جهت ایجاد مضرس در بتن تازه و خمیری شکل از روش کشیدن چتایی، چمن مصنوعی و یا یا جارو زنی پشت سر فینیشر استفاده می شود. همچنین می توان از یک شن کش فلزی جهت ایجاد مضرس های طولی یا عرضی استفاده کرد. در مواردی که بتن سخت شده باشد، متداول ترین روش استفاده از برش الماسه می باشد که با استفاده از درام چرخنده دارای ابزار تیغه الماسه و تنظیم فاصله تیغه ها، شیارها مطابق الگوی مورد نظر و مشخص شده بر روی سطح بتن ایجاد می شوند و نهایتا بافت ایجاد شده در محدوده میکروسکوپی یا ماکروسکوپی قرار می گیرد. موسسه ^۲ NCHRP مطالعات زیادی جهت یافتن و مقایسه روش های موجود و انتخاب روش مناسب انجام داده است [۲و۱].

جهت ارزیابی بافت روسازی و عمق تخمینی بافت ^۳ (ETD) از روش استاندارد حجم ماسه ای استفاده می شود، همچنین می توان از روش لیزری CTM (سنجش مسیر دایره ای) جهت محاسبه عمق متوسط نیمرخ ^۴ (MPD) استفاده کرد. تاثیر محدوده های مختلف بافت (با توجه به طول موج آنها) بر ویژه گی های سطح روسازی از طریق کنگره جهانی راه ها ^۵ (PIARC) بررسی و به ۴ دسته بافت ماکرو، میکرو، مگا و هموار طبقه بندی شده است [۳و۱].

۱- Federal Highway Administration

۲- National Cooperative Highway Research Program

۳- Estimated Texture Depth

۴- Mean Profile Depth

۵- Permanent International Association of Road Congresses

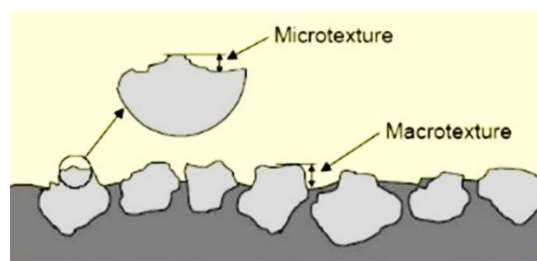
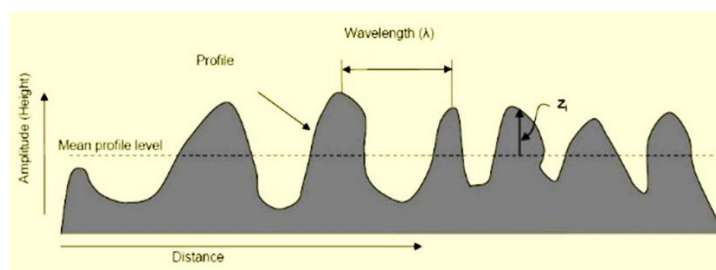
۲- عملیات مفرس سازی

۲-۱- طبقه بندی بافت سطوح روسازی

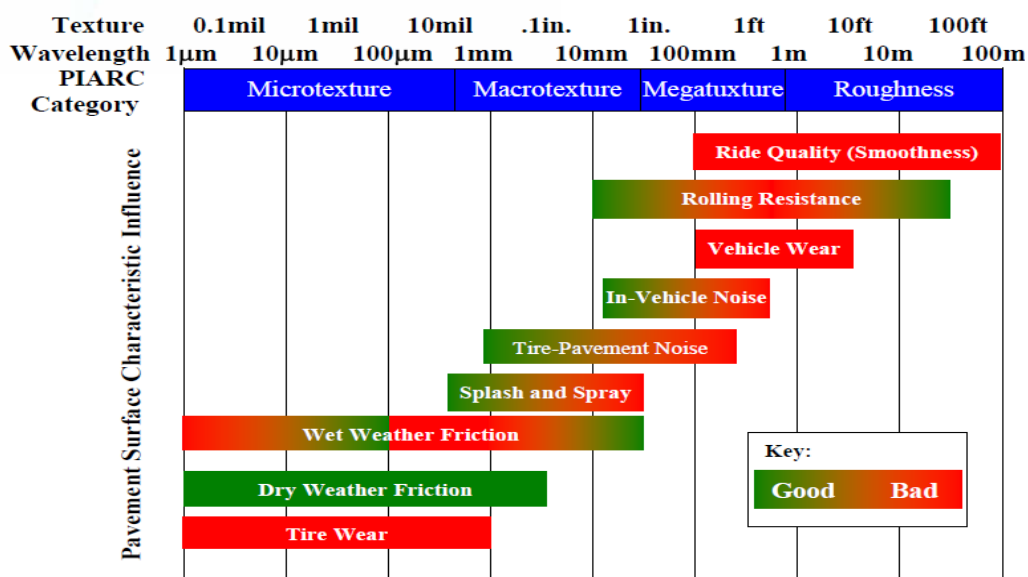
برای بافت سطح روسازی دو نوع ساختار زبری میکروسکوپی و ماکروسکوپی وجود دارد. زبری میکروسکوپی به ناهمواری ها و زبری های موجود بر روی سنگ دانه ها که با چشم دیده نمی شوند، اما قابل لمس هستند می پردازد، اما زبری ماکروسکوپی به وضوح توسط نوع سنگ دانه و شکستگی های آن مشخص می باشد که در روسازی بتنی توسط شیارهای طولی و یا عرضی ایجاد می شوند. انواع بافت سطوح با استفاده از طول موج (λ) و دامنه (A) مطابق PIARC – 1987 به شرح ذیل طبقه بندی می شوند: [۳ و ۴]

جدول ۱: مشخصات مرتبط با طبقه بندی بافت و طول موج و دامنه/۳

نوع بافت	طول موج (λ) و دامنه (A)
بافت میکرو	Micro-texture ($\lambda < 0.5 \text{ mm}$, $A = 1 \text{ to } 500 \mu\text{m}$)
بافت ماکرو	Macro-texture ($0.5 \text{ mm} \leq \lambda < 50 \text{ mm}$, $A = 0.1 \text{ to } 20 \text{ mm}$)
بافت مگا	Mega-texture ($50 \text{ mm} \leq \lambda < 500 \text{ mm}$, $A = 0.1 \text{ to } 50 \text{ mm}$)
بافت ناهموار	Pavement roughness ($\lambda > 500 \text{ mm}$)



شکل ۱- بافت میکروسکوپی و ماکروسکوپی [۳]



شکل ۲- طبقه بندی پیارک - تاثیر نوع و شکل بافت بر ویژه گی های سطح روسازی [۴]

۲-۲- روش های اجرایی مضرس سازی روسازی بتنی

در کاربردهای مختلف مضرس سازی، لازم است تعادلی بین خصوصیات مختلف روسازی بتنی از جمله اصطکاک کافی، کاهش صدای چرخ، حفظ دوام، روش اجرایی ساده و قابل انجام، کنترل هزینه های ساخت و نگهداری از طریق بهینه سازی آنها ایجاد گردد. انواع روش های مرسوم و متداول که تاکنون مورد استفاده قرار گرفته اند، به شرح ذیل می باشد [۴و۵]:

۱- جارو زنی^۶: در این روش با استفاده از جارو و برس از طریق ایجاد شیارهای کم عمق در روی سطح روسازی، اصطکاک مناسب جهت حرکت تایر ماشین بر روی سطوح مرطوب و یخ زده ایجاد می شود.

۲- کشیدن پارچه کنفی^۷ یا چمن مصنوعی^۸: با کشیدن کنف (چتایی) بر روی سطح بتن تازه درطول یا عرض مسیر، بافت مضرس ایجاد می گردد. در این حالت صدای کمتری نیز تولید می شود.



کشیدن پارچه کنفی



جارو زنی

شکل ۳ - روش های اجرایی مضرس سازی روسازی بتنی

۳- خراش^۹: با استفاده از یک شن کش فلزی و کشیدن آن در طول و یا عرض جاده، بافت مضرس ایجاد می شود.

۴- برش الماسه^{۱۰}: در هنگامی که سطح روسازی سفت شده باشد جهت ایجاد بافت مضرس از روش برش الماسه در طول یا عرض محور استفاده می شود. عمق برش در این روش کمتر از ۶ میلی متر می باشد.



برش الماسه



خراش

شکل ۴ - روش های اجرایی مضرس سازی روسازی بتنی

^۶ Brooming

^۷ Burlap Dragging

^۸ Turf Dragging

^۹ Tinning

^{۱۰} Diamond Grinding

۵- شیار زنی^{۱۱} : زمانی که سطح روسازی سفت شده باشد، جهت ایجاد بافت مضرس در طول یا عرض محور می توان از روش های شیارزنی استفاده کرد. در روش شیارزنی نسبت به برش الماسه فاصله بین شیارها بیشتر و عمیق تر هستند، لذا صدای تولید شده بیشتر است. همچنین صدای تولید شده در روش شیار های عرضی بیشتر از طولی می باشد.

۶- استفاده از بتن با مصالح نمایان^{۱۲} (EAC): با استفاده از بتن نمایان که خمیر سیمانی بتن از روی سطح آن جدا شده است می توان به بافت سطحی مناسبی دست یافت.



بتن با مصالح نمایان



شیار زنی

شکل ۵ - روش های اجرایی مضرس سازی روسازی بتنی

۷- استفاده از بتن متخلخل^{۱۳}: این نوع بتن با اجازه دادن به عبور آب از آن، آب های سطحی را کاهش می دهد و لذا بافت سطحی مناسبی تامین می شود و نیازی به مضرس سازی در این نوع بتن احساس نمی شود.



استفاده از بتن متخلخل

شکل ۶ - روش های اجرایی مضرس سازی روسازی بتنی

۲-۳- مشخصات سطح روسازی و روش های اندازه گیری آن

ویژه گی های سطح روسازی به چهار دسته کلی شامل بافت سطحی، اصطکاک، صدای تولید شده و ناهمواری تقسیم بندی می شود. روش های متداول جهت اندازه گیری هر یک از مشخصات به شرح ذیل می باشد [۶و۱]:

الف - بافت سطحی: تعیین بافت سطحی با روش های استفاده از ماسه^{۱۴} (SPM) - روش جریان سنج^{۱۵} (OFM) - روش دایروی^{۱۶} (CTM) انجام می شود.

^{۱۱} Grooving

^{۱۲} - Exposed Aggregate Concrete

^{۱۳} Porous Concrete

در روش ماسه (SPM) مطابق با ASTM E 965 [۷] با استفاده از گلاسبید حجم مشخصی از آن بر روی یک سطح دایروی پخش و عمق متوسط بافت به عنوان MTD بر حسب میلیمتر گزارش می شود. روش جریان سنج (OFM) مطابق با ASTM E 2380 [۸] با استفاده از سنسور ها زمان لازم جهت عبور حجم مشخصی از آب به درون روسازی را محاسبه و گزارش می کند. در روش سنجش بافت به صورت دایروی (CTM) مطابق با ASTM E 2157 [۹] با استفاده از لیزر متوسط عمق نیمرخ اندازه گیری و به عنوان MPD بر حسب میلیمتر گزارش می شود.



روش دایروی ^{۱۸} (CTM)



روش جریان سنج ^{۱۷} (OFM)



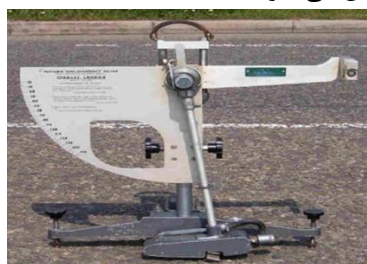
استفاده از ماسه (SPM)

شکل ۷ - روش های اندازه گیری مشخصات روسازی

ب - اصطکاک

تعیین اصطکاک با روش های چرخ های قفل شده ^{۱۹} (Locked Wheel FT) - روش دینامیکی ^{۲۰} (DFT) - روش پاندول انگلیسی ^{۲۱} (BPT) انجام می گردد.

در روش چرخ های قفل شده مطابق با ASTM E 274 [۱۰] عدد اصطکاک (FN) سطح روسازی در شرایطی که مرطوب باشد، به دست می آید و به عنوان FN40S و FN40R گزارش می گردد. آزمون دینامیکی (DFT) مطابق با ASTM E 1911 [۱۱] انجام می شود و در این روش اصطکاک به صورت تابعی از سرعت حرکت وسیله نقلیه به دست می آید. دیگر روش متداول پاندول انگلیسی مطابق با ASTM E 303 [۱۲] می باشد که در آن با استفاده یک پاندول در ارتفاع مشخص و یک لغزنده لاستیکی در انتهای آن اصطکاک سطح روسازی تعیین می شود.

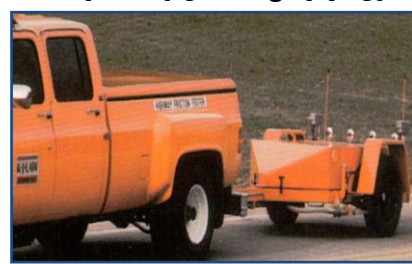


روش پاندول انگلیسی ^{۲۲} (BPT)



روش دینامیکی ^{۲۳} (DFT)

شکل ۸ - روش های اندازه گیری اصطکاک



روش چرخ های قفل شده (Locked Wheel FT)

^{۱۴} - Sand Patch Method

^{۱۵} - Out Flow Meter

^{۱۶} - Circular Texture Meter

^{۱۷} - Out Flow Meter

^{۱۸} - Circular Texture Meter

^{۱۹} - Locked Wheel Friction Test

^{۲۰} - Dynamic Friction Test

^{۲۱} - British Pendulum Test

^{۲۲} - Dynamic Friction Test

^{۲۳} - British Pendulum Test

ج - صدا

به منظور تعیین صدا از روش های سنجش صدای چرخ با میکروفون^{۲۴} (OBSI) - روش نصب میکروفون در کنار جاده^{۲۵} (CPB) و^{۲۶} (SPB) استفاده می شود.

در روش عبور کنترل شده (CPB) مطابق با ISO 5725 با استفاده از نصب میکروفون در کنار جاده حداکثر شدت صوت تولید شده توسط وسیله نقلیه با سرعت و ویژه گی مشخص بر حسب dB به دست می آید. روش عبور آماری (SPB) مطابق با ISO 11819 [۱۳] انجام می شود و در آن با نصب میکروفون به فاصله مشخص از محور وسط جاده و در ارتفاع معلوم حداکثر صوت تولید شده توسط ترکیبی از وسائط نقلیه عبوری بر حسب dB به دست می آید. در روش سنجش شدت صوت (OBSI) مطابق با AASHTO TP 076-08 با نصب دو میکروفون بر روی چرخ ماشین شدت صوت تولید شده در اثر برخورد چرخ با سطح روسازی ثبت می شود.



روش های نصب میکروفون در کنار جاده^{۲۸} (CPB) و^{۲۹} (SPB)



روش سنجش صدای چرخ با میکروفون^{۲۷} (OBSI)

شکل ۹ - روش های اندازه گیری صدا

د- ناهمواری

به منظور تعیین شاخص ناهمواری از روش های شاخص بین المللی ناهمواری (IRI) این شاخص مطابق با ASTM E 950 محاسبه می گردد و از طریق برداشت پروفیل طولی مسیر وضعیت صاف بودن یا ناهمواری جاده مشخص می شود. از تقسیم مقادیر تجمعی تغییر مکان های عمودی بر کل مسافت طی شده توسط ماشین آزمایش شاخص IRI بر حسب mm/km به دست می آید. حدود مقادیر مشخصات سطح گزارش شده در پروژه های کشور ایالات متحده به شرح جدول ذیل می باشد [۱].

^{۲۴} - ON Board Sound Intensity

^{۲۵} - Controlled Pass By

^{۲۶} - Statistical Pass By

^{۲۷} - ON Board Sound Intensity

^{۲۸} - Controlled Pass By

^{۲۹} - Statistical Pass By

جدول ۲ - حدود مقادیر بافت، اصطکاک و صدا با توجه به نوع و روش مضرس سازی [۱]

محدوده صدا		محدوده اصطکاک		محدوده بافت		
CPBL _{max} ,dB(A)	CPX,dB(A)	FN ₄₀ S	FN ₄₀ R	MPD,mm	MTD,mm	روش
۸۴/۰ تا ۸۳/۰	۱۰۴/۸ تا ۱۰۰/۴	۳۴/۴ تا ۳۰/۶	۵۶/۰ تا ۴۱/۰	۰/۵ تا ۵/۵۰	۱/۱ تا ۰/۵۳	خراش (۷۵/۰ اینچ)
۸۳/۰ تا ۸۱/۹		۶۲/۰ تا ۳۷/۶	۷۱/۰ تا ۵۴/۰	۱/۰ تا ۰/۳۵		خراش عرضی (۵/۰ اینچ)
۸۷/۳ تا ۸۱/۰		۶۹/۵ تا ۵۰/۰		۱/۰۲ تا ۰/۴۲	۱/۱۴	خراش عرضی (متغیر)
		۸۴/۶ تا ۸۴/۱		۵۸/۰ تا ۴۸/۰	۱/۰۷	شیارزنی عرضی
			۴۶/۰ تا ۲۲/۰		۰/۷۶	کشیدن عرضی
۸۵ تا ۷۹	۱۰۳/۵ تا ۹۶/۶	۷۶/۶ تا ۳۶/۰			۱/۲۲	خراش طولی
۸۰/۹	۱۰۳/۸ تا ۹۹/۴	۵۵/۰ تا ۴۸/۰			۱/۱۴	شیار زنی طولی
۸۱/۲	۱۰۲/۵ تا ۹۵/۵	۴۶/۸ تا ۲۹/۹	۵۱/۰ تا ۳۵/۰		۱/۲۰ تا ۰/۳	برش الماسه طولی
	۱۰۱/۵ تا ۱۰۱/۴					کشیدن با چتایی
۸۳/۷	۹۸/۶ تا ۹۷/۴	۳۸/۰ تا ۲۰/۰	۵۵/۶ تا ۲۳/۰		۱/۰ تا ۰/۵۳	کشیدن با چمن مصنوعی
	۱۰۲/۲ تا ۱۰۱/۸	۲۴/۰ تا ۲۳/۰	۵۲/۰ تا ۴۸/۰			جارو زدن طولی
			۴۲/۰ تا ۳۵/۰		۱/۰ تا ۰/۵۳	بتن نمایان

مطابق با راهنمای انجمن روسازی بتنی آمریکا (ACPA^{۳۰}) اولاً کل سطح روسازی بتن غلتکی می بایست هموار و یکنواخت باشد و همچنین با توجه به طبیعت بتن غلتکی و دانه بندی آن بافت سطحی چاله دار و آبله گون (شبیه سطح آسفالت) خواهیم داشت که نسبت به بتن معمولی مناسب تر می باشد [۱۵].

۳- مطالعه موردی آزادراه تهران - شمال

برای ارزیابی مقاومت لغزشی در روسازی ها از آزمون پاندول انگلیسی در شرایط مرطوب استفاده می شود. این دستگاه از یک کفشک لاستیکی متصل به آونگ مطابق شکل ۱۰ تشکیل شده است. نتیجه این آزمون به صورت عدد پاندول انگلیسی (BPN) گزارش می شود.



شکل ۱۰ - روش پاندول انگلیسی ۳۱ (BPT)

۳۰ - American Concrete Pavement Association

۳۱ - British Pendulum Test

ماشین آلات رایج جهت عملیات مضرس سازی بلافاصله بعد از عمل آوری بتن تولید شرکت ویرتگن آلمان با نام TCM^{۳۲} می باشند. این دستگاه ها پس از مضرس کاری با استفاده از کشیدن چتایی بر روی سطح روسازی و یا با استفاده از جارو مکانیکی مضرس کاری، عملیات عمل آوری را با پاشش ماده عمل آوری انجام می دهند [۱۶]. در پروژه آزادراه تهران - شمال جبهه جنوبی از دو فینیشر GT6300 و GP4000 به منظور اجرای رویه بتنی استفاده می شود. نحوه مضرس کاری فینیشر GP4000 به صورت کاربرد TCM و از طریق جارو زنی و برای دستگاه GT6300 به صورت مضرس کاری با جاروب دستی انجام می گردد (شکل ۱۱ و ۱۲).



شکل ۱۱- دستگاه TCM فینیشر GP4000



شکل ۱۲- مضرس دستی فینیشر GT6300

نتایج آزمون پاندول انگلیس از ابتدا تا انتهای جبهه جنوبی در طول مسیر مطابق شکل ۱۳ انجام گرفته است. در ضمن به منظور مقایسه عدد پاندول در رویه های بتن آسفالتی، یک آزمون نیز بر روی این سطوح انجام گرفت. در این شکل انواع سطوح نهایی به همراه عدد پاندول انگلیسی ارائه شده است.

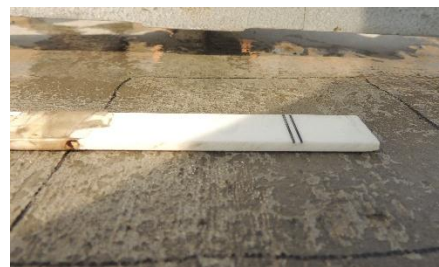
۳۲- Texture & Curing Machine



۱+۹۵۰ باند رفت لاین کندرو TCM- (۱۲۸)



۰+۷۷۰ باند رفت لاین کندرو TCM- (۹۰)



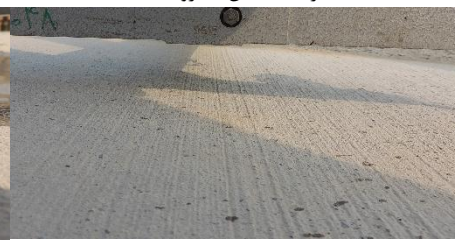
۰+۶۲۵ باند برگشت لاین تندرو TCM- (۸۵)



۲+۹۹۰ باند رفت تونل ۱ لاین تندرو M- (۶۵)



۲+۶۳۵ باند رفت لاین تندرو TCM- (۷۰)



۲+۳۶۰ باند رفت لاین تندرو TCM- (۶۵)



۴+۰۰۰ باند رفت تونل ۴ لاین کندرو M- (۷۰)



۳+۶۵۰ باند رفت تونل ۳ لاین تندرو M- (۶۵)



۳+۳۵۰ باند رفت تونل ۲ لاین تندرو M- (۴۸)



۵+۶۴۵ باند برگشت تونل ۵ لاین تندرو M- (۶۵)



۵+۳۲۰ باند رفت تونل ۵ لاین تندرو M- (۶۰)



۴+۴۹۰ باند رفت لاین تندرو M- (۵۵)



۷+۵۷۵ باند رفت تونل ۷ لاین کندرو M- (۶۹)



۶+۹۳۰ باند برگشت تونل ۶ لاین تندرو M- (۷۴)



۶+۹۸۰ باند رفت تونل ۶ لاین تندرو M- (۷۰)



آسفالت لاین تندرو (۷۵)



۷+۵۸۰ باند برگشت تونل ۷ لاین تندرو M- (۷۰)

شکل ۱۳ - آزمون پاندول و نتایج هر مقطع از مسیر

۵- نتیجه گیری

با توجه به نتایج آزمون پاندول، مشاهده می شود که مقادیر پاندول برای دستگاه TCM از تضرس دستی بالاتر می باشد. مقدار میانگین عدد پاندول برای دستگاه TCM به میزان ۸۸ و برای مضرس کاری دستی عدد ۶۵ می باشد. اما میزان انحراف از معیار دستگاه TCM بالاتر است. البته وضعیت بتن کاربردی، زمان بندی اجرا و میزان تردد پس از اتمام عمل آوری از روی سطوح اجرا شده نیز می تواند در کاهش میزان عدد پاندول و یا افزایش انحراف از معیار موثر باشد. نکته حائز اهمیت در این خصوص بهبود یکنواختی تضرس در صورت کاربرد روش اتوماتیک بوده و ثبات زاویه اجرایی، میزان اعمال نیرو و سرعت حرکت می تواند در این روش یکنواخت باشد. یکی دیگر از مسائل مرتبط با روسازی های بتنی، میزان کمتر اصطکاک این نوع سطوح نسبت به سطوح دارای رویه بتن آسفالتی می باشد. همانطور که مشخص است میزان تضرس سطوح آسفالتی بر اساس آزمون انجام گرفته، ما بین تضرس دستی و اتوماتیک می باشد:

رویه بتنی با تضرس دستی > رویه آسفالتی > رویه بتنی با تضرس TCM

هدف از مضرس سازی ایجاد یک بافت مناسب در سطح روسازی بتنی است به نحوی که ایمن، کم صدا و اقتصادی باشد. مسئله اصلی این است که با توجه به وجود روش های متنوع ایجاد شیار، کدام یک از روش ها در کنار هدف اصلی (افزایش اصطکاک)، تاثیر مضرس کاری بر تولید صدا، همواری و دوام روسازی، قابلیت اجرا و اقتصاد عملیات اجرایی و محیط زیست را هم در نظر می گیرند. استفاده از روش های کشیدن پارچه کنفی و چمن مصنوعی و جارو زنی بافت سطحی ریزتر و در نتیجه صدای کمتری ایجاد می نماید. جهت و سمت انجام عملیات نیز هرچند تاثیر چندانی بر صاف بودن و ناهمواری سطح ندارد ولی در سر و صدای ایجاد شده توسط چرخ ماشین ها تاثیر مستقیم دارد.

منابع:

1. J.W. Hall, K.L. Smith, NCHRP, Report 634, Texturing of concrete pavements, The national academies press, Washington, D.C. 2009.
2. B. Worel, B. Izevbekhai, Improving pavement performance by optimizaing concrete surface features, Research services & library, 2016.
3. S.I. Sarsam, H.N. Al Shareef, Assessment of texture and skid variables at pavement surface, Applied research journal, 2015.
4. B. Igbafen Izevbekhai, Pavement surface characteristics concrete new construction (MnRoad Study), Principal investigator Office of materials & Road research minnesota department of transportation, February 2016, Final Report 2015-48.
۵. م. فرصت، ا. میرزا بروجردیان، ا. حسنی، بررسی روشهای مضرس سازی در ایمنی رویه های بتنی، دومین کنفرانس ملی رویه های بتنی، ۱۳۹۶.
6. W. James Wilde, Pcc surface charateristics rehabilitation MnRoad study, Principal investigator center for transportation research and implementation Minnesota state university, Mankato, 2013.
7. ASTM E 965. (2001) Standard Test Method for Measuring Pavement Macro-texture Depth Using a Volumetric Technique, ASTM, West Conshokocken, PA.
8. ASTM E 2380. (2005) Standard Test Method for Measuring Pavemen Texture Drainage Using an Outflow Meter, ASTM, West Conshokocken, PA.

9. ASTM E 2157. (2001) *Standard Test Method for Measuring Pavement Macrotexture Properties Using the Circular Track Meter*, ASTM, West Conshokocken, PA.
10. ASTM E 274. (1997) *Standard Test Method for Skid Resistance of Paved Surfaces Using a Full-Scale Tire*, ASTM, West Conshokocken, PA.
11. ASTM E 1911. (2002) *Standard Test Method for Measuring Paved Surface Frictional Properties Using the Dynamic Friction Tester*, ASTM, West Conshokocken, PA.
12. ASTM E 303. (2003) *Standard Test Method for Measuring Surface Frictional Properties Using the British Pendulum Tester*, ASTM, West Conshokocken, PA.
13. ISO 11819 -1:2017- *Acoustics - Measurement of the influence of road surfaces on traffic noise - Part 1: Statistical Pass-By method* & ISO 11819-2:2017- *Acoustics - Measurement of the influence of road surfaces on traffic noise - Part 2: The close-proximity method*
14. AASHTO TP076-08. (2008) *Provisional Standard Test Method for Measurement of Tire/Pavement Noise Using the On-Board Sound Intensity (OBSI) Method*, AASHTO, Washington, DC.
15. ACPA *Guide Specification – Roller Compacted Concrete pavements as exposed wearing surface version 1.2 – September 2014*
16. www.Wirtgen.com , Wirtgen Group brochure , *Texture Curing Machine* , TCM 950/1800

Classification, Requirements, Methodology and Measurements of Surface Texturing of Concrete Pavements: Case Study of Tehran-North Highway

Mahdi Chini*

Assistant professor, Road, Housing and Urban development Research Center (BHRC)

Parham Hayati

Assistant professor, Science and Research, Azad University

Abstract:

One of the main reasons of surface texturing in concrete pavements is to provide a safe surface by supplying adequate surface friction which it could be furnished by different methods on fresh poured concrete. In this way, the hydroplaning and skidding on wet surface would be minimized. However, some other considerations such as safety, quality of driving, bumping noises and economical factor should be noticed. Required specifications should be controlled via width, depth and distance between grooves, amount of noises and grooves direction. In this paper, in order to monitor the surface texturing different classifications, texturing methods, surface properties and measuring methods have been discussed in accordance with American concrete pavement association (ACPA). Finally, different methods of surface texturing in Tehran-North highway are introduced and the results of English pendulum test on each method would be presented. The results indicate that texturing by TCM machine has better English pendulum value even in compare to asphalt overlay.

Keywords: *Surface Texturing, Jointed Plain Concrete Pavement, English Pendulum, Tehran-North Highway*

بررسی دوام مخلوط های بتن خودتراکم دو و چند جزئی در شرایط شبیه سازی دریایی (خلیج فارس)

دریافت مقاله: ۱۳۹۸-۰۸-۰۳

پذیرش مقاله: ۱۳۹۸-۰۸-۱۳

سید سجاد میرولد

استادیار، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران (نویسنده مسئول)

mirvalad@just.ac.ir

علی اکبر شیرزادی جاوید

استادیار، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران

صادق منوچهری

دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران

چکیده

در این تحقیق عملکرد نمونه های بتن خودتراکم شامل مقاومت فشاری، مقاومت ویژه الکتریکی، جذب آب حجمی، تخلخل کل و پدیده نفوذ یون کلرید در شرایط شبیه سازی شده ی مستغرق در خلیج فارس در دانشگاه علم و صنعت ایران انجام شده است. در طرح مخلوط بتن خودتراکم از جایگزین کردن ۸، ۲۰ و ۵۰٪ سیمان با مواد افزودنی به ترتیب میکروسیلیس، متاکائولن و سرباره و همچنین برای مخلوط های چند جزئی، میکروسیلیس و متاکائولن و نیز میکروسیلیس و سرباره با درصدهای جایگزینی مذکور استفاده شده است. در این تحقیق از نسبت های آب به سیمان ثابت ۰/۴۵، استفاده شده است. نتایج نشان دهنده عملکرد مثبت آزمون های حاوی مواد افزودنی در مقایسه با بتن های بدون مواد افزودنی است. بتن خود تراکم حاوی مواد افزودنی در برابر نفوذ یون کلرید مقاومت بیشتری را در شرایط غوطه وری در دریا از خود نشان می دهند. بتن های خود تراکم بدون مواد جایگزین کمترین مقاومت را در برابر نفوذ یون کلرید داشتند و مخلوط های بتنی چند جزئی حاوی میکروسیلیس و متاکائولن در تمامی سنین عملکرد بهتری در برابر نفوذ یون کلرید داشته اند. مخلوط های بتن چند جزئی حاوی سرباره و میکروسیلیس و همچنین مخلوط های بتنی حاوی سرباره دارای مقاومت فشاری کمتری در مقایسه با بتن شاهد در تمامی سنین بودند که می توان دلیل این امر را، تخلخل بالای ایجاد شده در دوران آماده سازی و استفاده از سرباره نامرغوب دانست.

کلمات کلیدی: بتن خودتراکم، نفوذ یون کلرید، مقاومت ویژه الکتریکی، میکروسیلیس، متاکائولن، سرباره، محیط شبیه سازی دریایی.

در سال های اخیر، مشکلات ایجاد شده برای سازه های بتنی در مناطق مخرب دنیا از جمله خلیج فارس موجب شده تا دوام و پایداری بتن اهمیت خاصی پیدا کند به طوری که امروزه پایداری بتن در طراحی و ساخت سازه های زیربنایی هر کشوری از اصلی ترین عوامل می باشد. با پیشرفت سازه های بتنی و صنایع بتن پیش ساخته و همچنین به دلیل کمبود کارگر های ماهر مفهوم بتن خود تراکم برای اولین بار توسط اوکامورا^۱ [1] در ژاپن ارائه گردید. بتن خود تراکم تحت وزن خود می تواند حرکت کند برای تراکم نیاز به ویبراسیون ندارد. بتن خود تراکم با ویژگی های خود می تواند دوام سازه های بتنی را افزایش دهد. از آنجایی که حرکت سیال های مخرب از محیط زیست به درون بتن علت اصلی اغلب خرابی ها در بتن می باشند، عمرزنده المان های بتنی و نفوذ پذیری دو فاکتور مهم در دوام به شمار می آیند. به منظور درک درست از عمر زنده تنش های مکانیکی و محیط زیستی، لازم است که دانش کافی نسبت و خواص مصالح به خصوص پدیده انتقال داشت. در این راستا فرایندهای مختلف به انتقال مواد زیان آور به داخل به توان بیشتر به صورت انتشار، جذب و نفوذ به عنوان نیروی محرکه و همچنین ماهیت مصالح انتقال یافته شده شناخته می گردد. استفاده از پوزولان های مختلف از جمله روش های مهم به منظور بهبود پایداری بتن است. نقش مواد افزودنی معدنی بر روی فعالیت سیمانی ناشی از دو اثر فیزیکی- شیمیایی و ریز ساختار است. طبق انیسا^۲ [2] اثر شیمیایی باعث بهبود چسبندگی ماتریس سیمانی با کاهش حجم هیدرات ها می گردد. به طور کلی مقاومت فشاری با استفاده از افزودنی پوزولانی افزایش پیدا میکند. زیرا پوزولان ها با محصولات هیدراتاسیون سیمان واکنش داده و محصولات هیدراته جدیدی را که می تواند در افزایش مقاومت فشاری مثر اثر باشند، تشکیل می دهد. همچنین در ماتریس سیمانی، تعداد زیادی از ذرات ریز در کنار دانه های سیمان امکان تولید فرآورده های هیدراته و افزایش پیچیدگی ساختار به همراه افزایش چسبندگی را محتمل می کند.

به همین دلیل از نظر مکانیکی، اثر چسبندگی افزودنی معدنی نقش ساختاری در ماتریس سیمان ایفا می کند. که باعث کاهش تخلخل از لحاظ نقطه نظردوامی این اثر ساختاری باعث بهبود مقاومت در مواجهه با عوامل مخرب شیمیایی تعبیر می گردد. پوزولان های مورد استفاده در کشور ما اغلب میکروسیلیس و تا حدودی متاکائولن و سرباره می باشد. میکروسیلیس یک سوپرپوزولان با مشخصاتی است که اکثر مهندسين با آن آشنایی دارد. متاکائولن یک پوزولان بسیار فعال است مواد اولیه در تولید کائولن، رس کائولن می باشد. کائولن یک ماده معدنی بسیار ریز سفید و بررسی است که در دمای ۱۰۰ و ۲۰۰ درجه سانتی گراد این مواد رسی بیشتر آب جذب شده خود را از دست می دهند. دمای کائولینیت که اصلی ترین جزء تشکیل دهنده کائولن است، که به واسطه دی هیدراکسیونیزاسیون آب از دست می دهد، بین ۵۰۰ الی ۸۰۰ درجه سانتیگراد می باشد. به منظور تولید متاکائولن، رس کائولن تا دمای ۷۰۰ تا ۹۰۰ درجه سانتیگراد حرارت می دهند [3].

متاکائولن با هیدروکسید کلسیم شکل گرفته در طی هیدراتاسیون سیمان پرتلند واکنش می دهد این روند باعث تغییر در ساختار بتن از لحاظ بهبود خواص مکانیکی و دوام می شود. ویوک^۳ [4] نشان داد که بتن های خود تراکم حاوی مواد جایگزین دوده سیلیس، متاکائولن و سرباره همگی مقاومت بهتری نسبت به بتن شاهد دارند. همچنین در این تحقیق نشان دادند که جایگزینی ۱۰، ۲۰ و ۵۰٪ سیمان به ترتیب با میکروسیلیس، متاکائولن و سرباره منجر به بهبود مقاومت فشاری و کاهش منافذ نسبت به بتن شاهد گردیده اند با جایگزین کردن ۵۰ درصد سیمان با سرباره منجر به بهبود ۷۵ درصد مقاومت فشاری می گردد.

¹ Okamura² Anissa³ Vivek s,s

بتن های خود تراکم حاوی ۱۵ درصد متاکائولن بیشترین مقاومت فشاری را نسبت به دیگر طرح به مخلوط ها در تمامی سن ها از خود نشان می دهد. همچنین نتایج نشان دادند که هرچه ماتریس سیمان به دلیل واکنش پوزولانی متراکم تر باشند، مقاومت فشاری بیشتر است و بالطبع نفوذ جذبی و همچنین تعداد حفرات نفوذپذیر به مراتب کمتر هستند. همچنین مخلوط های حاوی متاکائولن مقاومت خوبی را در برابر نفوذ یون کلرید از خود نشان دادند و این بیانگر اثر مثبت متاکائولن در بتن خود تراکم می باشد.

سربراه محصول مصنوعی و جانبی است که به هنگام جداسازی آهن در کوره های ذوب آهن از ناخالصی های موجود در سنگ آهن به وجود می آید سربراه ترکیبی از سیلیکات و اکسیدهای فلزی پیچیده است که پس از سرد شدن مواد ناخالص، باقی می ماند. تحقیقات اوزیلدیریم^۴ [5] نشان می دهد که افزودن ۵ تا ۱۰ درصد میکروسیلیس به ۳۰ تا ۵۰ درصد سربراه جایگزین باعث افزایش مقاومت ۷ روزه و همچنین بیشترین مقاومت برای طرح های حاوی ۳۳ درصد سربراه و ۷ درصد میکروسیلیس بوده است. مستوفی نژاد و همکاران [۶] نشان داد که نمونه های حاوی ترکیب سربراه و میکروسیلیس دارای مقاومت بیشتری هستند. استفاده از مقادیر زیاد سربراه موجب کاهش مقاومت فشاری بتن نسبت به طور معمولی در سنین اولیه می شود. اما با کاربرد دوده سیلیس به همراه سربراه می توان کاهش مقاومت فشاری بتن در سنین اولیه را جبران نمود [7-9]. مقاومت بتن سه جزئی حاوی دوده سیلیسی و سربراه در برابر نفوذ یون کلرید در آزمایش RCPT نسبت به بتن دو جزئی حاوی سربراه و به طور معمولی بهتر است.

خواص پدیده های انتقال در این پژوهش در دانشگاه علم و صنعت ایران انجام شد. آزمایش های مورد بررسی قرار گرفته عبارتند از: نفوذ یون کلرید، جذب حجمی، مقاومت ویژه الکتریکی و تخلخل. این مقاله بر روی مقایسه تاثیرات ۸، ۲۰ و ۵۰٪ جایگزینی به ترتیب میکروسیلیس، متاکائولن و سربراه به جای سیمان و جایگزین سه جزئی میکرو سیلیس و سربراه و همچنین میکرو سیلیس و متاکائولن بر روی رفتار رئولوژیکی، مقاومت فشاری و پدیده های انتقال بتن خودتراکم در سنین اولیه تا سن ۱۸۰ روز می پردازد. در ابتدا ترکیبات معدنی و شیمیایی از طریق بررسی ریزساختار مصالح استفاده شده مورد مطالعه قرار گرفت. آزمایش هایی بر روی فاز خمیری بتن خود تراکم و متعاقباً آزمایش های مکانیکی بر روی وضعیت بتن سفت شده جهت ارزیابی مقاومت فشاری نمونه ها صورت گرفت. آزمایش های مربوط به پدیده های انتقال همچنین در سنین مختلف به منظور ارزیابی خواص دوام در راستای زمان انجام شد. در پایان مقاومت در برابر نفوذ یون کلرید در سن ۱۸۰ روزه برای طرح مخلوط های مختلف در شرایط آب دریا مورد ارزیابی قرار گرفت.

۲- برنامه آزمایشگاهی

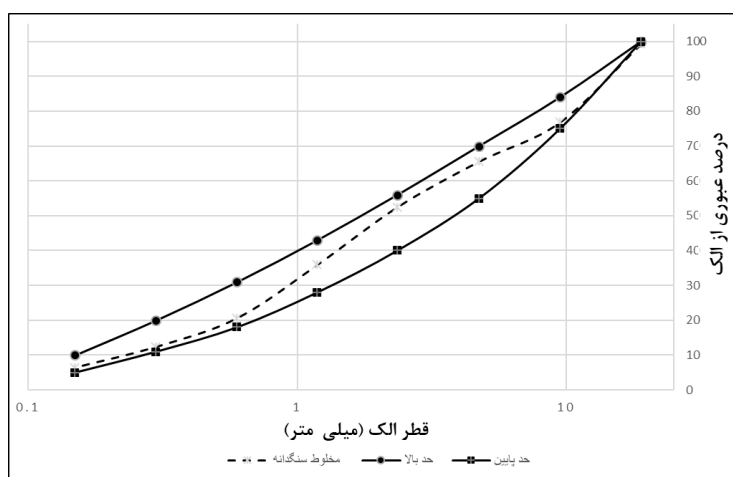
۲-۱- مواد و مصالح مورد استفاده

در این تحقیق، از سیمان پرتلند تیپ دو با وزن مخصوص ۳/۱۵ گرم بر سانتیمتر مکعب و نرمی بلین ۳۰۸۱ سانتیمتر مربع بر گرم استفاده شده است. مصالح سنگی در چهار اندازه دانه بندی شده و جهت دستیابی به دانه بندی پیوسته و مناسب، مکمل یکدیگر تهیه شده است. این مصالح شامل دو سایز شن درشت و ریز با حداکثر اندازه ۱۹ میلیمتر و دو سایز ماسه درشت و ریز به ترتیب با حداکثر اندازه ۸ و ۳ میلیمتر می باشد. دانه بندی مصالح سنگی در شکل ۱ و مشخصات آنها در جدول ۱ ملاحظه می شود. همچنین از فوق روان کننده با پایه پلی کربوکسیلات با وزن مخصوص ۱/۱ گرم بر سانتیمتر مکعب استفاده شد. در تمام مخلوط ها از پودر سنگ آهک به عنوان فیلر استفاده شده است که دارای وزن مخصوص ۲/۶۶ گرم بر سانتیمتر مکعب می باشد. مشخصات شیمیایی سیمان و پوزولانهای استفاده شده در جدول ۲ مشاهده می شود.

⁴ Ozyildirim

جدول ۱ مشخصات جرم حجمی و جذب آب سنگدانه های مصرفی

سنگدانه	نوع	وزن مخصوص g/cm^3	جذب آب SSD %
شن بادامی	شکسته	۲/۵۰۰	۱/۱۹
شن نخودی	شکسته	۲/۵۷۰	۲/۹۵
ماسه درشت	طبیعی	۲/۷۰۰	۳
ماسه ریز	طبیعی	۲/۷۰۰	۳/۲
پودر سنگ آهک	فیلر	۲/۶۶۰	۱۰/۱



شکل ۱ نمودار دانه بندی مصالح سنگی

جدول ۲ آنالیز شیمیایی سیمان و پوزولان های مورد مصرف

ترکیب شیمیایی	سیمان	دوده سیلیس	متاکائولن	سرباره
SiO_2	۲۰/۷۴	۹۴	۷۵/۲۹	۳۴/۹۱
Al_2O_3	۴/۹۰	۱	۱۷/۰۳	۱۳/۳۶
Fe_2O_3	۳/۵۰	۰/۱	۰/۵۷	۰/۵۷
CaO	۱/۲۰	۱	۱/۳۴	۳۷/۵۷
MgO	۶۲/۹۵	۰/۶	۰/۷	۵/۲
SO_3	۳/۰۰	۱/۲	—	۳/۴۶
Na_2O	۱/۵۶	۰/۳	۰/۲۲۶	۱/۱
K_2O	۰/۷۴	۰/۳۷	۰/۸۴	۱/۱
چگالی kg/m^3	۳۱۵۰	۲۲۰۰	۲۵۰۰	۲۷۰۰

۲-۲ نسبت های مخلوط بتن

در این پژوهش به منظور بررسی اثر پوزولان ها بر بتن خودتراکم، یک دسته بتن خودتراکم با نسبت آب به سیمان ۰/۴۵ ساخته شد. همچنین شش طرح مخلوط بتن که شامل سه طرح دو جزئی و دو طرح سه جزئی مطابق جدول ۳ مورد مطالعه قرار گرفتند.

جدول ۳ نسبت های مخلوط مصالح

معرف بتن	سیمان	درصد و نوع افزودنی	میکروسیلیس	متاکائولن	سرباره	پودر سنگ آهک	مصالح سنگی	نسبت آب به مواد سیمانی	فوق روانکننده
							kg/m ³		lit/m ³
S N	۳۸۰	۰	۰	۰	۰	۱۰۰	۱۷۱۴/۱۳	۰/۴۵	۲/۶۶
S F	۳۴۹/۶	میکروسیلیس (٪۸)	۳۰/۰۴	۰	۰	۱۰۰	۱۷۰۳/۱۳	۰/۴۵	۳/۸۵
M k	۳۰۴	متاکائولن (٪۲۰)	۰	۷۶	۰	۱۰۰	۱۶۹۷/۶	۰/۴۵	۲/۷۴
S L	۱۹۰	سرباره (۵۰٪)	۰	۰	۱۹۰	۱۰۰	۱۶۸۷/۶۵	۰/۴۵	۲/۲۸
MK+SF	۲۷۳/۹۶	۸+۲۰	۳۰/۰۴	۷۶	۰	۱۰۰	۱۶۸۶/۶۳	۰/۴۵	۴/۱۱
SL + SF	۱۵۹/۹۶	۸+۵۰	۳۰/۰۴	۰	۱۹۰	۱۰۰	۱۶۷۶/۶۷	۰/۴۵	۲/۴۰

۳- آزمایش های انجام شده

۳-۱- آزمایش خواص بتن تازه

در بخش رئولوژی برای بررسی قابلیت پرمکنندگی و عبور، آزمایش های جریان اسلامپ، T50، آزمایش قیف V، آزمایش شاخص پایداری چشمی و حلقه J طبق دستور العمل [10] EFNARC انجام شد.

۳-۲- آزمایش مقاومت فشاری

نمونه های بتنی مکعبی ۱۰*۱۰*۱۰ جهت تعیین مقاومت فشاری تعیین گردیدند. بعد از باز کردن غالب ها نمونه ها تا سن آزمایش در آب آهک و حوضچه شبیه سازی دریا نگهداری شدند. آزمایش مقاومت فشاری برای سنین مختلف ۷، ۲۸، ۹۰ و ۱۸۰ روز انجام شدند. این آزمایش بر اساس استاندارد BS 1881:PART 116 [۱۱] محاسبه شده است.

۳-۳- آزمایش تخلخل و جذب آب بتن

این آزمایش طبق دستورالعمل ASTM C642 [۱۲] انجام شده است. جذب آب بتن ها به صورت درصد وزنی با استفاده از میانگین گیری نتایج ۳ آزمون مکعبی به دست آمده اند. این آزمایش نیز مانند مقاومت فشاری در سنین ۷، ۲۸، ۹۰ و ۱۸۰ روزه انجام شده است.

در سن مورد نظر نمونه ها از حوضچه عمل آوری خارج شده و به مدت ۲۴ ساعت در گرمخانه با دمای ۱۱۰ درجه سانتی گراد قرار گرفته تا کاملاً خشک شوند. پس از خارج کردن از گرمخانه توزین شده (A) و پس از مدتی که کاملاً در هوای محیط خنک شدند، درون آب غوطه ور شدند و پس از ۲۴ ساعت از آب خارج شده و سطح آن ها توسط پارچه تمیز، خشک شده و توزین شدند (B). سپس نمونه ها به مدت ۵ ساعت در آب در حال جوش قرار گرفته و پس از آن دوباره سطح آن ها توسط پارچه تمیز، خشک شده و توزین شدند (C). در آخرین مرحله وزن غوطه وری نمونه ها اندازه گیری شده است (D). سپس طبق روابط ۱ و ۲ جذب آب حجمی و تخلخل نمونه ها محاسبه شده است.

$$\text{رابطه (۱)} \quad \text{درصد جذب حجمی آب} = \frac{(B - A)}{A} * 100$$

$$\text{رابطه (۲)} \quad \text{درصد تخلخل} = \frac{(C - A)}{(C - D)} * 100$$

که در این روابط هر پارامتر به شرح زیر است: A وزن نمونه خشک شده در گرمخانه، B وزن نمونه اشباع با سطح خشک، C وزن نمونه اشباع با سطح خشک پس از جوش و D وزن نمونه غوطه ور شده در آب.

۴-۳- آزمایش مقاومت ویژه الکتریکی

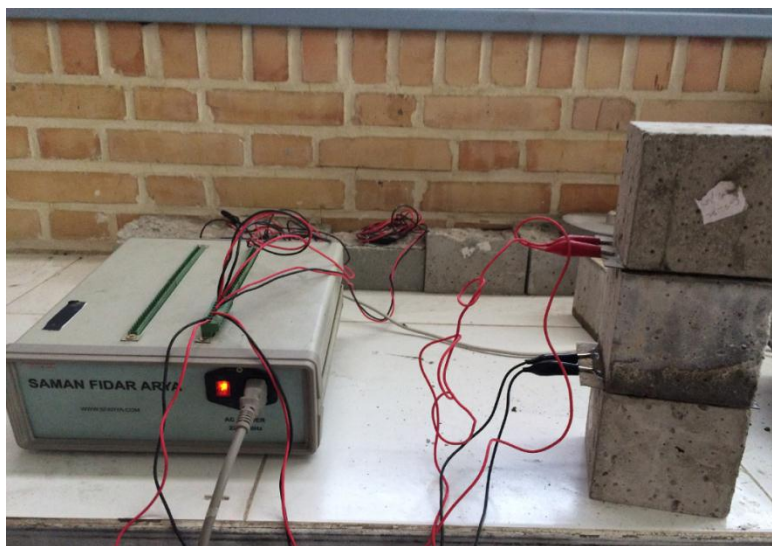
در این آزمایش همانند آزمایش تعیین مقاومت فشاری از آزمون‌های مکعبی ۱۰۰ میلی متر با همان شرایط عمل آوری استفاده شد. تعداد آزمون‌های ساخته شده در این آزمایش برای هر مخلوط با توجه به ماهیت غیرمخرب بودن آن ۳ عدد بود که در سنین ۷، ۲۸، ۹۰ و ۱۸۰ روز، آزمون‌ها از آب خارج و پس از انجام آزمایش مجدداً به آب برگردانده شدند.

برای تعیین مقاومت الکتریکی آزمون‌های ساخته شده در استانداردهای مختلف دستورالعملی خاصی وجود ندارد. از این رو برای انجام این آزمایش از وسایل و روش خاصی استفاده شد.

نحوه تعیین مقاومت الکتریکی هر آزمون به این ترتیب بود که بر روی یکی از صفحات مسی مقداری خمیر سیمان جهت ایجاد اتصال و برقراری مناسب جریان بین آزمون بتنی اصلی و صفحات مسی گذاشته شد، در نهایت با اتصال هر یک از سیم‌های دستگاه به یکی از صفحات مقدار مقاومت الکتریکی نشان داده شده ثبت شد. در شکل ۲ آزمون و صفحات مسی و نحوه اندازه گیری مقاومت الکتریکی آزمون‌های بتنی نشان داده شده است. برای تعیین مقاومت ویژه الکتریکی، مقاومت الکتریکی اندازه گیری شده طبق رابطه ۳ در سطح تماس ضرب و بر طول یا فاصله بین دو صفحه مسی تقسیم شد.

$$\rho = \frac{R \times A}{L} \quad \text{رابطه (۳)}$$

ρ برابر مقاومت ویژه الکتریکی R و $[\Omega.m]$ برابر مقاومت الکتریکی اندازه گیری شده $[\Omega]$ ، A سطح مقطع آزمون در تماس با خمیر $[m^2]$ و L ارتفاع آزمون با فاصله بین دو صفحه مسی $[m]$ می باشد.



شکل ۲ چگونگی برقراری مدار اندازه گیری مقاومت الکتریکی

۵-۳- آزمایش تعیین میزان نفوذ یون کلرید در بتن

روش رایج برای تعیین درصد یون کلرید در بتن با سیمان، انجام تیتراسیون با نیترات نقره است که طبق استاندارد ASTM C114 [۱۳] یا AASHTO T269 [14] انجام می شود.

در استاندارد ASTM مقدار کل کلرید موجود در سیمان با آزمایش تیتراسیون با نیترات نقره اندازه گیری می شود، این روش برای بتن سخت شده، کلینکر و همچنین سیمان پرتلند خام نیز قابل استفاده است. در این آزمایش هیچ

ترکیب کننده دیگری نباید در واکنش های آزمایش تداخل ایجاد کند. بطور خلاصه، طی این آزمایش ۱۰ گرم از پودر مورد نظر داخل ۷۵ میلی لیتر آب مقطر ریخته به مدت ۵ دقیقه حرارت داده شده است و بعد ۲۵ میلی نیتریک اسید حل شده و پس از دو دقیقه، تا رسیدن به نقطه جوش حرارت داده می شود. پس از سرد شدن محلول و عبور آن از صافی، محلول آماده آزمایش می گردد. قبل از آزمایش، ۲ میلی لیتر کلرید سدیم با نرمالیه ۰/۰۵ داخل بشر حاوی محلول ریخته می شود. پس از نصب الکترودهای مخصوص و بورت، کم کم نیترات نقره ۰/۰۵ نرمال به محلول حاوی یون کلر اضافه شده و با تشکیل رسوب AgCl، اختلاف پتانسیل زیاد می شود. هر دفعه مقدار نیترات نقره اضافه شده و اختلاف پتانسیل مربوطه ثبت می گردد.

طی این آزمایش تغییرات اختلاف پتانسیل که ابتدا کم است، زیاد شده و سپس دوباره کم می شود. در این حالت آزمایش تمام شده و با رسم نمودار تغییرات اختلاف پتانسیل بر حسب مقدار نیترات نقره، نقطه عطف بدست آمده که با رابطه ای به درصد یون کلر مربوط می شود. در استاندارد AASHTO مرحله محلول سازی با روش ASTM متفاوت است.

۳-۶- تعیین ضریب انتشار بتن

میزان نفوذ یون کلرید بر حسب عمق از سطح بتن در زمان مشخص توسط قانون دوم انتشارپذیری Fick بیان می شود (رابطه ۴) [۱۵]:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = Dc \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \quad \text{رابطه (۴)}$$

پس از حل معادله دیفرانسیل فوق به صورت رابطه ۵ در می آید:

$$C(x, t) = C_0 \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_c t}} \right) \right] \quad \text{رابطه (۵)}$$

که در آن x فاصله از سطح بتن بر حسب متر، t مدت زمان رویارویی بر حسب ثانیه، D_c ضریب انتشار پذیری بر حسب متر مربع بر ثانیه، C_0 میزان درصد وزنی کلر در سطح بتن و $C(x, t)$ میزان درصد وزنی یون کلر در عمق x نسبت به سطح و در زمان t است. erf هم تابع خطاست که بصورت رابطه ۶ بیان می شود:

$$\operatorname{erf}(a) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^a e^{-\beta^2} d\beta \quad \text{رابطه (۶)}$$

میزان کلرید اولیه در آزمون بدون پوزولان برابر ۰/۰۱۵ درصد وزنی بتن و در آزمون های حاوی متاکائولن برابر ۰/۰۱۰ درصد وزنی بتن بدست آمده است.

از برازش هر پروفیل یون کلرید بر حسب عمق پودرگیری با رابطه فرض $C_0 = 0/01$ (حسب درصد وزنی بتن) و با استفاده از نرم افزار MATLAB اعداد D و C_s بدست می آیند.

۴- نتایج و تفسیر

۴-۱- نتایج کارایی مخلوط ها و مقاومت فشاری

همانگونه که در جدول ۵ مشاهده می شود، نتایج آزمایش های کارایی برای کلیه مخلوط ها، حدود جریان اسلامپ، T50 و حلقه L مطابق حدود تعیین شده در راهنمای EFNARC [۱۰] بوده است. همچنین در نتایج آزمایش مقاومت فشاری نیز ملاحظه می شود که مطابق انتظار با افزودن دوده سیلیس بیشترین افزایش در مقاومت فشاری نمونه نسبت به مخلوط حاوی سرپاره و مخلوط بدون افزودنی بدست آمده است. مشاهده می شود که با کاهش نسبت آب به پودر در مخلوط ها، مقاومت فشاری نمونه افزایش یافته است.

جدول ۴ نتایج آزمایش های حالت تازه بتن

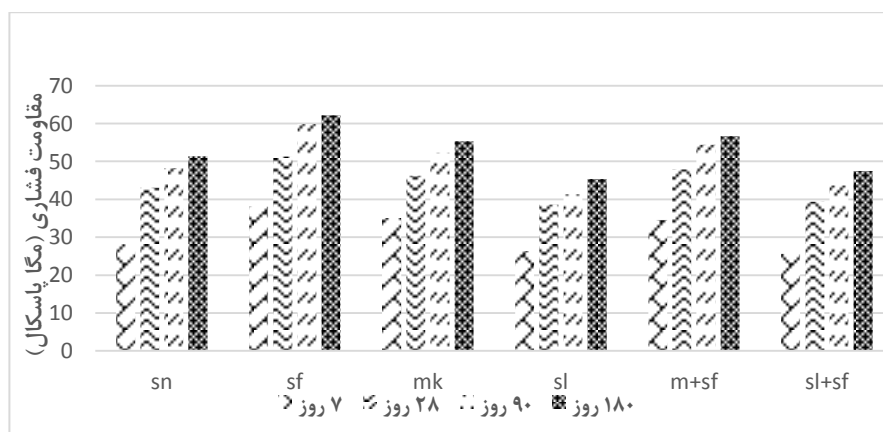
شاخص پایداری چشمی (VSI)	چگالی تازه بتن Kg/m ³	جریان اسلامپ		کیف V (ثانیه)	حلقه L (میلی متر)	شناسه مخلوط
		T 50 (s)	قطر جریان اسلامپ			
۰	۲۲۹۲	۱/۲۵	۶۷۵	۲/۷	۹	SN
۱	۲۳۶۸	۲/۲۱	۶۴۰	۱۲/۷۶	۸	SF
۰	۲۳۵۷	۱/۵	۶۵۰	۸/۵۸	۸/۵	M
۲	۲۳۳۰	۳	۵۷۶	۱۳	۹	SL
۱	۲۳۳۰	۱/۶۸	۷۱۰	۶/۴	۷/۵	M+SF
۱	۲۳۳۱	۲	۶۵۷	۷/۳	۸	SL+SF

مقاومت فشاری نمونه های بتن بر حسب تابعی از زمان در محیط آب آهک و مستغرق در آب دریا در شکل ۳ و ۴ نشان داده شده است. مشاهده می شود که مقاومت فشاری نمونه های بتن حاوی دوده سیلیس و متاکائولن در تمامی سنین بیشتر از بتن ساده بوده است. همچنین مقاومت فشاری بتن حاوی سرباره کمی کمتر از بتن ساده بوده است. همچنین مقاومت فشاری نمونه های غوطه ور در آب دریا کمتر از نمونه های شاهد، بدست آمد.

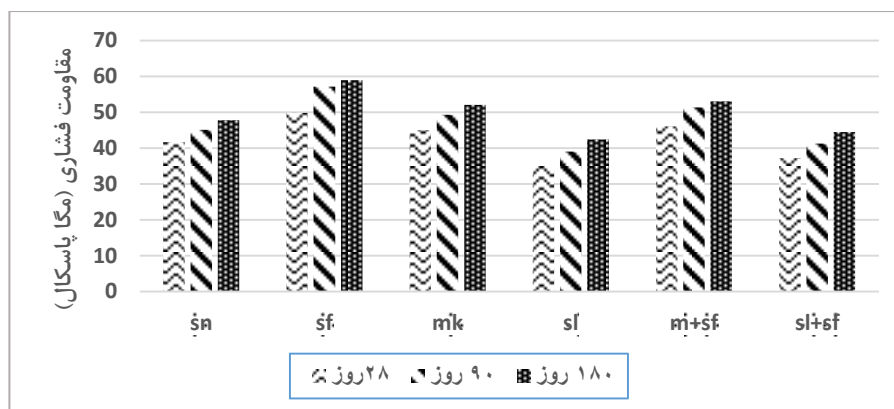
براساس نتایج نشان داده شده در شکل شماره ۳ مقاومت فشاری کلیه طرح مخلوط ها در تمامی سنین بین ۲۵٫۶ تا ۶۲٫۲ مگاپاسکال می باشد. براساس این نتایج، بیشترین روند رشد مقاومتی برای بتن حاوی سرباره با میکروسیلیس مشاهده می شود. با افزایش سن نمونه ها، مقاومت فشاری تا سن ۹۰ روزه افزایش یافته که این میزان افزایش برای بتن های مختلف، متفاوت بوده است. پس از سن ۹۰ روزه تقریباً افزایش مقاومت فشاری یکنواخت بوده است. تنها در بتن های حاوی سرباره پس از ۹۰ روز رشد مقاومتی مشاهده شده است.

با بررسی بتن بدون افزودنی معدنی و بتن حاوی سرباره مشاهده می شود، باینکه مقاومت فشاری آن ها در ابتدا تقریباً برابر بوده است، اما به دلیل رشد مقاومتی کمتر بتن حاوی سرباره نسبت به بتن بدون افزودنی معدنی، مقاومت فشاری طولانی مدت آن نسبت به بتن مرجع کمتر بوده است.

همانطور که مشاهده می شود در هریک از مخلوط ها تفاوت قابل توجهی بین مقاومت ۷، ۹۰ و ۱۸۰ روزه وجود دارد. که دلیل این امر را می توان به پیشرفت هیدراسیون و کاهش میزان اترینگایت و افزایش ژل C-S-H و در نتیجه متراکم تر و یکنواخت تر شدن ساختار خمیر سیمان که منجر به افزایش مقاومت فشاری بتن با گذشت زمان می گردد، بیان نمود.



شکل ۳ مقاومت فشاری نمونه های بتنی در شرایط آب آهک

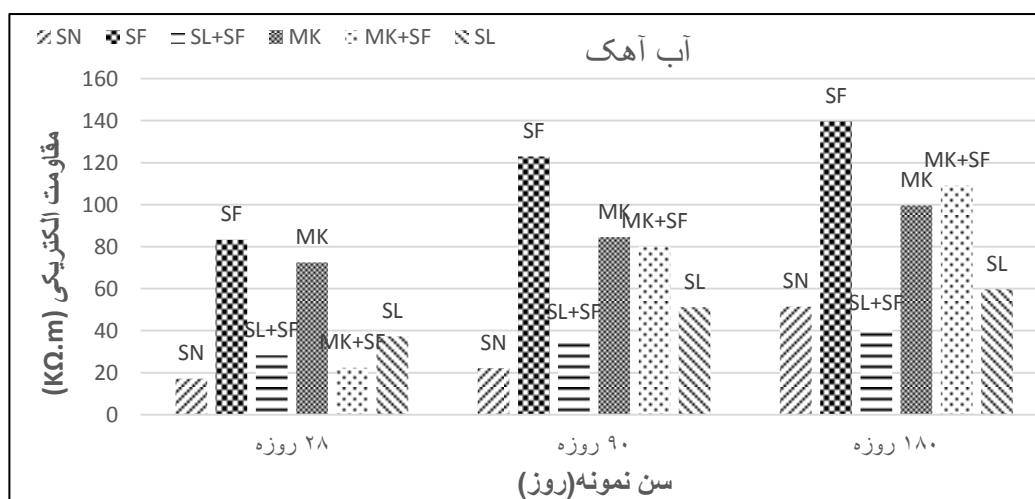


شکل ۴ مقاومت فشاری آزمون‌های بتنی در شرایط مستغرق در آب دریا

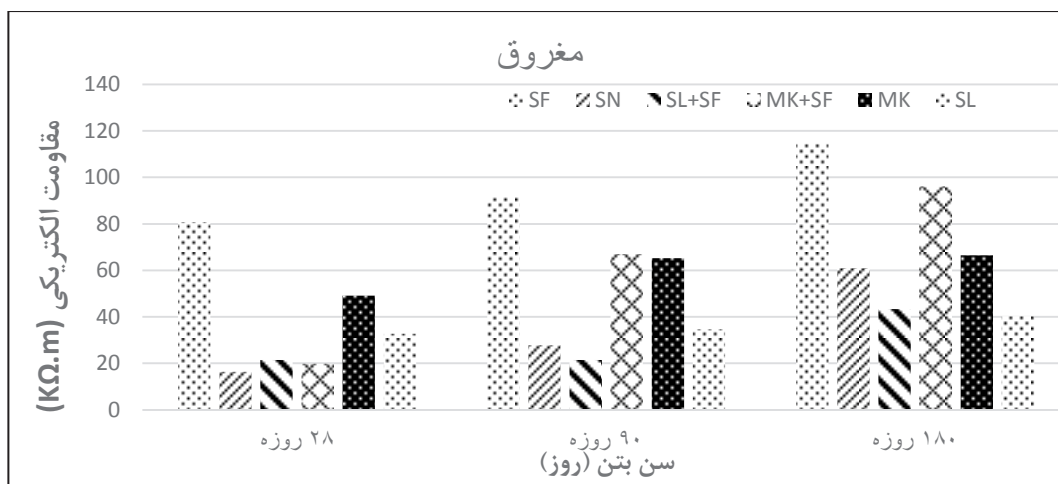
۴-۲- نتایج آزمایش مقاومت ویژه الکتریکی:

بیشترین مقاومت ویژه الکتریکی اندازه‌گیری شده مربوط به آزمون‌های دارای افزودنی میکروسیلیس می‌باشند، در حالی که کمترین آن آزمون‌های حاوی بتن خودتراکم معمولی حاصل شده‌اند. مشابه چنین نتایجی در پژوهش‌های پیشین مشاهده شده است [16, 17] در نمودار مشاهده می‌شود. مخلوط‌های حاوی پوزولان باعث افزایش قابل توجه مقدار و آهنگ کسب مقاومت الکتریکی می‌شود، این افزایش در مقاومت ویژه الکتریکی در سنین اولیه ناچیز است، ولی در سنین بالاتر کاملاً چشمگیر می‌گردد. همچنین ذرات بسیار ریز پوزولان‌ها باعث پر شدن منافذ بتن شده و از قدرت تحریک یون‌ها به مقدار زیادی می‌کاهد. بنابراین باعث افزایش مقاومت الکتریکی در طرح‌های حاوی پوزولان‌ها سه‌گونی گردیده است.

نمونه‌های قرار گرفته شده در محیط دریایی خورنده شدید نسبت به محیط شاهد افزایش چشمگیری در مقاومت الکتریکی برخوردار بودند، با افزایش رطوبت و نفوذ یون کلر و به تبع آن شدت خوردگی افزایش می‌یابد. همچنین نشان می‌دهد که مقاومت الکتریکی در ناحیه غوطه‌وری کاهش می‌یابد، این واقعیت ممکن است اینگونه توجیه شود که یون‌های کلرید به داخل بتن نفوذ کرده و باعث افزایش غلظت یون کلرید در محلول منافذ شده و این امر منجر به افزایش هدایت الکتریکی و کاهش مقاومت الکتریکی شده است [۱۸].



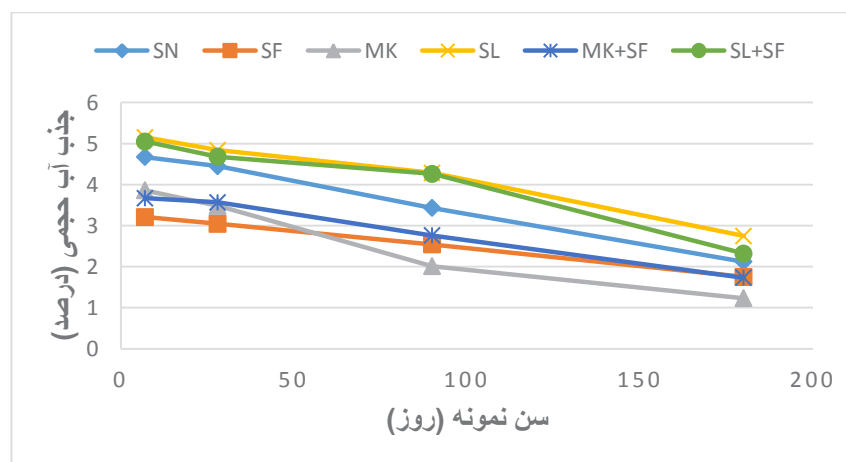
شکل ۵ مقاومت ویژه الکتریکی نمونه‌های بتنی در آب آهک



شکل ۶ مقاومت ویژه الکتریکی نمونه های بتنی مستغرق در دریا

۳-۴- نتایج آزمایش جذب آب حجمی

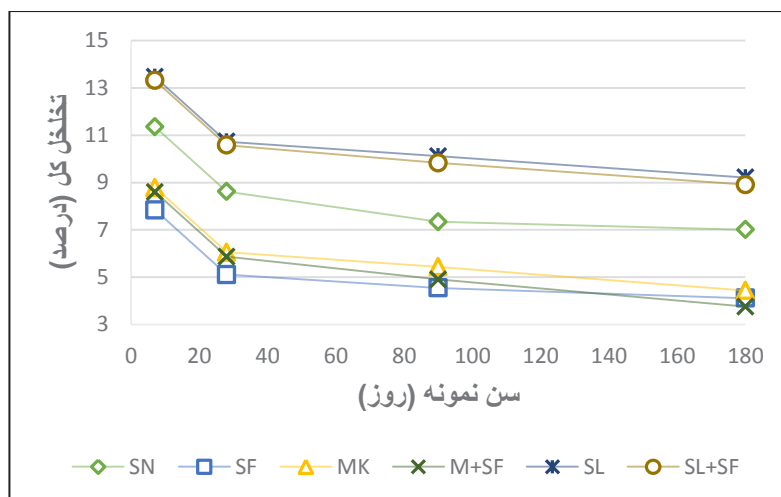
درصد جذب آب حجمی نمونه های بتن در شکل ۷ ارائه شده است. همان طور که ملاحظه می شود، جذب آب حجمی نمونه های حاوی افزودنی معدنی دوده سیلیس و متاکائولن، کمتر از نمونه ی بدون افزودنی معدنی بوده است. از طرف دیگر، نمونه حاوی سرباره، جذب آب بالاتری نسبت به بتن بدون افزودنی معدنی داشته است. اما با افزایش سن نمونه و واکنش پوزولانی آن، در سن نهایی جذب آب نهایی آن نزدیک به دیگر بتن ها شده است.



شکل ۷ تغییر در جذب آب حجمی بتن با افزایش سن نمونه

۴-۴- نتایج آزمایش تخلخل کل

مقدار تخلخل کل نمونه های بتن در سنین مختلف در شکل ۸ نشان داده شده است. مشاهده می شود که با اضافه کردن دوده سیلیس و متاکائولن به بتن، مقدار تخلخل کل بتن نسبت به بتن خودتراکم معمولی در تمامی سنین کمتر است. اما با اضافه کردن سرباره به بتن، در سنین اولیه سبب افزایش تخلخل کل بتن شده است. با افزایش سن نمونه ها، تخلخل در تمامی نمونه های بتنی کاهش یافته اما این مقدار کاهش برای بتن های مختلف متفاوت بوده به طوری که بیشترین میزان کاهش برای بتن بدون افزودنی معدنی و بتن حاوی سرباره مشاهده شده است. در سن ۲۸ روزه، کمترین تخلخل برای بتن حاوی دوده سیلیس ثبت شد، این در حالی است که در سن ۱۸۰ روزه، بتن حاوی هم زمان متاکائولن و میکروسیلیس دارای تخلخل کمتری بوده است.



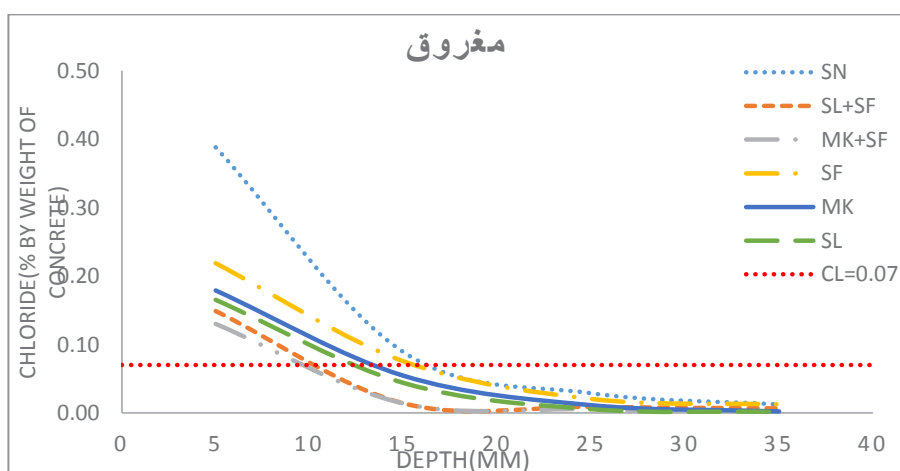
شکل ۸ تغییر در تخلخل کل بتن با افزایش سن نمونه

۴-۵- نتایج آزمایش نفوذ یون کلرید

پروفیل یون کلرید کل، مربوط به آزمون‌های حاوی افزودنی و آزمون بدون افزودنی در ناحیه مستغرق در آب دریا در نمودار ارائه شده است. لازم به ذکر است مقدار کلر بحرانی طبق تحقیقات قبلی به دست آمده از سازه‌های واقعی در منطقه خلیج فارس ۰/۰۷ درصد وزنی بتن در نظر گرفته شده است که در نمونه‌های مربوط به پروفیل آزمون‌ها مشخص می‌باشد [۱۹، ۲۰].

همچنین از دیگر پارامترهای حاصل از تجزیه و تحلیل نتایج برآزش که در این تحقیق در مورد بررسی قرار گرفتند، می‌توان به مقادیر یون کلر در عمق ۱۵ میلی متر، ضریب انتشار پذیری و مقادیر کلر سطحی نیز اشاره کرد که در جدول ۶ ارائه شده اند.

همچنین میزان عمق نفوذ یون کلر آزمون‌های حاوی متاکائولن و میکرو سیلیس و آزمون‌های حاوی متاکائولن، تقریباً یکسان است این میزان کمترین مقدار بین آزمون‌های دیگر می باشد. طبق جدول ۵ درصد کاهش عمق نفوذ یون کلرید در عمق ۱۵ میلیمتر نسبت به آزمون‌های شاهد مشاهده شده است. کمترین درصد برای آزمون‌های حاوی میکروسیلیس می باشد و همچنین بیشترین میزان برای آزمون‌های حاوی متاکائولن و آزمون‌های سه جزئی سرباره و میکروسیلیس می‌باشد.



شکل ۹ پروفیل کلرید کلیه طرح هادر شرایط غوطه وری در دریا

مقدار نفوذ یون کلرید در بتن در عمق ۱۵ میلی متر (بر حسب درصد وزن بتن)

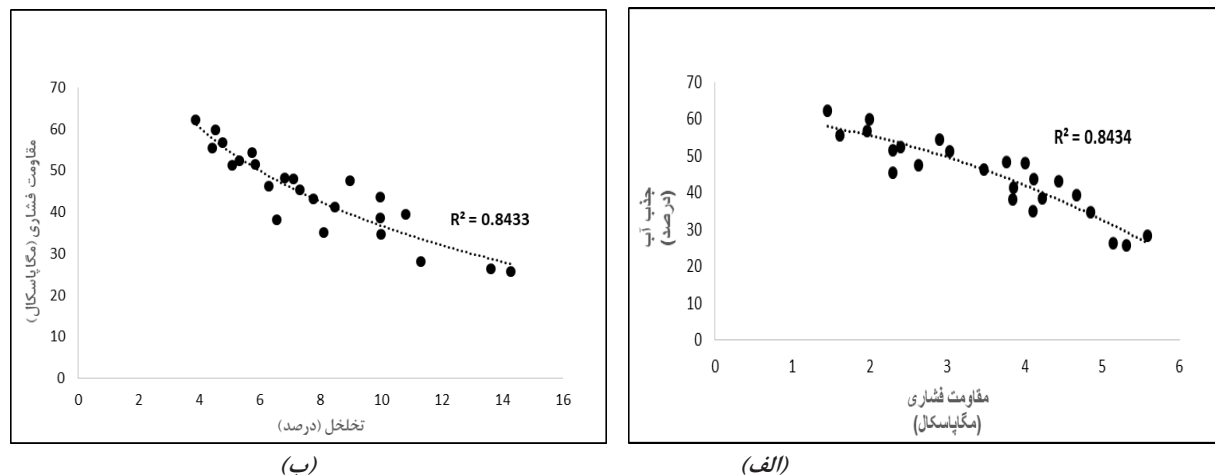
۴-۶- نتایج ضرایب انتشارپذیری

نتایج میزان ضریب انتشار پذیری Dc و میزان کلر سطحی Cs برای شرایط غوطه وری در دریا در جدول ۷ شماره ارائه شده است. همانگونه که از جدول مشخص است، بیشترین مقدار ضریب انتشار پذیری یون کلر در تمام شرایط مربوط به آزمون بدون پوزولان می باشد. و این بیانگر اثر مثبت پوزولان ها در کاهش ضریب انتشار پذیری یون کلرید می باشد.

همچنین کمترین میزان ضریب انتشار پذیری یون کلرید برای آزمون های حاوی متاکائولن می باشد. جدول ۷ بیانگر درصد کاهش ضریب انتشار پذیری یون کلرید در شرایط شبیه سازی مغروق می باشد. بیشترین به ترتیب برای آزمون های متاکائولن، که برابر ۸۶ درصد می باشد اما در آزمون های حاوی ترکیب متاکائولن و میکروسیلیس می باشد که این مقدار برابر ۸۱ درصد می باشد همچنین کمترین میزان کاهش درصد ضریب انتشارپذیری برای آزمون های حاوی میکروسیلیس مشاهده شده است که این مقدار نسبت به آزمون های حاوی متاکائولن برای شرایط مغروق به ترتیب برابر ۱۱، ۲۳ و ۳۳ درصد می باشد که همانطور که گفته شد بیانگر عملکرد خوب متاکائولن در دوام بتن های خودتراکم می باشد.

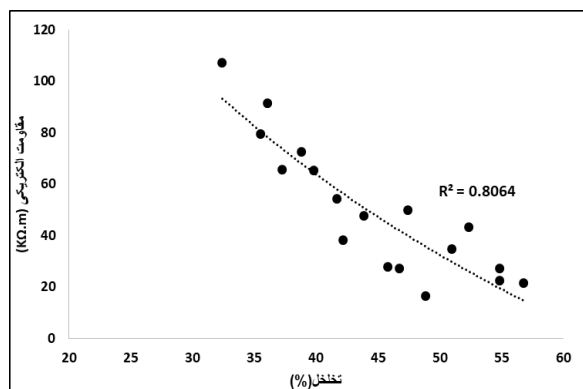
نتایج ضریب انتشارپذیری و میزان کلر سطحی

در شکل ۱۰ با بررسی ارتباط جذاب حجمی و همچنین تخلخل کل با مقاومت فشاری بتن مشاهده می شود که مقاومت فشاری با افزایش جذب آب حجمی کاهش پیدا کرده است. با توجه به بالا بودن ضریب همبستگی بین این دو پارامتر، می توان نتیجه گرفت که ارتباط بین این دو پارامتر با مقاومت فشاری نزدیک بوده و روی هم اثر گذار هستند.



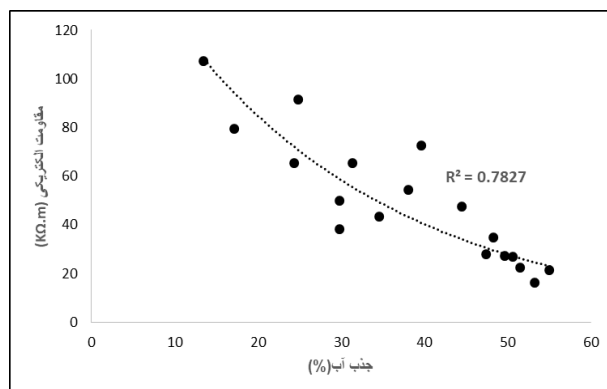
شکل ۱۱ (الف) - ارتباط بین نتایج آزمایش جذب آب و مقاومت ویژه الکتریکی (ب) - ارتباط بین نتایج تخلخل و مقاومت فشاری

در شکل ۱۱ ارتباط جذب و تخلخل بتن با مقاومت ویژه الکتریکی نشان داده شده است با افزایش مقاومت الکتریکی در شرایط دریایی و شاهد مشاهده می شود که تخلخل کاهش پیدا کرده است. با توجه به بالا بودن ضریب همبستگی بین این دو پارامتر می توان نتیجه گرفت ارتباط این دو با مقاومت ویژه الکتریکی نیز قوی بوده است و به یکدیگر اثر گذار هستند.



(ب)

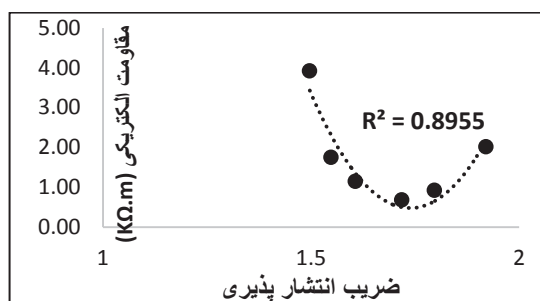
ب-ارتباط بین تخلخل و مقاومت ویژه الکتریکی



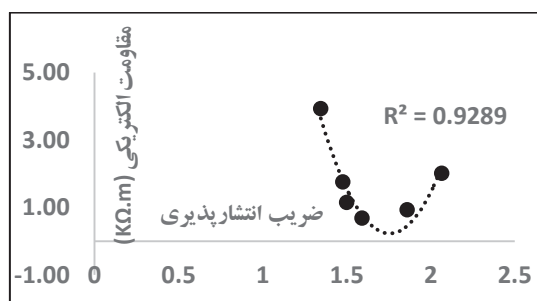
(الف)

الف-ارتباط بین جذب آب حجمی بتن و مقاومت ویژه الکتریکی

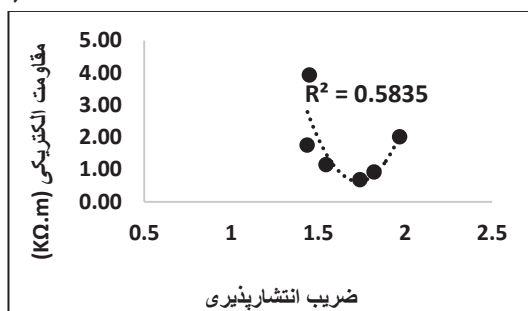
در شکل های ارتباط بین ضریب انتشار پذیری یون کلر با مقاومت ویژه الکتریکی مشاهده می شود. با توجه به بالا بودن ضریب همبستگی، ارتباط قوی بین این دو پارامتر مشاهده می شود و در نمونه های حاوی مواد افزودنی معدنی بیشتر نمایان است.



(ب)



(الف)



(ج)

شکل ۱۲ الف-ارتباط بین ضریب انتشار پذیری کلرید با مقاومت ویژه الکتریکی به ترتیب در سن ۲۸، ۱۸۰ و ۹۰ روز

نتیجه گیری

۱. استفاده از پوزولان ها در طرح اختلاط بتن، نقش مهمی در افزایش طول عمر مفید سازه های بتنی در شرایط مهاجمی خلیج فارس دارد.
۲. در بررسی عملکرد پوزولان های مختلف، اولویت عملکرد مطلوب به صورت مخلوط های بتنی دو جزئی حاوی دوده سیلیس می باشد. با این حال مخلوط های بتنی سه جزئی حاوی متاکائولن و میکروسیلیس همچنین سرباره و میکروسیلیس دارای عملکرد بهتری داشته و روند افزایش مقاومت فشاری بیشتری نسبت به مخلوط

- های بتنی دو جزئی درطول زمان داشته اند. نتایج خواص مکانیکی برای شش طرح مطالعات نشان می دهد که در بتن های خود تراکم سه جزئی مقاومت فشاری به طور چشمگیری افزایش پیدا کرده است.
۳. نتایج مقاومت فشاری و تخلخل کاملاً در ارتباط با یکدیگرند، به طوری که هر چه ماتریس سیمانی به دلیل ساختار اسکلت بندی متراکم تر باشد مقاومت بیشتری باطبع نفوذ و همچنین تعداد نفوذ پذیر به مراتب کمتر خواهد بود.
۴. نتایج مقاومت فشاری با نتایج جذب آب نشان می دهد که سرباره تاثیر خوبی بر روی کاهش جذب آب حجمی دارد. همچنین با توجه به نتایج، مشاهده شده است که جذب آب حجمی با افزایش سن نمونه های بتنی کاهش داشته که این مقدار برای بتن های حاوی متاکائولن کاهش بیشتری داشته است و برای مخلوط های بتنی حاوی سیلیس درصد کاهش کمتر بوده است.
۵. نتایج تخلخل نشان می دهد که مخلوط های بتنی دو جزئی حاوی سرباره بیشترین کاهش درصد تخلخل را داشتند. از از طرفی کاهش درصد تخلخل در مخلوط های بتنی حاوی متاکائولن کمتر بوده است همچنین نتایج نشان داده اند که با گذشت زمان و افزایش سن نمونه های بتنی کاهش تخلخل بسیار کم بوده و و با سرعت کمی کاهش پیدا کرده اند.
۶. وجود یون های سولفات در دریا باعث کاهش مقاومت فشاری نسبت به نمونه های محیط شاهد شده است. همچنین مقاومت ویژه الکتریکی این نمونه بدون افزودنی نسبت به نمونه های دارای افزودنی معدنی کاهش چشمگیری داشته است. مقاومت ویژه الکتریکی کلیه مخلوط های بتن با افزایش سن نمونه ها و قرار گیری در شرایط کاهش پیدا می کند. این امر احتمالاً باعث افزایش خوردگی با گذشت زمان را در پی خواهد داشت.
۷. در نسبت آب به سیمان یکسان و در صورت استفاده ازپوزولان در مخلوط های بتن، ضریب انتشار پذیری مخلوط های بتنی بدون پوزولان در ناحیه مغروق در آب دریا کاهش می یابد.
۸. بتن خود تراکم سه جزئی رفتار بسیار مشابهی نسبت به بتن خود تراکم دو جزئی از نظر کاهش ضریب انتشار پذیری یون کلرید داشته است. بیشترین کاهش ضریب پذیری برای مخلوط های خود تراکم سه جزئی حاوی متاکائولن و دوده سیلیس می باشد.
۹. با وجود کاهش قابل ملاحظه مقدار نفوذ یون کلرید و ضریب انتشار پذیری مخلوط های بتنی دو جزئی و سه جزئی نسبت مخلوط بتن شاهد، مقدار کلر سطحی در این مخلوط ها نسبت به بتن شاهد افزایش داشته است. بنابراین، این گونه می توان نتیجه گرفت که افزایش مقدار کلر سطحی امری مثبت و در راستای کاهش میزان نفوذ یون کلرید و ضریب انتشار پذیری بتن می باشد و نشان می دهد که پوزولان ها با اصلاح ساختار بتن و کاهش ضریب انتشار پذیری برای ورود یون کلرید مانع ایجاد می کنند و این یون درسطح باقی می ماند.
۱۰. با بررسی ارتباط بین پارامترهای دوام مشاهده شد که بین جذب آب حجمی بتن و تخلخل با مقاومت فشاری ارتباط قوی وجود دارد با افزایش مقاومت فشاری بتن تخلخل و جذب آب کاهش پیدا کرده است. همچنین بین جذب آب حجمی و تخلخل با مقاومت ویژه الکتریکی، با توجه به ضریب همبستگی بالا ارتباط قوی وجود دارد، با افزایش تخلخل مقاومت الکتریکی کاهش پیدا کرده است. ارتباط بین ضریب انتشار پذیری کلرید با مقاومت ویژه الکتریکی در سنین ۲۸ و ۱۸۰ روزه دارای ضریب همبستگی بالا می باشد اما در سن ۹۰ روزه این ارتباط مشاهده نشده است.
- بدیهی است که نتایج به دست آمده در مدت زمان ۶ ماه است و برای دستیابی به نتایج تکمیلی و قابل توجه نیاز به مطالعات درازمدت می باشد. همچنین تحقیقات انجام شده نشان می دهد که توجه به ملاحظات مقاومتی درطراحی، نمی تواند به تنهایی برای تخمین عمر مفید کافی باشد و به منظور تامین عمر مفید یک سازه باید به مسائل دوامی توجه داشت.

- [1]. Okamura, H. and M. Ouchi, Self-compacting concrete. *Journal of advanced concrete technology*, 2003. 1(1): p. 5-15.
- [2]. Assié, S., *Durabilité des bétons auto-plaçants*. 2004, Toulouse, INSA.
- [3]. Bonakdar, A., M. Bakhshi, and M. Ghalibafian. *Properties of High-performance Concrete Containing High Reactivity Metakaolin*. in *7th International Symposium on Utilization of High-Strength/High-Performance Concrete*, Washington DC. USA. 2005.
- [4]. Vivek, S. and G. Dhinakaran, *Durability characteristics of binary blend high strength SCC*. *Construction and Building Materials*, 2017. 146: p. 1-8.
- [5]. Ozyildirim, C., *Laboratory investigation of low-permeability concretes containing slag and silica fume*. *Materials Journal*, 1994. 91(2): p. 197-202.
- [6]. Mostofinejad, D., K. Mirtalee, and M. Sadeghi, *Investigation of compressive strength of concrete with slag and silica fu*. *International Journal of Engineering Science (Tehran)*, 2002. 13(2): p. 117-132.
- [7]. Lane, D.S. and C. Ozyildirim, *Combinations of pozzolans and ground, granulated blast-furnace slag for durable hydraulic cement concrete*. 1999, United States. Federal Highway Administration.
- [8]. Thomas, M., et al., *Ternary cement in Canada*. *Concrete international*, 2007. 29(7): p. 59-64.
- [9]. Tikalsky, P., et al., *Development of Performance Properties of Ternary Mixtures: Phase I Final Report*. 2007, United States. Federal Highway Administration.
- [10]. Concrete, S.-C., *The European Guidelines for Self-Compacting Concrete*. *BIBM*, et al, 2005. 22.
- [11]. Standard, B., *Part-116 (1983) Method for Determination of Compressive Strength of Concrete Cubes*, London. British Standard Institution, 1881.
- [12]. ASTM, *Standard test method for density of hydraulic cement*. 2009.
- [13]. ASTM, C., *Standard test methods for chemical analysis of hydraulic cement*. *American Society for Testing of Materials: Philadelphia, PA, USA*, 2004.
- [14]. AASHTO., *Standard method of test for sampling and testing for chloride ion in concrete and concrete raw materials*. 1997, AASHTO Washington, DC.
- [15]. Crank, J., *The mathematics of diffusion*. 1979: Oxford university press.
- [16]. Takada, K., G. Pelova, and J. Walraven, *Influence of mixing efficiency on the mixture proportion of general purpose self-compacting concrete*. 1998: Univ.
- [17]. Basheer, L., J. Kropp, and D.J. Cleland, *Assessment of the durability of concrete from its permeation properties: a review*. *Construction and building materials*, 2001. 15(2-3): p. 93-103.
- [18]. Samimi, K., et al., *Influence of Metakaolin and Cements Types on Compressive Strength and Transport Properties of Self-Consolidating Concrete*.
- [19]. Pargar, F., H. Layssi, and M. Shekarchi. *Investigation of chloride threshold value in an old concrete structure*. in *Proc., 5th Int. Conf. on Concrete under Severe Conditions: Environment and Loading (CONSEC'07) Tours*. 2007.
- [20]. Shekarchi, M., F. Moradi-Marani, and F. Pargar, *Corrosion damage of a reinforced concrete jetty structure in the Persian Gulf: A case study*. *Structure and Infrastructure Engineering*, 2011. 7(9): p. 701-713.

Investigating durability properties of binary and ternary self-consolidating concrete mixtures in simulated marine environment (Persian Gulf)

Sajjad Mirvalad^{a*}, Ali Akbar Shirzadi Javid^b, Sadegh Manouchehri^c

^a Assistant Professor, School of Civil Engineering, Iran University of Science & Technology

^b Assistant Professor, School of Civil Engineering, Iran University of Science & Technology

^c M.Sc. Student, School of Civil Engineering, Iran University of Science & Technology

* Corresponding author (mirvalad@iust.ac.ir)

Abstract

The performance of binary and ternary self-consolidating concrete (SCC) samples immersed in Persian Gulf simulated water including compressive strength, electrical resistance, bulk water absorption, total voids and chloride ions penetration were investigated. Portland cement was partially replaced with 8, 20, and 50% (by mass) of silica fume, metakaolin and slag, respectively. In addition, ternary blends containing the mentioned percentages of metakaolin and silica fume as well as slag and metakaolin were cast. The water to binder ratio was considered 0.45. The results indicated the improvement in the performance of immersed binary and ternary SCC samples compared with control samples. SCC containing the studied supplementary cementing materials showed better performance compared to the plain SCC when immersed in sea water from the view point of resistance against chloride ions attack. The best performance was arrived to the ternary SCC containing metakaolin and silica fume. The samples containing slag did not perform well in the Persian Gulf exposure which can be related to the poor quality of the studied slag.

Keywords: Self-consolidating concrete; Chloride ions penetration, electrical resistivity, silica fume; metakaolin; slag; simulated marine environment

مروری بر روش‌های مختلف افزایش دوام بتن در محیط‌های اسیدی با تاکید بر شرایط فاضلابی

دریافت مقاله: ۱۳۹۷-۰۹-۲۵

پذیرش مقاله: ۱۳۹۸-۰۱-۱۰

محمد زرین کوب

دانشجوی کارشناسی مهندسی عمران، دانشگاه تهران

m_zarrinkoub@yahoo.com

علی دوستی

استادیار مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

چکیده

در سال‌های اخیر مفهوم پایداری و پایایی به عنوان یکی از مهمترین ملاحظات در طراحی ساختمان‌ها و سازه‌ها ملاک عمل شده است. در این میان بتن به عنوان پرمصرف‌ترین ماده در ساخت سازه‌های مواجه با مواد اسیدی همچون محیط‌های فاضلابی مطرح می‌باشد. با این وجود در برخی از سازه‌های فاضلابی هیدروژن سولفید تولید شده به واسطه باکتری‌ها به اسید سولفوریک تبدیل شده و محیط خاصیت اسیدی شدید پیدا می‌کند. بتن نیز به دلیل ماهیت قلیایی آن در برابر این اسیدها از مقاومت کمی برخوردار است. بنابراین تخریب‌های زیادی ناشی از مواجهه بتن با محیط‌های اسیدی گزارش شده است. از طرفی هزینه ترمیم و نگهداری سازه‌های فاضلابی بسیار بالا می‌باشد. هزینه‌های نگهداری این سازه‌ها به طرز نامتناسبی زیاد بوده که نشان از فقدان دوام و پایایی این سازه‌ها می‌باشد. بنابراین کاملاً واضح است که اصلاح دوام و پایایی بتن این سازه‌ها باید در ساخت یا تعمیر سازه‌های آسیب دیده مد نظر قرار گیرد.

در این مقاله محاسبات و اقدامات لازم جهت پیشگیری یا در جهت به حداقل رساندن تخریب بتن در تماس با محیط‌های اسیدی ارائه شده است. بخصوص بر روی مکانیزم واکنش بین محیط قلیایی بتن با محیط اسیدی تاکید زیادی شده است. مکانیزم این واکنش به وضوح دستورالعمل‌هایی را جهت کاهش احتمال رخداد یا از بین بردن این واکنش‌ها ارائه می‌دهد. اقدامات پیشگیرانه موجود در این مطالعه جهت افزایش دوام و عمر مفید سازه‌های بتنی در تماس با مواد فاضلابی شامل دو گروه بهبود ریزساختار بتن و ایجاد موانعی در برابر مواد اسیدی (بخصوص اسید سولفوریک) می‌شوند. کلمات کلیدی: محیط اسیدی، شرایط فاضلابی، اسید سولفوریک، دوام بتن.

لوله‌های فاضلاب، تصفیه خانه ها و دیگر تاسیسات در ارتباط با مواد فاضلابی از مهمترین سازه ها در محیط‌های شهری به شمار می آیند. از این رو دوام این تاسیسات به منظور تضمین طول عمر مفید آن‌ها بسیار حائز اهمیت می‌باشد. بروز تخریب در تاسیسات فاضلابی مشکلات مختلفی از قبیل آلودگی محیط‌زیست و منابع آب‌های زیرزمینی و نشست بیش از حد خاک را به وجود می‌آورد. همچنین تعمیر و تعویض بخشی از سیستم فاضلاب، جدای از بحث هزینه‌های تعمیر، باعث اخلاص در سیستم جمع‌آوری فاضلاب می‌شود [1]. لذا مواد به کار برده شده برای ساخت این تاسیسات باید برای این شرایط مناسب بوده تا عملکرد مناسبی را در اقتصادی‌ترین حالت عرضه کنند. بتن یکی از مصالحی است که به دلیل دارا بودن نسبت دوام به هزینه بالا، در جهان در ابعاد وسیع مورد استفاده قرار می‌گیرد. [2]

سیمان پرتلند یکی از مواد به کار رفته در بتن به عنوان ماده چسبنده سنگدانه‌ها می‌باشد. این ماده در حال حاضر پرکاربردترین ماده در این زمینه است. اما خمیر به وجود آمده از سیمان پرتلند، در برخورد با عوامل شیمیایی عملکرد قابل قبولی از خود نشان نمی‌دهد که این مسئله برای سازه‌هایی که در تماس با حملات شیمیایی هستند، نگران کننده است. یکی از این مواردی که به دلیل خسارات گسترده به سازه‌های بتنی حائز اهمیت است، واکنش بتن در تماس با اسید می‌باشد. در این راستا واکنش اجزای خمیر سیمان و به خصوص انحلال کلسیم هیدروکسید در برخورد با اسید، عامل اصلی اضمحلال بتن عادی است. [3]

گسترش منابع اسیدی به علت توسعه نواحی صنعتی و شهری، مهم‌ترین علت شیوع حملات اسیدی است. یکی از عوامل مهم در سرعت حمله اسیدی، شرایط کنش محلول اسیدی است. در این خصوص دو حالت استاتیکی و دینامیکی ممکن است اتفاق بیفتد. در حالت استاتیکی، هیچ‌گونه جریانی در محلول ایجاد نمی‌شود اما در حالت دینامیکی، سطح یا میزان محلول تغییر می‌کند یا در محلول جریان ایجاد می‌شود. شرایط دینامیکی خود باعث افزایش شدت خوردگی می‌شود. در محیط‌های فاضلابی، شرایط حاکم عمدتاً دینامیکی است. [4]

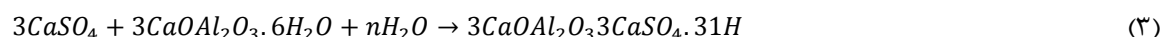
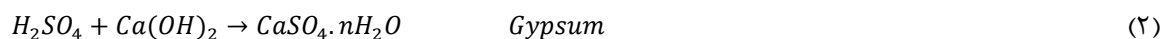
از نظر مهندسی هر واکنش فیزیکی یا شیمیایی نمی‌تواند الزاماً به مفهوم تهاجم باشد و واکنشی که منجر به تخریب یا کاهش دوام نگردد، تهاجم نیست. البته شرایط محیط فاضلابی در زمره محیط‌های مخرب قرار می‌گیرد. لذا رفتارشناسی بتن در این شرایط از اهمیت ویژه ای برخوردار است. [1]

تبادل کاتیون بین محلول‌های اسیدی و مواد متشکله خمیر سیمان باعث به وجود آمدن نمک‌هایی قابل حل، از جمله کلراید کلسیم، استات کلسیم و بی کربنات کلسیم بسته به نوع اسید حمله کننده می‌شوند. [6]

خمیر سیمان دارای پایه کلسیم هیدروکسید است که در برخورد با اسید که به طور کلی دارای پایه HX است، به صورت زیر تجزیه می‌شود:



به عنوان مثال در صورت تهاجم اسید سولفوریک به بتن، واکنش‌های زیر انجام می‌شوند:



رابطه فوق نشان‌دهنده تشکیل اترینگایت (سولفوآلومینات) است که این ماده منجر به انبساط بتن و در نتیجه ترک خوردگی و تخریب آن خواهد شد. بنابراین با تخریب لایه‌های بیرونی از بتن، سطح رویی تخریب خواهد شد. بنابراین این بار بتن سالم لایه‌های زیرین در معرض حمله اسید قرار خواهد گرفت. [7]

ساختار بتن ناهمگن و پیچیده است. از این رو تعیین الگوهای ساختاری مشخص به منظور شناخت و پیش بینی رفتار بتن دشوار است. با این حال درک خواص اجزای تشکیل دهنده بتن برای کنترل خواص آن مفید است. [5] در این باب تحقیقات زیادی در خصوص روش های بهبود عملکرد بتن در محیط های اسیدی انجام شده است. شی و استگمن^۱ در سال ۲۰۰۰ مقاومت مصالح سیمانی مختلف در برابر خوردگی اسیدهای مختلف را بررسی کردند. میزان خوردگی در برابر اسیدها تابعی از محصولات هیدراسیون سیمان به کار رفته می باشد. محصول اصلی هیدراسیون سیمان پرتلند ژل C-S-H با نسبت بالای C/S و همچنین Ca(OH)_2 می باشد. در حالیکه ژل C-S-H با نسبت پایینی از C/S محصول اصلی هیدراسیون سیمان قلیا فعال و سیمان خاکستریادی-آهک است. [26]

چانگ و همکارانش در سال ۲۰۰۵ نمونه های بتنی مختلف از سنگدانه های آهکی و سیلیسی و به همراه مواد سیمانی مختلف ساختند و مقاومت آن ها را در برابر حمله اسید سولفوریک با غلظت ۱ درصد سنجیدند. نتایج آنها نشان داد که از میان روباره کوره آهن گدازی، دوده سیلیس و خاکستر بادی، بتن ساخته شده از سنگدانه های آهکی که حاوی دوده سیلیس و خاکستریادی بود، مقاومت بهتری در برابر حمله سولفاتی از خود نشان داد. [27]

گیراردی^۲ و همکارانش در سال ۲۰۱۰ با اندازه گیری انبساط و تغییر حجم نمونه های بتنی به مدت ۵ سال، مقاومت بتن های ساخته شده از سیمان های مختلف را در مقابل حمله سولفوریک اسید و سدیم سولفات بررسی کردند. نتایج آن ها حاکی از آن بود که کمترین انبساط مربوط به نمونه های ساخته شده از دوده سیلیس می باشد. [28] گیراردی و همکارانش در سال ۲۰۱۱ با آزمایش بر روی سیمان های مختلف و ترکیب آن ها با دو نوع سنگدانه آهکی و معمولی، مقاومت بتن در مقابل قرار گیری در معرض اسید را بررسی کردند. نتایج تحقیقات آن ها نشان داد که عملکرد بتن ساخته شده با سیمان آهکی از سیمان های پوزولانی مورد آزمایش که دارای سرباره و دوده سیلیس بودند، فارغ از نوع سنگدانه بهتر می باشد. [29] سزر^۳ در سال ۲۰۱۲ با آزمایش بر روی ۱۲ نوع سیمان که از جایگزینی ترکیبات مقادیر مختلفی از آهک و دوده سیلیس با سیمان معمولی حاصل شده بودند، مقاومت فشاری و مقاومت در برابر سولفات برای ملات های ساخته شده از این سیمان ها را مورد مطالعه قرار دادند. نتایج آن ها نشان داد که استفاده همزمان از آهک و دوده سیلیس منجر به عملکرد بهتر بتن در برابر حمله سولفاتی در محلول های منیزیم سولفات و سدیم سولفات می شود. [30]

۲- روش های پیشگیری از ایجاد شرایط بی هوازی در مرحله طراحی

در مرحله طراحی تاسیسات فاضلابی می توان روش هایی را پیاده کرد تا به میزان قابل قبولی از ایجاد شرایط برای تولید سولفید هیدروژن جلوگیری گردد. در نتیجه می توان از تخریب تاسیسات از طریق خوردگی جلوگیری به عمل آورد. در ذیل به برخی از این اقدامات اشاره شده است [8]:

۱. اندازه صحیح ابعاد و شیب لوله ها که باعث سرعت کافی جریان می شود. در نتیجه شرایط بی هوازی به وجود نمی آید و از انباشت مواد جلوگیری می شود.
۲. حتی الامکان استفاده از سیفون ها، بازشوها و... محدود شود تا شرایط بی هوازی به وجود نیاید.
۳. دبی پساب واحدهای صنعتی از نظر سولفید، BOD، دمای بالا، و سطح pH کنترل شوند.
۴. از زمان ماند بیش از اندازه در حوضچه ها و دیوارهای تر خودداری شود.
۵. در مکان های مناسب ایستگاه های تزریق هوا و یا افزودنی های شیمیایی در نظر گرفته شود.

¹ Shi & Stegeman

² Girardi

³ Sezer

۳- راهکارها به منظور افزایش دوام بتن

اما با وجود اقدامات پیشگیرانه در مرحله طراحی سیستم های فاضلابی، خوردگی به دلیل H_2S اجتناب ناپذیر است. در این شرایط به طور کلی در برخورد با محیط فاضلابی چهار راهکار زیر وجود دارند که در ادامه به آن ها پرداخته خواهد شد:

۱. افزودنی های شیمیایی

۲. اصلاح طرح مخلوط بتن

۳. استفاده از پوشش ها

۳. بتن های ویژه

۳-۱ افزودنی های شیمیایی

مشکل خوردگی در تاسیسات فاضلابی عمدتاً به دلیل H_2S است. به طور کلی دو راه حل عمده برای کنترل سولفید در جریان فاضلاب وجود دارد:

۱- بهبود تعادل اکسیژن با تزریق و یا وارد کردن هوا

۲- افزودنی های شیمیایی (اکسید کردن شیمیایی، جلوگیری از کاهش سولفات، ته نشینی و کنترل pH)

نمک های بسیاری از فلزات با سولفید محلول واکنش می دهند و تولید رسوب می کنند. سولفید فلزی تشکیل شده باید نامحلول باشد و لذا در نهایت از انتشار گاز H_2S در فضای بالای لوله ها جلوگیری شود. به عنوان مثال نمک های آهن در بسیاری از نقاط آمریکا به منظور کنترل سولفید به کار رفته اند. [8] برای کنترل سولفید، واکنش ترکیبات نمک های آهن با نسبت مولکولی یک قسمت فروس (Fe^{++}) و دو قسمت فریک (Fe^{+++}) بهتر از کاربرد جداگانه آن ها می باشد. [9] نمک های روی نیز برای کنترل سولفید به کار می روند. سولفید روی به دلیل آنکه از سولفید آهن نامحلول تر است، به لحاظ تئوری کاهش بیشتری را برای غلظت سولفید فراهم می کند. برخی مطالعات نشان داده اند که برای هر واحد سولفید، به ۱۰ تا ۱۵ واحد روی احتیاج است. [10]

فلزات دیگر مانند مس و سرب نیز می توانند برای کنترل سولفیدها مفید باشند. هرچند که به دلیل مشکلاتی که در طی فرآیند تصفیه فاضلاب به وجود می آورند و همچنین به دلیل هزینه زیاد، استفاده از آن ها مورد توجه قرار نگرفته است.

۳-۲ اصلاح طرح مخلوط بتن

موثر ترین راه برای افزایش عمر تاسیسات فاضلابی در برابر محیط اسیدی به وجود آمده، از نظر اقتصادی، بهبود کیفیت بتن مورد استفاده است. از عوامل موثر بر کیفیت بتن در شرایط فاضلابی، می توان به نفوذپذیری، شرایط عمل آوری بتن، شکل و نوع سنگدانه، ویژگی های سیمان مصرفی و نوع مواد چسباننده اشاره کرد. در ذیل به بعضی از این فاکتورهای موثر به طور مفصل تری اشاره شده است.

۳-۲-۱ شرایط عمل آوری

میزان نفوذپذیری خمیر سیمان با افزایش درجه هیدراسیون کاهش می یابد. با کاهش نفوذپذیری، دوام بتن بهبود خواهد یافت. نرخ تخریب بتن شاهد (حاوی سیمان پرتلند) که به روش عمل آوری با بخار ساخته شده بود در برابر حمله سولفوریک اسید به نسبت این نرخ تخریب برای حالت عمل آوری استاندارد بیشتر بود. این موضوع می تواند به علت خاصیت نفوذپذیری بیشتر ریزساختار بتنی که تحت این شرایط عمل آوری شده است باشد. زیرا تشکیل ساختارهای CSH به سرعت صورت می گیرد. [11]

۳-۲-۲- شکل و نوع سنگدانه

ویژگی‌های سنگدانه مانند حداکثر اندازه، شکل و نوع آن در نفوذپذیری بتن کاملاً موثر است. با افزایش اندازه سنگدانه، فاز انتقالی در وجه مشترک خمیر سیمان و سنگدانه که ناحیه ضعیفی است (ITZ)، گسترش می‌یابد و در نتیجه در زمان جمع‌شدگی، ترک‌های این نواحی به سرعت به یکدیگر می‌پیوندند و لذا نفوذپذیری بتن افزایش می‌یابد. [12]

تأثیر نوع سنگدانه‌ها نیز بر دوام بتن در محیط اسیدی حائز اهمیت است. در برخی تحقیقات تأثیر استفاده از سنگدانه‌های آهکی بر دوام بتن مورد بررسی قرار گرفته و با بتن مشابه با سنگدانه‌های سیلیسی مورد مقایسه قرار گرفته است. با توجه به نتایج، با اینکه میزان کاهش وزن برای سنگدانه‌های آهکی به نسبت سنگدانه‌های سیلیسی در هفته دوم بیشتر بود، اما از هفته سوم این رویه تغییر کرده است و بتن با سنگدانه‌های سیلیسی بیشتر در معرض خوردگی و تخریب قرار گرفته است. دلیل این واقعیه این است که با پیشروی خوردگی در نمونه، سیمان اطراف سنگدانه از بین می‌رود و سنگدانه با وجود خورده نشدن، به دلیل عدم وجود ماده چسباننده، از نمونه جدا می‌شود. اما در نمونه‌های حاوی سنگدانه آهکی، سیمان و سنگدانه همزمان خورده می‌شوند. همچنین در تمام سطح این نمونه‌ها لایه سفید رنگی از جنس گچ تشکیل می‌شود که از نفوذ اسید به بتن جلوگیری می‌کند. [13]

۳-۲-۳- ویژگی‌ها و میزان سیمان

هرچه نرمی سیمان بیشتر باشد، نفوذپذیری بتن کمتر خواهد شد. [12] سیمان تیپ پنج که میزان C_3A کمی دارد برای استفاده در محیط‌های دارای یون سولفات توصیه شده است. برخی تحقیقات نشان می‌دهند که نمونه‌های ساخته شده با سیمان حاوی C_3A بیشتر، در محیط در معرض سولفات سدیم، خرابی بیشتری در مقایسه با نمونه‌های ساخته شده با سیمان تیپ پنج داشته‌اند. [9]

حضور C_3A در ترکیب سیمان، به جز نقش اندک در مقاومت اولیه، نقش دیگری ندارد و بعد از سخت شدن سیمان در صورت حمله سولفاتی با تشکیل سولفوآلومینات کلسیم (اترینگایت) سبب خرابی می‌شود. بتنی که توسط سولفات‌ها مورد تهاجم قرار می‌گیرد دارای ظاهری سفید رنگ می‌باشد. علت این مسئله تشکیل سولفات کلسیم (گچ) و اترینگایت در اثر حمله سولفاتی می‌باشد. از آنجایی که C_3A توسط سولفات‌ها مورد حمله قرار می‌گیرد، یک راهکار که به ذهن می‌رسد استفاده از سیمان‌های ضد سولفات است؛ چرا که دارای C_3A کمی می‌باشند. البته صرف استفاده از این نوع سیمان‌ها کافی نیست زیرا تنها مشکل اترینگایت ثانویه را رفع می‌کند. [1]

باید توجه داشت که استفاده از سیمان نوع پنج زمانی که بنم در معرض هجوم سولفات منیزیم و یا اسید سولفوریک باشد، مناسب نمی‌باشد. در این محیط‌ها به دلیل پایین بودن pH، ژل C-S-H با سولفات واکنش می‌دهد که باعث کاهش کیفیت عملکرد بتن می‌شود. [14]

کاهش نسبت آب به سیمان می‌تواند با کاهش نفوذپذیری همراه باشد. با کاهش نفوذپذیری بتن، امکان تهاجم عوامل شیمیایی کاهش و در نتیجه دوام بتن افزایش می‌یابد. [6] در نسبت‌های آب به سیمان بالا، فضاهای خالی زیادی در بتن وجود دارد که در واقع نقاط ضعف بتن می‌باشند. [7] در یکی از تحقیقات صورت گرفته، نمونه‌های ساخته شده با نسبت آب به سیمان ۰.۵۵، درصد در برابر تهاجم سولفید کمترین مقاومت را از خود نشان داده‌اند. [34] واسرمن و بنتور^۱ در سال ۲۰۱۱ با ثابت نگه داشتن نسبت آب به سیمان و تغییر در میزان سیمان برای سه طرح مخلوط مختلف، اقدام به بررسی میزان نفوذ این بتن‌ها کردند. نتایج و مشخصات فیزیکی بتن‌ها در خصوص نفوذپذیری هوا و جذب موئینه بتن‌های مورد آزمایش تقریباً یکسان و به میزان قابل توجهی کمتر از بتن معمولی

¹ Wasserman & Bentur

بودند. این در حالی است که تمامی بتن‌ها دارای نسبت آب به سیمان و مقاومت یکسان بودند. اولین دلیلی که به ذهن می‌رسد این است که این تفاوت، در میزان سیمان بیشتر بتن معمولی ریشه دارد. از آن جایی که سنگدانه‌ها غیرقابل نفوذ تلقی می‌شوند، نفوذ صرفاً از راه خمیر سیمان اتفاق می‌افتد. بتن معمولی با داشتن مقدار سیمان بیشتر در نسبت آب به سیمان یکسان (خمیر سیمان بیشتر)، پتانسیل بیشتری برای در معرض نفوذ قرار گرفتن دارد. [15]

۳-۲-۴- تاثیر پوزولان‌ها

به طور کلی با استفاده از پوزولان در بتن واکنش پوزولانی رخ می‌دهد. به طوری که پوزولان که سرشار از سیلیس می‌باشد با CH ناشی از هیدراسیون خمیر سیمان واکنش داده و نهایتاً ژل CSH تشکیل می‌گردد. از آنجایی که اسید در وهله اول به CH خمیر سیمان حمله می‌کند، با جایگزینی بخشی از سیمان با پوزولان، ماده دسترس که مورد حمله اسید قرار می‌گیرد کم می‌شود. در ادامه به تاثیر برخی پوزولان‌ها می‌پردازیم.

۳-۲-۴-۱- دوده سیلیس

توری و کاوامورا^۱ در سال ۱۹۹۴ تاثیر جایگزینی بخشی از سیمان با دوده سیلیس و خاکستربادی را بر روی حمله اسید سولفوریک به بتن مورد آزمایش قرار دادند. طبق نتایج تحقیق انجام شده دوده سیلیس تاثیر کمتری به نسبت جایگزینی خاکستربادی دارد و نمونه‌های خاکستربادی که با درصد جایگزینی ۳۰ درصد ساخته شده بودند، عملکرد بهتری در برخورد با محیط اسیدی دارند. [31] دازکو^۲ و همکاران در سال ۱۹۹۷ اظهار داشتند که جایگزینی هشت درصد سیمان با دوده سیلیس می‌تواند افت وزن نمونه‌های بتنی در معرض اسید سولفوریک با pH=1 را تا ۳۰ درصد کاهش دهد. همچنین این تحقیق نشان داد که جایگزینی ۸ درصد متاکائولن با سیمان تاثیر اندکی بر مقاومت نمونه‌ها در برابر اسید سولفوریک دارد. [32] روی^۳ و همکاران در سال ۲۰۰۱ با ساخت نمونه‌های بتنی مختلف به بررسی تاثیر جایگزینی دوده سیلیس، متاکائولن و خاکستربادی کم کلسیم در محیط اسیدی پرداختند. در این تحقیق نمونه‌ها در معرض هیدروکلریک اسید، سولفوریک اسید، نیتریک اسید، استیک اسید و فسفریک اسید قرار داده شدند. آن‌ها بهترین عملکرد در این محیط‌ها را به نمونه حاوی دوده سیلیس نسبت دادند. [2]

۳-۲-۴-۲- خاکستربادی

خاکستربادی یک ماده پوزولانی است که استفاده از آن به طور کلی مقاومت اولیه بتن را کاهش می‌دهد. البته مقاومت و دوام بتن را با گذشت زمان بهبود می‌دهد. [16] فتوحی و هاگهس^۴ در سال ۱۹۸۸ بعد از قرار دادن سه نوع بتن با سیمان‌های مختلف در معرض اسید سولفوریک سه درصد، به این نتیجه رسیدند که عملکرد سیمان معمولی و دوده سیلیس بهترین عملکرد از میان این سه طرح مخلوط را داشته است. بعد از آن سیمان معمولی و خاکستربادی عملکرد بهتری نسبت به سیمان ضد سولفات از خود نشان داده‌اند. [33] آیدین^۵ و همکاران در سال ۲۰۰۷ با مقایسه نرخ تخریب بتن شاهد و بتن دارای خاکستربادی به این نتیجه رسیدند که این نرخ برای بتن شاهد بسیار بیشتر است. [11] تمیمی^۶ در سال ۱۹۹۷ با سنجش مدت زمان مورد نیاز برای بتن‌های مختلف به منظور از دست دادن ۲۰ درصد وزن خود در معرض

¹ Torii & Kawamura

² Dazko

³ Roy

⁴ Fattuhi & Hughest

⁵ Aydın

⁶ Tamimi

اسیدسولفوریک و هیدروکلریک اسید ۱ درصد، درصدهای جایگزینی متفاوتی از خاکستربادی به همراه ۱۰ درصد دوده سیلیس را مورد آزمایش قرار دادند. نتیجه این تحقیق حاکی از آن بود که بتن حاوی ۱۰ درصد دوده سیلیس و ۶۰ درصد خاکستر بادی آسیاب شده (به عنوان جایگزین سیمان) بهترین نتیجه را در محیط‌های اسیدی به دست داد. آن‌ها معتقدند که دوده سیلیس با کلسیم هیدروکسید وارد واکنش شده و ژل C-S-H می‌سازد. در واقع با این کار تشکیل مواد چسباننده افزایش و در نتیجه نفوذپذیری و میزان آهک آزاد کاهش می‌یابد. [17]

۳-۳- استفاده از پوشش‌ها

یکی از راهکارهای بسیار مناسب جهت حفاظت از بتن در محیط‌های اسیدی همچون محیط‌های فاضلابی استفاده از پوشش مناسب بر روی سطح بتن است. استفاده از پوشش مناسب موجب افزایش عمر مفید سازه‌های بتنی خواهد شد. برخی از تحقیقات نیز نشان می‌دهند که استفاده از پوشش محافظ مناسب در قیاس با مواد افزودنی به منظور کاهش نفوذپذیری بتن، عملکردی بهتری دارند. [19] مواد به کار رفته برای پوشش‌ها در سیستم‌های فاضلابی بیشتر شامل اورتان، اپوکسی، پلی استر ها، سیمان پرآلومین، آسفالت و... می باشد. به هنگام استفاده از پوشش‌ها، نکته حائز اهمیت ضمن در نظر گرفتن ویژگی‌های مکانیکی و شیمیایی پوشش، توجه به سازگاری و چسبندگی آن با سطح بتن می باشد. چرا که پوشش‌های بدون چسبندگی کافی نمی‌توانند در برابر بروز اختشاش یا فشار آب مقاومت کنند. به عنوان مثال اپوکسی‌ها با وجود دارا بودن چسبندگی خوب و مقاومت شیمیایی بالا، شکننده اند و به راحتی تغییر شکل نمی‌دهند. پوشش‌ها را می‌توان به دو دسته کلی پوشش‌های آلی و غیرآلی تقسیم بندی کرد. پوشش‌های آلی شامل اپوکسی‌ها، اورتان‌ها، قطران ذغال سنگ و... می باشد. باید توجه کرد که همه پوشش‌های آلی برای استفاده در تاسیسات فاضلابی مناسب نیستند و عملکرد برخی از آن‌ها در برابر عوامل شیمیایی از جمله اسید قابل قبول نمی باشد. در خصوص پوشش‌های غیر آلی نیز می‌توان به مواردی چون سرامیک‌ها، سیلیکات‌ها و شیشه اشاره کرد. تمام موارد فوق دارای معایب و مزایا خاص خود هستند که باید با توجه به ویژگی‌های آن‌ها، ضمن مد نظر قرار دادن برآورد های اقتصادی، امکان سنجی استفاده از آن‌ها را مورد بررسی قرار داد. [9] به طور کلی کارایی استفاده از پوشش‌ها برای محافظت از بتن در برابر خوردگی متغیر است و در مواردی چسبندگی بتن و پوشش از بین رفته و سپس بتن نیز دچار خوردگی شده است. [8]

۳-۴- بتن‌های ویژه

به کارگیری بتن‌های فاقد سیمان مانند بتن گوگردی، بتن قلیا فعال (واکنش یک ماده قلیایی با یک ماده جامد آلومینا-سیلیکاتی به قصد تولید یک ماده جامد قابل مقایسه با سیمان پرتلند، مقدمه ای بر شکل‌گیری نوع جدیدی از سیمان و بتنی به نام بتن قلیا فعال شد [20]) و بتن ژئوپلیمری نیز در دسته بتن‌های ویژه به عنوان راهکارهایی در برخورد با محیط‌های اسیدی می‌باشند. [6]

یکی از منابع آلومینا-سیلیکاتی در کشور ما سرباره است. سرباره یکی از محصولات جانبی صنایع تولید فولاد است. هنگامی که سرباره به تنهایی با آب ترکیب می‌شود، به صورت ذرات ریز تجزیه می‌شود. اما یک لایه محافظ ناکارآمد از جنس Ca^{2+} تشکیل می‌شود که مانع ادامه واکنش‌های بعدی می‌شود. اگر pH مخلوط به اندازه کافی بالا نگه داشته شود، این لایه محافظ شکسته شده و واکنش‌ها ادامه پیدا می‌کند. در حقیقت نقش سرباره قلیا فعال، بالا نگه داشتن یون‌های OH^- در مخلوط است. پوشش ایجاد شده بر روی سطح ذرات سرباره که پس از ترکیب با آب تشکیل می‌شود، مانع انجام هیدراسیون در مراحل بعدی می‌گردد. در نتیجه یک محیط قلیایی برای شکستن این پوشش لازم است. در سیمان سرباره‌ای این محیط قلیایی به وسیله $Ca(OH)_2$ حاصل از هیدراسیون سیمان ایجاد می‌شود. اما هنگامی که مقدار جایگزینی سیمان با سرباره افزایش پیدا می‌کند، میزان کلسیم هیدروکسید محیط به

اندازه کافی نبوده و در نتیجه یک منبع قلیایی خارجی مورد نیاز است. محصول نهایی واکنش، مشابه هیدراسیون سیمان پرتلند، ژل C-S-H می‌باشد. تفاوت اصلی در سرعت و شدت واکنش است. ژل C-S-H عمده‌ترین محصول ایجاد شده در سرباره قلیا فعال سخت شده می‌باشد. اما نسبت Ca به Si در این حالت خیلی کمتر از ژل C-S-H تولید شده در هیدراسیون سیمان پرتلند است. [20]

در سال 2005 کورلی و جانسون^۱ با مقایسه بتن ساخته شده با سیمان پرتلند و بتن قلیا فعال، به این نتیجه رسیدند که بتن معمولی پس از ۸۰ سیکل قرارگیری در معرض اسید سولفوریک با pH=1، ۲۵ درصد از وزن خود را از دست می‌دهد. درحالی که این مقدار کاهش وزن پس از ۱۴۰۰ سیکل برای بتن قلیا فعال اتفاق افتاده است. [21] تحقیقات بخارو^۲ و همکارانش در سال ۲۰۰۳ نیز نشان داد که بتن‌های سرباره‌ای فعال به دلیل مقدار کم کلسیم در سرباره به نسبت بتن‌های ساخته شده با سیمان معمولی، دوام بیشتری در برابر حملات سولفاتی دارند. [22] با توجه به آن که بتن‌های ژئوپلیمری بیشتر به بنیان‌های آلومینو سیلیکاتی تکیه می‌کنند تا به بنیان‌های کلسیم سیلیکات هیدرات، در برابر اسید سولفوریک طول عمر بیشتری از خود نشان می‌دهند.

گوپال و کاران^۳ در تحقیقی روی بتن ژئوپلیمری که بر اساس خاکستر بادی ساخته شده بود، به بررسی رفتار این بتن در شرایطی که در معرض اسیدهای HCL و H₂SO₄ و MgSO₄ به غلظت ۵ درصد به مدت ۴ هفته قرار داشت، پرداختند. طبق نتایج به دست آمده، این بتن در برابر اسیدهای HCL و H₂SO₄ نسبت به بتن معمولی از دوام بیشتری برخوردار است. [23]

در دهه‌های اخیر تولید گوگرد بر مصرف آن پیشی گرفته است. حتی در مواردی تولید گوگرد در پالایشگاه‌ها باعث ایجاد مشکلات زیست محیطی شده است. در این شرایط، پیدا کردن مصارف جدیدی برای گوگرد می‌تواند مفید باشد. یکی از مهم‌ترین محصولات تولید شده در کشورهای کانادا و روسیه، بتن گوگردی می‌باشد. همچنین آزمایشات نشان داده اند که بتن گوگردی ویژگی‌های منحصر به فردی در مقایسه با بتن معمولی دارد. بتن گوگردی در برابر اسید بسیار خوب عمل می‌کند. به گونه ای که بعد از ۴ هفته غوطه وری در اسید سولفوریک ۶٫۶ مولار تقریباً هیچ گونه آثاری از خوردگی در بتن گوگردی مشاهده نشده است. [24]

مولایی و همکاران نیز در تحقیقی نشان دادند در حالیکه نمونه‌های ساخته شده با سیمان معمولی بعد از گذشت ۲۱ روز مواجهه با اسید، کاهش جرم بالای ۱۱٫۶۴ درصد از خود نشان دادند، نمونه‌های بتن گوگردی کاهش جرم ناچیزی در حدود ۰٫۵۴ درصد بعد از ۱۸۰ روز قرارگیری در معرض اسید از خود نشان دادند. [25]

۴- نتیجه‌گیری

بتن در معرض اسید سولفوریک دچار خرابی می‌شود و به مرور از بین می‌رود. این مسئله عمر مفید بسیاری از سازه‌ها را بالاخص سازه‌هایی که در ارتباط با محیط‌های فاضلابی هستند، کم می‌کند. یکی از راهکارهای جلوگیری از این شرایط این است که در زمان طراحی تاسیسات فاضلابی تمهیداتی بیاندیشیم که به واسطه آن‌ها تا جای ممکن شرایط بی‌هوازی و در نتیجه اسیدسولفوریک تولید نشود. با وجود عملی بودن این روش‌ها، به هر حال بروز شرایط مذکور و تولید اسیدسولفوریک اجتناب‌ناپذیر است. استفاده از افزودنی‌های شیمیایی به فاضلاب به منظور رسوب‌گذاری سولفید محلول یکی از راهکارهایی است که می‌تواند با جلوگیری از تولید اسید سولفوریک، به افزایش دوام بتن کمک کند. همچنین با اصلاح طرح مخلوط بتن به عنوان مثال با جایگزینی بخشی از سیمان با پوزولان‌ها، اصلاح دانه بندی و جنس سنگدانه‌ها، استفاده از سیمان‌های ضد سولفات و... می‌توان با بهبود

¹ Courley & Johnson

² Bakharev

³ Gopal & Kiran

مشخصات بتن، مقاومت آن را در برابر اسید افزایش داد. پوشاندن سطح بتن با استفاده از پوشش‌ها نیز یکی دیگر از راهکارهای مناسب می‌باشد چرا که با این روش بتن مستقیماً در معرض اسید قرار نخواهد گرفت. علاوه بر موارد ذکر شده، پیشرفت تکنولوژی بتن سبب ظهور اقسام جدیدی از بتن‌ها از قبیل بتن گوگردی، بتن قلیا فعال و بتن ژئوپلیمری شده است که در برابر اسید عملکردی به مراتب بهتر نسبت به بتن معمولی از خود نشان می‌دهند، این موارد می‌توانند جایگزین مناسبی برای بتن معمولی برای استفاده در محیط‌های فاضلابی باشند.

۵- مراجع

1. زارع، م. (۱۳۹۲). "بررسی تاثیر استفاده از پوزولان ها بر خوردگی بتن در محیط های فاضلاب های شهری". پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تبریز، دانشکده مهندسی عمران-آب.
2. Roy, D. M., P. Arjunan, and M. R. Silsbee. (2001). "Effect of Silica Fume, Metakaolin, and Low-Calcium Fly Ash on Chemical Resistance of Concrete." 31:1809-13.
3. Ariffin, M. A. M., M. A. R. Bhutta, M. W. Hussin, M. Mohd Tahir, and Nor Aziah. (2013). "Sulfuric Acid Resistance of Blended Ash Geopolymer Concrete." *Construction and Building Materials* 43:80-86.
4. Zivica, V., Bajza, A., (2001). "Acidic Attack of Cement Based Materials -a Review . Part 1 . Principle of Acidic Attack."
5. رمضانپور، ع.ا. و همکاران. (۱۳۹۷). "ریز ساختار، خواص و اجزای بتن". چاپ هشتم، انتشارات امیرکبیر.
6. تیموری موگویی، م. (۱۳۹۵). "بررسی دوام بتن قلیا فعال سرباره ای در محیط های اسیدی". پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی اصفهان، دانشکده مهندسی عمران.
7. رمضانپور، ع.ا.، رحمانی، پ.، گنجیان، ا. (۱۳۸۳). "آسیب دیدگی های بتن در محیط های اسیدی و ارائه راه حل مناسب جهت کاهش خرابی ها". کنفرانس ملی شریف.
8. EPA. (1991). "Hydrogen sulfide Corrosion in Wastewater Collection and Treatment System." *Report to Congress, EPA/09-91-010/September*.
9. مرادیان، م. (۱۳۸۹). "عملکرد بتن در محیط اسیدی و فاضلابی و ارائه راهکارهای ترمیم". پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تهران، پردیس دانشکده های فنی، دانشکده مهندسی عمران.
10. ASCE. (1994). "Manual of Practice on Sulfide in Wastewater Collection and Treatment System." ASCE, 69, Sacramento, CA, USA.
11. Ā, Serdar Aydın and Halit Yazıcı. (2007). "Sulfuric Acid Resistance of High-Volume Fly Ash Concrete." 42:717-21.
12. باغشاهی، م. (۱۳۸۶). "عملکرد بتن های با سیمان پوزولانی در محیط های فاضلابی". پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست.
13. مفیدی، م.ا.، رشیدی مهرآبادی، ع. (۱۳۹۴). "کاهش خوردگی اسیدی با استفاده همزمان از سنگدانه های آهکی و طرح اختلاط بهینه به منظور دستیابی به حداقل نفوذپذیری". دهمین کنگره بین المللی مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، دانشکده مهندسی عمران.
14. Santhanam, Manu, Menashi D. Cohen, and Jan Olek. (2001). "Sulfate Attack Research Whither Now ?" 31:845-51.
15. Wasserman, R. and A. Bentur. (2011). "Effect of Concrete Composition on Durability in Natural Acidic Environment." 7605(4):135-43.
16. Chindaprasirt, P., S. Homwuttiwong, and V. Sirivivatnanon. (2004). "Influence of Fly Ash Fineness on Strength, Drying Shrinkage and Sulfate Resistance of Blended Cement Mortar." 34:1087-92.
17. Tamimi, A. K. (1997). "High-Performance Concrete Mix for an Optimum Protection in Acidic Conditions." *Materials and Structures* 30(3):188-91.

18. Emmanuel, K., Attiogbe, and Rizkalla, S.H. (1989). "Response of Concrete to Sulfuric Acid Attack." *ACI Materials Journal* (85):481-88.

19. Fattuhi, N. I., Hughest, B.P. (1986). "Resistance to Acid attack of concrete with different admixtures or coatings." 8(November):223-30.

۲۰. بهفرنیا، ک.، تیموری مोगویی، م. (۱۳۹۴). "بررسی دوام بتن قلیا فعال سرپاره ای در محسوط اسیدی". هفتمین کنفرانس ملی سالیانه بتن ایران.

21. Courley, J.T., Johnson, G.B. (2005). "Developments in geopolymers precast concrete." *Proc of Geopolymer 2005 World Congress, 139-143, geopolymers green chemistry and sustainable development solutions, France.*

22. Bakharev, T., J. G. Sanjayan, and Y. Cheng. (2003). "Resistance of Alkali-Activated Slag Concrete to Acid Attack." 33:1607-11.

23. Gopal, K. Madhan and B. Naga Kiran. (2013). "Investigation on Behaviour of Fly Ash Based Geopolymer Concrete in Acidic Environment." 3(1):580-86.

۲۴. بهفرنیا، ک.، بکایی، م.ب. (۱۳۸۹). "مطالعه آزمایشگاهی بتن گوگردی و ویژگی های آن". پنجمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، ۱۴ تا ۱۶ اردیبهشت.

۲۵. مولایی، م.، تیمورتاشلو، ا.ا.، دهستانی، م. (۱۳۹۷). "مقایسه دوام بتن گوگردی و بتن سیمان پرتلندی در محیط های خورنده اسیدی با استفاده از تحلیل تصویری". دومین کنفرانس بین المللی دستاوردهای نوین پژوهشی در عمران، معماری، مدیریت شهری و محیط زیست.

26. Shi, Caijun and J. A. Stegemann. (2000). "Acid Corrosion Resistance of Different Cementing Materials." *Cement and Concrete Research* 30(5):803-8.

27. Chang, Zhen Tian, Xiu Jiang Song, Robert Munn, and Marton Marosszeky. (2005). "Using Limestone Aggregates and Different Cements for Enhancing Resistance of Concrete to Sulphuric Acid Attack." *Cement and Concrete Research* 35(8):1486-94.

28. Girardi, F., W. Vaona, and R. Di Maggio. (2010). "Resistance of Different Types of Concretes to Cyclic Sulfuric Acid and Sodium Sulfate Attack." *Cement and Concrete Composites* 32(8):595-602.

29. Girardi, F. and R. Di Maggio. (2011). "Resistance of Concrete Mixtures to Cyclic Sulfuric Acid Exposure and Mixed Sulfates: Effect of the Type of Aggregate." *Cement and Concrete Composites* 33(2):276-85.

30. Inan Sezer, Gözde. (2012). "Compressive Strength and Sulfate Resistance of Limestone and/or Silica Fume Mortars." *Construction and Building Materials* 26(1):613-18.

31. Torri, K., Kawamura, M. (1994). "Effect of Fly Ash and Silica Fume on the Resistance of Mortar to Sulfuric Acid and Sulfate Attack." *Cem. Concr. Res.*, 24(2), 361-70.

32. Daczko, A., Johnson. D., Arney, S. (1997). "Decreasing Concrete Sewer Pipe Degradation Using Admixtures." *Materials and Performance Journal*, pp. 51-56.

33. Fattuhi, N.R., Hughes, B.P. (1988). "Ordinary Portland Cement Mixes with Selected Admixtures Subjected to Sulfuric Acid Attack." *ACI Materials Journal*, 85(6), pp. 512-18.

34. Idriss, A.F., Negi, S.C., Jofriet, J.C., Hayward, G.L. (2001). "Effect of Hydrogen Sulfide Emissions on Cement Mortar Specimens." *Canadian Biosystems Engineering*, Vol 43, 5.23-5.28

A Review on Different Methods for Increasing Durability of Concrete in Acidic Environment Especially in Sewer Condition

Mohammad Zarrinkoub

*B.S. Student in Civil Engineering, University of Tehran
m_zarrinkoub@yahoo.com*

Ali Dousti

Assistance professor of Road, Housing and Development Research Center

Abstract

Sustainability has become one of the most important considerations in building design and construction in recent years. Concrete is the most widely used construction material for acidic environment such as sewer structures. However, the environment in some sewer structures can become very acidic due to formation of sulphuric acid converted from hydrogen sulphide by bacterial action. Concrete is also susceptible to acid attack because of its alkaline nature. Therefore, significant deterioration of concrete in such harsh environments has been reported worldwide. The costs associated with the repair and maintenance of sewer structures represents an enormous economic impact worldwide. Maintenance costs are disproportionately high and indicating a lack of adequate durability. Therefore as is obvious, durability modification in concrete must be considered in construction or on repair of damaged structures.

This review paper, addresses the measures taken to prevent or minimize the deterioration of concrete, which confronts an acidic environment. Primarily, the mechanism of reaction between alkaline concrete and acid is clearly demonstrated. The mechanism of reaction clearly sets guidelines as to how the chances of this disastrous reaction should be minimized or eliminated at all. The suggested preventive measures for increasing durability and service life of sewer concrete structures are two-fold in present study i.e. the improvement of the basic microstructure of concrete and the provision of barriers against acids especially sulfuric acids .

Keywords: *Acidic Environment, Sewer Conditions, Sulfuric Acid, Durability of Concrete*

بررسی مقاومت پیوستگی بین میلگردهای فولادی خورده شده و بتن خودتراکم

دریافت مقاله: ۱۳۹۸-۰۷-۲۰

پذیرش مقاله: ۱۳۹۸-۰۹-۰۳

بهاره سالاروند

دانش آموخته کارشناسی ارشد مهندسی عمران-سازه، دانشگاه زنجان

بهزاد سعیدی رضوی *

استادیار پژوهشی پژوهشگاه استاندارد، پژوهشکده فناوری و مهندسی، گروه پژوهشی ساختمانی و معدنی، کرج، ایران

bsaidi@standard.ac.ir

جمال احمدی

استادیار دانشکده مهندسی-گروه عمران دانشگاه زنجان

چکیده

پیوستگی میلگردهای فولادی به بتن در شرایط محیطی مختلف از مباحث اصلی مربوط به پایایی سازه های بتن مسلح می باشد. عوامل زیادی بر مقاومت پیوستگی بین میلگردها و بتن تاثیر گذار هستند که از جمله مهمترین آنها می توان به سن و ویژگی های بتن، مشخصات میلگرد و شرایط محیطی اشاره کرد. بر این اساس و در تحقیق حاضر به بررسی میزان پیوستگی میلگردهای فولادی به بتن خودتراکم حاوی پودر سنگ گرانیات و آهک در مقادیر مختلف پوشش بتنی بر روی میلگردها تحت شرایط خوردگی تسریع شده پرداخته شده است. همچنین از دو نوع سنگدانه شکسته و گردگوشه در ساخت نمونه ها استفاده شده و جهت بررسی تاثیر ترک های ناشی از بارگذاری خارجی بر انتشار یون کلر و روند خوردگی، نمونه ها تحت پیش بارگذاری قرار داده شده اند. مطابق نتایج بدست آمده از این پژوهش، استفاده از پودر سنگ گرانیات حدود ۱۵ درصد وزنی سیمان باعث افزایش مقاومت پیوستگی و کاهش میزان خوردگی در نمونه های مورد مطالعه شده است. جایگزینی سنگدانه های شکسته بجای گردگوشه عموماً موجب افزایش مقاومت پیوستگی نمونه ها شده است. همچنین بارگذاری نمونه ها تا پنجاه درصد مقاومت نهایی، باعث تشدید خوردگی و کاهش شدید مقاومت پیوستگی گردیده است. واژگان کلیدی: بتن خودتراکم، جذب آب حجمی، مقاومت پیوستگی، پیش بارگذاری، درصد خوردگی.

استفاده از بتن های خودتراکم که در دهه ۱۹۸۰ ابداع و توسعه یافته اند برای بتن ریزی در شرایطی که تراکم بتن دشوار می باشد از جمله راهکارهای مفید و موثر می باشد [۲۱]. بعد از جنگ جهانی در سالهای ۱۹۵۰ و ۱۹۶۰ با توجه به وسعت ویرانی ها نیاز به افزایش سرعت در تولید ساختمان ها احساس شد. عمر مفید کم و مشکلات ناشی از خرابی و افت دوام سازه های بتنی نیز کمک نمود تا محققین به فکر ابداع بتنی کارا، بادوام و اقتصادی تر باشند. اوکامورا از دانشگاه توکیو تراکم بتن را که نقش کلیدی در سهولت اجرا سازه های بتنی داشت به عنوان عاملی مهم و اثرگذار بر دوام و پایداری سازه های بتنی تشخیص داده و بتن با کارایی بسیار بالا که نیاز به تراکم نداشت را پیشنهاد نمود [۳]. کارایی بالا و بهبود قابل توجه پایداری این نوع بتن منجر به اجرای تعداد قابل توجهی از سازه های بتنی با استفاده از بتن خودتراکم در سال های دهه ۱۹۹۰ گردید [۴].

از جمله عوامل مهم در خصوص موفقیت استفاده از بتن خودتراکم در ساخت اعضا و قطعات بتن مسلح اطمینان از حصول پیوستگی کامل بین میلگردهای تقویتی و بتن می باشد. مقاومت پیوستگی میلگردهای فولادی به بتن ناشی از سه مکانیزم چسبندگی شیمیایی، پیوستگی اصطکاکی و پیوستگی برشی (قفل و بست مکانیکی) بین بتن و میلگردهای فولادی است [۵]. هنگامی که میلگردها دچار تغییر شکل محوری می شوند، اولین عامل ایجاد کننده پیوستگی بین میلگرد و بتن، چسبندگی شیمیایی بین سطح میلگردها و بتن چسبیده به آن است که به طور عمده وابسته به جنس و ترکیب شیمیایی بتن و میلگرد است. با افزایش تغییر شکل، تنش پیوستگی برشی در بتن اطراف میلگرد ایجاد می شود که مقدار آن وابسته به نوع و ویژگی های سطحی میلگردها است [۷و۶]. با رسیدن تنش پیوستگی به حد مقاومت پیوستگی لغزش موضعی اتفاق می افتد. در بتن های مسلح شده با میلگردها با سطح صاف بسته به میزان مقاومت اصطکاکی، شکست نهایی بصورت لغزش میلگرد به سمت خارج عضو اتفاق می افتد [۸]. این و همکارانش [۹] بر مبنای پژوهشی که بر روی مقاومت پیوستگی میلگردهای با قطر کمتر از ۸ میلیمتر با استفاده از آزمایش تیر^۱ و آزمایش کشش مستقیم میلگردها^۲ انجام دادند مدل اصلاح شده ای برای برآورد مقدار مقاومت پیوستگی این رده از میلگردها پیشنهاد دادند. در این رابطه اصفهانی و رنگان [۱۰] نشان دادند که با افزایش مقاومت بتن، نسبت مقاومت پیوستگی به مقاومت کشش بتن افزایش می یابد. مقاومت پیوستگی بین بتن و فولاد طبیعت دینامیک داشته و به غیر از مشخصات فولاد و مشخصات متغیر بتن در طول زمان، تحت تاثیر شرایط محیطی نظیر تهاجم عوامل آسیب رسان به بتن و فولاد و خوردگی میلگردها نیز می باشد.

فرآیند خوردگی میلگردها با چند مکانیزم مختلف بر مقاومت پیوستگی تاثیر می گذارد. با توجه به اینکه عمده انتقال نیرو بین بتن و میلگردها از طریق قفل و بست مکانیکی بین آج های میلگرد و بتن صورت می گیرد، لذا خورده شدن میلگردها موجب کاهش ارتفاع آج های میلگرد و پوشیده شدن سطح آنها با محصولات خوردگی شده می گردد. از سوی دیگر فشار انبساطی حاصل از خوردگی موجب شکل گیری و گسترش ترک در بتن شده که در نهایت موجب کاهش مقاومت پیوستگی بین بتن و میلگردهای فولادی مدفون در آن می شود [۱۱]. علاوه بر کاهش مشخصات مکانیکی، در صورت ترک خوردن پوشش بتن اثر محصورکنندگی بتن از بین رفته و مولفه اصطکاکی مقاومت پیوستگی نیز ناچیز می شود، لذا می توان گفت که ترک خوردن پوشش بتنی نشانگر افت قابل ملاحظه ظرفیت باربری و نزدیک بودن پایان عمر مفید سازه های بتن مسلح می باشد. اکثر تحقیقات آزمایشگاهی و تحلیلی بیانگر این مطلب می باشند که ترک خوردن پوشش قبل از کاهش سطح مقطع و پیش از اینکه افت ظرفیت باربری میلگردها تاثیر قابل توجهی در ظرفیت باربری سازه بگذارد، رخ می دهد. بنابراین کاهش سطح مقطع میلگردهای

^۱ beam test^۲ pull out

فولادی به جز در سطوح خوردگی های شدید در مقایسه با دیگر آسب‌های سازه‌ای ناشی از خوردگی از اهمیت بالایی برخوردار نبوده و کمتر مورد توجه قرار گرفته است.

در این رابطه در سال ۱۹۹۹ قندهاری و همکاران با اعمال خوردگی تسریع شده در آزمایشگاه بر روی نمونه‌های استوانه‌ای، ترک خوردگی و کاهش مقاومت پیوستگی در اثر خوردگی را مورد مطالعه قرار دادند [۱۲]. بر مبنای نتایج به دست آمده از این تحقیق مشاهده شده است که نمونه‌های بتنی با ابعاد کوچک و قطر میلگرد کم در درصد خوردگی های پایین (۷٪) ترک می‌خورند. ولی نمونه با ابعاد بزرگ و قطر میلگرد کم حتی با اعمال خوردگی بیشتر (در این تحقیق ۱۰٪) نیز ترک نخورده و سالم باقی ماندند.

در سال ۲۰۱۲، یالسینر و ارن و همکاران به بررسی آزمایشگاهی مقاومت پیوستگی میلگرد و بتن در سطوح مختلف خوردگی در دو فاز مختلف پرداختند [۱۳]. بر پایه نتایج گزارش شده، مقاومت پیوستگی تمامی نمونه‌های دارای خوردگی کاهش قابل ملاحظه‌ای داشته و در نمونه‌های خورده نشده، مقاومت پیوستگی با افزایش سطح مقاومت بتن و نسبت پوشش به قطر میلگرد افزایش می‌یابد. همچنین منحنی‌های بیرون کشیدگی میلگرد روی نمونه‌های دارای خوردگی بتن با مقاومت بالا، رفتار شکننده‌تری در مقایسه با شرایط خورده نشده داشته و کاهش مقاومت پیوستگی در بتن مقاومت بالا بیش از بتن با رده مقاومتی پایین گزارش شده است.

در سال ۲۰۰۲ کلارک و ویلسون تاثیر نسبت ضخامت پوشش بتنی به قطر میلگرد و همچنین نسبت حداکثر اندازه سنگدانه به قطر میلگرد بر فشار لازم برای ترک خوردن بتن پوششی را مورد مطالعه قرار دادند [۱۴]. در این مطالعه با ایجاد یک حفره در نمونه و اعمال فشار داخلی توسط پمپ هیدرولیکی شبیه سازی اثر افزایش حجم میلگرد خورده شده برای تعیین فشار لازم برای ترک خوردن پوشش بتنی انجام شد. پیش از این موریناگا با استفاده از نتایج آزمایشگاهی رابطه‌ای تجربی (رابطه ۱) برای پیش بینی فشار لازم برای ترک خوردگی بتن پوششی را ارائه داده بود که در این رابطه فشار لازم تابع مقاومت کششی بتن (f_t) و نسبت ضخامت پوشش به قطر میلگرد (c/d) بود [۱۵].

$$P_{\max} = f_t \cdot (1 + 2 c/d)^{0.85} \quad (1)$$

این در حالی است که بر اساس نتایج آزمایش های کلارک و ویلسون [۱۴] در یک نمونه با هندسه یکسان، مقاومت کششی تاثیر چندانی در فشار انبساطی ندارد. این نتیجه با رابطه ارائه شده توسط موریناگا [۱۵] (رابطه ۱) در تناقض می‌باشد. علت این تناقض استفاده از آزمایش برزلی برای بدست آوردن مقاومت کشش بتن در هر دو آزمایش با مشخصات نمونه‌های متفاوت بیان شده است. در واقع می‌توان چنین بیان نمود که مقاومت کششی معیاری مناسب برای شکست نیست چرا که پروسه شکست در این حالت بجای تسلیم با توسعه ترک صورت می‌گیرد. اگرچه مقاومت کششی در شکل‌گیری ترک موثر می‌باشد ولی تنها زمانی شکست رخ می‌دهد که ترک تا سطح بتن گسترش یابد. بنابراین معیار انرژی شکست معیار مناسب‌تری برای ترک خوردن پوشش بتنی تحت فشار داخلی می‌باشد [۱۵].

در سال ۲۰۱۴، تاندلو به بررسی آزمایشگاهی مقاومت پیوستگی با سطوح متفاوت خوردگی فولاد پرداخت [۱۶]. نتایج بدست آمده نشان دهنده تاثیر مهم سطح خوردگی و بخصوص نقش مهم خاموت‌ها روی مقاومت پیوستگی و پاسخ کلی پیوستگی - لغزش بوده است.

آنته و همکارانش [۱۷] با استفاده از بررسی های آزمایشگاهی و تحلیل اجزای محدود به بررسی مقاومت پیوستگی بتن های خودتراکم با میلگردهای تقویتی پرداختند. پامید و همکاران [۱۸] به مقایسه مقاومت پیوستگی میلگردهای فولادی TMT در بتن های خودتراکم و معمولی پرداخته‌اند. نتایج بدست آمده از این تحقیق حاکی از

همبستگی بیشتر مقاومت و پیوستگی به مقاومت بتن در بتن‌های معمولی در غیاب با بتن‌های خودتراکم بوده است.

آیو پ و همکارانش [۱۹] با استفاده از آزمایش بیرون کشیدگی میلگرد (pull out) به بررسی اثر خوردگی بر روی مقاومت پیوستگی بتن‌های خودتراکم تحت خوردگی تسریع شده پرداختند. یافته‌های آنها نشان می‌داد که در بتن‌های خودتراکم رابطه بین مقاومت پیوستگی و مقاومت بتن تحت شرایط با و بدون خوردگی کاملاً متفاوت است. همچنین آنها نشان دادند که شکست در نمونه‌های تحت اثر خوردگی تسریع شده بصورت شکست ترد می‌باشد.

در این پژوهش با توجه به تاثیر خوردگی در کاهش مقاومت پیوستگی بین میلگردهای فولادی و بتن و همچنین با توجه به آنکه تغییرات مقاومت پیوستگی ناشی از خوردگی در بتن‌های خودتراکم کمتر مورد بررسی قرار گرفته، با استفاده از مطالعات آزمایشگاهی تغییرات مقاومت پیوستگی بین بتن و فولاد در بتن‌های خودتراکم مورد مطالعه قرار گرفته است. برای این منظور از آزمایش بیرون کشیدگی میلگرد برای اندازه‌گیری مقاومت پیوستگی و تغییرات آن در نمونه‌های بتن خودتراکم در حالت خوردگی تسریع شده استفاده شده است. برای نزدیک تر کردن نتایج به شرایط سرویس دهی سازه‌ها که در آنها ترک‌های سازه‌ای و غیر سازه‌ای وجود دارد از پیش بارگذاری در برخی نمونه‌ها جهت ایجاد ریز ترک استفاده شده است. برای ارزیابی حجم ترک‌های ایجاد شده نیز از آزمون‌های التراسونیک و جذب حجمی بهره گرفته شده است.

۲- برنامه ریزی انجام مطالعات آزمایشگاهی

در این تحقیق از ۸ طرح مخلوط با دو مقدار متفاوت 500 و 600 Kg/m^3 و مجموع سیمان و مواد پودری استفاده شده است. به منظور بررسی تاثیر پودر سنگ آهک (LP) و سنگ گرانیت (GP) و بررسی تاثیر تغییر سنگدانه گردگوشه (طبیعی) به شکسته، از ۱۵ درصد پودر سنگ گرانیت و آهک جایگزین سیمان و ۱۰۰ درصد شن شکسته و هم طبیعی در طرح‌ها استفاده شده است. سایر پارامترهای تاثیرگذار نظیر حداکثر اندازه سنگدانه، نسبت ماسه به شن، مقدار فوق روان کننده در نسبت‌های مخلوط ثابت نگه داشته شده است. حداکثر اندازه سنگدانه $12/5$ میلی‌متر، نسبت ماسه به شن $1/5$ و مقدار فوق‌روان کننده $0/7$ تا $0/8$ درصد وزنی سیمان می‌باشد.

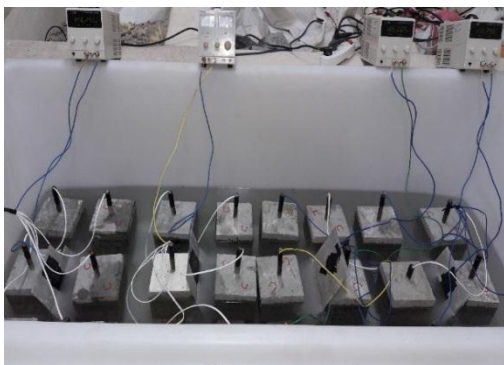
جدول ۱: مقادیر و نسبت‌های وزنی طرح‌های مخلوط

کد طرح	W/C	C (kg/m^3)	LP (kg/m^3)	GP (kg/m^3)	ریزدانه (kg/m^3)	درشت‌دانه (kg/m^3)
I-600	۰/۳۶	۶۰۰	۰	۰	۸۵۸	۵۷۲
I-600-15%LP	۰/۳۶	۵۱۰	۹۰	۰	۸۵۸	۵۷۲
I-600-15%GP	۰/۳۶	۵۱۰	۰	۹۰	۸۵۸	۵۷۲
II-500	۰/۳۶	۵۰۰	۰	۰	۹۹۰	۶۶۰
II-500-15%LP	۰/۳۶	۴۲۵	۷۵	۰	۹۹۰	۶۶۰
II-500-15%GP	۰/۳۶	۴۲۵	۰	۷۵	۹۹۰	۶۶۰
III-500-Uncrushed	۰/۴۶	۵۰۰	۱۰۰	۰	۸۵۸	۵۷۲
III-500-crushed	۰/۴۶	۵۰۰	۱۰۰	۰	۸۵۸	۵۷۲

به منظور اندازه گیری تنش تسلیم بتن تازه از آزمایش جریان اسلامپ و همچنین تعیین قابلیت پرمیوگرافی از قیف وی طبق دستورالعمل EFNARC استفاده شد. همچنین برای تعیین مقاومت فشاری نمونه‌ها طبق استاندارد ملی ایران به شماره ۳۲۰۶ از نمونه‌های مکعبی با ابعاد ۱۰ سانتیمتری استفاده شد. نمونه‌ها پس از ۲۸ روز عمل‌آوری در شرایط اشباع و دمای 20 ± 2 درجه سانتی‌گراد، از آب خارج شده و پس از خشک شدن در محیط آزمایشگاه مورد آزمایش قرار گرفتند.

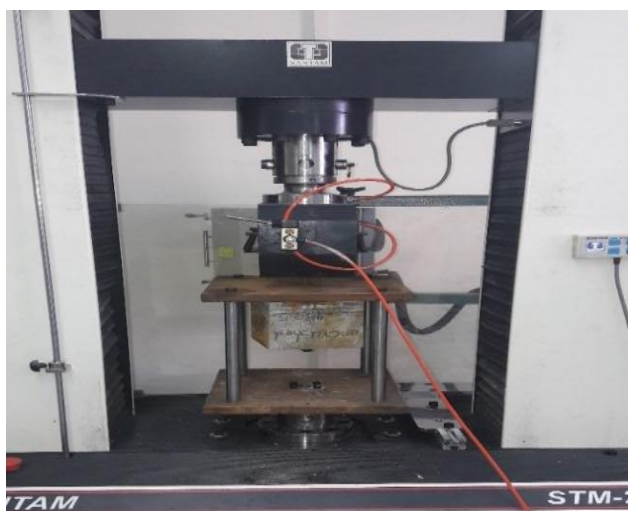
همانگونه که عنوان شد برای ارزیابی مقدار و حجم ترک‌های ایجاد شده در نمونه‌های تحت پایش بارگذاری (به میزان $0.5 f_c$) و همچنین مقایسه نسبی مقدار تراکم نمونه‌ها آزمایش‌های جذب آب حجمی و آلتراسونیک انجام شده است. جذب آب نمونه‌های مورد آزمایش مطابق با استاندارد ASTM C642-97 به صورت درصد وزنی تعیین شده است. همچنین سرعت عبور امواج صوتی در بتن (آزمایش آلتراسونیک) مطابق استاندارد ASTM C 597-0016 انجام پذیرفته است.

برای ایجاد خوردگی تسریع شده نمونه‌ها، بعد از ۲۸ روز عمل‌آوری، درون ظرف اعمال خوردگی تسریع شده با محلول آب نمک ۵ درصد قرار داده شدند. به منظور ایجاد جریان خوردگی، جریان مستقیم یک و نیم آمپر و ۲۵ ولت به مدت دو هفته به نمونه‌ها اعمال شد. در شکل ۱ نحوه اعمال جریان خوردگی تسریع شده به نمونه‌ها نمایش داده شده است. در این آزمایش میلگردهای مدفون در بتن به عنوان قطب آند و ورقه مسی به عنوان قطب کاتد عمل می‌نماید. لازم به ذکر که برای اعمال شرایط خوردگی تسریع شده فقط طول میانی میلگردها که درون بتن قرار دارد مد نظر است. بدین منظور و برای جلوگیری از خوردگی بخش پایینی میلگردها که مستقیماً درون آب قرار دارد، این بخش با چسب با پایه پلیمری آب بندی شده است.



شکل ۱: نمونه‌های بتنی تحت آزمایش خوردگی تسریع شده

به منظور محاسبه درصد خوردگی میلگردها، وزن میلگردها قبل و بعد از اعمال خوردگی اندازه گرفته شده و کاهش وزن میلگرد اندازه گیری و ثبت گردیده است. آزمایش بیرون کشیدگی میلگرد (pull out test) هم برای نمونه‌های خورده شده و هم برای نمونه‌های خورده نشده مطابق با استاندارد ASTM-C234-91a انجام شده است. نمونه‌های مورد مطالعه در دو حالت بدون ترک و ترک خورده که ترک در آن توسط اعمال بار به میزان یک دوم مقاومت فشاری نهایی ($0.5 f_c$) ایجاد شده، مورد آزمایش قرار گرفتند. لازم به ذکر است این نوع ایجاد ترک تا حدی منطبق بر رفتار واقعی اعضای بتنی می‌باشد. ترک‌ها ابتدا از ناحیه کششی مقطع بتنی شروع شده و تا سطح میلگرد و سپس تا تار خنثی ادامه یافته و دور تا دور میلگرد را فرا می‌گیرد. نمونه‌ها به مدت ۷ روز در شرایط اشباع عمل‌آوری شده و تا رسیدن به مقاومت ۲۸ روزه در محیط آزمایشگاه نگه داشته شدند. سپس بخشی از نمونه‌ها به مدت ۱۴ روز در محلول ۵ درصد $NaCl$ و بخشی دیگر به عنوان شاهد در آب معمولی قرار داده شده و آزمایش بیرون کشیدگی میلگرد از درون بتن بر روی آنها انجام گردید.



شکل ۲: قاب فولادی و نمونه تحت آزمایش کشش مستقیم

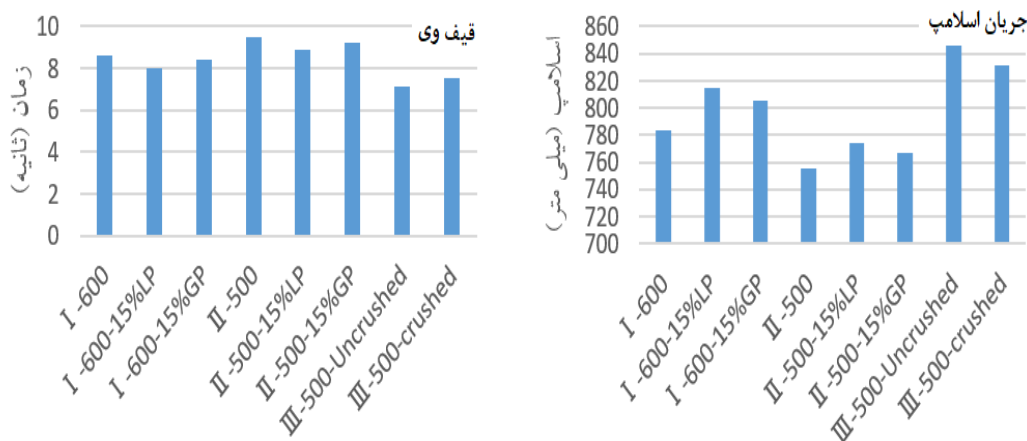
لازم بذکر است که در این مطالعات و بمنظور ارزیابی تاثیر مقدار پوشش بتنی روی میلگردها بر روی مقاومت پیوستگی، نمونه هایی بتنی با ابعاد $10 \times 10 \times 10$ و $15 \times 15 \times 15$ سانتیمتر (با میلگردهای مدفون در مرکز) ساخته و مطابق با شرایط آزمایشگاهی توضیح داده شده، مورد آزمایش قرار گرفته اند.

۳- ارائه نتایج

در این بخش ابتدا نتایج مربوط به ویژگی های روانی بتن تازه شامل نتایج آزمون های جریان اسلامپ و قیف ۷ ارائه شده و سپس ضمن ارائه نتایج مربوط به آزمون های مقاومت فشاری و تعیین حجم ترک ها به بررسی نتایج مقاومت پیوستگی در سطوح مختلف خوردگی فولاد مدفون در بتن پرداخته شده است.

*مشخصات روانی طرح های ساخته شده

با توجه به نتایج آزمایش جریان اسلامپ و قیف وی که در شکل ۳ ارائه شده است، مشاهده می شود که با جایگزینی ۱۵ درصد آهک و پودر سنگ گرانیات، جریان اسلامپ بتن نسبت به بتن شاهد افزایش پیدا کرده است. همچنین بر مبنای نتایج بدست آمده، با جایگزینی شن شکسته به جای شن گردگوشه، قطر جریان اسلامپ بتن کاهش یافته است. با مقایسه نتایج مخلوط های شاهد I و شاهد II مشاهده می شود که با کاهش حجم خمیر سیمان از ۶۰۰ به ۵۰۰ کیلوگرم و افزایش میزان سنگدانه مقدار جریان اسلامپ کاهش و مقادیر زمان تخلیه (قیف وی) افزایش یافته است.

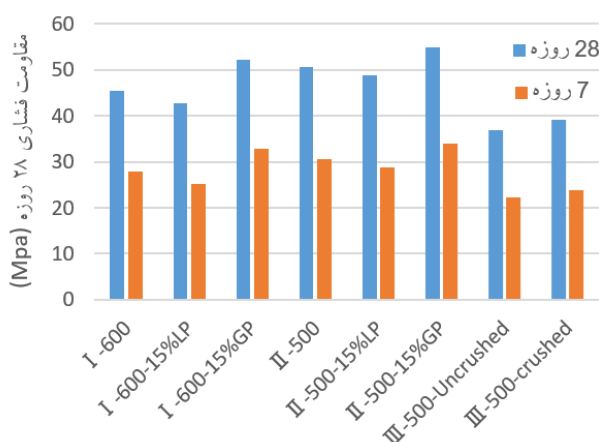


شکل ۳: نتایج مربوط به آزمایش های جریان اسلامپ و قیف وی

کاهش قطر جریان اسلامپ در نمونه های با شن شکسته به معنای افزایش تنش تسلیم و کاهش پركندگي است. کاهش مقدار جریان اسلامپ و افزایش زمان تخلیه از قیف وی در نمونه های حاوی حجم خمیر سیمان کمتر نیز بیانگر کاهش روانی و پركندگي و افزایش تنش تسلیم می باشد.

* مقاومت فشاری نمونه های ساخته شده

نتایج مربوط به مقاومت فشاری نمونه های ساخته شده در شکل شماره ۴ ارائه شده است. با توجه به نتایج بدست آمده (شکل ۴) مشاهده می شود که مقاومت فشاری تمامی نمونه های دارای پودر سنگ آهک احتمالاً بدلیل افزایش تخلخل و کاهش تراکم ریز ساختار از بتن شاهد کمتر است (افزایش جذب آب حجمی نمونه ها و کاهش سرعت امواج آلتراسونیک مطابق نتایج ارائه شده در شکل های ۵ و ۶ دلایلی بر بالاتر بودن تخلخل این نمونه ها می باشد). این در حالی است که مقاومت فشاری نمونه های دارای پودر سنگ گرانیات به دلیل بهبود ریزساختار و متراکم تر شدن آن از بتن شاهد بیشتر شده است. بیشترین مقدار مقاومت فشاری مربوط به مخلوط II-500-15%GP که دارای ۱۵ درصد پودر سنگ گرانیات و عیار سیمان ۵۰۰ می باشد و کمترین مقاومت فشاری مربوط به مخلوط I-600-15%LP بوده است. همچنین بر اساس نتایج بدست آمده نمونه های با سنگ دانه شکسته (III-500-crushed) دارای مقاومت فشاری بیشتری نسبت به نمونه های با سنگدانه های گرد گوشه (III-500-Uncrushed) بوده است. با مقایسه مقاومت های فشاری نمونه های شاهد اول (I-600) و شاهد دوم (II-500) با کاهش عیار سیمان از ۶۰۰ به ۵۰۰ باعث افزایش در مقاومت فشاری شده است. لازم بذکر است که در نمونه های ساخته شده مقاومت فشاری مخلوط دارای شن شکسته بیشتر از شن گرد گوشه می باشد.

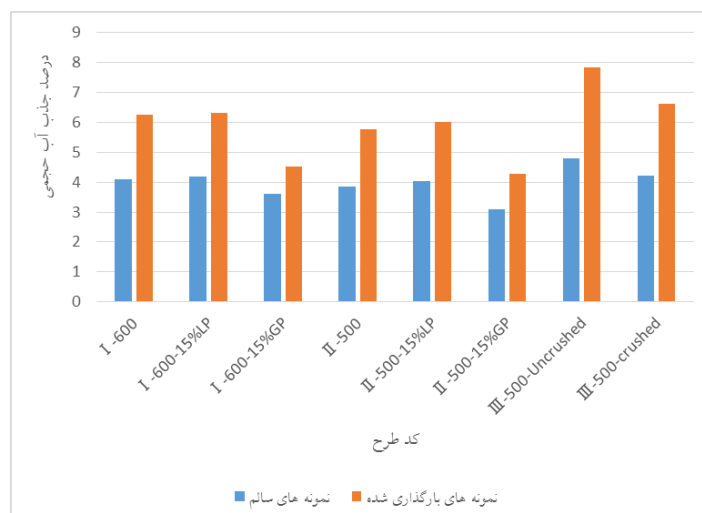


شکل ۴: میانگین نتایج آزمایش مقاومت فشاری ۲۸ روزه

افزایش در مقاومت فشاری نمونه ها با کاهش عیار سیمان، احتمالاً به دلیل کاهش حجم خمیر و در نتیجه کاهش حجم ناحیه انتقالی بین خمیر سیمان و سنگدانه ها بوده است.

* درصد جذب آب حجمی و سرعت عبور موج از نمونه ها

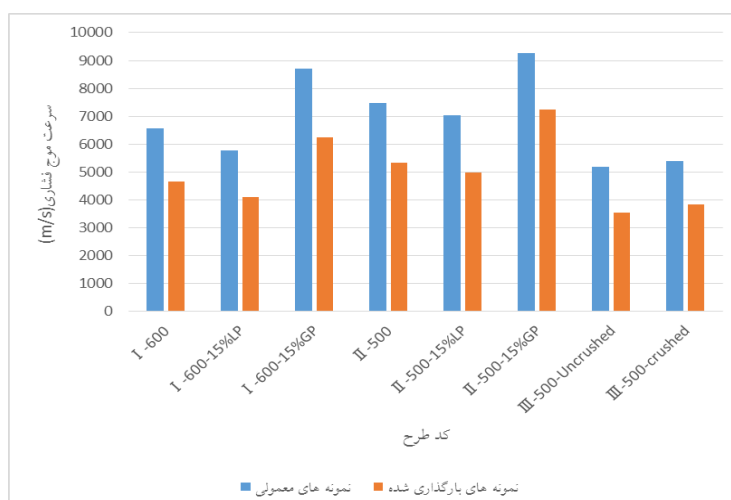
نتایج آزمایش جذب آب حجمی نمونه های سالم و نمونه های بارگذاری شده در شکل ۵ نمایش داده شده است. همانگونه که مشاهده می شود، با جایگزینی پودر سنگ آهک به مخلوط افزایش در درصد جذب آب مشاهده شده است. در حالیکه با افزودن پودر سنگ گرانیات به مخلوط کاهش در درصد جذب آب مشاهده شده است. همچنین با تغییر سنگدانه ها از گرد گوشه به شکسته تراوایی و جذب آب کاهش یافته است. با مقایسه نتایج طرح های شاهد I و شاهد II مشاهده می شود که با کاهش حجم خمیر سیمان از ۶۰۰ به ۵۰۰ کیلوگرم و افزایش میزان سنگدانه، جذب آب کاهش یافته است. جذب آب نمونه های بارگذاری شده ($0.5f_c$) نیز بطور میانگین حدود ۳۸ درصد نسبت به نمونه های سالم افزایش یافته است.



شکل ۵: مقدار درصد جذب آب حجمی در نمونه ها

افزایش درصد جذب آب حجمی در نمونه های حاوی پودر سنگ آهک احتمالاً به دلیل افزایش تخلخل ریز ساختار بتن بوده است. این در حالی است که با افزودن پودر سنگ گرانیته به مخلوط، به علت افزایش تراکم و بهبود ریز ساختار، کاهش قابل ملاحظه ای در درصد جذب آب مشاهده می شود. همچنین کاهش تراوایی و جذب آب با تغییر سنگدانه ها از گردگوشه به شکسته به دلیل بهبود پیوستگی سنگدانه های شکسته با خمیرسیمان (افزایش قفل و بست مکانیکی) می باشد. همانگونه که اشاره شد با کاهش حجم خمیر سیمان از ۶۰۰ به ۵۰۰ کیلوگرم و افزایش میزان سنگدانه، جذب آب کاهش یافته است که این کاهش با توجه به کاهش حجم خمیر سیمان و در نتیجه کاهش حجم منافذ داخل خمیر سیمان هیدراته منطقی به نظر می رسد.

مطابق با نتایج ارائه شده در شکل ۶، با کاهش عیار سیمان از ۶۰۰ به ۵۰۰ افزایش در سرعت پالس صوتی نمونه ها مشاهده شده است. همچنین جایگزینی ۱۵ درصد پودر سنگ گرانیته باعث افزایش سرعت پالس در بتن شده است. این در حالی است که با جایگزینی ۱۵ درصد آهک سرعت پالس نمونه ها نسبت به بتن شاهد کاهش پیدا کرده است. تغییر سنگدانه درشت از شکسته به گردگوشه باعث کاهش سرعت پالس در بتن شده است. همچنین بر اساس نتایج بدست آمده سرعت پالس در نمونه های ترک خورده (پیش بارگذاری شده) بطور متوسط حدود ۳۰ درصد کمتر از نمونه های سالم بوده است.



شکل ۶: نتایج آزمایش آلتراسونیک انجام شده بر روی نمونه ها

افزایش در سرعت پالس صوتی با کاهش عیار سیمان از ۶۰۰ به ۵۰۰ احتمالاً به دلیل افزایش حجم سنگدانه‌ها و بالاتر بودن سرعت عبور موج در سنگدانه‌ها نسبت به خمیر سیمان هیدراته می‌باشد. همچنین افزایش سرعت پالس در نمونه‌های حاوی ۱۵ درصد پودر سنگ گرانیات را می‌توان با متراکم تر شدن ریزساختار بتن مرتبط دانست. این در حالی است که کاهش سرعت پالس صوتی در نمونه‌های حاوی پودر سنگ آهک به تراکم کمتر ساختار بتن مربوط می‌باشد. لازم به ذکر است که نتایج آزمایش سرعت پالس صوتی نیز نظیر آزمایش جذب آب حجمی نمونه‌ها، شاخص دیگری در تائید افزایش تخلخل و کاهش چگالی در نمونه‌های بتنی حاوی سنگ آهک نسبت به نمونه‌های ساخته شده با پودر سنگ گرانیات می‌باشد. کاهش سرعت پالس در نمونه‌های ترک خورده (پیش بارگذاری شده) نیز مرتبط با افزایش زمان عبور موج به دلیل بازتاب و شکست این امواج از روی سطوح ترک‌های داخلی است.

*نتایج مربوط به مقاومت پیوستگی و شدت خوردگی نمونه‌ها

در این بخش نتایج مربوط به شدت خوردگی و نتایج مقاومت پیوستگی نمونه‌های ساخته شده تحت تاثیر عوامل و شرایط مختلف ارائه شده است. در جدول شماره ۲ درصد‌های خوردگی میلگردها مربوط به نمونه‌های با و بدون پیش بارگذاری نمایش داده شده است. با توجه به نتایج به دست آمده از خوردگی تسريع شده، نمونه‌های دارای ۱۵ درصد پودر سنگ گرانیات کمترین میزان خوردگی را دارند بطوری که کاهش وزن میلگرد نمونه‌های دارای پودر سنگ گرانیات در شرایط خوردگی تسريع شده حدود ۶۷ درصد کمتر از بتن شاهد است. این در حالی است که نمونه‌های دارای ۱۵ درصد آهک بیشترین مقدار خوردگی را دارند. با کاهش حجم خمیر سیمان و کاهش عیار سیمان از ۶۰۰ به ۵۰۰، به علت کاهش نفوذپذیری بتن، میزان نفوذ یون کلر کاهش یافته و درصد خوردگی کمتر شده است. با جایگزینی شن شکسته به جای شن گردگوشه به دلیل پیوستگی بیشتر خمیر سیمان و سنگدانه میزان نفوذ یون کلر کاهش محدودی یافته است. در نمونه‌های بارگذاری شده خوردگی بالاتری نسبت به نمونه‌های بدون پیش بارگذاری مشاهده شده است.

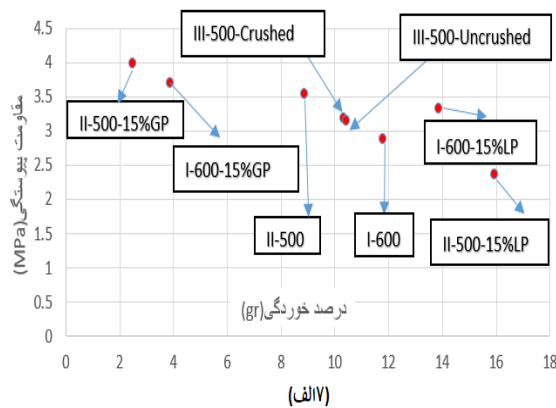
جدول ۲: درصد خوردگی میلگردها در شرایط خوردگی تسريع شده

III-500- Crushed	III-500- Uncrushed	II-500- 15%LP	II-500- 15%GP	II-500	I-600- 15%LP	I-600- 15%GP	I-600	طرح‌های مخلوط
10.3	10.4	15.9	2.5	8.9	13.9	3.9	11.8	با پیش بارگذاری
6.5	9.0	7.3	0.6	3.4	5.3	1.3	4.9	بدون پیش بارگذاری

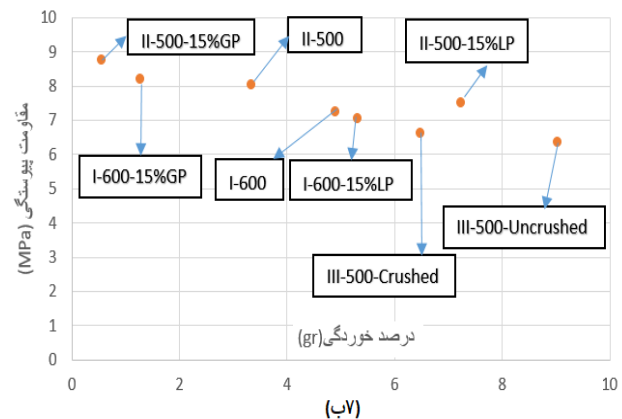
همانگونه که اشاره شد در نمونه‌ها حاوی پودر سنگ بیشترین مقدار خوردگی مشاهده شده است. در این نمونه‌ها به دلیل وجود تخلخل بیشتر، سرعت نفوذ یون کلر افزایش یافته است و درصد خوردگی این نمونه‌ها ۳۰ درصد نسبت به بتن شاهد بیشتر شده است. افزایش شدت خوردگی در نمونه‌های پیش بارگذاری شده، با توجه به نتایج آزمایش‌های جذب حجمی و آلتراسونیک در نمونه‌های ترک خورده که به ترتیب بطور میانگین ۳۸ درصد افزایش و ۳۰ درصد کاهش (بعنوان شاخصی از حجم ترک خوردگی و در نتیجه افزایش نفوذ پذیری) داشته اند کاملاً قابل پیش بینی بوده است.

در تصویر ۷ (الف و ب) تغییرات مقاومت پیوستگی با درصد خوردگی در طرح‌های مخلوط مورد مطالعه در این پژوهش در نمونه‌های با و بدون پیش بارگذاری ارائه شده است. همانگونه که از این تصویر مشخص است با افزایش شدت خوردگی مقاومت پیوستگی بین میلگردهای فولادی و بتن بطور قابل ملاحظه‌ای کاهش یافته است. همچنین مقاومت پیوستگی در نمونه‌های پیش بارگذاری شده (الف) بطور قابل ملاحظه‌ای کمتر از نمونه‌های بدون پیش بارگذاری می‌باشد (ب).

مطابق شکل ۷ و در نمونه های تحت اثر خوردگی تسریع شده، در هر دو حالت با و بدون پیش بارگذاری مقاومت پیوستگی نمونه های حاوی پودر سنگ گرانیات بیشتر از نمونه های ساخته شده با پودر سنگ آهک بوده است. همچنین در نمونه های با و بدون پیش بارگذاری با افزایش عیار سیمان در نمونه های ساخته شده با پودر سنگ گرانیات کاهش مقاومت پیوستگی مشاهده می شود. در حالیکه چنین روندی در نمونه های حاوی پودر سنگ آهک وجود نداشته و علیرغم افزایش مقاومت پیوستگی با افزایش عیار سیمان، کاهش مقاومت پیوستگی مشاهده شده است. بر اساس نتایج نمایش داده شده در شکل ۷ تغییرات افزایش اندکی در مقدار مقاومت پیوستگی در طرح مخلوط های حاوی سنگ دانه های شکسته نسبت به گرد گوشه به ویژه در شرایط بدون پیش بارگذاری مشاهده شده است.



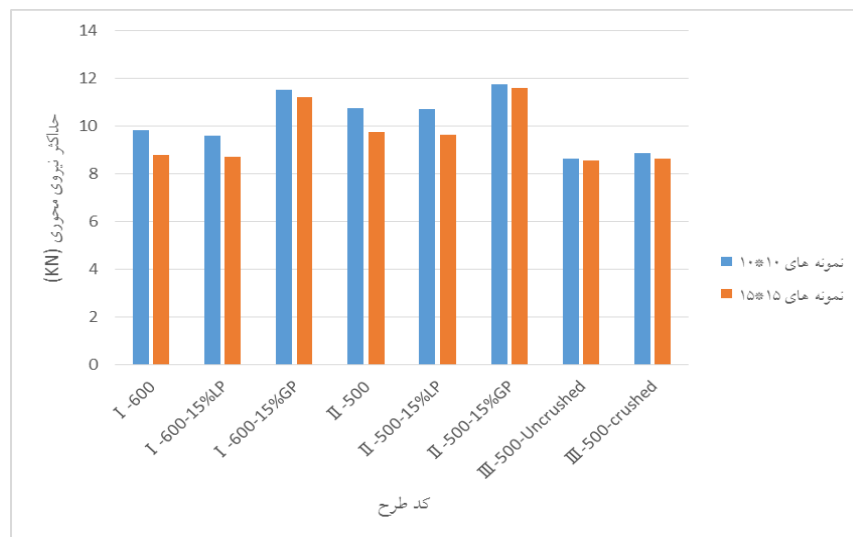
شکل ۷الف: نمونه های با پیش بارگذاری



شکل ۷ب: نمونه های بدون پیش بارگذاری

شکل ۷: مقایسه درصد خوردگی و مقاومت پیوستگی نمونه های بارگذاری شده،

در شکل ۸ نتایج آزمایش بیرون کشیدگی میلگرد برای نمونه های مکعبی به ابعاد ۱۰ و ۱۵ سانتیمتر نمایش داده شده است. همانگونه که در تصویر ۸ نمایش داده شده است، با کاهش ضخامت پوشش بتن از ۱۵۰ میلی متر به ۱۰۰ میلی متر، به دلیل افزایش درجه همگنی افزایش جزئی در مقاومت پیوستگی برخی نمونه ها مشاهده شده است.

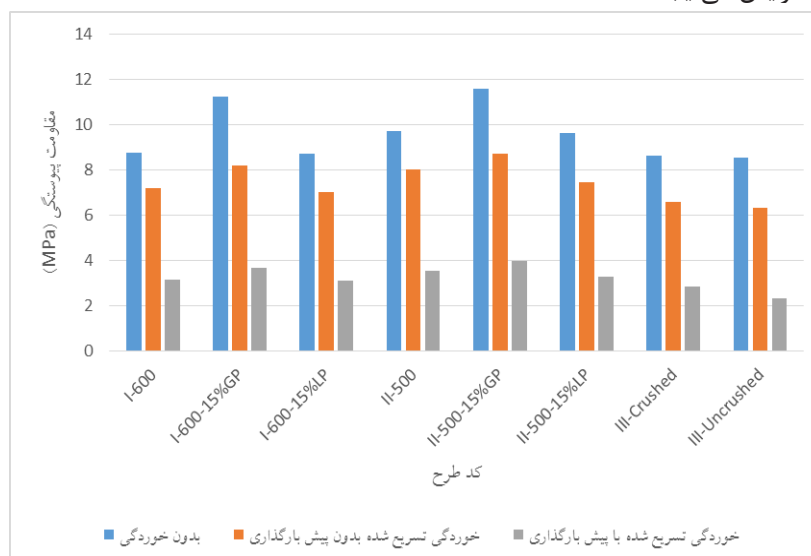


شکل ۸: مقایسه مقاومت پیوستگی نمونه های مکعبی ۱۰ و ۱۵ سانتیمتری بدون خوردگی

همچنین و با توجه به این شکل در نمونه های دارای پودر سنگ گرانیات مقاومت پیوستگی بیشتر و لغزش کمتری نسبت به نمونه های شاهد مشاهده شد که احتمالاً به دلیل مقاومت فشاری بالاتر نمونه های دارای پودر سنگ گرانیات می باشد.

در تصویر ۹ نتایج مربوط به مقاومت پیوستگی نمونه های بدون خوردگی و نمونه های تحت شرایط خوردگی تسریع شده با و بدون پیش بارگذاری نمایش داده شده است. با توجه به نتایج بدست آمده کاهش محسوس و قابل توجهی در مقاومت پیوستگی (بطور متوسط بین ۲۵ تا ۳۰ درصد) در نمونه های دارای خوردگی نسبت به نمونه های سالم مشاهده شده است. همچنین مقاومت پیوستگی نمونه های پیش بارگذاری شده در شرایط خوردگی تسریع شده نسبت به نمونه های بدون بارگذاری کاهش قابل ملاحظه ای داشته است.

با توجه به نتایج آزمایش بیرون کشیدگی میلگرد در همه طرح ها، با افزایش حجم خمیر سیمان بتن مقاومت پیوستگی کاهش یافته است. همچنین با جایگزینی پودر سنگ آهک به مخلوط، نسبت به بتن شاهد کاهش مقاومت پیوستگی و با جایگزینی پودر سنگ گرانیات به مخلوط، افزایش مقاومت پیوستگی مشاهده شده است. با کاهش حجم خمیر بتن و کاهش عیار سیمان از ۶۰۰ به ۵۰۰، مقاومت پیوستگی افزایش یافته است و با جایگزینی شن شکسته به جای شن گردگوشه به دلیل پیوستگی بیشتر خمیر سیمان و سنگدانه ها (همانگونه که قبلاً نیز اشاره شد) مقاومت پیوستگی افزایش می یابد.

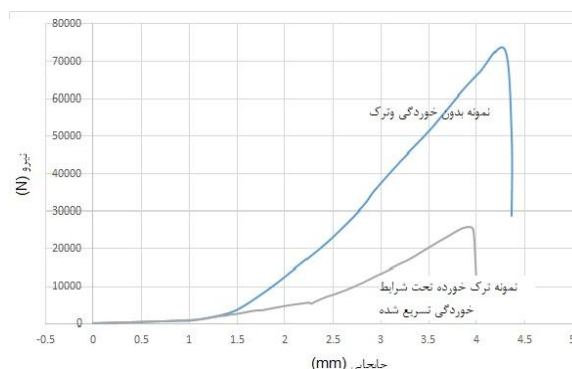


شکل ۹: مقایسه نتایج مقاومت پیوستگی نمونه های سالم و نمونه های خورده شده با و بدون پیش بارگذاری

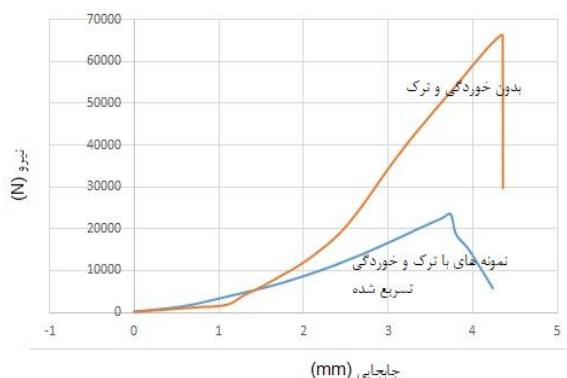
از جمله دلایل کاهش قابل توجه مقاومت پیوستگی در نمونه های خورده شده، انبساط حجمی ناشی از محصولات خوردگی و در نتیجه کاهش اصطکاک و از بین رفتن لایه محافظ بین میلگرد و بتن می باشد. کاهش قابل توجه مقاومت پیوستگی نمونه های پیش بارگذاری شده در شرایط خوردگی تسریع شده نسبت به نمونه های بدون بارگذاری، علاوه بر کاهش مقاومت فشاری بتن بدلیل گسترش ترک های ناحیه انتقالی به داخل خمیر سیمان هیدراته، می تواند ناشی از افزایش نفوذ یون کلر به دلیل افزایش نفوذ پذیری در حجم بتن و از بین رفتن آج های میلگرد و در نهایت از بین رفتن بیشتر پیوستگی میلگرد و بتن باشد.

همچنین، کاهش مقاومت پیوستگی در نمونه های حاوی پودر سنگ آهک نسبت به بتن شاهد، به علت افزایش نفوذ آب و یون کلر می باشد. در حالیکه در نمونه های ساخته شده با پودر سنگ گرانیات افزایش مقاومت پیوستگی به علت پرکنندگی پودر سنگ گرانیات و افزایش تراکم ذرات با کاهش نفوذ آب و یون کلر مرتبط است.

در شکل ۱۰ منحنی های نیرو-تغییر مکان برای طرح های I-500 و I-600 در حالت های بدون خوردگی، تحت شرایط خوردگی و همینطور تحت شرایط خوردگی با پیش بارگذاری ارائه شده است. همانگونه که از شکل ۱۰ الف و ب مشاهده می شود با اعمال ترک خوردگی و تحت شرایط خوردگی تسریع شده، مقدار مقاومت پیوستگی بین فولاد و بتن بشدت کاهش یافته است.



(الف) نمودار نیرو-تغییر مکان طرح I-500



(ب) نمودار نیرو-تغییر مکان طرح I-600

شکل ۱۰: منحنی های نیرو-تغییر مکان در نمونه های با پیش ترک تحت شرایط خوردگی تسریع شده

با توجه به نتایج آزمایش های جذب حجمی و التراسونیک که بر طبق آن بطور متوسط ۳۰ درصد افزایش نفوذ پذیری در نمونه ها مشاهده شده، افت شدید در مقاومت پیوستگی کاملاً قابل پیش بینی بوده است. لازم بذکر است که در شرایط عملی با توجه به وجود ترک های سازه ای و غیر سازه ای در اعضای بتنی سازه های بتن مسلح، در صورت وجود عوامل آسیب رسان نظیر تهاجم یون کلر افست و آسیب دیدگی شدیدتری در مقاومت پیوستگی نسبت به نتایج حاصل از نمونه های استاندارد آزمایش بیرون کشیدگی میلگرد پیش بینی می باشد.

۴- قدرتانی

بدین وسیله از گروه عمران دانشگاه زنجان و آزمایشگاه بتن پژوهشگاه استاندارد که امکانات آزمایشگاهی خود را در اختیار اینجانب قرار داده اند، صمیمانه تقدیر و تشکر می گردد.

۵- جمع بندی و نتیجه گیری

در این پژوهش، با توجه به اهمیت مقاومت پیوستگی بین بتن و میلگردهای مسلح کننده در تامین ظرفیت باربری سازه های بتن مسلح، تغییرات مقدار مقاومت پیوستگی میلگردهای فولادی با بتن خودتراکم تحت شرایط خوردگی تسریع شده و پیش بارگذاری بررسی شد. براساس نتایج آزمایش بیرون کشیدگی میلگرد در همه طرح ها، با افزایش حجم خمیر سیمان هیدراته در بتن و کاهش حجم سنگدانه، مقاومت پیوستگی کاهش یافته است. حدود ۲۵ تا ۳۰ درصد کاهش مقاومت پیوستگی در نمونه های دارای خوردگی مشاهده شده که به دلیل کاهش اصطکاک و از بین رفتن لایه محافظ، از بین رفتن آج های روی سطح میلگردها و کاهش مشخصات مکانیکی بتن بدلیل انبساط محصولات خوردگی می باشد. همچنین، مقاومت پیوستگی نمونه های پیش بارگذاری شده کاهش قابل ملاحظه ای نسبت به نمونه های بدون اعمال بار داشته است که دلیل آن افزایش نفوذ یون کلر به دلیل افزایش حجم و مقدار ترک ها و در نتیجه افزایش شدت خوردگی و در نهایت از بین رفتن پیوستگی میلگرد و بتن می باشد.

با توجه به نتایج بدست آمده، مقاومت پیوستگی تمامی نمونه های دارای پودر سنگ آهک احتمالاً بدلیل افزایش میزان تراوایی (با توجه به کاهش سرعت عبور امواج و افزایش جذب آب حجمی)، کمتر از بتن شاهد است ولی مقاومت پیوستگی نمونه های دارای پودر سنگ گرانیت به دلیل بهبود ریزساختار و متراکم تر شدن از بتن شاهد بیشتر بوده است.

- [1] Sathish R., "Study on Self Compacting Concrete – A Review Dinesh A", *International Journal of Engineering and Technical Research*, February, Vol.5(2), pp.384-387, (2016).
- [2] Dinesh.A, Harini.S, Jasmine Jeba.P, Jincy.J, Shagufta J., "Experimental Study on Self Compacting Concrete", *International Journal of Engineering Sciences & Resarch Technology*, March, , Vol. 6 (3), pp.42-50, (2017).
- [3] Peter J. M. Bartos, "Workability of special concrete mixes, *Materials and Structures*", January, Vol. 26(1), pp. 50–52, (1993).
- [۴] Wallevik, O.H., "Self compacting concrete - a rheological approach in International workshop on self compacting concrete", *Japan society of Civil Engineers tokyo*, pp. 136-159, (1999).
- [5] Esfahani, M.R, and Kianoush, M.R, "Development/ Splice length of reinforcing bars", *ACI structural Journal*, Vol. 102(1), pp. 22-30, (2005).
- [6] Ferguson, P.M, Turpin, R.D, and Thompson, J.N, "Minimum bar spacing as a function of bond and shear strength", *ACI, structural Journal*, Vol. 50(6), pp.869-887, (1954).
- [7] American concrete institute-committee 440, "Guide for the Design and construction of concrete reinforced with FRP rebars", *ACI 440. IR- 03*, ACI, Farmington Hills, MI, USA, (2003).
- [8] Hossain, K.M.A, and Lachemi, M.2008, Bond behavior of self-consolidating concrete with with mineral and chemical admixtures", *Journal of Materials in Civil Engineering*, pp 608-616, (2009).
- [9] Eliene, P.C, Efigênia, G.F, José, C.C, Conrado, S.R, and Nilton S.M., "Experimental Investigation of Steel-Concrete Bond for Thin Reinforcing Bars", *Latin American Journal of Solids and Structures*, Vol.14, pp. 1932-1951, (2017).
- [10] Esfahani, M.R. and Rangan, B.V, "Bond between normal strength and high- strength concrete and reinforcing bars in splices in beams", *ACI structural Journal*, Vol. 95(3), pp. 272-280, (1998).
- [11] Smith.J.L, Virmani.Y.P, "Materials and methods for corrosion control of reinforced and prestressed concrete structures in new construction", *US Department of Transportation Federal Highway Administration*, Publication No. 00-081, (2000).
- [12] Ghandehari M., Zulli M. & Shah S. P., "Influence of corrosion on bond degradation in reinforced concrete", *Fourteenth Engineering Mechanics Conference*, Austin, Texas, USA, Austin: ASCE, (1991).
- [13] Yalciner, H & Eren, O., "An experimental study on the bond strength between reinforcement and concrete as a function of concrete cover, strength and corrosion level", *Cement and Concrete Research*, Vol. 42, pp. 643–655, (2012).
- [14] S.J. Williamson & L.A. Clark, "Pressure required to cause cover cracking of concrete due to reinforcement corrosion", *Magazine of Concrete Research*, Vol. 2(6), pp.455-467, (20005).
- [15] S. Morinaga, "Remaining life of reinforced concrete structures after corrosion cracking", *Durability of Building Materials and components*, Vol. 71, pp. 127-136, (1996).
- [16] Tondolo, F., "Bond behavior with reinforcement corrosion", *Construction and Building Materials*, Vol. 93, pp. 926-932, (2015).
- [17] Anette, J., Ingemar, L, Karin L., and Kent, G., "Bond of reinforcement in self-compacting steel-fiber-reinforced concrete", *Magazine of Concrete Research*, Vol. 64(7), pp. 617-630, (2015).
- [18] Pamidi, M. and Ghouse, V., "Bond Characteristics of TMT Bars in Self Compacting Concrete and Normally Vibrated Concrete", *International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology*, Vol. 6, Issue 3, (2017).
- [19] Ayop, S.S, Emhemed, A. N. K , Jamaluddin, N and Sadikin, A., "The influence of main bar corrosion on bond strength in self-compacting concrete", *Materials Science and Engineering*, V.271, pp. 012-017, (2017).

The Assessment of Bond Strength between Corroded Steel Rebars and Self-Compacting Concrete

Salarvand, Bahare

Civil Engineering Faculty-Department of Engineering- University of Zanjan

Saeedi Razavi, Behzad*

Research Assistant professor, Standard Research Institute, Technical and engineering faculty, Construction and mineral Department, Karaj, Iran

Ahmadi, Jamal

Assistant professor, Faculty-Department of Engineering- University of Zanjan

Abstract

The bonding of steel bars to concrete in a different climate is one of the most significant problems in the durability of concrete structures. There are several different factors such as concrete ages and properties, steel rebars characteristics and environmental condition which affect the bond strength between concrete and embedded steel rebars. Accordingly, in the present study, the bond strength between embedded steel rebars and self-compacting concrete which contain different values of granite and limestone powder as a filler is investigated under accelerated corrosion condition. Besides, the specimens were also preloaded up to 50% of concrete compressive strength to investigate the effect of induced cracks caused by external loading on the chloride ions penetration and corrosion process. According to obtained results from the experiments, the utilization of 15% granite powder has increased the bond strength and decreased corrosion level of concrete specimens. Also, the loading of the specimens has exacerbated corrosion and reduced bond strength considerably.

Keywords: *Self-compacting concrete, bond strength, preloading, corrosion level, water adsorption.*