

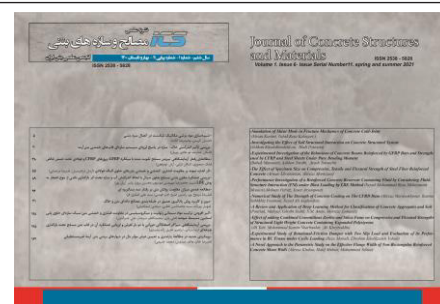
به نام خدا

۲	پیام سردبیر
۳	شیوه نامه نگارش مقاله
۵	شبیه سازی مود برشی مکانیک شکست در اتصال سرد بتنی (احسان کریمی، وحیدرضا کلات)
۲۰	بررسی تأثیر اندرکنش خاک- سازه در پاسخ لرزه ای سیستم سازه ای قاب های خمشی بتن آرمه (اشکان خدابنده لو، هادی پوریان)
۲۸	مطالعه ی رفتار آزمایشگاهی تیر بتن مسلح تقویت شده با میلگرد CFRP، ورق های CFRP و فولادی تحت خمش خالص (بابک منصوری، اشکان ترابی، آرش توتونچی)
۵۵	بررسی عملکرد مخزن بتنی مسلح حاوی سیال با لحاظ اندرکنش آب و سازه تحت اثر بارگذاری ناشی از موج انفجار به روش LBE (سید محمدرضا مهیمنی موسوی، محسن پرویز، یاسر آریان پور)
۷۰	مطالعه عددی میزان مقاومت روکش بتن بر رفتار سد سنگریزه ای (علیرضا مردوخ پور، رامتین صبح خیز فومنی، سید علی اصغری فر)
۸۷	مرور و کاربرد روش یادگیری عمیق در طبقه بندی مصالح دانه ای بتن و خاک (مهیار پورلک، سید محمدامین قطبی، مرتضی اسماعیلی)
۱۰۴	تأثیر افزودن ترکیب مواد سیمانی ژئولیت و میکروسیلیس در مقاومت فشاری و خمشی بتن سبک سازه ای حاوی پلی استایرن منبسط شونده (علی یاری، محمدکاظم شربتدار، علی خیرالدین)
۱۲۱	بررسی آزمایشگاهی میراگر اصطکاکی- دورانی با دو بار لغزش و ارزیابی عملکرد آن در قاب بتن مسلح تحت بارگذاری چرخه ای (رضا مرادی، ابراهیم خلیل زاده وحیدی)
۱۳۸	رویکردی جدید در مطالعه پارامتری و تعیین عرض مؤثر بال در دیوارهای برشی بتن آرمه غیرمستطیلی (علیرضا خالو، هاتف عبدوس، محمد طبیعی)
۱۶۲	بررسی تأثیر کنسانتره آهن بر نفوذپذیری و مقاومت فشاری بتن (رضا محمد پور، شفیع الدین جوادی)
۱۷۶	مطالعه پتانسیل واکنش زایی قلیایی سیلیسی سنگدانه های تعدادی از معادن شن و ماسه مورد استفاده در بتن در غرب ایران (علی دوستی، سهراب ویسه)

مجوز نشریه

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

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



نشریه علمی (دوفصلنامه)

مصالح و سازه های بتنی

انجمن علمی بتن ایران

بهار و تابستان ۱۴۰۰

سال ششم، شماره ۱، شماره پیاپی ۱۱

شمارگان: ۱۰۰۰ نسخه

صاحب امتیاز: انجمن علمی بتن ایران

مدیرمسئول: دکتر هرمز فامیلی

سردبیر: دکتر علیرضا خالو

هیات مدیره:

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

اعضای هیات تحریریه:

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

هیات داوران این شماره:

احمدی مسعود، آزادی کاکاوند محمدرضا، اسفندی سرافراز مهدی، بابک امین نژاد، باقری علیرضا، جهانگیر هاشم، جهانی باقری احسان، حسینی لواسانی سیدحسین، خالو علیرضا، دالوند احمد، سبحانی جعفر، شوشتری محمد، فخاریان پویان، مدنی سیدحسام، نادرپور حسین.

هماهنگی: محمد حسین تدین، پویان فخاریان

مدیر اجرایی: عزیزاله بریجانی

پیگیری مقالات: مریم مویدی

نشانی دفتر: تهران - میدان صنعت، بلوار فرحزادی،

نرسیده به بزرگراه نیایش، خ عباسی اناری، پلاک ۸۱

کدپستی: ۱۹۹۸۹۵۸۸۸۳

تلفکس: ۸۸۵۶۰۶۲۸، ۸۸۵۶۰۵۸۸

پست الکترونیک: info@jcsn.ir

www.jcsm.ir

به نام خدا

مهندسی مصالح و علوم رفتاری سازه ها همواره دستخوش تغییرات بنیادین در عرصه محاسبات، مدل سازی و شناخت شده است. وجود دستاوردهایی در زمینه مکانیک شکست، تئوری خمیری، رفتار الاستیک بتن و تشخیص دقیق خواص مکانیکی و عملکردی بتن، محققین را بر آن داشته که پژوهش های بنیادینی بر این موارد داشته باشند. از سوی دیگر نقش ابزارهای جدید برگرفته از دانش نوین در حوزه های اندازه گیری، هوش مصنوعی و علوم بهینه سازی کمک شایانی بر این مهم داشته است. اتصالات و شناخت رفتار آنها در سازه های بتنی نیز از نیازهای روز مهندسی سازه در این سالها بوده است. همچنین نقش اندرکش آب و سیالات، خاک و سازه ها با تقویت نرم افزارهای محاسباتی در تحقیقات اخیر دو چندان شده است. از دیگر سوی افزون مصالح نوین در سازه های بتن مسلح و درک رفتار صحیح و دانش درست در خصوص مدل سازی این مصالح تاثیر شگرفی در کاهش آسیب های سازه ها در مخاطرات طبیعی دارد. دانش فناوری بتن برگرفته از انتخاب مصالح مناسب تا نقش آن در دوام و پایایی بتن و ترکیب آن با علوم دیگر همچون علوم زیستی، علوم هوشمند سازی و دیگر علوم مرتبط روز به روز توسعه یافته و می تواند کمک اساسی به داشتن قطعات باکیفیت در صنعت ساختمان بنماید. در این میان نیاز ورود صنعت ساختمان به دو فناوری روز دنیا عرصه سازه های فوق توانمند و هوشمند یعنی پایش سلامت سازه ها و کنترل ارتعاشات سازه ها به شدت احساس می شود.

به امید رشد روزافزون گسترش دانش در صنعت ساختمان و سازه های زیرساختی در جهت تاب آوری و پایداری بیشتر همگام با توسعه پایدار.

علیرضا خالو

سر دبیر

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

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

اصول کلی

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

راهنمای نگارش و تنظیم مقاله

۱. مقاله باید در کاغذ A4، به صورت یک‌رو، در یک ستون و با حاشیه ۲/۵ سانتی‌متر و با فاصله ۲ سانتی‌متر بین سطرها با نرم افزار Word 2003 تایپ شود. هر صفحه باید دارای شماره ترتیبی باشد. حروف فارسی با فونت B Nazanin و اندازه 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:
 - ۱-۴. صفحه اول شامل: عنوان مقاله به فارسی و انگلیسی، نام و نام خانوادگی نویسنده/ نویسندگان، رتبه و سمت علمی، نام و نشانی محل کار، موسسه ناظر، شماره تلفن تماس و آدرس پست الکترونیکی ارسال کننده مقاله باشد.
 - ۲-۴. صفحه دوم و سوم به ترتیب شامل چکیده فارسی، چکیده انگلیسی با عناوین آنها و به همراه ۳ تا ۵ کلیدواژه مرتبط باشد. چکیده مقاله حداکثر ۲۰۰ کلمه و در متن آن عناوین هدف، روش، یافته‌ها و نتیجه‌گیری ذکر شود. در صفحه دوم و سوم از نوشتن مشخصات نویسنده/ نویسندگان خودداری شود.

۴-۳. اصل مقاله شامل موارد ذیل باشد:

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

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

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

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

۴-۳-۶ منابع: منابع و مآخذی که از آنها در 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 تمرین‌کرده از بین می‌برد، حرکت، ۱۷: ۶۳-۷۹

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

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

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

۱- مثال تألیفی فارسی:

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

۲- مثال ترجمه فارسی:

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

۳- مثال انگلیسی:

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

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

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

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

Simulation of Shear Mode in Fracture Mechanics of Concrete Cold-Joint

*Ehsan Karimi**

*Department of Civil Engineering, Bandargaz Branch, Islamic Azad University, Bandargaz, Iran
karimi@bandargaziau.ac.ir*

Vahid Reza Kalatjari (Associate Professor)

Department of Civil Engineering, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran

Abstract

This paper presents a model to simulate shear mode (mode II) of fracture mechanics in concrete cold-joint. The simulation is performed using nonlinear static analysis of materials and geometry. The specimens used for modeling are S-shaped specimens used in the push-off test. The specimens modeled in three situations with 2, 4, and 6 steel connectors and validated with the results of corresponding the experimental specimens. The results of the analysis show that the proposed method has a good ability to simulate the behavior of the shear mode of fracture mechanics in concrete cold-joint. The proposed simulation method can be useful to investigate the behavior of reinforced concrete frames with cold-joint and repair, retrofitting, and strengthening reinforced concrete structures.

Keywords: Cold-Joint, Shear Mode of Fracture Mechanics, Push-off Test, Shear-Friction, Steel Connectors.

شبیه‌سازی مود برشی مکانیک شکست در اتصال سرد بتنی

دریافت مقاله: ۱۴-۰۹-۱۳۹۹

پذیرش مقاله: ۱۵-۱۱-۱۳۹۹

احسان کریمی*

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

karimi@bandargaziau.ac.ir

وحیدرضا کلات

دانشیار دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران

چکیده

در این تحقیق به شبیه‌سازی مود برشی (مود دوم) مکانیک شکست در اتصال سرد بتنی پرداخته شده است. شبیه‌سازی با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی مصالح و هندسه انجام شده است. نمونه‌های استفاده شده جهت مدل‌سازی، نمونه‌های S شکل مورد استفاده در آزمایش پوش-آف می‌باشند. مدل‌سازی نمونه‌ها در سه وضعیت با ۲، ۴ و ۶ آرما تور دوخت انجام شده و با نتایج حاصل از نمونه‌های آزمایشگاهی نظیر، صحت‌سنجی شده است. نتایج تحلیل بیانگر این است که روش پیشنهاد شده به خوبی توانایی شبیه‌سازی رفتار مود دوم مکانیک شکست در اتصال سرد بتنی را دارا می‌باشد. روش شبیه‌سازی پیشنهادی می‌تواند جهت بررسی رفتار قاب‌های بتن‌آرمه دارای اتصال سرد و همچنین قاب‌ها و اعضای بتن‌آرمه‌ای که مورد تقویت، تعمیر یا ترمیم قرار گرفته‌اند، مفید باشد.

کلمات کلیدی: مود برشی مکانیک شکست، آزمایش پوش-آف، اتصال سرد، برش-اصطکاک، آرما تور دوخت.

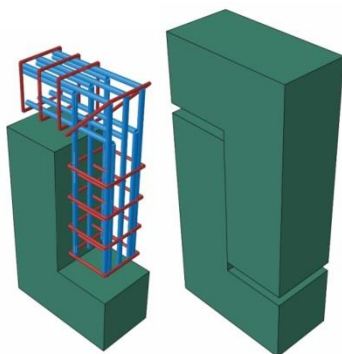
یکی از مسائل سازه‌های بتن آرمه وجود اتصال سرد است. اتصال سرد در شرایط مختلف و یا با دلایل متفاوتی ممکن است در سازه‌های بتن آرمه به وجود آید. اما به طور کلی می‌توان گفت عامل اصلی به وجود آمدن اتصال سرد، قطع و وقفه در بتن‌ریزی می‌باشد. اگر وقفه در بتن‌ریزی به حدی باشد که باعث گیرش بتن قبلی شده و بتن جدید با بتن قبلی ترکیب و ممزوج نشود، این نوع اتصال به وجود می‌آید. در این حالت بین بتن جدید و بتن قدیم سطحی به وجود می‌آید که به آن سطح واریز یا اتصال سرد گفته می‌شود. هر چند که اتصال سرد پدیده خوبی برای رفتار سازه‌های بتن آرمه محسوب نمی‌شود، اما اصولاً وجود آنها در برخی از موقعیت‌ها و شرایط گریز ناپذیر می‌باشد. عدم توانایی در بتن‌ریزی پیوسته به دلیل ضعف در امکانات یا عدم توانایی در تهیه و آماده‌سازی حجم مورد نیاز بتن جهت اجرای پیوسته، محدودیت در قالب‌بندی اعم از محدودیت در میزان قالب مورد نیاز و نیز ظرفیت باربری قالب‌ها و پایه‌نگهدارها، مشکلات اجرایی، توجیه اقتصادی و بسیاری از موارد دیگر را می‌توان به عنوان دلایل به وجود آمدن اتصال سرد اشاره نمود. همچنین در سازه‌های بتنی پیش‌ساخته نیز وجود اتصال سرد امری اجتناب‌ناپذیر است. از شرایط دیگری که منجر به به وجود آمدن اتصال سرد در سازه‌های بتنی می‌شود، موضوع تقویت، تعمیر و ترمیم اجزای این سازه‌ها می‌باشد.

تا کنون تحقیقات متعددی بر روی خصوصیات سطوح واریز و اتصال سرد بتنی انجام شده است [۱-۱۱]. کریمی و کلات جاری [۱۲]، مدلی عددی برای شبیه‌سازی مود بازشدگی مکانیک شکست اتصال سرد بر روی تیر سه نقطه خمش ارائه نمودند. خولیو و همکاران [۱۳]، دقت روابط آئین‌نامه طراحی برای تخمین مقاومت برشی طولی پوشش‌های بتنی در مقاوم‌سازی را با استفاده از نمونه‌های آزمایشگاهی پوش-آف مورد بررسی قرار دادند. همچنین، فیگورئا و همکاران [۱۴]، رفتار چرخه‌ای اتصال سرد بتنی را با استفاده از نمونه‌های آزمایش پوش-آف انجام دادند. خالو و همکاران [۱۵، ۱۶] مطالعاتی بر روی رفتار بتن تحت تنش‌های مرکب برشی و فشاری و نیز ارزیابی عددی روش پوش-آف برای آزمایش برش بتن انجام دادند. مطالعاتی نیز در خصوص ارزیابی رفتار المان‌های سازه‌ای بتن مسلح و مصالح بتنی توسط فنگ و همکاران [۱۷] و آزادی و همکاران [۱۸-۲۰] انجام شده است. برای شبیه‌سازی رفتار بتن تحت بارگذاری رفت و برگشتی، مطالعاتی بر روی مدل‌های جدید خسارت پلاستیک بتن^۱ (CDP) انجام شده است [۲۱-۲۳]. در این تحقیق، روشی جهت شبیه‌سازی مود دوم مکانیک شکست در اتصال سرد بتنی با استفاده از نمونه‌های آزمایش پوش-آف پیشنهاد شده است.

۲- مدل‌سازی نمونه:

از آنجا که هدف از انجام این تحقیق، شبیه‌سازی مود دوم شکست (مود لغزشی یا برشی) در اتصال سرد بتنی است، از این‌رو، از نمونه آزمایش پوش-آف که مناسب برای بررسی رفتار برشی می‌باشد استفاده شده است.

^۱ concrete damage plasticity (CDP)

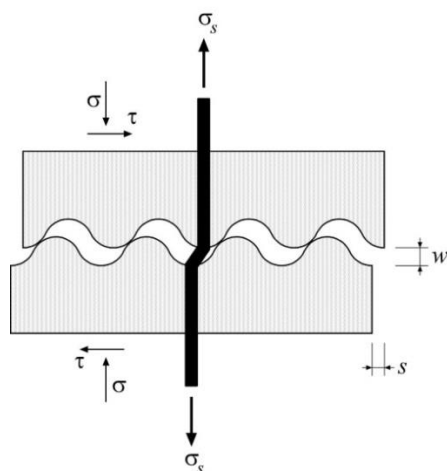


شکل ۱. نمونه S شکل همراه با وضعیت آرماتورگذاری

برای مدلسازی از نرم افزار ABAQUS استفاده شده است. نمونه S شکل مدل سازی شده همراه با وضعیت آرماتورگذاری در شکل ۱ نشان داده شده است. برای در نظر گرفتن تاثیر میزان آرماتورهای دوخت، نمونه با سه حالت با ۲، ۴ و ۶ میلگرد دوخت در ناحیه اتصال سرد مدل سازی شده است. در حقیقت این نمونه (نمونه S شکل) از دو قسمت L شکل تشکیل شده است و فرض بر این است که در عمل یک قسمت L شکل ابتدا بتن ریزی شده و پس از گیرش بتن قسمت اول، بتن ریزی قسمت دوم انجام شده است. بدین ترتیب، در محل اتصال دو قطعه L شکل (مطابق شکل ۱) اتصال سرد به وجود می آید. به عبارت دیگر، در محل اتصال دو قطعه L شکل، سطح مشترکی به وجود می آید که به آن سطح واریز نیز گفته می شود. در عمل این سطح نسبت به سایر قسمت ها ضعیف تر بوده و شانس شکل گیری ترک در امتداد آن نسبت به سایر قسمت ها که به صورت پیوسته بتن ریزی شده اند، بیشتر می باشد [۲۴].

۲-۱- بیان تئوری مسئله:

با توجه به شکل و هندسه نمونه و نیز اعمال نیروی متقارن و متوازن و به صورت فشاری در سطوح بالا و پایین نمونه، نیروی برشی به وجود آمده در امتداد سطح واریز غالب بوده و شکست برشی در امتداد آن حتمی خواهد بود. اصولاً تا قبل از شکل گیری ترک، تفاوتی بین رفتار نمونه یکپارچه و نمونه دارای اتصال سرد نمی باشد [۲۵، ۲۶]. اما پس از ایجاد ترک، مقاومت برشی توسط عواملی نظیر اصطکاک، قفل و بست سنگدانه ها، تغییر شکل های خمشی آرماتورهای عبور کننده از سطح واریز و تنش های برشی مربوط به میلگردهای فولادی و عمل شاخه ای میلگردها تامین می شود [۱۴، ۲۷، ۲۸]. جابجایی های برشی نسبی در سطح باز شده به وسیله ترک مطابق شکل ۲، تحت عنوان تئوری برش-اصطکاک مطرح می شود [۲۹].



شکل ۲. مدل برش-اصطکاک

تنش برشی سطح واریز (τ) با استفاده از جمع قوای تنش‌های چسبندگی، اصطکاک و عمل شاخه‌ای به صورت زیر قابل تعریف می‌باشد [۱۴]:

$$\tau = c \times f_t' + \mu \times \rho \times \sigma_s + \tau_{dowel} \quad (1)$$

در رابطه، c ضریب چسبندگی، f_t' مقاومت کششی بتن، μ ضریب اصطکاک، ρ درصد آرماتورهای عرضی سطح واریز و σ_s تنش محوری آرماتورها می‌باشد. پارامترهای c و μ وابسته به زبری سطح و تنش برشی تامین شده توسط عمل شاخه‌ای (τ_{dowel}) وابسته به قطر میلگرد آرماتور و مقاومت فولاد و بتن پایه می‌باشد [۳۰]. رابطه مقاومت برشی سطح تماس بتن با بتن برای درز غیر مسلح طبق آئین‌نامه 2010 fib [۳۱] به صورت زیر می‌باشد:

$$\tau_{Rdi} = c_a \cdot f_t' + \mu \cdot \sigma_n \quad (2)$$

در اینجا، c_a ضریب چسبندگی، σ_n تنش فشاری ناشی از نیروی عمودی اعمال شده بر سطح واریز و f_t' مقاومت کششی بتن بر حسب مگاپاسکال می‌باشد.

با مقایسه روابط ۱ و ۲، به سادگی می‌توان نتیجه گرفت که رابطه ۲ حالت خاصی از رابطه کلی ۱ می‌باشد که در آن اثر فولاد و عمل شاخه‌ای حذف شده است. مقاومت کششی بتن را می‌توان از رابطه ارائه شده در آئین‌نامه 2010 fib [۳۱] به صورت زیر به دست آورد:

$$f_t' = 0.3(f_c')^{2/3} \quad (3)$$

در اینجا، f_c' مقاومت مشخصه فشاری بتن بر حسب مگاپاسکال می‌باشد.

۲-۲- مدل سازی بتن:

برای مدل سازی اعضای بتنی از المان توپر سه بعدی با انتگرال گیری کاهش یافته هشت گره‌ای خطی (C3D8R) و برای مدل سازی رفتار بتن از مدل خسارت پلاستیک بتن ارائه شده توسط لی و فنوس [۳۲] با در نظر گرفتن پارامترهای مربوطه مطابق جدول ۱، استفاده شده است.

جدول ۱. مقادیر پارامترهای مدل CDP

ψ	ε	f_{bo}/f_{co}	K_c
36	0.1	1.16	0.667

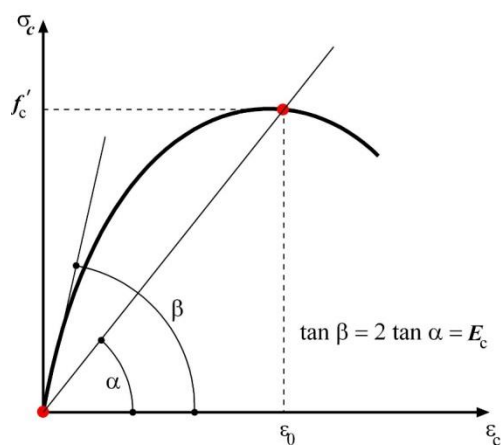
در اینجا، ψ ، زاویه انعطاف پذیری اندازه گیری شده از صفحه دویاتوری $p-q$ در فشار محدود کننده بالا، ε ، خروج از مرکزیت صفحه پتانسیل پلاستیک، f_{bo} و f_{co} مقاومت تسلیم فشاری در حالت به ترتیب دو محوری و تک محوری و K_c ، نسبت بین مقادیر تنش‌های انحرافی تک محوری کششی و فشاری است [۳۳]. سه پارامتر مهم دیگری که برای استفاده از مدل خسارت پلاستیک بتن نیاز می‌باشد، منحنی رفتار تک محوری تنش-کرنش بتن در فشار و کشش و نیز پارامتر خرابی در فشار (d_c) و کشش (d_t) می‌باشد. برای منحنی رفتار تک محوری تنش-کرنش بتن در فشار، می‌توان از رابطه ارائه شده توسط دسای و کاریشنان [۳۴] (مطابق شکل ۳) به صورت زیر استفاده نمود:

$$f = \frac{E_c \varepsilon}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2} \quad (4)$$

در رابطه، f تنش در کرنش مفروض ε ، ε_0 کرنش متناظر با مقاومت فشاری نهایی بتن مطابق رابطه ۵ [۳۵] و E_c مدول الاستیسیته بتن مطابق رابطه ۶ [۳۴] می‌باشد:

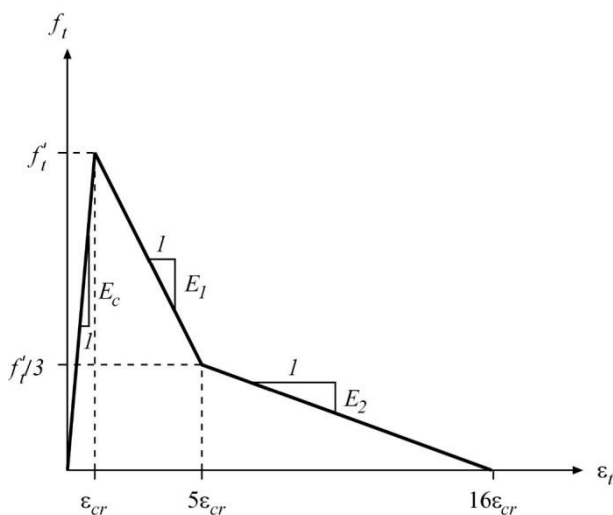
$$\varepsilon_0 = 0.0014[2 - \exp(-0.024f'_c) - \exp(-0.140f'_c)] \quad (5)$$

$$E_c = \frac{2f'_c}{\varepsilon_0} \quad (6)$$



شکل ۳. مدل رفتار تک محوری تنش-کرنش بتن در فشار [۳۴]

طبق قواعد هندسه تحلیلی و جبر، چنانچه خطی مماس از یک نقطه مفروض بر روی منحنی سهمی درجه دوم رسم گردد، شیب این خط مماس ۲ برابر شیب خطی است که از همان نقطه به نقطه رأس سهمی رسم شود که این موضوع در شکل ۳ نشان داده شده و رابطه ۶ نیز بر این اساس است. همچنین می‌توان برای منحنی رفتار تک محوری تنش-کرنش بتن در کشش از مدل ارائه شده توسط ماسیکوت و همکاران [۳۶]، مطابق شکل ۴ استفاده نمود:



شکل ۴. مدل رفتار تک محوری تنش-کرنش بتن در کشش [۳۶]

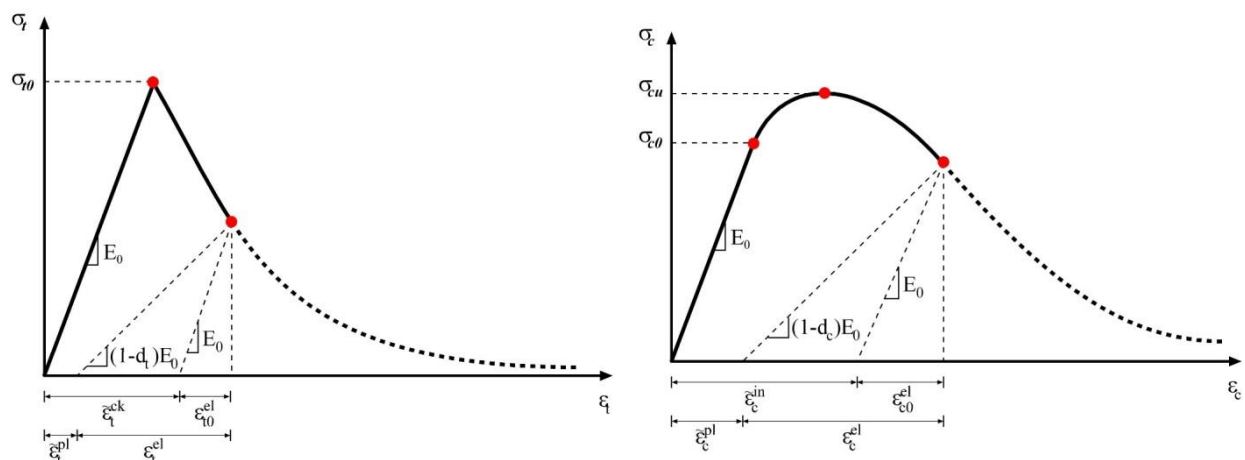
در اینجا، f_t' ، حداکثر مقاومت کششی قابل محاسبه از رابطه ۳، E_c ، مدول الاستیسیته بتن قابل محاسبه از رابطه ۶ و ε_{cr} ، کرنش نظیر حداکثر مقاومت کششی می‌باشد.

پارامتر خرابی که از لحاظ تئوری مقداری بین صفر تا یک دارد را می‌توان برای ناحیه نرم‌شدگی متناسب با مقاومت بتن در حالت فشاری و کششی به ترتیب به صورت روابط زیر تعریف نمود [۳۷، ۳۸]:

$$d_c = 1 - \frac{f}{f_c} \quad (۷)$$

$$d_t = 1 - \frac{f}{f_t} \quad (۸)$$

در پارامتر خرابی، مقدار صفر نشانگر عدم وجود تخریب و مقدار یک نشانگر تخریب کامل است. تاثیر پارامتر خرابی بر روی رفتار بتن در فشار و کشش تک‌محوری در شکل ۵ نشان داده شده است.



شکل ۵. تاثیر پارامتر خرابی بر روی رفتار بتن در فشار و کشش تک‌محوری

در اینجا، σ_{cu} ، σ_{c0} ، σ_c و ε_c به ترتیب تنش، تسلیم اولیه، تنش نهایی و کرنش فشاری، σ_t ، σ_{t0} و ε_t به ترتیب تنش، تنش شکست و کرنش کششی، E_0 سختی الاستیک اولیه (آسیب ندیده) است. همچنین، $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$ کرنش غیر الاستیک، $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ کرنش پلاستیک فشاری معادل، $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$ کرنش ترک‌خوردگی، $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ کرنش پلاستیک کششی معادل هستند که از روابط زیر محاسبه می‌شوند:

$$\tilde{\varepsilon}_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_{c0}^{el}; \quad \varepsilon_{c0}^{el} = \sigma_c / E_0 \quad (۹)$$

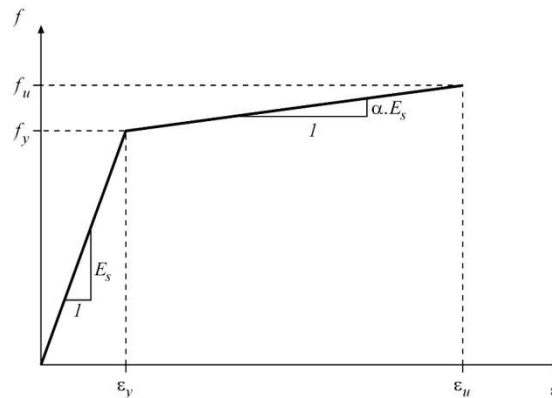
$$\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \tilde{\varepsilon}_c^{in} - \frac{d_c}{(1-d_c)} \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (۱۰)$$

$$\tilde{\varepsilon}_t^{ck} = \varepsilon_t - \varepsilon_{t0}^{el}; \quad \varepsilon_{t0}^{el} = \sigma_t / E_0 \quad (۱۱)$$

$$\tilde{\varepsilon}_t^{pl} = \tilde{\varepsilon}_t^{ck} - \frac{d_t}{(1-d_t)} \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (۱۲)$$

۲-۳- مدل سازی فولاد:

برای مدل سازی میلگردهای فولادی از المان سه بعدی و خطی B31 و برای مدل سازی رفتار فولاد از مدل متداول الاستوپلاستیک دوخطی مطابق شکل ۶ استفاده شده است. شیب ناحیه سخت شدگی کرنش، 0.01 برابر شیب منحنی در قسمت الاستیک در نظر گرفته شده است. میلگردهای فولادی به شیوه مدفون^۱ در بتن مدل سازی و از لغزش بین آرماتورها و بتن در مدل سازی صرف نظر شده است. با مدفون ساختن میلگردها در داخل بتن، درجات آزادی میلگردها با درجات آزادی بتن اطراف یکسان خواهد بود.

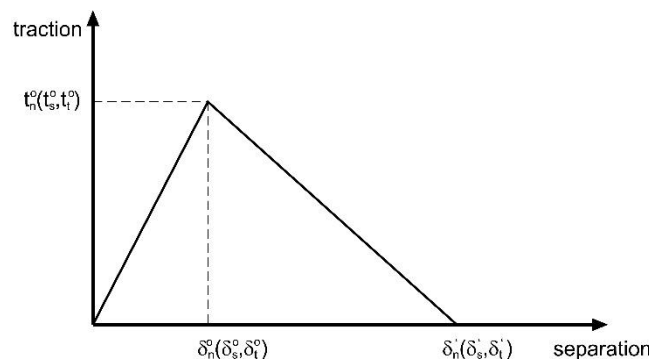


شکل ۶. مدل دو خطی رفتار آرماتورهای فولادی

در اینجا، f_y مقاومت تسلیم، f_u مقاومت کششی، E_s مدول الاستیسیته، ϵ_y کرنش تسلیم و ϵ_u کرنش نهایی فولاد است.

۲-۴- مدل سازی اتصال سرد:

از آنجایی که ضخامت سطح واریز بسیار ناچیز می باشد، از این رو، می توان رفتار چسبنده را به طور مستقیم به سطوح مورد نظر اختصاص داد که به این روش، رفتار چسبنده بر پایه سطح^۲ نیز گفته می شود [۳۹]. با توجه به ناچیز بودن ضخامت سطح واریز، پاسخ آن را می توان مستقیماً بر اساس رابطه کشش-جدایش^۳ مطابق شکل ۷ در نظر گرفت.



شکل ۷. پاسخ عمومی کشش-جدایش

بخش اول منحنی (شکل ۷) پاسخ اولیه رفتار چسبنده می باشد که به صورت الاستیک خطی فرض شده و به صورت رابطه زیر قابل بیان می باشد [۳۹]:

¹ embedded region constraint

² surface-based cohesive behavior

³ traction-separation relation

$$t = \begin{Bmatrix} t_n \\ t_s \\ t_t \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} E_{nn} & E_{ns} & E_{nt} \\ E_{ns} & E_{ss} & E_{st} \\ E_{nt} & E_{st} & E_{tt} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_n \\ \varepsilon_s \\ \varepsilon_t \end{Bmatrix} = K \varepsilon \quad (13)$$

$$\varepsilon_n = \frac{\delta_n}{T_0}; \quad \varepsilon_s = \frac{\delta_s}{T_0}; \quad \varepsilon_t = \frac{\delta_t}{T_0} \quad (14)$$

در اینجا، t_n ، t_s و t_t به ترتیب تنش نرمال (در امتداد محور محلی ۳) و دو تنش برشی (در امتداد محورهای محلی ۱ و ۲)، ε_n ، ε_s و ε_t کرنش‌های اسمی نظیر، δ_n ، δ_s و δ_t نیز جدایش‌های نظیر و T_0 ، ضخامت اصلی سطح چسبنده می‌باشد که با ضخامت هندسی المان چسبنده که در مدل‌سازی هندسی در نظر گرفته می‌شود متفاوت بوده و مقدار پیش‌فرض آن ۱ در نظر گرفته می‌شود. به این ترتیب مقدار کرنش‌های اسمی با جدایش‌های نظیر برابر می‌شوند. همچنین در رابطه ۱۳، درایه‌های خارج از قطر اصلی در ماتریس الاستیسیته با فرض عدم همبستگی رفتار بین مولفه‌های نرمال و برشی، صفر در نظر گرفته شده‌اند [۴۰]. بدین ترتیب، مدول الاستیسیته نرمال E_{nn} برابر مدول الاستیسیته بتن طبق رابطه ۶ و مدول الاستیسیته برشی $E_{ss} = E_{tt}$ را می‌توان بر اساس قوانین مقاومت مصالح طبق رابطه بین مدول یانگ E ، مدول برشی G و نسبت پواسون ν مطابق زیر در نظر گرفت:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (15)$$

معیار شروع خرابی^۱ را می‌توان بر اساس رسیدن هر یک از تنش‌های t_n ، t_s و t_t به حداکثر مقدار نظیرشان (به ترتیب t_n^0 ، t_s^0 و t_t^0) مطابق رابطه زیر در نظر گرفت [۳۹]:

$$\max \left\{ \frac{t_n}{t_n^0}, \frac{t_s}{t_s^0}, \frac{t_t}{t_t^0} \right\} = 1 \quad (16)$$

همچنین قانون تکامل خرابی^۲ را می‌توان بر اساس انرژی آزاد شده ناشی از فرآیند خرابی که همان انرژی شکست (G_f) می‌باشد، تعریف نمود. بدین ترتیب، ناحیه دوم نمودار مربوط به رابطه کشش-جدایش که ناحیه نرم‌شدگی نیز نامیده می‌شود، بر اساس انرژی شکست تعریف شده تعیین می‌شود، به نحوی که سطح زیر منحنی برابر مقدار انرژی شکست شود. انرژی شکست را می‌توان بر حسب N/m از رابطه زیر به‌دست آورد [۳۱]:

$$G_f = 0.73 f_{cm}^{0.18} \quad (17)$$

در این رابطه، f_{cm} مقاومت فشاری بتن بر حسب مگاپاسکال می‌باشد.

حداکثر تنش کششی t_n^0 را می‌توان از رابطه ۳ به‌دست آورد. حداکثر تنش برشی t_s^0 و t_t^0 را نیز می‌توان از ترم اول رابطه ۱ یا ۲ ($\tau = c + f_t'$) به‌دست آورد. با توجه به مدل‌سازی اجزای نمونه شامل بتن، فولاد و اتصال سرد به‌صورت سه‌بعدی و اختصاص رفتار مناسب برای آنها، ترم دوم ($\mu \times \rho \times \sigma_s$) و سوم (τ_{dowel}) رابطه ۱ که به ترتیب مربوط به اصطکاک و عمل قفل و بست بین سنگدانه‌ها و عمل شاخه‌ای میلگردها می‌باشد، با اختصاص دادن ضریب

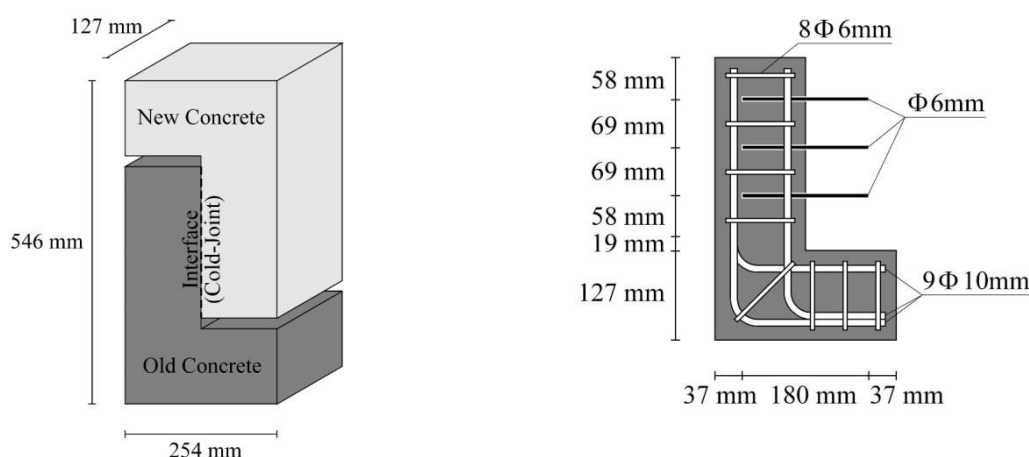
¹ damage initiation criterion

² damage evolution law

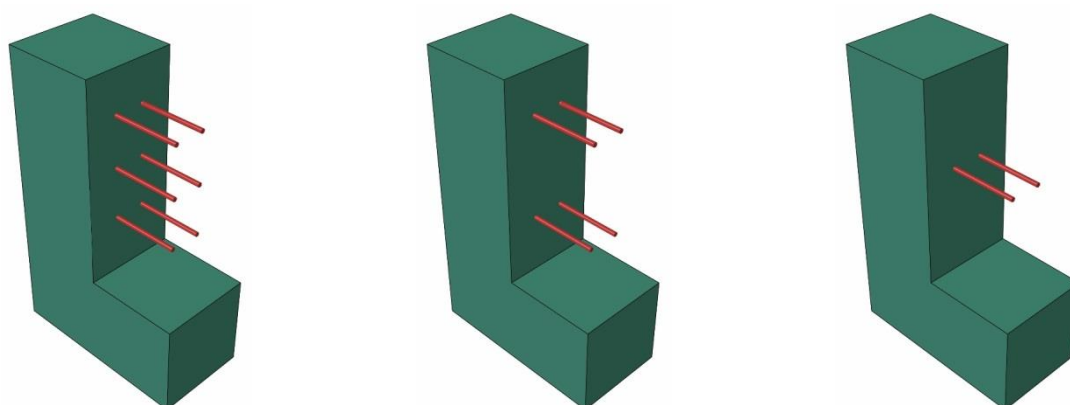
اصطکاک به سطوح مورد نظر و جزئیات مدل‌سازی آرماتورهای دوخت، توسط نرم افزار در تحلیل عددی لحاظ می‌شوند. مقادیر ضریب چسبندگی (c) و ضریب اصطکاک (μ) را می‌توان بر اساس آئین‌نامه 2010 *fib* [۳۱] به ترتیب ۰/۲ و ۰/۶ در نظر گرفت.

۳- صحت‌سنجی:

در این تحقیق برای صحت‌سنجی رفتار برش-اصطکاک و مود دوم مکانیک شکست بر روی نمونه‌های عددی پوش-آف، از نتایج آزمایشگاهی خولیو و همکاران [۱۳] استفاده شده است. جزئیات هندسی نمونه S شکل دارای اتصال سرد همراه با جزئیات آرماتورگذاری در شکل ۸ نشان داده شده است. برای در نظر گرفتن تاثیر میزان آرماتورهای دوخت، نمونه در سه حالت با ۲، ۴ و ۶ میلگرد دوخت در ناحیه اتصال سرد مطابق شکل ۹ مدل‌سازی شده است. مقاومت فشاری بتن نمونه ۴۳ مگاپاسکال و ضریب پواسون بتن ۰/۱۹ در نظر گرفته شده است. مقاومت تسلیم، مقاومت کششی و مدول الاستیسیته فولاد به ترتیب ۴۴۳، ۵۵۳ و ۲۰۰۰۰۰ مگاپاسکال و ضریب پواسون فولاد ۰/۳ در نظر گرفته شده است.



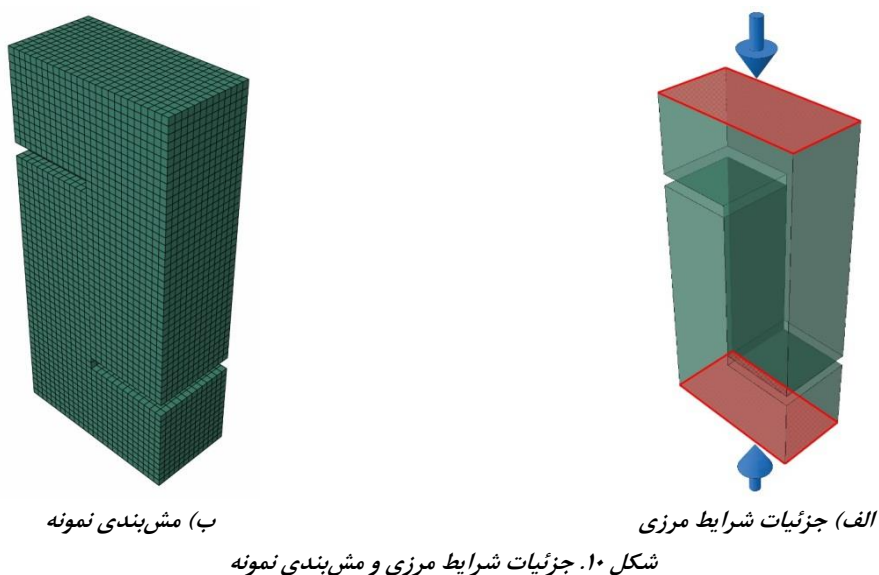
شکل ۸. جزئیات هندسی نمونه S شکل دارای اتصال سرد همراه با جزئیات آرماتورگذاری



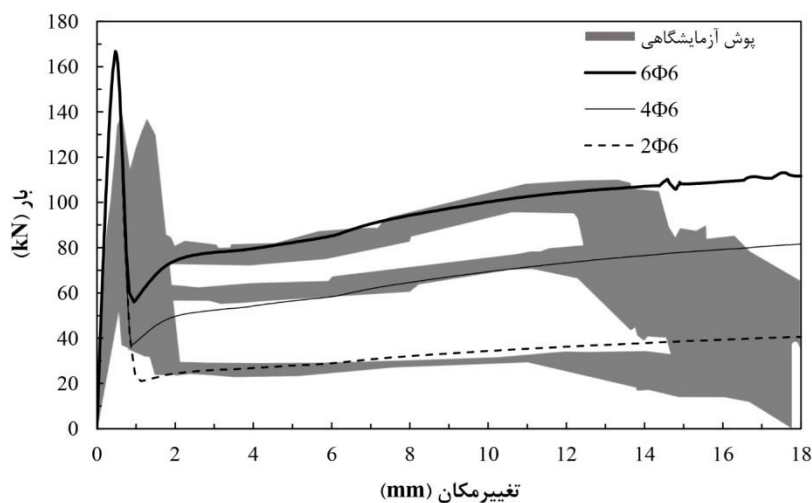
شکل ۹. نمونه‌های پوش-آف در سه حالت با ۲، ۴ و ۶ آرماتور دوخت

مشابه شرایطی که در آزمایش پوش-آف، سطوح فوقانی و تحتانی نمونه توسط جک بتن شکن تحت فشار قرار می‌گیرد، سطوح فوقانی و تحتانی نمونه عددی نیز مطابق شکل ۱۰-الف تحت نیروی فشاری مدل‌سازی شده است، به این ترتیب که سطح پایین نمونه به‌طور کامل مقید و ثابت شده و سطح بالای نمونه نیز با جابجایی کنترل شده

یکنواخت به سمت پایین تحت فشار قرار گرفته است. عکس العمل سطح تحتانی نمونه به عنوان بار و جابجایی نسبی قائم دو سطح فوقانی و تحتانی به عنوان تغییر مکان اندازه گیری شده است. برای مش بندی نمونه، مطابق شکل ۱۰-ب، از مش بندی یکنواخت ۱۰ میلی متر برای تمام المان ها شامل بتن و میلگردها استفاده شده است.



نتایج حاصل از تحلیل مدل سازی عددی در سه حالت با ۲، ۴ و ۶ آرماتور دوخت در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی نظیر نمودار بار-تغییر مکان در شکل ۱۱ ارائه شده است.

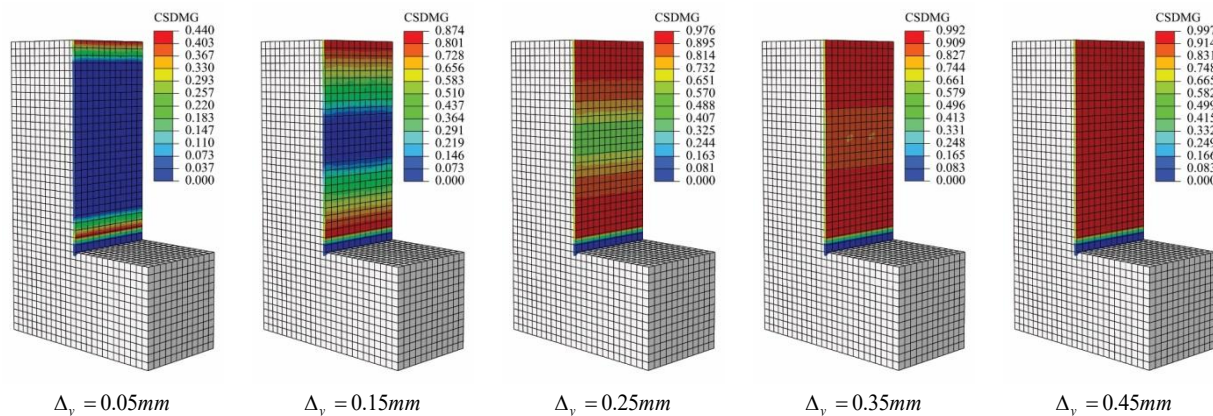


۴- بحث و بررسی نتایج تحلیل:

با توجه به نتایج حاصل از تحلیل مدل سازی عددی در سه حالت با ۲، ۴ و ۶ آرماتور دوخت در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی نظیر (شکل ۱۱) مشاهده می شود که انطباق خوبی بین نتایج عددی و آزمایشگاهی وجود دارد. بر اساس نتایج حاصل از تحلیل نمونه ها مطابق نمودارهای شکل ۱۱، نمودار را می توان به دو بخش تقسیم نمود. بخش

اول از ابتدای شروع نمودار تا حداکثر نیروی تحمل شده که تقریباً به صورت خطی می باشد و به طور عمده مربوط به مقاومت برشی ناشی از چسبندگی بتن بین سطوح اتصال سرد (ترم اول رابطه ۱) می باشد. بخش دوم را می توان از نقطه حداکثر نیروی تحمل شده تا انتهای نمودار در نظر گرفت. پس از گسترش ترک در امتداد سطوح اتصال سرد و زوال چسبندگی بتن در این ناحیه، اصطکاک و عمل شاخه ای میلگردهای دوخت (یعنی به ترتیب ترم دوم و سوم رابطه ۱) تعیین کننده حرکت نمودار در بخش دوم می باشند.

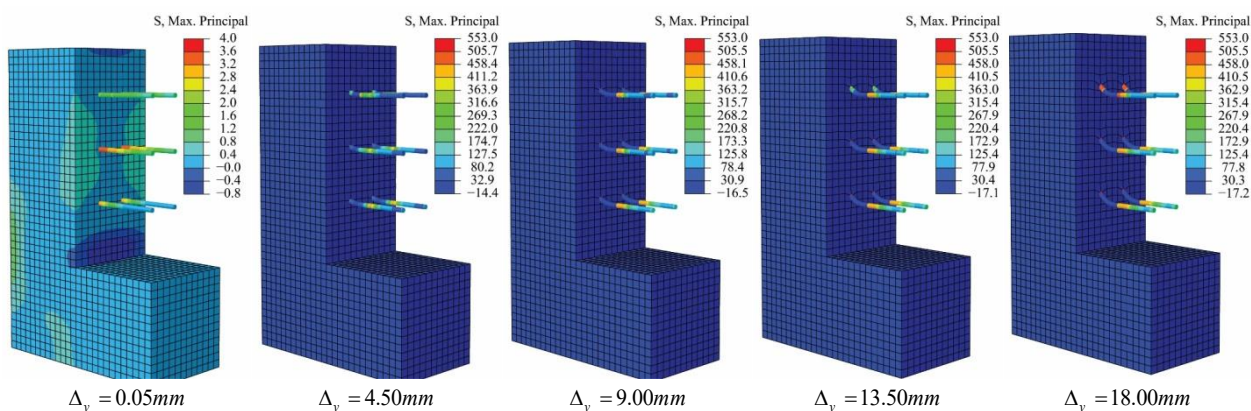
ادامه یافتن و عدم افت انتهای نمودارهای حاصل از تحلیل عددی در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی، به دلیل نحوه تعریف رفتار فولاد در مدل عددی می باشد. با توجه به رفتار فولاد تعریف شده مطابق شکل ۶، انتهای نمودار تنش- کرنش فولاد در نقطه مقاومت نهایی آن (f_u) می باشد و از لحاظ تئوری پس از آن فولاد گسیخته شده و دیگر قادر به تحمل نیرو نمی باشد. اما مدل عددی برای کرنش های بزرگتر از کرنش نهایی (با هر میزان) باز هم همان آخرین مقاومت مشخص شده در انتهای نمودار تنش-کرنش را در نظر می گیرد. البته می توان برای رفع این مشکل از برخی روش های موجود در نرم افزار برای معیار گسیختگی فولاد استفاده نمود که چون خارج از اهداف این تحقیق بود، بدان پرداخته نشده است. فرآیند تخریب در سطح چسبنده که با توجه به شرایط مسئله به طور عمده ناشی از زوال مقاومت برشی ناشی از چسبندگی بتن بین سطوح اتصال سرد می باشد، در محدوده تغییرمکان مربوط به بخش اول نمودار برای نمونه با ۶ آرماتور دوخت در شکل ۱۲ نشان داده شده است.



شکل ۱۲. فرآیند تخریب در سطح چسبنده (اتصال سرد)

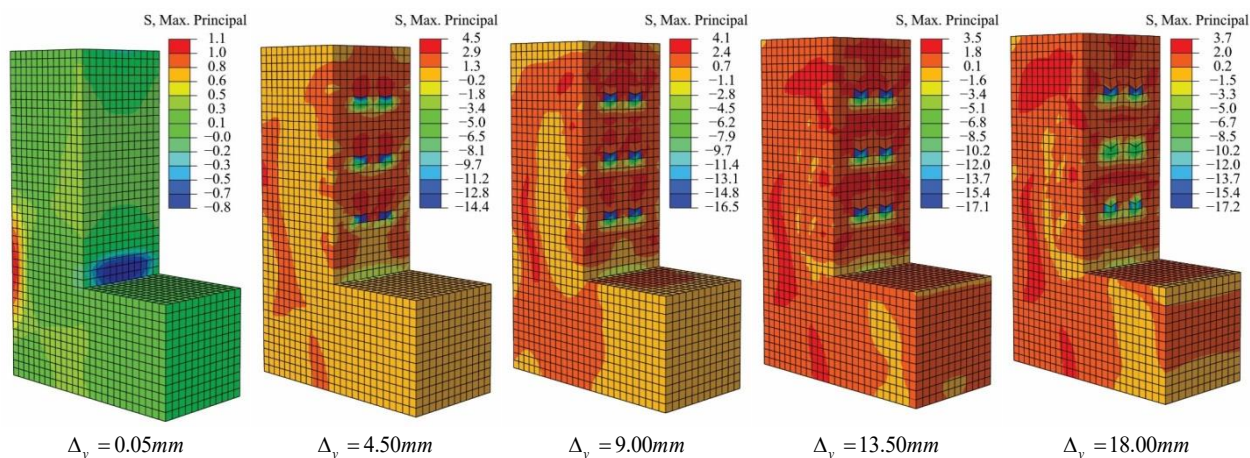
پارامتر استفاده شده در شکل ۱۲، پارامتر تخریب برای سطوح چسبنده (CSDMG) است. همان گونه که پیش تر نیز اشاره شد، در این تحقیق برای مدل سازی رفتار سطح چسبنده معیار شروع خرابی بر اساس حداکثر تنش اسمی و قانون تکامل خرابی بر اساس انرژی شکست تعریف گردیده است. خرابی زمانی شروع می شود که مقدار تنش (کششی یا برشی) به مقدار حداکثر اسمی خود مطابق رابطه ۱۶ برسد و پس از آن، المان وارد مرحله تکامل خرابی بر اساس کمیت انرژی شکست تعریف شده گردیده و در صورت تکامل خرابی المان مربوطه حذف خواهد شد. این پارامتر (CSDMG) مقداری بین صفر تا یک دارد و اگر برای یک نقطه مادی برابر یک شود، بدان معناست که تغییر شکل غیر قابل بازگشت در المان مربوطه شکل گرفته است.

در شکل ۱۳، روند تغییرات توزیع تنش اصلی حداکثر بر روی نیمه L شکل نمونه به همراه آرماتورهای دوخت در طول مدت بارگذاری برای نمونه با ۶ آرماتور دوخت نشان داده شده است. مشاهده می شود که از ابتدای بارگذاری به تدریج تنش ها بر روی میلگردها متمرکز شده و پس از تکمیل ترک در امتداد سطوح اتصال سرد و شروع لغزش این سطوح نسبت به یکدیگر، آرماتورهای دوخت نقش اصلی را در تامین مقاومت برشی اتصال سرد ایجاد می کنند.



شکل ۱۳. روند تغییرات توزیع تنش اصلی حداکثر بر حسب مگا پاسکال

چنانچه فقط نیمه L شکل نمونه بدون آرماتورهای دوخت نشان داده شود، وضعیت توزیع تنش اصلی حداکثر بر روی بتن در طول مدت بارگذاری برای نمونه با ۶ آرماتور دوخت مطابق شکل ۱۴ خواهد بود که نشان می‌دهد پس از تکمیل ترک در امتداد سطوح اتصال سرد، نقش آرماتورهای دوخت در تحمل برش در ناحیه اتصال زیاد بوده و باعث ایجاد تمرکز تنش در نواحی اطراف آرماتورهای دوخت در قسمت اتصال سرد می‌شود.



شکل ۱۴. روند تغییرات توزیع تنش اصلی حداکثر در غیاب آرماتورهای دوخت بر حسب مگا پاسکال

۵- نتیجه‌گیری:

در این تحقیق، مود دوم مکانیک شکست در اتصال سرد بتنی با استفاده از نمونه S شکل مورد استفاده در آزمایش پوش-آف به کمک روش اجزای محدود غیرخطی به وسیله نرم افزار ABAQUS شبیه‌سازی شد. برای مدل‌سازی رفتار مصالح بتنی از مدل خسارت پلاستیک بتن استفاده شد. روابط مورد استفاده جهت شبیه‌سازی، نظیر منحنی تنش-کرنش فشاری و کششی بتن، مدول الاستیسیته بتن، پارامترهای خرابی بتن در فشار و کشش، مقاومت برشی بتن، مقاومت کششی بتن، منحنی تنش-کرنش فولاد و نیز روابط حاکم بر رفتار اتصال سرد، شامل روابط کشش-جدایش، معیار شروع خرابی بر اساس حداکثر تنش اسمی و قانون تکامل خرابی بر اساس انرژی شکست ارائه شد. با مقایسه نتایج حاصل از تحلیل برای سه نمونه با ۲، ۴ و ۶ آرماتور دوخت با نتایج آزمایشگاهی نظیر، مشخص گردید که شبیه‌سازی پیشنهاد شده از دقت مناسبی برخوردار می‌باشد. روش شبیه‌سازی پیشنهاد شده در این تحقیق می‌تواند جهت استفاده در بررسی رفتار قاب‌های بتن آرمه دارای اتصال سرد و همچنین قاب‌ها و اعضای بتن آرمه‌ای که مورد تعمیر، ترمیم یا مقاوم‌سازی قرار گرفته‌اند مفید باشد. بدیهی است که می‌توان با مقایسه‌های بیشتر بین

نتایج آزمایشگاهی مختلف و مدل‌سازی عددی و بررسی بر روی موده‌های مختلف تخریب و نیز مقدار تنش در آرماتورها، از صحت روش پیشنهادی اطمینان بیشتری حاصل و در شبیه‌سازی‌های مختلف از آن استفاده نمود.

۶- منابع:

- [1] J. Hofbeck, I. Ibrahim and A. H. Mattock. Shear transfer in reinforced concrete. In *Journal Proceedings*, pp. 119-128, 1969.
- [2] A. H. Mattock and N. M. Hawkins. Shear transfer in reinforced concrete—Recent research. *Pci Journal*, vol. 17, no. 2, pp. 55-75, 1972.
- [3] T. P. Tassios and E. N. Vintzēleou. Concrete-to-concrete friction. *Journal of Structural Engineering*, vol. 113, no. 4, pp. 832-849, 1987.
- [4] J. Walraven, J. Frenay and A. Pruijssers. Influence of concrete strength and load history on the shear friction capacity of concrete members. *PCI journal*, vol. 32, no. 1, pp. 66-84, 1987.
- [5] L. Fronteddu, P. Leger and R. Tinawi. Static and dynamic behavior of concrete lift joint interfaces. *Journal of structural engineering*, vol. 124, no. 12, pp. 1418-1430, 1998.
- [6] E. N. Julio, F. A. Branco and V. t. D. Silva. Concrete-to-concrete bond strength. Influence of the roughness of the substrate surface. *Construction and building materials*, vol. 18, no. 9, pp. 675-681, 2004.
- [7] P. M. Santos and E. N. Julio. Correlation between concrete-to-concrete bond strength and the roughness of the substrate surface. *Construction and Building Materials*, vol. 21, no. 8, pp. 1688-1695, 2007.
- [8] E. Gebreyouhannes, T. Kishi and K. Maekawa. Shear fatigue response of cracked concrete interface. *Journal of Advanced Concrete Technology*, vol. 6, no. 2, pp. 365-376, 2008.
- [9] M. Mansur, T. Vinayagam and K.-H. Tan. Shear transfer across a crack in reinforced high-strength concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 20, no. 4, pp. 294-302, 2008.
- [10] E. Puntel and V. E. Saouma. Experimental behavior of concrete joint interfaces under reversed cyclic loading. *Journal of structural engineering*, vol. 134, no. 9, pp. 1558-1568, 2008.
- [11] N. Randl. Design recommendations for interface shear transfer in fib Model Code 2010. *Structural Concrete*, vol. 14, no. 3, pp. 230-241, 2013.
- [12] Karimi, E. and V.R. Kalatjari, "Numerical Modeling For Simulation Of Opening Mode In Fracture Mechanic Of Concrete Cold-Joint". *Sharif Journal of Civil Engineering*, 36.2(2.1), p. 61-70, 2020. (in Persian).
- [13] E. Júlio, D. Dias-da-Costa, F. Branco and J. Alfaiate. Accuracy of design code expressions for estimating longitudinal shear strength of strengthening concrete overlays. *Engineering Structures*, vol. 32, no. 8, pp. 2387-2393, 2010.
- [14] D. Figueira, C. Sousa, R. Calçada and A. S. Neves. Push-off tests in the study of cyclic behavior of interfaces between concretes cast at different times. *Journal of Structural Engineering*, vol. 142, no. 1, pp. 04015101, 2016.
- [15] A. R. Khaloo and S. H. Ahmad. Behavior of Concrete under Combined Shear and Compressive Stresses. *ACI Materials Journal*, vol. 85, no. 6, pp. 551-559, 1988.
- [16] A. R. Khaloo. Numerical Evaluation of Push-Off Method for Shear Test of Plain and SFR Concrete. *Asian Journal of Civil Engineering*, vol. 2, no. 1, pp. 33-42, 1996.
- [17] D.-C. Feng, B. Cetiner, M. R. Azadi Kakavand and E. Taciroglu. Data-Driven Approach to Predict the Plastic Hinge Length of Reinforced Concrete Columns and Its Application. *Journal of Structural Engineering*, vol. 147, no. 2, pp. 04020332, 2021.
- [18] M. R. Azadi Kakavand, M. Neuner, M. Schreter and G. Hofstetter. A 3D continuum FE-model for predicting the nonlinear response and failure modes of RC frames in pushover analyses. *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 16, no. 10, pp. 4893-4917, 2018.
- [19] M. R. Azadi Kakavand, H. Sezen and E. Taciroglu. Data-Driven Models for Predicting the Shear Strength of Rectangular and Circular Reinforced Concrete Columns. *Journal of Structural Engineering*, vol. 147, no. 1, pp. 04020301, 2021.

- [20] M. R. Azadi Kakavand and R. Allahvirdizadeh. Enhanced empirical models for predicting the drift capacity of less ductile RC columns with flexural, shear, or axial failure modes. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, vol. 13, no. 5, pp. 1251-1270, 2019.
- [21] M. R. Azadi Kakavand. *Constitutive and Empirical Models for Predicting the Cyclic Behavior of Concrete Components*, 2020.
- [22] P. Grassl, D. Xenos, U. Nyström, R. Rempling and K. Gylltoft. CDPM2: A damage-plasticity approach to modelling the failure of concrete. *International Journal of Solids and Structures*, vol. 50, no. 24, pp. 3805-3816, 2013.
- [23] M. R. A. Kakavand and E. Taciroglu. An enhanced damage plasticity model for predicting the cyclic behavior of plain concrete under multiaxial loading conditions. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, pp. 1-14.
- [24] Y. Lim, M. Kim, S. Shin and V. C. Li. Numerical simulation for quasi-brittle interface fracture in cementitious bi-material system, 2001.
- [25] M. N. Fardis and E.-S. Chen. A cyclic multiaxial model for concrete. *Computational mechanics*, vol. 1, no. 4, pp. 301-315, 1986.
- [26] R. L. Park, R. Park and T. Paulay. *Reinforced concrete structures*: John Wiley & Sons, 1975.
- [27] H. Dulacska. Dowel action of reinforcement crossing cracks in concrete. In *Journal Proceedings*, pp. 754-757, 1972.
- [28] E. Vintzēleou and T. Tassios. Mathematical models for dowel action under monotonic and cyclic conditions. *Magazine of concrete research*, vol. 38, no. 134, pp. 13-22, 1986.
- [29] P. W. Birkeland and H. W. Birkeland. Connections in precast concrete construction. In *Journal Proceedings*, pp. 345-368, 1966.
- [30] P. Soroushian, K. Obaseki and M. C. Rojas. Bearing strength and stiffness of concrete under reinforcing bars. *Materials Journal*, vol. 84, no. 3, pp. 179-184, 1987.
- [31] P. Beverly. *fib model code for concrete structures 2010*: Ernst & Sohn, 2013.
- [32] J. Lee and G. L. Fenves. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. *Journal of engineering mechanics*, vol. 124, no. 8, pp. 892-900, 1998.
- [33] B. Alfarah, F. López-Almansa and S. Oller. New methodology for calculating damage variables evolution in Plastic Damage Model for RC structures. *Engineering Structures*, vol. 132, pp. 70-86, 2017.
- [34] P. Desayi and S. Krishnan. Equation for the stress-strain curve of concrete. In *Journal Proceedings*, pp. 345-350, 1964.
- [35] S. Majewski. *The mechanics of structural concrete in terms of elasto-plasticity*. Publishing House of Silesian University of Technology, Gliwice, 2003.
- [36] B. Massicotte, A. E. Elwi and J. G. MacGregor. Tension-stiffening model for planar reinforced concrete members. *Journal of Structural Engineering*, vol. 116, no. 11, pp. 3039-3058, 1990.
- [37] J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller and E. Onate. A plastic-damage model for concrete. *International Journal of solids and structures*, vol. 25, no. 3, pp. 299-326, 1989.
- [38] Y. Tao and J.-F. Chen. Concrete damage plasticity model for modeling FRP-to-concrete bond behavior. *Journal of composites for construction*, vol. 19, no. 1, pp. 04014026, 2014.
- [39] Hibbett, Karlsson and Sorensen. *ABAQUS/standard: User's Manual*: Hibbitt, Karlsson & Sorensen, 1998.
- [40] ABAQUS. *ABAQUS/standard user's manual*, 2014.

Investigating the Effect of Soil Structural Interaction on Concrete Structural System

*Ashkan KhodaBandehLou**

*Assistant Professor, Faculty of Engineering, Civil Engineering Department, Urmia Branch, Islamic Azad University, Urmia, Iran
a.khodabandehlou@iaurmia.ac.ir*

Hadi Pouryan

Ph.D. Candidate of Civil Engineering, Urmia Branch, Islamic Azad University, Urmia, Iran

Abstract

Soil-structure interaction is one of the most important and influential factors on the seismic behavior of structures, especially reinforced concrete structures. In this study, the effect of soil-structure interaction on a 9-story reinforced concrete structure with a flexural frame system designed based on low-risk seismic requirements and for nonlinear analysis with OpenSees finite element software in two different modes with rigid base without considering the interaction and with a flexible base, has been modeled and evaluated. The results show that due to the interaction, the base shear (with 12.51 %), the shear within the floors (with 8.42 %) and the amount of relative displacement (with 12.83 %) are reduced, while the actual period of the building (with 15.14 %) and the absolute displacement of the floors (with 7.82 %) are increased.

Keywords: *Soil structure interaction, Dynamic response, Base shear, Fixed base, Flexible base*

بررسی تأثیر اندرکنش خاک- سازه در پاسخ لرزه‌ای سیستم سازه‌ای قاب‌های خمشی بتن آرمه

دریافت مقاله: ۱۳۹۹-۰۹-۱۲

پذیرش مقاله: ۱۳۹۹-۱۲-۱۷

اشکان خدابنده لو*

استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد ارومیه، دانشگاه آزاد اسلامی، ارومیه، ایران
a.khodabandehlou@iaurmia.ac.ir

هادی پوریان

دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، واحد ارومیه، دانشگاه آزاد اسلامی، ارومیه، ایران

چکیده

اندرکنش خاک و سازه یکی از عوامل مهم و تاثیرگذار بر رفتار لرزه‌ای سازه‌ها به‌ویژه سازه‌های بتن آرمه است. در این تحقیق اثر اندرکنش خاک-سازه بر یک سازه ۹ طبقه بتن آرمه با سیستم قاب خمشی که بر اساس الزامات لرزه‌ای با سطح خطر پایین طراحی شده است و برای تحلیل غیرخطی با نرم‌افزار اجزای محدود OpenSees در دو حالت مختلف با پایه صلب بدون در نظر گرفتن اندرکنش و با پایه منعطف با در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک-سازه مدل‌سازی و مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج به‌دست آمده نشان می‌دهد که در اثر اندرکنش، برش پایه به اندازه‌ی ۱۲/۵۱ درصد، برش درون طبقات به اندازه‌ی ۸/۴۲ درصد و مقدار تغییرمکان نسبی به اندازه‌ی ۱۲/۸۳ درصد کاهش یافته درحالی‌که دوره تناوب واقعی ساختمان به اندازه‌ی ۱۵/۱۴ درصد و تغییرمکان مطلق طبقات به اندازه‌ی ۷/۸۲ درصد افزایش می‌یابد. کلمات کلیدی: اندرکنش خاک-سازه، رفتار لرزه‌ای، پاسخ دینامیکی، برش پایه، پایه صلب، پایه منعطف.

در دهه ۷۰ میلادی که اندر کنش سازه-خاک-سازه معرفی شده بود [۱]، بررسی اثرات این پدیده در پاسخ های تغییر شکل سازه، بخش مهمی از تحقیقات را در برگرفت [۲ و ۳]. با توسعه روش های عددی نظیر اجزای محدود و اجزای مرزی، لین و همکاران [۴] در یک مطالعه پارامتریک به بررسی اثرات اندرکنش سازه-خاک-سازه بر پاسخ سازه با تمرکز بر روی دو مؤلفه فاصله و مدفون شدگی پرداختند. در ادامه، گوان و نوآک [۵، ۶] و هم چنین کیان و بسکاس [۷] با استفاده از روش اجزای مرزی اقدام به بررسی پاسخ های سازه کردند. در پژوهش های اخیر، قنديل و بهنام فر [۸ و ۹] با استفاده از روش خطی معادل و اصلاح آن به بررسی اندرکنش سازه-خاک-سازه پرداختند. آنها با کاهش ثابت برشی و افزایش میرایی، این روش را برای تمامی سامانه ها کارآمد کردند. مطالعه آزمایشگاهی اندر کنش سازه-خاک-سازه، از دیگر زمینه های تحقیقاتی در مورد آن می باشد. کلویتو و همکاران [۱۰] باهدف بهبود بخشیدن روش ترکیبی اجزای محدود و اجزای مرزی برای استفاده در اندر کنش سازه-خاک-سازه و اندرکنش خاکسازه با استفاده از آزمایش های متعدد بر روی نمونه های واقعی و آزمایشگاهی، تحقیقات خود را انجام دادند. ترومبتا و همکاران [۱۱ و ۱۲] دو نوع سازه (یک سازه کوتاه با قاب ارتجاعی و یک سازه ساخته شده با دیوار برشی و ارتفاع متوسط) را برای مطالعه اندرکنش سازه-خاک-سازه، با دستگاه سانتریفیوژ آزمایش کردند.

خرابی های اتفاق افتاده در زلزله های پیشین ازجمله زلزله ی کوبه نشان داد که رفتار لرزه ای ساختمان ها، علاوه بر ویژگی ها و ابزارهای به کار گرفته شده در فرا سازه مانند سامانه های مختلف باربر جانبی [۱۳ - ۱۷]، بهره جویی از مصالح هوشمند مانند آلیاژهای حافظه دار شکلی [۱۸]، کامپوزیت های پایه پلیمری [۱۹ و ۲۰] و کامپوزیت های پایه معدنی [۲۱ و ۲۲] به پاسخ پی و خاک زیر آن نیز وابسته است. هم اکنون آئین نامه های لرزه ای مدرن ازجمله آئین نامه ی زلزله ی ژاپن ملزم می کنند که مدل سازی سازه ها با در نظر گرفتن اثرات کامل فراسازه، پی و خاک زیر آن انجام گیرد. اکثر سازه ها دارای یک نوع المان سازه ای هستند که با زمین در ارتباط مستقیم است. وقتی نیروهایی چون تحریک های تکیه گاهی پدیدار می شوند و بر روی این سیستم ها اثر می کنند، تغییر مکان های مربوط به سازه و زمین مستقل از هم نخواهند بود [۲۳]. روندی که طی آن حرکت های خاک بر حرکت های سازه اثر می کند و در مقابل حرکت های سازه بر حرکت های خاک اثر می گذارد را اندرکنش خاک-سازه می نامند. پاسخ سازه در برابر زلزله تحت تأثیر سه سیستم درگیر باهم است که عبارت اند از: سازه، پی و خاک زیر پی (FEMAP695) [۲۴ و ۲۵]. تحلیل اندرکنش خاک-سازه، درواقع پاسخ مجموعه ی این سه سیستم در برابر شتاب های زمین است. این موضوع در ادبیات فنی بیشتر بانام های «اندرکنش خاک-سازه» و «اندرکنش خاک، پی و سازه» مورد اشاره قرار می گیرد.

فرض مرسوم درروند تحقیقات این است که سازه را بر روی تکیه گاه های صلب شبیه سازی کرده و مورد ارزیابی لرزه ای قرار می دهند، درحالی که این فرض فقط زمانی صحیح خواهد بود که سازه روی خاک بسیار سخت یا سنگ بنا شده باشد. تحقیقات نشان داده است که اگر خاک زیر پای سازه انعطاف پذیر باشد، پاسخ لرزه ای سازه ممکن است به شدت دستخوش تغییر شود [۲۶ و ۲۷]. همچنین نشان داده شده است که وقتی یک سازه بلندمرتبه روی یک خاک نرم در نظر گرفته می شود، حرکت میدان آزاد زمین و مشخصات دینامیکی ساختمان به شدت تغییر می کند و این موجب تغییر در پاسخ لرزه ای می شود [۲۸ و ۲۹]. معمولاً در نظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه موجب افزایش در پریود ارتعاشی سازه و همچنین ظرفیت استهلاک انرژی می شود [۳۰ و ۳۱]. دو روش مرسوم جهت تحلیل اندرکنش خاک-سازه در دسترس است: روش مستقیم و روش زیرسازه. در روش مستقیم، خاک، پی و سازه به صورت یک سیستم واحد شبیه سازی و تحلیل می شوند [۳۲] درحالی که در روش زیرسازه، خاک-سازه به صورت دو سیستم مجزا شبیه سازی و تحلیل می شوند و اثرات اندرکنش خاک-سازه با استفاده از توابع امپدانس (Impedance function) در نظر گرفته می شود [۳۳]. با وجود اینکه مطالعات زیادی بر روی تأثیر دینامیکی خطی اندرکنش خاک-سازه روی پاسخ الاستیک و غیر الاستیک سازه ها انجام گرفته [۳۴-۳۷]، بررسی های معدودی بر روی تأثیر اندرکنش خاک-سازه و ساختگاه روی سازه با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی خاک صورت پذیرفته است [۳۸-۴۰]. باور عمومی بر این است که در نظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه در تحلیل ها، موجب صرفه اقتصادی در طرح می شود. درحالی که تحقیقاتی که تا امروز صورت گرفته، به نتایجی متناقض با این باور رسیده اند و این تناقض زمانی که رفتار غیر خطی سازه مدنظر باشد، محسوس تر است [۴۱]. اثرات اندرکنش خاک-سازه موجب کاهش طلب

نیرو روی سازه می‌شوند. هرچند وقتی رفتار غیرخطی سازه مدنظر قرار می‌گیرد اثرات افزایشی انتقالی و دورانی ممکن است طلب تغییر مکان سازه را افزایش دهند [۴۲].

علاوه بر این، اندرکنش خاک-سازه و شرایط خاک که بر مطابقت رفتار پی با سازه تأثیر می‌گذارند، به‌طور کامل در چارچوب ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌ای موردبررسی قرار نگرفته‌اند. با وجود اینکه برخی مطالعات با ارائه منحنی‌های شکنندگی ساختمان‌ها با شرایط مختلف خاک، سعی کرده‌اند اثرات محلی ساختگاه را در نظر بگیرند [۴۳]، تأثیر اندرکنش خاک-سازه بر روی عملکرد مورد انتظار از سازه، توجه زیادی را به خود جلب نشده است. خلاصه‌ای از مطالعاتی که تأثیرات اندرکنش خاک-سازه را روی تحلیل شکنندگی ساختمان‌ها در نظر گرفته‌اند، در این قسمت ارائه می‌شود.

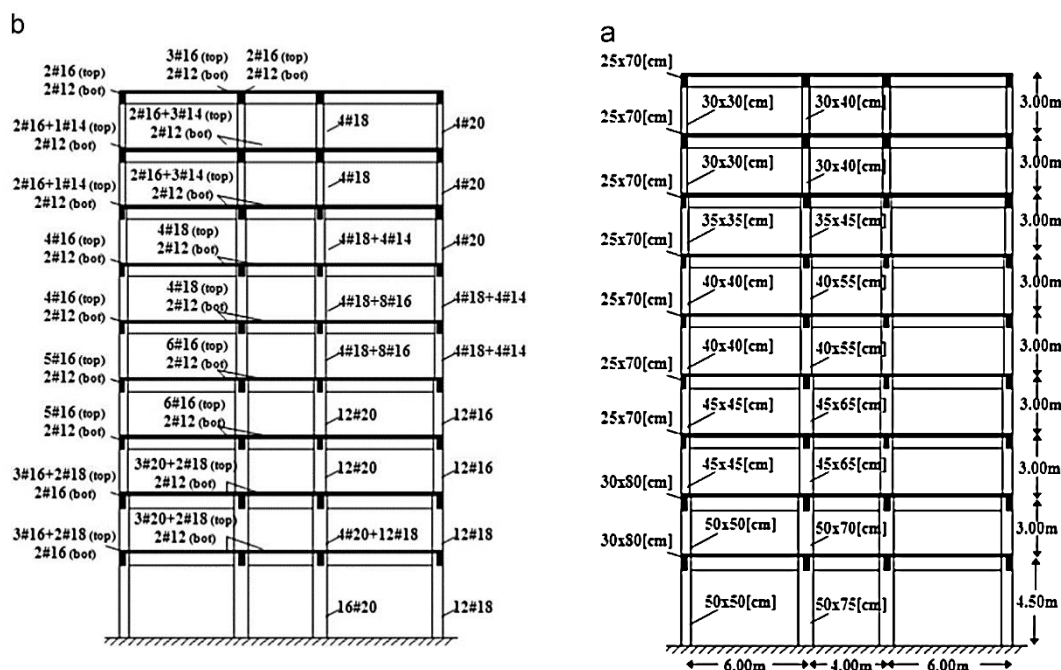
سائز و همکاران، تأثیر اندرکنش خاک-سازه دینامیکی غیرخطی روی آسیب‌پذیری لرزه‌ای ساختمان‌ها را با استفاده از یک تحلیل دینامیکی مقایسه‌ای مورد مطالعه قرار دادند. در این مطالعه آن‌ها یک سیستم سازه-خاک غیرخطی کامل که تمام اثرات غیرخطی اعم از خاک، سازه و سطح تماس آن‌ها را در نظر می‌گرفت، با یک مدل‌سازی دومرحله‌ای که از اثرات میرایی انتشاری صرف‌نظر می‌شد، ولی رفتار غیرخطی خاک را با تغییر در مشخصات ارتعاش پایه و اعمال آن در تکیه‌گاه‌های صلب در نظر می‌گرفت، مورد مقایسه قرار گرفتند. آن‌ها مشاهده کردند که با در نظرگیری انعطاف‌پذیری خاک و پدیده اندرکنش خاک-سازه می‌توانند به نتایج مطلوب و بعضاً نامطلوب در رفتار سازه دست یابند و این وابسته به مشخصات دینامیکی خاک، سازه و همچنین مشخصات زمین‌لرزه از جمله محتوای فرکانسی، دامنه و مدت زمان آن است [۴۴]. راجیوف-تسمهریام تأثیر اندرکنش خاک-سازه روی شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه غیر شکل‌پذیر را با تأکید بر عدم قطعیت‌های موجود در مشخصات خاک، پارامترهای هندسی پی و مشخصات زمین‌لرزه ورودی، مورد ارزیابی قرار دادند. برای شبیه‌سازی اندرکنش بین پی سطحی و سطح خاک در آن مطالعه، از مدل تیر بر روی پی غیرخطی وینکلر استفاده شد که قادر است اثرات گهواره‌ای و لغزشی، همچنین نشست دائمی پی بر روی خاک خطی و غیرخطی را در نظر بگیرد. نشان داده شد که منحنی‌های شکنندگی مدل‌هایی که در آن‌ها اندرکنش خاک-سازه در نظر گرفته‌شده، با منحنی‌های مربوط به مدل‌های بدون اندرکنش خاک-سازه متفاوت است. همچنین پارامتر عدم قطعیت حاکم بر نتایج، پارامتر عدم قطعیت مربوط به زمین‌لرزه ورودی بود [۴۵]. پیتیلایس و همکاران، توابع شکنندگی وابسته به زمان برای قاب‌های بتن‌آرمه که بر اساس آئین‌نامه‌های مختلف طرح‌شده‌اند را ارائه شده‌اند که در آن‌ها اثرات اندرکنش خاک-سازه نیز در نظر گرفته‌شده است [۴۶]. اثرات اندرکنش خاک-سازه دو ساختمان مجاور تحت اثر تحریک‌های تکیه‌گاهی توسط ماهوتیان صورت گرفت. نتایج وی نشان داد که پدیده اندرکنش خاک-سازه باعث افزایش زمان تناوب گردیده و در نظر گرفتن این پدیده عموماً باعث افزایش برش پایه و تغییر مکان افقی می‌گردد. این افزایش بستگی به فاصله بین دو ساختمان داشته و پدیده اندرکنش خاک-سازه ممکن است برش پایه ماکزیمم را تا دو برابر برش پایه ماکزیمم ساختمان تک افزایش دهد [۴۷]. مشاهده شد که محققین نشان داده‌اند که در نظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه موجب تغییر در عملکرد لرزه‌ای مورد انتظار سازه می‌شود و پتانسیل خرابی را افزایش می‌دهد و لازم است در مطالعاتی که با اهداف ارزیابی لرزه‌ای انجام می‌شوند، اثرات اندرکنش خاک-سازه دیده شود.

این پژوهش با نگرش به پژوهش‌های پیشین، به‌منظور درک بهتر در زمینه‌ی اثرات اندرکنش خاک-سازه بر روی رفتار لرزه‌ای سازه‌های بتن‌آرمه، انجام‌گرفته است. در این مطالعه، اثرات اندرکنش خاک-سازه با استفاده از روش مستقیم تک‌مرحله‌ای انجام‌شده است. برای این منظور، رفتار خطی و غیرخطی خاک و اثرات محلی ساختگاه در ایجاد مدل‌ها در نظر گرفته شده است. برای ارزیابی سهم اثرات هرکدام از پدیده‌های اندرکنش خاک-سازه و اثرات محلی ساختگاه، یک روش دومرحله‌ای غیرهمبسته نیز در نظر گرفته‌شده است که اثرات محلی ساختگاه را روی سازه با تکیه‌گاه‌های صلب مورد ارزیابی قرار می‌دهد و از اثر اندرکنش خاک-سازه صرف‌نظر می‌نماید. یک سازه ۹ طبقه بتن‌آرمه با سیستم قاب خمشی که بر اساس الزامات لرزه‌ای با سطح خطر پایین طراحی شده است، به‌عنوان نمونه مرجع انتخاب شده است. منحنی‌های شکنندگی به‌صورت تابعی از حداکثر شتاب زمین‌بر روی بستر سنگی PGA برای مدل‌های با تکیه‌گاه صلب (که در دو حالت اثرات محلی ساختگاه را در نظر می‌گیرد و صرف‌نظر می‌کند)

و مدل‌های اندرکنش خاک-سازه بر اساس استخراج احتمالاتی نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی سازه فرضی با استفاده از نرم‌افزار OpenSees به دست آمده‌اند.

۲- مدل‌سازی

ساختمان مورد مطالعه، یک ساختمان بتن‌آرمه با سیستم قاب خمشی MRF دارای ۹ طبقه و ۳ دهانه است که به‌عنوان یک سازه میان‌مرتبه به حساب می‌آید. این سازه بر اساس فرض شکل‌پذیری پایین و با سطح خطر لرزه‌ای پایین طراحی شده است. شکل ۱ نمای شماتیک از این سازه را بر روی تکیه‌گاه صلب به نمایش گذاشته است [۴۵]. در جدول ۱ مشخصات اصلی آن که عبارت‌اند از جرم و سختی طبقه‌ها، پریود اصلی ارتعاشی و مقاومت بتن و فولاد نشان داده شده‌اند.



شکل ۱ نمایش شماتیک مشخصات هندسی و سازه‌ای سازه‌ی MRF مرجع مورد استفاده برای ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای، (الف) سطح مقاطع و (ب) جزئیات آرماتورگذاری [۴۵]

جدول ۱ مشخصات اصلی سازه مرجع

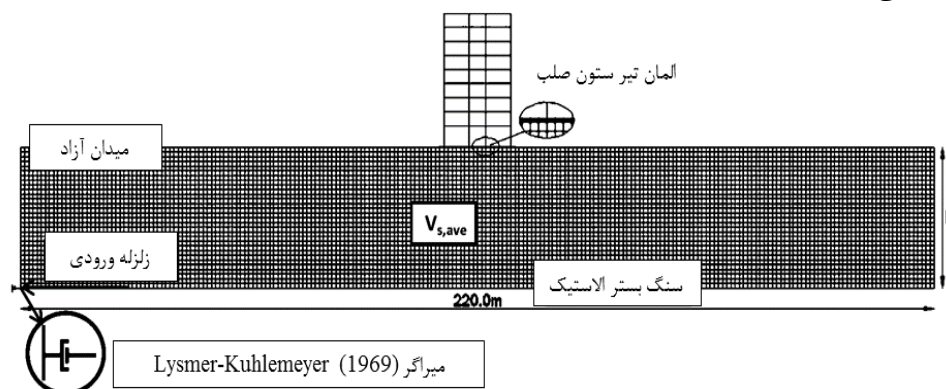
f_y (Pa)	f_c (Pa)	پریود موده‌های سازه (sec)			جرم طبقه‌های سازه (Ton)								
		مود اول	مود دوم	مود سوم	اول	دوم	سوم	چهارم	پنجم	ششم	هفتم	هشتم	نهم
					۳۸	۳۷	۳۷	۳۷	۳۷	۳۷	۳۷	۳۷	۳۷
					سختی طبقه‌های سازه ($\text{Tonf/m} \times 10^5$)								
					اول	دوم	سوم	چهارم	پنجم	ششم	هفتم	هشتم	نهم
۴۰۰	۱۴	۰/۸۹	۱/۲۳	۱/۹۸	۴۱	۴۱	۲۹	۲۹	۲۳	۲۳	۱۷	۱۷	۱۷

مدل‌سازی عددی سازه با استفاده از نرم‌افزار اجزاء محدود OpenSees انجام گرفته است [۴۸]. برای شبیه‌سازی المان‌های تیر-ستون، از فرمول‌بندی نیرویی استفاده شده است. برای شبیه‌سازی رفتار غیرخطی سطح مقطع، از پلاستیسیتة مصالح گسترده در طول المان استفاده شده که بر اساس روش تار (Fiber) میسر گردیده است. برای بیان رفتار تارهای بتن، از مدل اسکات-پارک اصلاح‌شده بهره گرفته شده است [۴۹]. جهت در نظرگیری اثرات محصورشدگی، بتن هسته و بتن پوشش با پارامترهای مصالح متفاوت از هم در نظر گرفته شده‌اند. بر اساس کار

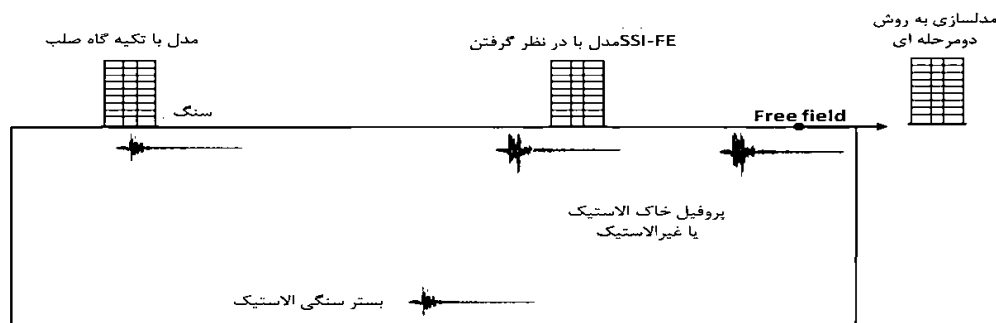
تحقیقاتی کارسن-جیرسا [۵۰]، از مصالح تک‌محوری برای ساخت مصالح تک‌محوری بتن اسکات-پارک استفاده شده که دارای زوال سختی بارگذاری-باربرداری خطی است و مقاومت کششی آن صفر است. آرماتورهای فولادی با استفاده از مصالح تک‌محوری شبیه‌سازی شده که یک مصالح دوخطی تک‌محوری فولادی است و در آن سخت شدگی سینماتیک در نظر گرفته می‌شود.

اثرات اندرکنش خاک-سازه با روش یک مرحله‌ای مستقیم در نظر گرفته شده است که هم‌زمان اثرات اینرسی و اندرکنش سینماتیک را در نظر می‌گیرد [۲۳]. شکل ۲ به صورت شماتیک، مدل اجزاء محدود اندرکنش خاک-سازه ساخته شده در تحقیق حاضر را به نمایش می‌گذارد. خاک به صورت دوبعدی با دو درجه آزادی در هر گره شبیه‌سازی گردید و جهت ساخت مدل آن، از المان ایزوپارامتریک چهارضلعی با فرمول‌بندی کرنش صفحه‌ای استفاده شد. جهت در نظر گرفتن سختی نیم فضای زیرسازه، از میراگر لیسمر-کوهلمایر [۵۱] در زیر پروفیل خاک استفاده شد. در این پژوهش به منظور دستیابی به دقت بالاتر و بهره‌جویی دوچندان از توانایی‌های نرم‌افزار اجزاء محدود OpenSees، از مدل‌های کلاسیک فنر و کمک فنر معادل برای خاک استفاده نشده است. سرعت موج برشی در سنگ بستر الاستیک، برابر با ۹۰۰ متر بر ثانیه در نظر گرفته شد. قابل توجه است که به علت اینکه یک نیم فضای الاستیک در مدل وارد شده است، می‌توان زلزله ثبت شده بر روی بستر سنگی را در پای سازه اعمال شد [۵۲]. شبکه مورد نظر در تحلیل‌ها، دارای طول ۲۲۰ متر با عمق متغیر H است. هندسه مش‌بندی اجازه می‌دهد که تعداد المان کافی در طول موج برشی انتخابی جای بگیرد. با در نظر گرفتن فرکانس حداکثر برابر با ۱۰ هرتز، یک گسسته سازی متراکم برای المان بندی با ابعاد ۱ متر در ۱ متر در نظر گرفته شد. یک پی پیوسته با صلبیت بالا جهت اتصال خاک و سازه در نظر گرفته شد.

شکل ۳ به صورت شماتیک روش‌های شبیه‌سازی مورد استفاده را نشان می‌دهد. اولین مجموعه از تحلیل‌ها بر روی سازه با تکیه‌گاه‌های صلب که روی سنگ در نظر گرفته شده بود، با اعمال زمین‌لرزه ثبت شده بر روی سنگ‌بستر، انجام گرفتند. تأثیر اندرکنش خاک-سازه و اثرات محلی ساختگاه روی پاسخ لرزه‌ای و شکنندگی ساختمان برای هر دو حالت رفتار خاک خطی و غیرخطی با در نظر گرفتن عمق ۳۰ متر برای خاک مورد ارزیابی قرار گرفتند. همان‌طور که انتظار می‌رفت، در نظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه موجب افزایش دوره تناوب سازه نسبت به حالت با تکیه‌گاه صلب شد و سیستم، انعطاف‌پذیرتر گردید. بخصوص، پی‌ود اصلی کرنش‌های کم سیستم اندرکنش خاک-سازه، از ۰/۸۹ ثانیه (جدول ۱) که نظیر پی‌ود اصلی مدل با تکیه‌گاه‌های صلب است، به ۱/۴۶ ثانیه افزایش می‌یابد. علاوه بر این، یک روش دومرحله‌ای غیرهمبسته نیز توسط OpenSees در نظر گرفته شد که در آن، یک تحلیل پاسخ لرزه‌ای یک‌بعدی یک پروفیل خاک مفروض انجام شد و زمین‌لرزه میدان آزاد به دست آمده، به عنوان ورودی در پای سازه با تکیه‌گاه صلب اعمال گردید. در این روش، اثرات محلی ساختگاه وارد می‌شوند، ولی از اثرات اندرکنش خاک-سازه صرف نظر می‌گردد. در نتیجه می‌توان درکی از میزان سهم اثرات محلی ساختگاه و اندرکنش خاک-سازه روی تحلیل شکنندگی به دست آورد.

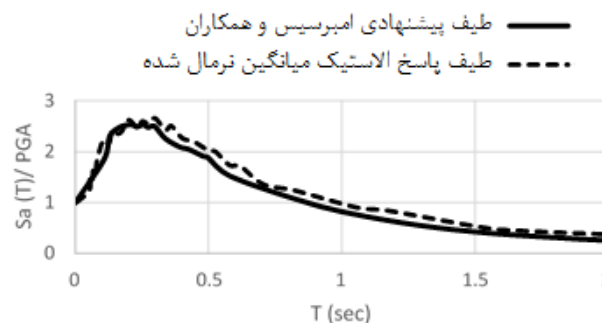


شکل ۲ مدل اجزاء محدود سیستم خاک-سازه در نرم‌افزار OpenSees [۴۸]



شکل ۳ نمایش شماتیک روش‌های مدل‌سازی تأثیر اندرکنش خاک-سازه و اثرات ساختگاه با رفتار خاک خطی یا غیرخطی [۵۳]

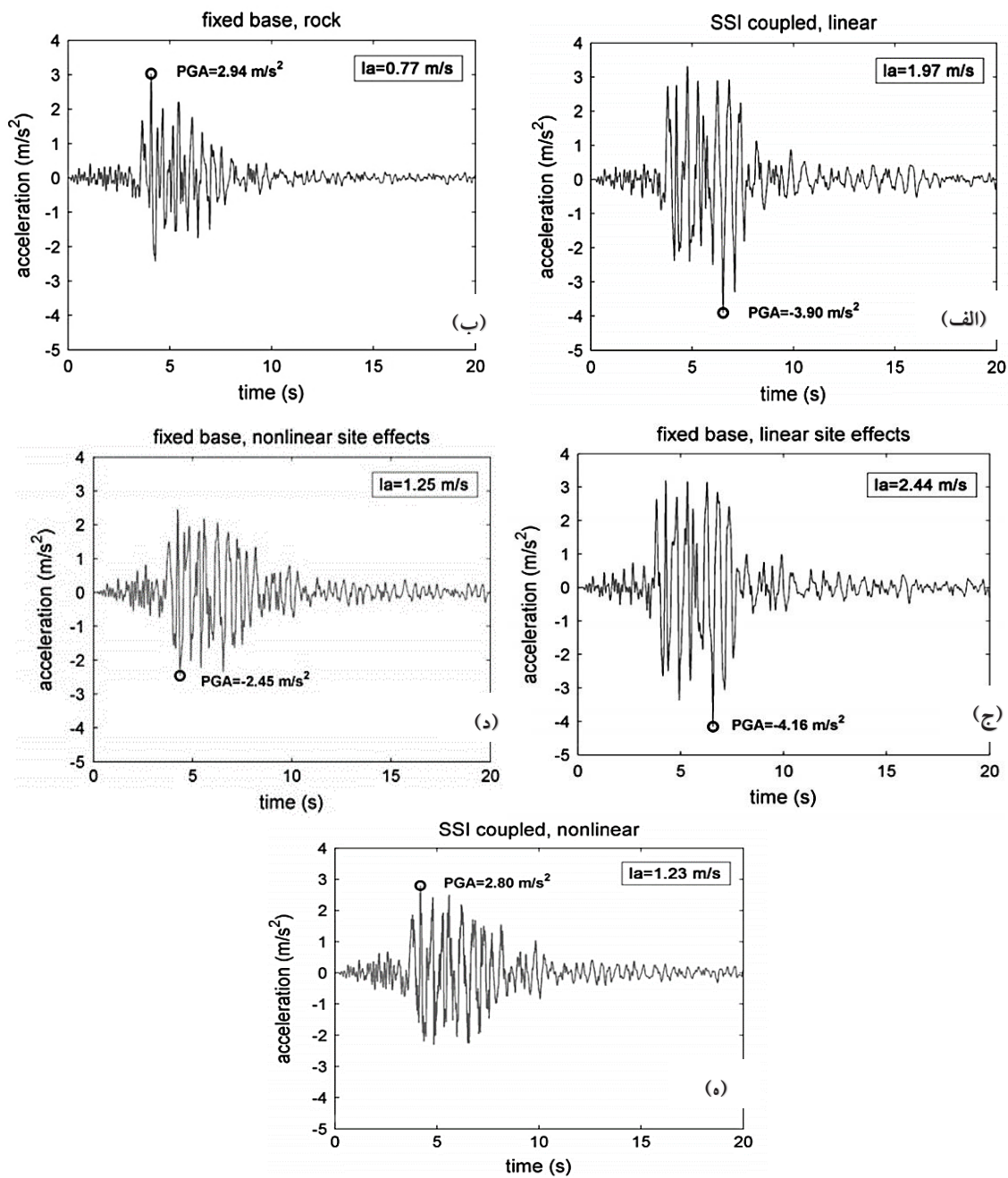
مجموعه‌ای شامل ۱۵ رکورد ثبت‌شده بر روی سنگ بستر از بانک اطلاعاتی زمین‌لرزه اروپا (<http://www.isesd.hi.is>) بر روی سنگ‌بستر انتخاب شدند تا از هرگونه عدم قطعیت‌های مربوط به اثرات خاک اجتناب شود. معیار اصلی در انتخاب، میانگین شتاب طیفی مجموعه است که باید در محدوده $0.2 < T < 0.8$ ثانیه نسبت به طیف هدف تعریف‌شده بر اساس رابطه کاهندگی ارائه‌شده توسط امبرسیس و همکاران [۵۳] حداقل باشد.



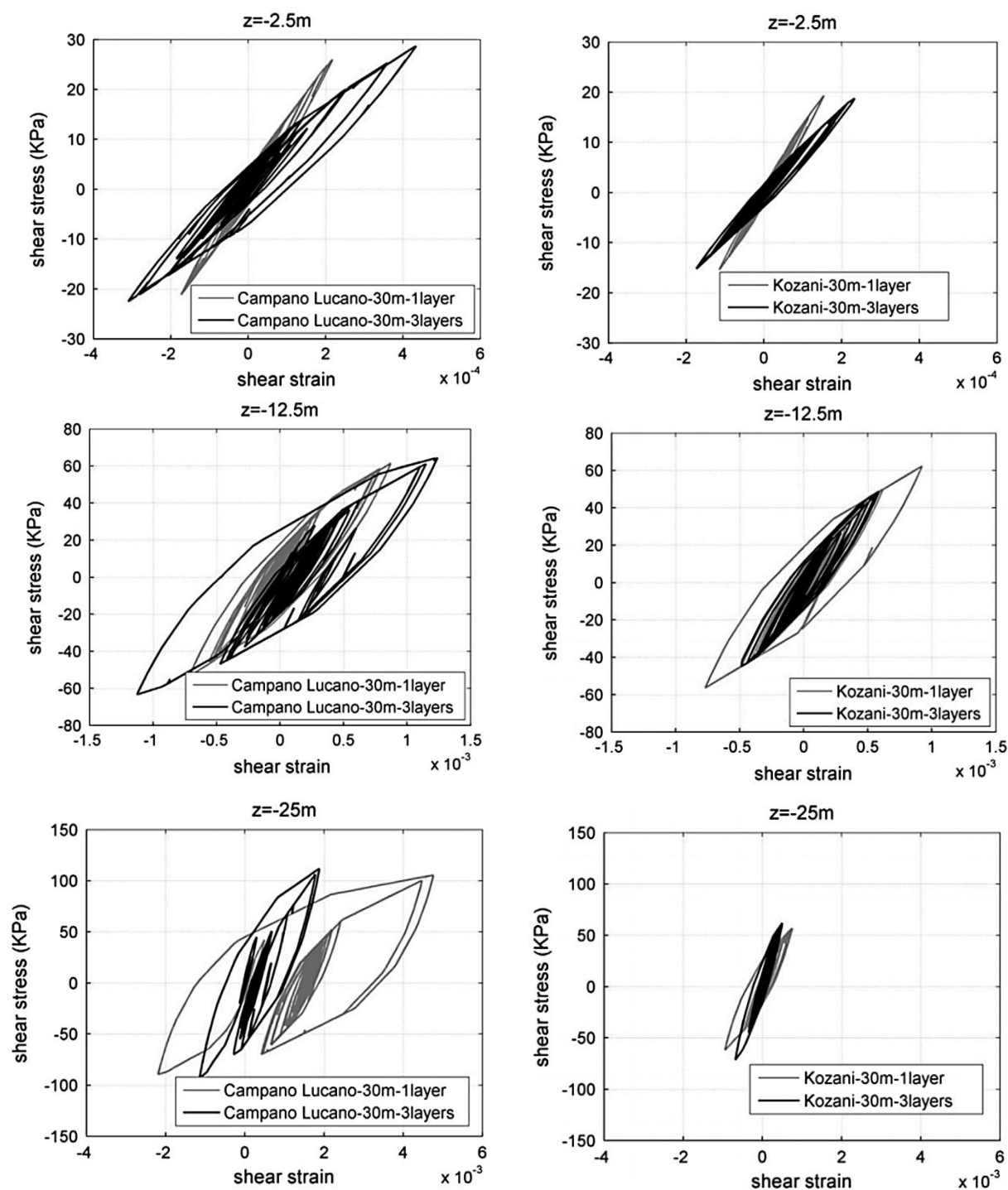
شکل ۴ طیف پاسخ الاستیک میانگین نرمال شده داده‌های زلزله استفاده‌شده در مقایسه با طیف پیشنهادی امبرسیس و همکاران [۵۳]

۳- تجزیه و تحلیل نتایج حاصل از مدل‌سازی

با استفاده از یک شتاب‌نگاشت آزمایشی، یک تحلیل دینامیکی مقایسه‌ای با مدل‌های مختلف (اندرکنش خاک-سازه همبسته و مدل با تکیه‌گاه‌های گیردار با اثرات ساختگاه که در آن خاک در دو حالت خطی و غیرخطی در نظر گرفته شد) انجام گرفت تا تأثیر نسبی اندرکنش خاک-سازه و اثرات ساختگاه روی پاسخ لرزه‌ای با شرایط خاک خطی و غیرخطی نشان داده شود. در این تحلیل، شتاب‌نگاشت زلزله فریولی [۴۲] که به بیشینه شتاب زمین PGA برابر با $0.3g$ مقیاس گردیده بود، مورد استفاده قرار گرفت. در شکل ۵ نتایج به صورت تاریخچه زمانی شتاب در پایه سازه برای حالت‌های مختلف تحلیل، همراه با تاریخچه میدان آزاد شتاب زمین نشان داده شده‌اند. در هر یک از گراف‌ها، شدت آریاس (I_a) نیز نشان داده شده است. می‌توان مشاهده کرد که دامنه شتاب در مدل‌هایی که سیستم خاک-سازه را با خاک، خطی در نظر گرفته‌اند، نسبت به حالت حرکت میدان آزاد افزایش یافته است. این افزایش دامنه در مدلی با پای صلب که اثرات ساختگاه را در نظر گرفته، شدیدتر است. در مقابل، وقتی اثرات غیرخطی خاک در نظر گرفته شده است، پاسخ لرزه‌ای در پای سازه نسبت به حرکت میدان آزاد، کاهش یافته است. می‌توان انتظار داشت که علت این موضوع، میرایی هسته‌ای غیرخطی است که معمولاً تمایل دارند مقادیر شتاب را در سطح زمین به نسبت افزایش کرنش برشی، کاهش دهند. وقتی اثرات اندرکنش خاک-سازه همراه با خاک غیرخطی در نظر گرفته شده است، کاهش در دامنه نسبت به مدل با پایه صلب و اثرات ساختگاه، کاهش دامنه شتاب بیشتر مشاهده می‌شود که علت آن بروز یک میرایی اضافی در سطح تماس خاک - پی است. شکل ۶ نیز حلقه‌های هسته‌ای تنش-کرنش برای عمق‌های مختلف در پروفیل‌های همگن و لایه‌ای ۳۰ متری را نشان می‌دهد.



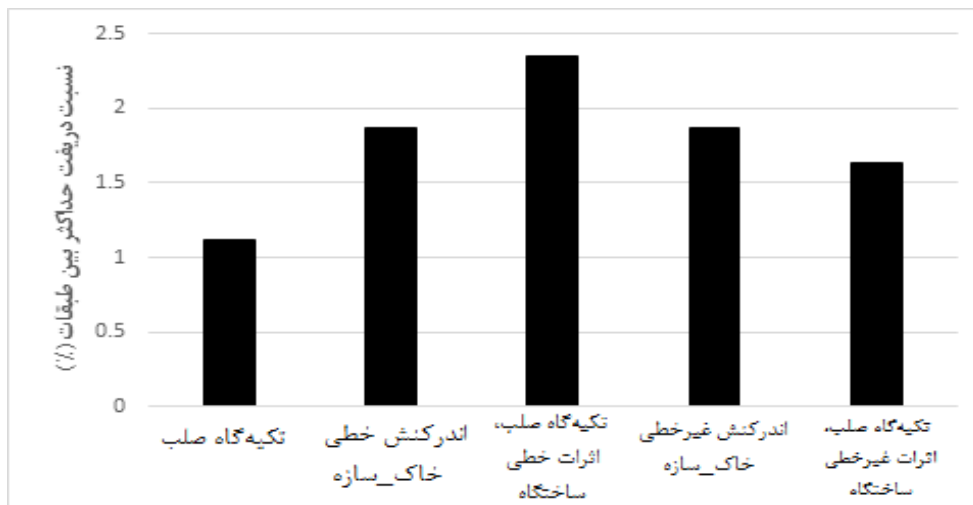
شکل ۵ تاریخچه‌های زمانی شتاب پای سازه برای مدل‌های مختلف تحلیل شده با و بدون در نظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه، اثرات ساختگاه و اثرات غیرخطی خاک برای زلزله فریولی



شکل ۶ حلقه های هسترزیس تنش-کرنش برای عمقهای مختلف در پروفیل‌های همگن و لایه ای ۳۰ متری

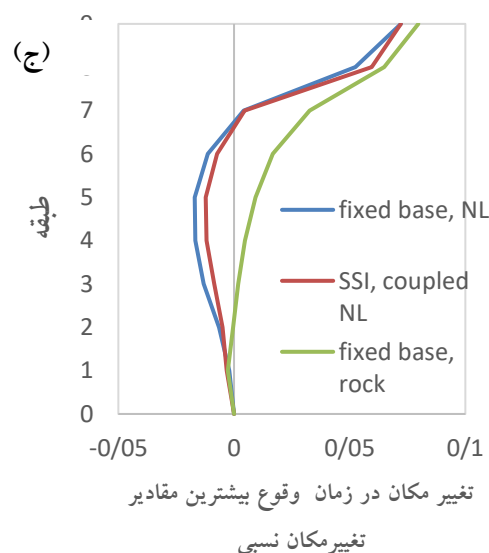
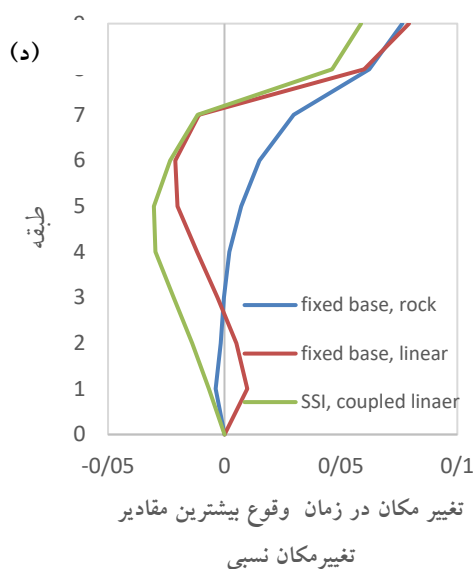
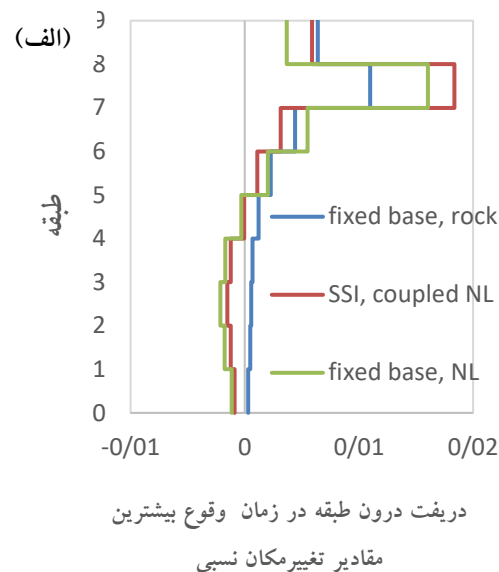
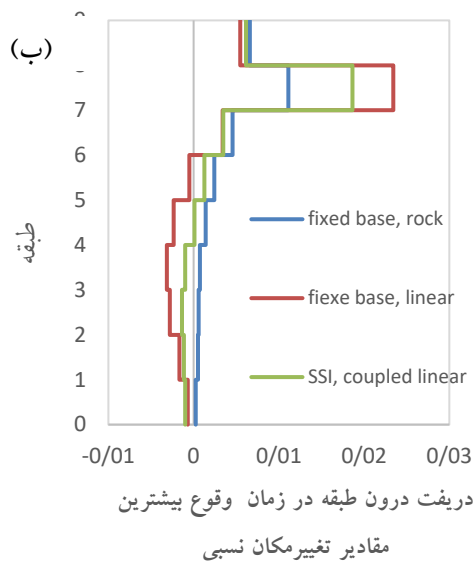
شکل ۶ حداکثر تغییرمکان نسبی طبقات برای مدل‌های مختلف تحت زلزله فریولی نشان می‌دهد. بیشترین مقادیر تغییرمکان نسبی در مورد مدل خطی با تکیه‌گاه صلب و اثرات ساختگاه مشاهده می‌شود، درحالی‌که کمترین مقادیر در مورد سازه با تکیه‌گاه صلب و بدون اثرات ساختگاه ظاهر شده است. به نظر می‌رسد که برای حالت غیرخطی طلب تغییرمکان نسبی به‌دست آمده به نسبت افزایش مقادیر شتاب افزوده نمی‌شود. با وجود اینکه دامنه تاریخچه شتاب‌نگاشت‌ها برای سیستم‌های غیرخطی نسبت به حرکت میدان آزاد زمین کاهش یافته است، مقادیر تغییرمکان

نسبی طبقات نظیر در این مدل‌ها بیشتر است. این موضوع با در نظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه نسبت به حالت با تکیه‌گاه صلب و اثرات ساختگاه، شدیدتر می‌شود که می‌تواند ناشی از طلب تغییر مکان افزایشی اعمال شده در فصل مشترک خاک-پی است. وقتی I_a به عنوان یک مقیاس از شدت زمین‌لرزه در نظر گرفته می‌شود، همبستگی بین داده‌های مربوط به طلب تغییر مکان نسبی طبقات، بهتر می‌شود. این موضوع معقول به نظر می‌رسد چرا که I_a علاوه بر مشخص کردن شدت زمین‌لرزه (به عنوان حداکثر شتاب زمین PGA)، محتوای انرژی آن را نیز مدنظر قرار می‌دهد.



شکل ۷ نسبت دررفت حداکثر بین طبقات (%) برای حالت‌های مختلف تحلیل شده با و بدون در نظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه، اثرات ساختگاه و اثرات غیرخطی خاک برای زلزله فریولی

در شکل ۸ توزیع تغییر مکان‌های طبقات و تغییر مکان‌های نسبی طبقات در ارتفاع سازه در زمان وقوع حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقات، نشان داده شده تا رفتار لرزه‌ای سیستم‌های سازه‌ای مختلف بیشتر مورد مطالعه قرار بگیرد. در تمام سیستم‌ها، مکانسیم حرکت جانبی پلاستیک کلی رخ می‌دهد و حداکثر تغییر مکان نسبی طبقه در طبقه هشتم از ساختمان رخ می‌دهد. بر اساس شکل ۸ برای سیستم دارای تکیه‌گاه صلب که روی بستر سنگی قرار داده شده است، مدهای بالا نقش مهمی ندارند. هرچند برای سیستم خاک-سازه و سیستم با تکیه‌گاه صلب که اثرات ساختگاه را لحاظ شده است، مود دوم در طبقات فوقانی نقش بازی کرده و در نتیجه به مقادیر بیشتر تغییر مکان نسبی طبقات نسبت به حالت مدل با تکیه‌گاه صلب بر روی بستر سنگی می‌انجامد.



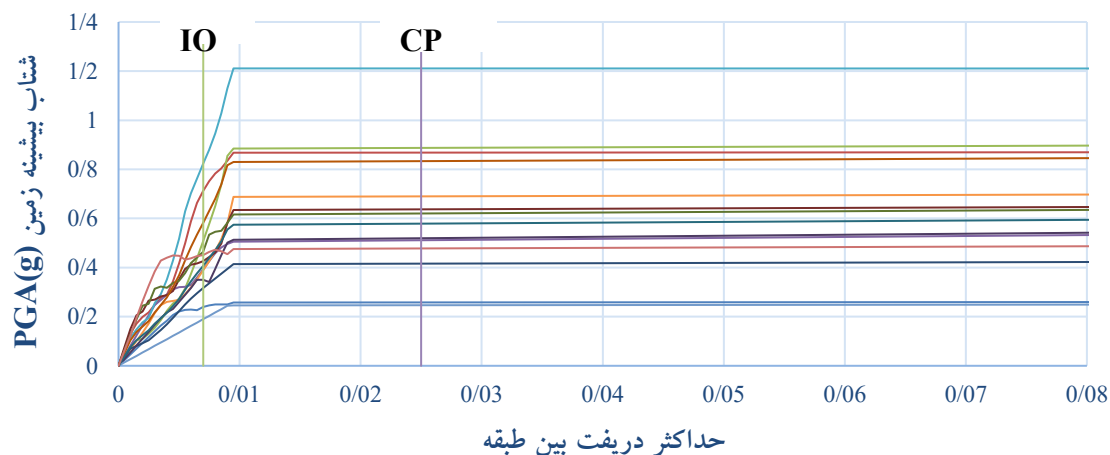
شکل ۸ دریفت طبقات ((الف) و (ب)) و تغییر مکان ((ج) و (د)) طبقات در زمان وقوع بیشترین مقادیر تغییر مکان نسبی برای رفتار خاک خطی (linear) و غیرخطی (NL) در زلزله فریبولی با حداکثر شتاب $0.7g$.

۳-۱- تحلیل دینامیکی افزایشی

برای به دست آوردن عملکرد لرزه‌ای و ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه مفروض با در نظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه و اثرات ساختگاه، از تحلیل دینامیکی افزایشی استفاده شده است. تحلیل دینامیکی افزایشی (Incremental Dynamic Analysis) یک روش تحلیل قدرتمند است، که شامل مجموعه‌ای از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی با مجموعه‌ای از رکوردهای زمین‌لرزه مقیاس شده با ضریب است، به‌طوری‌که شدت این زلزله‌ها باید به‌صورت مناسبی مقیاس شوند تا تمام محدوده رفتاری الاستیک تا ناپایداری دینامیکی کلی سازه را پوشش دهند [۵۴ و ۵۵]. با درون‌یابی نقاط گسسته پارامتر آسیب مهندسی (Engineering demand parameters) و یک واحد شدت مقیاس‌پذیر (Intensity Measure)، منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی مربوط به پاسخ سازه به دست می‌آیند که

رابطه بین تقاضا و آسیب را بیان می‌کنند. در این مطالعه، حداکثر دریافت بین طبقات به صورت پارامتر آسیب در نظر گرفته شده است که به خوبی با ناپایداری دینامیکی و آسیب سازه‌ای در ارتباط است. شتاب بیشینه ثبت شده زمین بر روی بستر سنگی و نه بر روی میدان آزاد با در نظر گرفتن اثرات ساختگاه به عنوان واحد شدت انتخاب شد. برای مدل‌های مختلف مورد مطالعه، تحلیل دینامیکی افزایشی با استفاده از ۱۵ رکورد زلزله انجام گرفت. برای مدل با تکیه‌گاه‌های صلب روی سنگ‌بستر، از یک الگوریتم پیشرفته به نام hunt and fill استفاده شد [۵۴-۵۶].

با درون‌یابی زوج مرتب‌های شتاب بیشینه زمین و حداکثر دریافت بین طبقه، برای هر رکورد، ۱۵ منحنی پیوسته تحلیل دینامیکی افزایشی برای هر مدل سازه‌ای به دست آمد. دو حالت حدی قالب در حداکثر نسبت دریافت بین طبقات، مربوط به استفاده بی‌وقفه (IO) و آستانه فروریزش (CP) انتخاب شدند. حالت حدی اول بر اساس آئین‌نامه HAZUS برای ساختمان‌های بتن‌آرمه که با الزامات لرزه‌ای مربوط به خطر پایین لرزه‌ای طراحی شده، برابر با ۰/۰۰۵ انتخاب گردید [۴۳]. حالت حدی دوم بر اساس منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی میانه تعریف شد که در شکل ۱۵ نشان داده شده است. اساس این ایده این است که حد فروریزش در نقطه‌ای قرار بگیرد که منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی در حال نرم شدن به سمت خط افقی است، ولی از نظر مقادیر حداکثر دریافت بین طبقه به قدری پایین باشد که هنوز بتوان به مدل سازه‌ای اعتماد کرد. بر این اساس، حد فروریزش برابر با ۰/۰۲۲۵ برای منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی سازه با تکیه‌گاه‌های صلب در نظر گرفته شد. برای حالت‌هایی که اندرکنش خاک-سازه در نظر گرفته شده بود نیز، جهت قابل مقایسه بودن، همین مقدار در نظر گرفته شد.

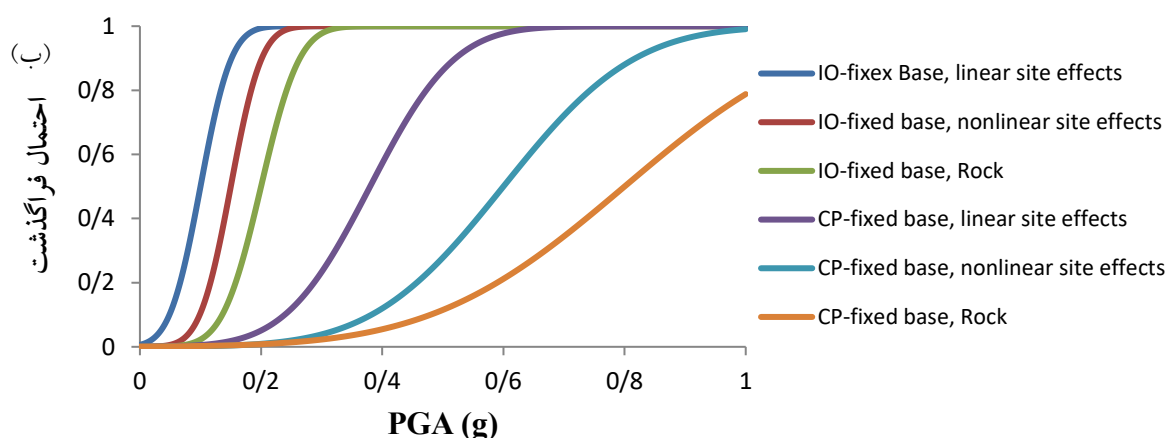
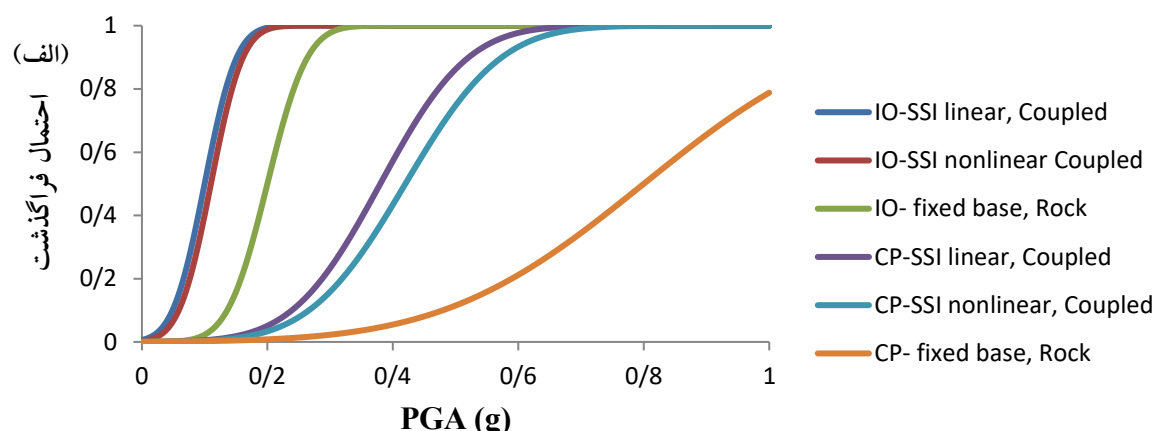


شکل ۹ منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی برای نمونه سازه بر روی بستر سنگی

۳-۲- منحنی شکنندگی

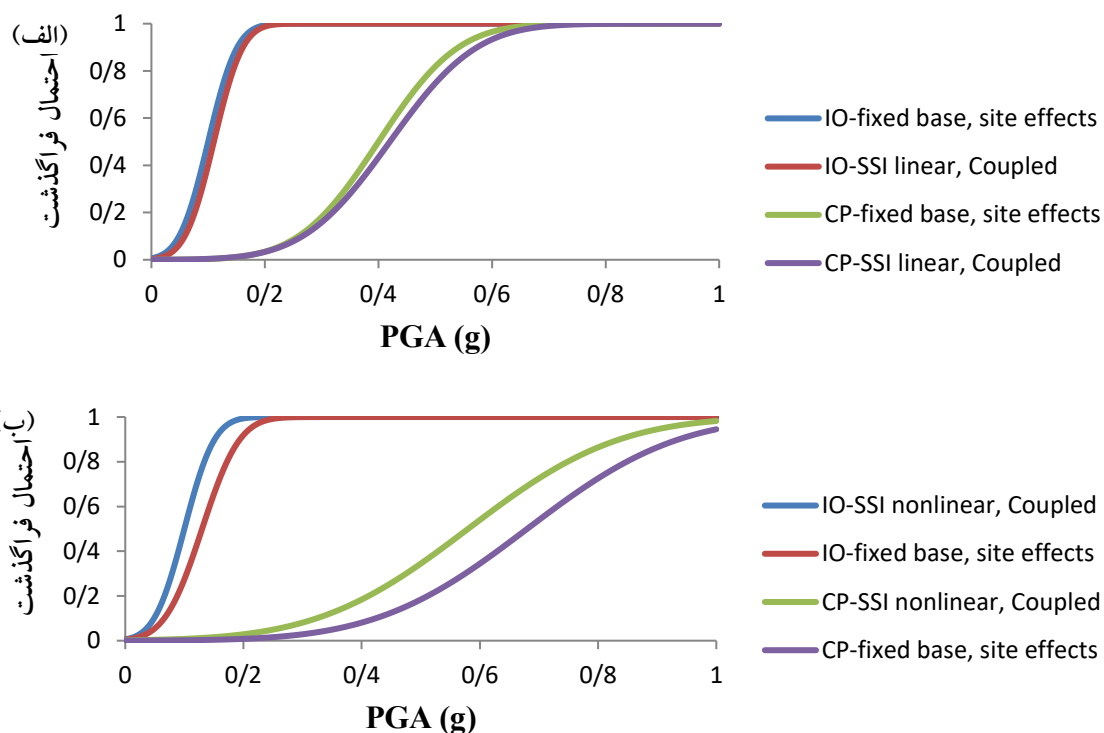
یک منحنی شکنندگی، یک نمایش شماتیک از رابطه بین احتمال فراگذشت از یک شدت خرابی مشخص (مثل IO یا CP) و شدت زمین‌لرزه است.

شکل ۱۰ دیاگرام‌های مقایسه‌ای شتاب بیشینه زمین و حداکثر دریافت بین طبقه مربوط به مدل‌های دربرگیرنده اندرکنش خاک-سازه و مدل با تکیه‌گاه‌های صلب با شرایط خاک خطی و غیرخطی را نشان می‌دهد. لازم به توجه است که وقتی خاک با رفتار الاستیک مدل شده است، در ترازهای شتاب بیشینه زمین کمتر از حدود ۰/۵g، سازه با تکیه‌گاه صلب دارای دریافت‌های بزرگ‌تری نسبت به مدل اندرکنش خاک-سازه است. با در نظر گرفتن اثرات غیرخطی خاک، نتایج برعکس می‌شود و مدل دارای اندرکنش خاک-سازه، برای تمام محدوده شتاب بیشینه زمین، دریافت‌های بزرگ‌تر به دست می‌دهد. در این مقاله، برای تعیین منحنی‌های شکنندگی، حدود خرابی بر اساس دستورالعمل HAZUS و مقادیر پیشنهادی آن تعیین شده است.



شکل ۱۰ مقایسه منحنی‌های شکنندگی برای (الف) سازه با تکیه‌گاه‌های صلب روی سنگ با مدل سازه اندرکنش خاک-سازه با رفتار خطی و غیرخطی خاک و (ب) با سازه‌های نظیر با تکیه‌گاه‌های صلب که اثرات ساختگاه را در نظر می‌گیرد.

بر اساس شکل ۱۰، تفاوت بسیار مهمی بین حالت‌های الاستیک و غیرالاستیک وجود دارد. وقتی رفتار خاک بصورت الاستیک در نظر گرفته شده است، حالتی که SSI و اثرات ساختگاه را مستقیماً در نظر گرفته اند، با حالتی که دارای تکیه گاه‌های صلب بوده و اثرات ساختگاه را بصورت غیرمستقیم وارد نموده، تفاوتی ندارد. از طرفی، وقتی خاک با رفتار غیرخطی شبیه سازی شده است، حالتی که SSI و اثرات ساختگاه را مستقیماً در نظر گرفته، شدیداً آسیب پذیرتر از حالت با تکیه گاه‌های صلب و اثرات ساختگاه غیرمستقیم است. در نتیجه، با وجود اینکه هر دوی مدل‌های غیرخطی SSI و تکیه گاه صلب دارای کاهندگی بیشتر اند و کرنش‌های برشی بیشتر شده اند، در مدل SSI، انتقال‌ها و دورانه‌های اضافی در سطح مشترک خاک و سازه بوجود می‌آید و موجب افزایش تقاضای تغییرمکان در سازه می‌شود.



شکل ۱۱ منحنی‌های شکنندگی برای سازه با تکیه‌گاه‌های صلب با در نظر گرفتن اثرات ساختگاه اندرکنش خاک-سازه با الف) رفتار خاک خطی و ب) رفتار خاک غیرخطی

شکل ۱۱ منحنی‌های شکنندگی مدل‌های مختلف اندرکنش خاک-سازه اعم از خطی و غیرخطی و سازه با تکیه‌گاه صلب را که اثرات ساختگاه خطی و غیرخطی در نظر گرفته شده است را مورد مقایسه قرار می‌دهد. مشاهده می‌شود که برای هر دو حالت عمق زیاد و کم، در نظر گرفتن اثرات ساختگاه موجب تشدید اثرات غیرخطی سیستم خاک سازه شده و آسیب پذیری را افزایش می‌دهد. این موضوع قابل پیش بینی بود چرا که در قسمتهای قبل نشان داده شد که پروفیل‌های خاک لایه لایه موجب تشدید بیشتر نسبت به حالت خاک همگن می‌شدند. افزایش در شکنندگی در اثر در نظر گرفتن اثرات ساختگاه، در حالت حدی CP برای هر دو حالت عمق خاک، شدیدتر می‌شود، ولی در مورد خاک عمیقتر، شدت آن بیشتر است. با در نظر گرفتن اثرات عمق خاک و مقایسه مقادیر میانه، به نظر می‌رسد که خاک عمیق (هم لایه ای و هم همگن) نسبت به خاک کم عمق، آسیب پذیری سازه را کاهش می‌دهد. رفتار عمومی به این شکل است که افزایش عمق خاک موجب کاهش پاسخ و در نتیجه شکنندگی سازه در هر دو حالت خاک همگن و لایه ای است. این محتملا ناشی از افزایش کاهندگی خاک در اثر افزایش عمق آن است که موجب کاهش پاسخ لرزه ای در پای سازه می‌شود و عموماً موجب کاهش تقاضای دررفت در مقایسه با پروفیل‌های کم عمق می‌باشد. آن‌طور که مشخص است، مدل اندرکنش خاک-سازه که در آن اثرات غیرخطی خاک وارد شده است، آسیب‌پذیری کمتری در مقایسه با سیستم اندرکنش خاک-سازه که خاک را به‌صورت خطی مدل شده است دارد. این مشاهده برای حالت حدی آستانه فروریزش (CP) محسوس‌تر است. این اثرات در سازه با تکیه‌گاه‌های صلب که اثرات ساختگاه را در نظر گرفته است، شدیدتر می‌شود. یک افزایش کلی و زیاد در شکنندگی ساختمان مربوط به مدل با تکیه‌گاه صلب روی سنگ‌بستر در تمام حالت‌ها مشهود است. در نتیجه اثرات اندرکنش خاک-سازه و ساختگاه، نقش مهمی در خرابی سازه‌ای مورد انتظار بازی می‌کنند و لازم است در بررسی‌های آسیب‌پذیری لرزه‌ای، در نظر گرفته شوند.

۴- نتیجه‌گیری

در تحقیق حاضر، آسیب‌پذیری لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه با شکل‌پذیری پایین با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک-سازه مورد ارزیابی قرار گرفتند. برای مدل‌های با تکیه‌گاه‌های صلب (با و بدون در نظر گرفتن اثرات ساختگاه) و سیستم خاک-سازه با رفتار خاک خطی و غیرخطی، با استفاده از رکوردهای زلزله انتخاب‌شده در تحقیق، تحلیل‌های دینامیکی مقایسه‌ای انجام گرفت و اثرات اندرکنش خاک-سازه و ساختگاه روی پاسخ لرزه‌ای و آسیب‌پذیری سازه مشخص شد. برای تمام مدل‌ها، تحلیل دینامیکی افزایشی انجام گرفت. سپس توابع شکنندگی احتمالاتی در قابل شتاب بیشینه زمین برای حالت‌های حدی IO و CP به دست آمدند. نتایج حاکی از این است که:

۱. در نظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه و اثرات ساختگاه با هر دو رفتار خطی و غیرخطی خاک، می‌تواند اثرات مهمی روی عملکرد سازه داشته و به‌طور چشمگیری آسیب‌پذیری لرزه‌ای آن را نسبت به حالت با تکیه‌گاه‌های صلب که اثرات اندرکنش خاک-سازه و ساختگاه مشاهده نشده، افزایش دهد.

۲. با در نظر گرفتن اثرات غیرخطی خاک، عموماً انتظار می‌رود که تأثیر روی شکنندگی سازه در ترازهای بزرگ‌تر بارگذاری لرزه‌ای، کمتر باشد. منحنی‌های شکنندگی سازه برای دو حالت مدل خاک-سازه با خاک خطی و مدل سازه صلب با در نظر گرفتن اثرات ساختگاه تفاوتی با یکدیگر نداشته‌اند.

۳. از طرفی، اندرکنش خاک-سازه غیرخطی موجب افزایش در آسیب‌پذیری سازه در مقایسه با مدل با تکیه‌گاه‌های صلب می‌شود. به نظر می‌رسد که علت این موضوع این است که وقتی اندرکنش خاک-سازه و خاک غیرخطی در نظر گرفته می‌شوند، رفتار غیرخطی و پیچیده خاک موجب اعمال اثرات انتقالی و دورانی بیشتر به سازه و در نتیجه افزایش تقاضای تغییرمکان نسبی در طبقات می‌شود. به‌طور نسبی، بین تمام مدل‌های تحلیل‌شده، مدل سازه با تکیه‌گاه‌های صلب که اثرات ساختگاه به‌صورت خطی شبیه‌سازی شده‌اند، بیشترین آسیب‌پذیری به زلزله را نشان داده است. در نتیجه، استفاده از این مدل‌ها، می‌تواند بدون صرف هزینه محاسباتی بالا در اثر اندرکنش خاک-سازه و اثر رفتار غیرخطی خاک، نتایج محافظه‌کارانه‌ای را به دست دهد. البته لازم به توجه است که این موضوع فقط برای مدل‌های مورد مطالعه قابل بیان است و نمی‌تواند یک نتیجه‌گیری عمومی باشد.

۴. تحقیق حاضر، نشان داد که فرض سنتی موجود بین مهندسين که در نظر گرفتن اثرات اندرکنش همواره موجب کاهش آسیب‌پذیری لرزه‌ای می‌شود، بسیار غیر محافظه‌کارانه است. نتایج ارائه‌شده در این تحقیق، نگرشی به تأثیر اندرکنش خاک-سازه و اثرات ساختگاه روی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن‌آرمه بلندمرتبه با سطح شکل‌پذیری پایین است. در این مطالعه، خاک هم به‌صورت خطی و هم به‌صورت غیرخطی شبیه‌سازی عددی شده است. بر اساس نتایج به‌دست‌آمده از این تحقیق، جهت افزایش قابلیت اعتماد روی نتایج مطالعات آسیب‌پذیری لرزه‌ای، برای تولید توابع شکنندگی عمومی برای پیکربندی‌های مختلف قاب‌های خمشی بتن‌آرمه و دیگر سیستم‌های سازه‌ای، که قابلیت در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک-سازه و مشخصات مختلف خاک هستند، تحقیقات بیشتری لازم است.

۵. مراجع

- [1]. Lou, M. Wang, H. Chen, X. and Zhai, Y. "Structure-soil-structure interaction: Literature review." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 31, pp. 1724-1731. (2011)
- [2]. Warburton, G. B. Richardson, J. D. and Webster, J. J.. "Harmonic Response of Masses on an Elastic Half Space." *Journal of Engineering for Industry*, vol. 94, pp. 193-200. (1972)
- [3]. Kotori, T. Minal, R. and Kusakabe, K. "Dynamical Characteristics of Soil-Structure Cross-Interaction System". (1973).
- [4]. Lin, H. T. Roesset, J. and Tassoulas, J. "Dynamic interaction between adjacent foundations. *Earthquake engineering & structural dynamics*", vol. 15, pp. 323-343. (1987)

- [5]. Guan, F. and Novak, M. "Transient Response of Multiple Rigid Foundations on an Elastic", *Homogeneous HalfSpace. Journal of Applied Mechanics*, vol. 61, pp. 656-663. (1994)
- [6]. Guan, F. and Novak, M. "Transient Response of an Elastic Homogeneous Half-Space to Suddenly Applied Rectangular Loading". *Journal of Applied Mechanics*, vol. 61, pp. 256-263. (1994).
- [7]. Qian, J. and Beskos, D. E.. "Harmonic wave response of two 3-D rigid surface foundations," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 15, pp. 95-110. (1996).
- [8]. Ghandil, M. and Behnamfar, F. "The near-field method for dynamic analysis of structures on soft soils including inelastic soil-structure interaction.", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 75, pp. 1-17. (2015).
- [9]. Ghandil, M. Behnamfar, F. and Vafaeian, M. "Dynamic responses of structure-soil-structure systems with an extension of the equivalent linear soil modeling.", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 80, pp. 149-162. (2016).
- [10]. Clouteau, D. Broc, D. Devésá, G. Guyonvarh, V. and Massin, P. "Calculation methods of Structure-Soil-Structure Interaction (3SI) for embedded buildings: Application to NUPEC tests." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 32, pp. 129-142. (2012).
- [11]. Trombetta, N. W. Mason, H. B. Hutchinson, T. C. Zupan, J. D. Bray, J. D. and Kutter, B. L. "Nonlinear Soil-Foundation-Structure and Structure-Soil-Structure Interaction: Centrifuge Test Observations". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 140. (2014).
- [12]. Trombetta, N. W. Mason, H. B. Hutchinson, T. C. Zupan, J. D. Bray, J. D. and Kutter, B. L., "Nonlinear Soil-Foundation-Structure and Structure-Soil-Structure Interaction: Engineering Demands", *Journal of Structural Engineering*, vol. 141. (2015).
- [13]. Talebi, A., Jahangir, H., "Effect of Geometrical Parameters Evaluation on behavior of Knee Braces (In Persian)", 4th International Conference on Advanced Technology in Civil Engineering, Architecture and Urban Planning, Tehran, Iran. (2017)
- [14]. Hosseini, M.H., Khatibinia, M., Jahangir, H., "Behavior Investigation of Perforated Buckling Restrained Brace (In Persian)" 3rd International Conference on Recent Innovations in Civil Engineering, Architecture & Urban Planning, Tehran, Iran. (2016)
- [15]. Khandan, B., Khatibinia, M., Jahangir, H., "Inclination Angle Optimization of Buckling Restrained Knee Braced Truss Moment Frame (In Persian)" 3rd International Conference on Recent Innovations in Civil Engineering, Architecture & Urban Planning, Tehran, Iran. (2016)
- [16]. Jahangir, H., Bagheri, M. and Delavari, S.M.J., "Cyclic Behavior Assessment of Steel Bar Hysteretic Dampers Using Multiple Nonlinear Regression Approach." *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering: 1-25*. (2020) DOI: 10.1007/s40996-020-00497-4.
- [17]. Taherian, I., Ghalehnovi, M., Jahangir, H., "Analytical Study on Composite Steel Plate Walls Using a Modified Strip Model" 7th International Conference on Seismology and Earthquake Engineering, Tehran, Iran. (2015)
- [18]. Jahangir, H., Bagheri, M. "Evaluation of Seismic Response of Concrete Structures Reinforced by Shape Memory Alloys" *International Journal of Engineering: 33(3): 410-418*. (2020) DOI: 10.5829/IJE.2020.33.03C.05.
- [19]. Bagheri, M., Chahkandi, A., and Jahangir, H., "Seismic Reliability Analysis of RC Frames Rehabilitated by Glass Fiber-Reinforced Polymers" *International Journal of Civil Engineering*, 17: 1785-1797. (2019) DOI: 10.1007/s40999-019-00438-x.
- [20]. Jahangir, H., and Rezazadeh Eidgahee, D. "A New and Robust Hybrid Artificial Bee Colony Algorithm-ANN Model for FRP-Concrete Bond Strength Evaluation." *Composite Structures*, (2020) DOI: 10.1016/j.compstruct.2020.113160.
- [21]. Santandrea, M., Imohamed Ali Omar Imohamed, I.A.O., Jahangir, H., Carloni, C., Mazzotti, C., De Miranda, S., Ubertini, F., Savoia, M., Casadei, P., "An Investigation of the Debonding Mechanism in Steel FRP and FRCM Concrete Joints" *The New Boundaries of Structural Concrete, Capri Island, Italy*. (2016)

- [22]. Jahangir, H., Esfahani, M. R. "Investigating loading rate and fibre densities influence on SRG-concrete bond behaviour" *Steel and Composite Structures*, 34(6): 877-889. (2020) DOI: 10.12989/scs.2020.34.6.877.
- [23]. Ghanbari, A., Hosseini, S.S., "Fundamentals of soil-structure interaction" (In Persian), Kharazmi University, ISBN. 6008587022. (2016)
- [24]. Hassani, N. Bararnia, M. Amiri, G., "Effect of soil-structure interaction on inelastic displacement ratios of degrading structures", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 104, 75-87. (2018)
- [25]. Karatzetzou, A. Pitilakis, D., "Modification of Dynamic Foundation Response Due to Soil-Structure Interaction". *Journal of Earthquake Engineering*, 22(5), 861-880. (2018).
- [26]. Zhang, C. Wolf, J. P., "Dynamic soil-structure interaction: current research in China and Switzerland" (Vol. 83): Elsevier. (1998).
- [27]. Pitilakis, K. Crowley, H. Kaynia, A. M. SYNER-G, "Typology definition and fragility functions for physical elements at seismic risk: buildings, lifelines, transportation networks and critical facilities", (Vol. 27). Springer Science & Business Media. <http://dx.doi.org/10.1007/978-94-007-7872-6>. (2014).
- [28]. Clough, R. W., "On the importance of higher modes of vibration in the earthquake response of a tall building", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 45(4), 289-301. (1955).
- [29]. Bolisetti, C. Whittaker, A. S. Coleman, J. L., "Linear and nonlinear soil-structure interaction analysis of buildings and safety-related nuclear structures", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 107, 218-233. (2018).
- [30]. Mylonakis, G. Gazetas, G., "Seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental", *Journal of Earthquake Engineering*, 4(3), 277-301. (2000).
- [31]. Forcellini, D., "Seismic assessment of a benchmark based isolated ordinary building with soil structure interaction. *Bulletin of Earthquake Engineering*", 16(5), 2021-2042. (2018).
- [32]. Stewart, J. P. Fenves, G. L. Seed, R. B., "Seismic soil-structure interaction in buildings. I: Analytical methods", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(1), 26-37. (1999).
- [33]. Veletsos, A. S. Meek, J. W., "Dynamic behaviour of building-foundation systems", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 3(2), 121-138. (1974).
- [34]. Gazetas, G., "Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations", *Journal of geotechnical engineering*, 117(9), 1363-1381. (1991).
- [35]. Ciampoli, M. Pinto, P. E., "Effects of soil-structure interaction on inelastic seismic response of bridge piers", *Journal of structural engineering*, 121(5), 806-814. (1995).
- [36]. Rodriguez, M. E. Montes, R., "Seismic response and damage analysis of buildings supported on flexible soils", *Earthquake engineering & structural dynamics*, 29(5), 647-665. (2000).
- [37]. Gazetas, G. Mylonakis, G., "Soil-structure interaction effects on elastic and inelastic structures", *Proceedings of the 4th international conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics*. San Diego.CA. paper no. SOAP – 2. (2001).
- [38]. Avilés, J., & Pérez-Rocha, L. E., "Soil-structure interaction in yielding systems", *Earthquake engineering & structural dynamics*, 32(11), 1749-1771. (2003).
- [39]. Iida, M. "Three-dimensional non-linear soil-building interaction analysis in the lakebed zone of Mexico City during the hypothetical Guerrero earthquake", *Earthquake engineering & structural dynamics*, 27(12), 1483-1502. (1998).
- [40]. Saez ER, "Dynamic nonlinear soil-structure interaction", *Ecole Centrale Paris*. (2009).
- [41]. Sáez, E., Lopez-Caballero, F. Modaressi-Farahmand-Razavi, A. "Inelastic dynamic soil-structure interaction effects on moment-resisting frame buildings", *Engineering structures*, 51, 166-1. (2013).
- [42]. Moghaddasi, M. Cubrinovski, M. Chase, J. G. Pampanin, S. Carr, A., "Probabilistic evaluation of soil-foundation-structure interaction effects on seismic structural response", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 40(2), 135-154. (2011).

- [43]. National Institute of Building Sciences, "Direct physical damage – general building stock. HAZUS-MH Technical manual", Washington, D.C. Federal Emergency Management Agency. chapter 5. (2004).
- [44]. Sáez, E. Lopez-Caballero, F. Modaressi-Farahmand-Razavi, A, "Effect of the inelastic dynamic soil–structure interaction on the seismic vulnerability assessment", *Structural Safety*, 33(1), 51-63. (2011).
- [45]. Rajeev, P. Tesfamariam, S, "Seismic fragilities of non-ductile reinforced concrete frames with consideration of soil structure interaction", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 40, 78-86. (2012).
- [46]. Pitilakis, K. Karapetrou, S. Fotopoulou, S, "Consideration of aging and SSI effects on seismic vulnerability assessment of RC buildings. *Bulletin of Earthquake engineering*", 12(4), 1755-1776. (2014).
- [47]. Mahoutian, M, "Soil structure interaction between two adjacent buildings under earthquake load", *American Journal of Engineering and Applied Sciences*, 1(2), 121-125. (2008).
- [48]. Mazzoni, S. McKenna, F. Scott, M. H. Fenves, G. L, "The open system for earthquake engineering simulation (OpenSees) user command-language manual", Berkeley, California: Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2006).
- [49]. Scott, B. Park, R. Priestley, M, "Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain ratio Rates", *Doctoral Thesis, Lulea University of Technology, Lulea, Sweden*. (1989).
- [50]. Karsan, I. D. Jirsa, J. O, "Behavior of concrete under compressive loadings", *Journal of the Structural Division*. (1969).
- [51]. Lysmer, J. Kuhlemeyer, R. L, "Finite dynamic model for infinite media". (1969).
- [52]. Kwok, A. O., Stewart, J. P., Hashash, Y. M., Matasovic, N., Pyke, R., Wang, Z., et al, "Use of exact solutions of wave propagation problems to guide implementation of nonlinear seismic ground response analysis procedures", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(11), 1385-1398. (2007).
- [53]. Ambraseys, N. N. Simpson, K. u. Bommer, J. J, "Prediction of horizontal response spectra in Europe", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 25(4), 371-400. (1996).
- [54]. Vamvatsikos, D. Cornell, C. A, "Incremental dynamic analysis", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491-514. (2002).
- [55]. Jahangir, H., Karamodin, A., "Structural Behavior Investigation Based on Adaptive Pushover Procedure" 10th International Congress on Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz, Iran. (2015)
- [56]. Vamvatsikos, D. Cornell, C. A, "Applied incremental dynamic analysis", *Earthquake Spectra*, 20(2), 523-553. (2004).

Experimental Investigation of the Behaviour of Concrete Beams Reinforced by GFRP Bars and Strengthened by CFRP and Steel Sheets Under Pure Bending Moment

Babak Mansouri

PhD Student, Department of Civil Engineering, Marvdasht Branch, Islamic Azad University, Marvdasht, Iran

*Ashkan Torabi**

*Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Marvdasht Branch, Islamic Azad University, Marvdasht, Iran
Ashkan.torabi@miau.ac.ir*

Arash Totonchi

Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Marvdasht Branch, Islamic Azad University, Marvdasht, Iran

Abstract

One of the conventional retrofitting methods for reinforced concrete beams is flexural strengthening of beams with CFRP materials. In this study, a full scale reinforced concrete beam is constructed and evaluated under four-point flexural test. Afterward, the same beam is retrofitted in flexural region by monolayer of CFRP. These experimental tests are carried out to be the basis of verification for numerical specimens. At first, an unreinforced beam is subjected to four-point loading in the laboratory. Then, to strengthen the beam in the flexural zone, three similar beams are reinforced in the flexural zone using a layer of CFRP sheet, a layer of steel sheet and GFRP rebar. The reinforcement of the beams is placed in the middle region, and after loading, bending failure occurred in all the beams. The results show that the load strengthening of concrete beam do not increase capacity considerably, but prevent failure concentration in maximum bending region. The results also show that by performing local reinforcement in the flexural zone, in some beams, the first cracks occur outside the flexural region, while the final flexural failure occurs in the middle region of the beam.

Keywords: Retrofit, Reinforced Concrete beam, CFRP Sheet, GFRP bar, Steel Sheet

مطالعه ی رفتار آزمایشگاهی تیر بتن مسلح تقویت شده با میلگرد GFRP، ورق های CFRP و فولادی تحت خمشی خالص

دریافت مقاله: ۱۳۹۹-۱۱-۲۸

پذیرش مقاله: ۱۴۰۰-۰۴-۰۳

بابک منصوری

دانشجوی مقطع دکتری، گروه مهندسی عمران، واحد مرودشت، دانشگاه آزاد اسلامی، مرودشت، ایران

اشکان ترابی*

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

Ashkan.torabi@miau.ac.ir

آرش توتونچی

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

چکیده

متداول ترین روش مقاوم سازی تیرهای بتن مسلح، تقویت خمشی این تیرها با مصالح کامپوزیت می باشد. در مقاله حاضر چهار تیر با مقیاس واقعی به ابعاد $۲۵۰ \times ۲۵۰ \times ۴۲۰۰$ میلیمتر ساخته شده است. ابتدا یک تیر تقویت نشده در آزمایشگاه تحت بارگذاری چهارنقطه ای قرار گرفت. سپس برای تقویت تیر در ناحیه ی خمشی، از سه تیر مشابه با استفاده از یک لایه ورق CFRP، یک لایه ورق فولادی و میلگرد GFRP در ناحیه ی خمشی تقویت و مقاوم سازی شد. تقویت تیرها در محدوده ی میانی صورت گرفته که بعد از بارگذاری در همه ی تیرها شکست خمشی اتفاق می افتد. نتایج نشان داد که تقویت تیر بتن مسلح به صورت موضعی در ناحیه ی خمشی تاثیر چندانی بر ظرفیت باربری تیر نداشته اما باعث خارج شدن خرابی از محدوده ی خمشی محض تیر می شود. همچنین نتایج نشان می دهد با انجام تقویت موضعی در ناحیه خمشی، در بعضی از تیرها پیدایش اولین ترک ها در خارج از محدوده خمشی اتفاق می افتد در حالیکه شکست خمشی نهایی در محدوده میانی تیر اتفاق می افتد.

واژگان کلیدی: مقاوم سازی، تیرهای بتنی مسلح، ورق CFRP، ورق فولادی و میلگرد GFRP

۱. مقدمه

در حال حاضر مطالعات گسترده ای بر روی پلیمرهای تقویت شده با شیت های FRP به صورت مقاوم سازی سازه ها به دو صورت داخلی و خارجی انجام شده است. [۲۰] مقاومت، تغییر شکل، جابجایی و چکش خواری در مقاوم سازی انواع سازه ها توسط الیاف FRP بررسی و گزارش شده است [۹-۳]. آقابزرگی و خالو در تحقیقی به بررسی عددی تاثیر میلگردهای فشاری GFRP بر مقاومت خمشی و شکل پذیری تیرهای بتنی مسلح پرداختند. نتایج نشان داد که منحنی های تغییر مکان-نیرو به دست آمده از تحلیل عددی مطابقت خوبی با منحنی های حاصل از آزمایشگاه داشته است. همچنین افزایش درصد میلگردهای فشاری GFRP، منجر به جذب انرژی بیشتر و در نهایت شکل پذیری بیشتر تیرهای بتنی GFRP شده است [۱۰]. شریفی و خجسته فر (۱۳۹۷) روشی جهت محاسبه مقاومت و خیز اعضا خمشی بتن مسلح مقاوم شده با الیاف پلیمری ارائه دادند. نتایج حاصل از فرمول بندی این تحقیق در حالت نهایی هماهنگی و انطباق بسیار خوبی با نتایج آزمایشگاهی نسبت به حالت تسلیم فولادهای کششی دارد و از آنجا که نتایج حالت نهایی بسیار مهم و مورد استفاده می باشند لذا نتایج این تحقیق می تواند به صورت محافظه کارانه جهت تعیین مقاومت و خیز اعضا خمشی بتنی مقاوم شده با الیاف پلیمری مورد استفاده قرار گیرد [۱۱]. بادران و وارسته پور به ارائه روشی جهت جلوگیری از وقوع پدیده شکست زودرس در تقویت خمشی تیرهای بتن آرمه مسلح با استفاده از الیاف کربن و شیش پرداختند. در این تحقیق تیرهای بتنی علاوه بر تقویت به روش کلاسیک (تقویت توسط الیاف فقط زیر تیر بصورت یکسره) با الیاف CFRP و همچنین تقویت به روش L شکل (تقویت توسط الیاف که قسمتی زیر تیر و ادامه آن بصورت اورلب در کناره های تیر) با الیاف CFRP و GFRP، تحت آزمایش خمشی چهار نقطه ای قرار گرفتند که منجر به تعویق این پدیده در تیرهای تقویت شده به روش L شکل نسبت به روش کلاسیک شد [۱۲]. از این رو با توجه به اینکه الیاف FRP مقاومت کششی بسیار بالایی نسبت به آلیاژهای فولادی دارند، اتصال FRP به ناحیه کششی تیر بتنی سبب افزایش ظرفیت خمشی مقطع خواهد شد. عوامل متعددی مانند ابعاد مقطع تیر بتنی، مساحت و مشخصات مکانیکی میلگردهای موجود و FRP مورد استفاده و همچنین مقاومت بتن بکار برده شده، در میزان افزایش مقاومت خمشی سازه های بتنی با استفاده از سیستم های FRP موثر می باشند [۱۳].

کوک لئونگ^۱ و همکاران مطالعات آزمایشگاهی را برای بهبود مقاومت پیچشی تیرهای بتن مسلح بر روی ۱۱ عدد تیر به طول ۲۴۴۰ میلیمتر عرض ۳۵۰ میلیمتر و ارتفاع ۱۵۰ میلیمتر انجام دادند. در این مطالعات از هر دو نوع الیاف شیشه و کربن در یک لایه استفاده شد. نتایج تحقیق آنها نشان داد که چیدمان دور پیچ کامل تیر بهترین نتیجه را از نظر افزایش لنگر نهایی پیچشی و زاویه دوران از خود نشان می دهد و چیدمان الیاف با زاویه ۴۵ درجه این اطمینان را می دهد که از اثر بخشی الیاف بطور موثر استفاده شده است. [۱۴]. پانچا^۲ و همکاران مطالعات آزمایشگاهی بر روی رفتار پیچشی تیرهای بتن مسلح تقویت شده با کامپوزیت های FRP انجام دادند. این تیرها با چیدمان های مختلف مواد کامپوزیت تقویت شدند. تمام تیرهای تقویت شده با ورق های GFRP افزایش قابل توجهی در مقاومت پیچشی و لنگر پیچشی ترک خوردگی و دوران پیچشی را نشان می دادند، نتایج نشان می دهد که با استفاده از ورق های GFRP افزایش قابل ملاحظه ای در مقاومت نهایی قبل و بعد از ترک خوردگی خواهد داشت [۱۵].

پودولسکی^۳ و همکاران مطالعات خود را بر مبنای آزمایشگاهی روی تعداد ۱۲ نمونه تیر بتن مسلح مقاوم سازی شده با مصالح کامپوزیتی از جنس کربن و شیشه با چهار آرایش مختلف چیدمان لایه ها بصورت یک و دولایه تقویت کردند. نتایج تحقیق آن ها نشان داد که آرایش نصب دور پیچ کامل بصورت یک و دو لایه FRP از جنس

¹ Kok leong

² Pancha

³ Podolowski

کربن و شیشه بیشترین مقاومت پیچشی و خمشی را از خود نشان می دهد [۱۶]. جاروال^۱ و همکاران مطالعات آزمایشگاهی بر روی ۵ عدد تیر بتن مسلح تقویت شده با الیاف CFRP و با موضوع تقویت پیچشی تیرهای بتن مسلح بوسیله الیاف و ورق های CFRP انجام دادند. نتایج نشان داد که تقویت با مصالح کامپوزیت باعث بهبود عملکرد کلیه تیرها شده است [۱۷].

نجف قلی پور و همکاران به بررسی عملکرد خمشی تیرهای بتن مسلح، با وصله های پوششی، تحت بارگذاری چرخه ای پرداختند. برای محاسبه طول اتصال پوششی دو روش استفاده کرده اند، روش طراحی مرسوم در استاندارد ACI318 برای بدست آوردن طول اورلپ، در معادله، ضریب ۱/۲۵ برای تنش تسلیم میلگرد و برای اصلاح طول همپوشانی در نظر گرفته شده است. برای این منظور ۹ تیر بتن مسلح در مقیاس واقعی با آرایش های مختلف، طراحی و ساخته اند. آزمایش های خمش چهار نقطه ای بر روی نمونه ها انجام شد تا عملکرد اورلپ تحت خمش خالص ارزیابی شود. نتایج آزمایشگاهی نشان داد که نمونه با وصله پوششی مطابق با مقررات ACI 318-14، نمی تواند از بارگذاری چرخه ای، شکست خمشی را تحمل کند. با این حال، نمونه های با طول اتصال اصلاح شده قادر به تحمل بار سیکلی با شکل پذیری خمشی مناسب بودند [۱۸]. گارسیا^۲ و همکاران میزان چسبندگی را با استفاده از آزمایشات خمشی بر روی ۱۲ نمونه تیر RC بارگذاری شده در میانه تیر مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان داد که CFRP سبک باعث افزایش استحکام اتصال پیوند تا ۶۵٪ در مقایسه با نمونه های غیرقابل کنترل شد. این موضوع باعث ایجاد پراکندگی زیادی در نتایج و فشار بیش از حد فشار ایجاد شده در CFRP می شود. بیشتر مطالعات اخیر در مورد عملکرد اتصالات هم پوشانی موارد خاصی را در این زمینه بیان می کند. رفتار اتصالات هم پوشانی در اعضای ساخته شده با انواع خاصی از بتن مانند مقاومت بالا بتن، بتن مسلح با الیاف و بتن ساخته شده با سنگدانه های بازیافتی در زیر انواع خاص بارگیری مورد بررسی قرار گرفته است [۱۹].

در سالهای اخیر محققین مختلف رفتار خمشی تیرهای بتن مسلح را مورد بررسی و آزمایش قرار داده اند. چابکی و همکاران در سال ۲۰۱۸ رفتار خمشی تیر های مقاوم سازی شده با GFRP را مورد بررسی آزمایشگاهی قرار دادند [۲۰]. همچنین جهانگیری و همکاران خصوصیات مقاوم سازی کششی تیر ها را بررسی نمودند [۲۱]. در سال ۲۰۲۰ رضایی پزند و همکاران با استفاده از الگوریتم توده ذرات، تیر های بتن مسلح را بهینه سازی کردند [۲۲]. یکی از پارامترهای تاثیر گذار در مقاوم سازی تیرهای بتنی توجه به کرنش مواد پلیمری می باشد. در سال ۲۰۱۸ جهانگیری و همکاران کرنش مواد کامپوزیتی را مورد مطالعه قرار دادند [۲۳]. باقری و همکاران تحلیل لرزه ای قاب های بتن مسلح را مورد بررسی قرار دادند [۲۴]. همچنین کریم پور و همکاران بر روی خصوصیات مواد پلی پروپلین و مستقات آنها مطالعه کردند [۲۵].

۲. روش پژوهش

سیستم تحت مطالعه تشکیل شده از چهار تیر بتن مسلح، شاهد و تقویت شده به طول ۴۲۰۰ میلیمتر و عرض و ارتفاع ۲۵۰ میلیمتر که بوسیله ی چهار میلگرد طولی با قطر ۱۲ میلیمتر و میلگردهای عرضی با قطر ۸ میلیمتر در فواصل ۸۰ میلیمتری نسبت به یکدیگر مسلح شده اند. شکل (۲۰۱). بتن مورد استفاده جهت ساخت این تیر از نوع C25 (مقاومت فشاری نمونه استوانه ای ۲۵ مگاپاسکال) می باشد. مشخصات تیرهای بتنی در جدول شماره ۱ می باشد. میزان ضخامت کاور بتن ۵۰ میلیمتر می باشد. تیر بتنی دارای دو تکیه گاه ساده و غلتکی در فاصله ی ۲۵۰ میلیمتری از ابتدا و انتهای تیر می باشند که در تمامی مدل ها مشابه یکدیگر قرار گرفته شده است. نمونه تقویت شده با ورق CFRP، ورق فولادی و میلگرد GFRP نیز دارای ابعاد و اندازه نمونه تیر بتنی شاهد با اضافه نمودن یک

¹ Jarival

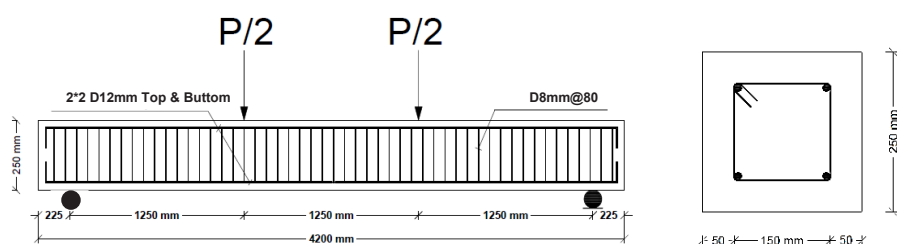
² Garsia

لایه ورق CFRP، یک لایه ورق فولادی و یک میلگرد GFRP جهت بهبود و کنترل ترک های خمشی در قسمت تحتانی و در محدوده میانی تیر به طول ۹۴۰ mm قرار داده شده است.

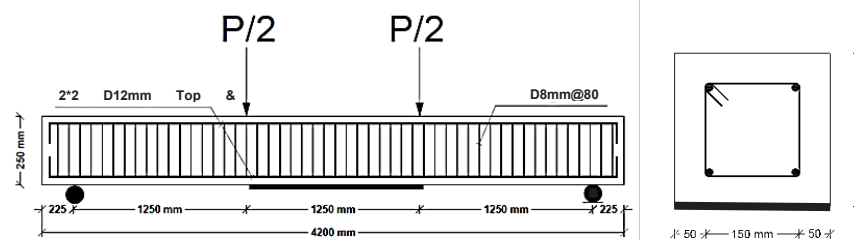
در این پژوهش سعی گردید تا از وقوع شکست خمشی زود هنگام ناشی از جداسازی پوشش (کاور بتن) در ناحیه کششی مقطع تیر یا شکست ناشی از ترک های میانی تیر به کمک روشهای تقویتی تا حدودی جلوگیری شود. تیر های بتن آرمه نیز بر اساس آیین نامه ACI318-19 طراحی شده اند [۲۶].

جدول ۱ مشخصات تیر های بتنی مورد آزمایش

ردیف	نام مدل	طول تیر (mm)	عرض تیر (mm)	ارتفاع (mm)	آرماتور طولی	آرماتور عرضی (mm)	محل مقاوم سازی	طول مقاوم سازی (mm)
1	تیر BS	۴۲۰۰	۲۵۰	۲۵۰	Up Ø12 Bottom Ø12	Ø ۸ @ ۸۰	-	-
2	تیر های تقویت شده	۴۲۰۰	۲۵۰	۲۵۰	Up Ø12 Bottom Ø12	Ø ۸ @ ۸۰	تحتانی	۹۴۰



شکل ۱ شماتیک مدل آزمایشگاهی تیر بتن مسلح بدون تقویتی



شکل ۲ شماتیک مدل آزمایشگاهی تیر بتن مسلح تقویت شده با یک لایه ورق CFRP و میلگرد GFRP و ورق فولادی

۲-۱. بتن

نمونه های آزمون بتن جهت سنجش میزان مقاومت فشاری در سن ۷ و ۲۸ روز بصورت مکعبی ۱۵۰*۱۵۰*۱۵۰ میلیمتر می باشد. همچنین آزمون های سنجش مقاومت کششی بصورت استوانه ای در ابعاد ۱۵۰*۳۰۰ میلیمتر در سن ۲۸ روزه مورد آزمایش برزیلی قرار گرفتند. سایر مشخصه های بتن ساخته شده نیز در جدول ۲ ارائه شده است.

جدول ۲ طرح اختلاط و مقاومت بتن مورد استفاده جهت ساخت تیر های آزمایشگاهی

شاخصه	سیمان	شن	ماسه	آب	روان کننده	w/c	sp/c	وزن مخصوص	وزن نمونه	اسلامپ	مقاومت فشاری	مقاومت کششی
واحد	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	lit/m ³	lit/m ³	%	%	kg/cm ²	gr	mm	Mpa	Mpa
طرح مخلوط بتن	400	850	800	152	2	0/38	0/5	2530	7521	70	25/2	۳/۹

۲-۲. میلگرد

برای افزایش مقاومت کششی و خمشی تیر بتنی نیز با استفاده از شبکه میلگرد طولی و عرضی نیز مسلح گردیده است. میلگرد بکار رفته جهت تسلیح تیر بتنی نیز از نوع A-3 آجدار می باشد. سایر مشخصات فولاد مصرفی در جدول ۳ ارائه شده است.

جدول ۳ مشخصات فیزیکی میلگردهای مورد استفاده جهت ساخت تیرهای آزمایشگاهی

مشخصه	قطر	تنش تسلیم	مقاومت کششی	کرنش	مدول الاستیسیته
	d	fy	fu	ε _u	E
واحد	mm	Mpa	Mpa		Gpa
میلگرد طولی	۱۲	472	۶۱۸	0.224	216
خاموت	۸	۳۱۸	۵۲۰	0.161	203

۲-۳. ورق CFRP

کامپوزیت CFRP از انواع نمونه های ورق های FRP هستند که الیاف آن از جنس کربن می باشد. این الیاف خاصیت ارتجاعی بالاتری نسبت به نمونه های دیگر را دارند. CFRP در مقابل پدیده خستگی مقاومت زیادی دارد و ضریب انبساط گرمایی خطی آن در دماهای بالا و پایین کم است که این خاصیت موجب پایداری آن در دماهای مختلف می شود. از دیگر خصوصیات CFRP نسبت بالای مقاومت کششی به وزن کم آن است. این کامپوزیت به شکل خارجی روی اعضای سازه ای چسبانده می شود [۱]. در مدل آزمایشگاهی تقویت شده با CFRP نیز جهت کنترل ترک های خمشی نیز، یک لایه ورق CFRP به طول ۱۲۴۰ میلیمتر در قسمت تحتانی و مرکز تیر نصب گردیده است. سایر مشخصات ورق CFRP مطابق جدول ۴ می باشد.

جدول ۴ مشخصات فیزیکی ورق CFRP مورد استفاده در مدل آزمایشگاهی

مشخصه	ضخامت	مدول الاستیک	مدول برشی	مقاومت کششی	ضریب پواسون	تنش تسلیم	کرنش	وزن مخصوص
واحد	mm	Gpa	Mpa	Mpa		Mpa	ε _u	kg/m ²
ورق CFRP	0/17	230	3270	958	0/3	3900	0/015	0/225

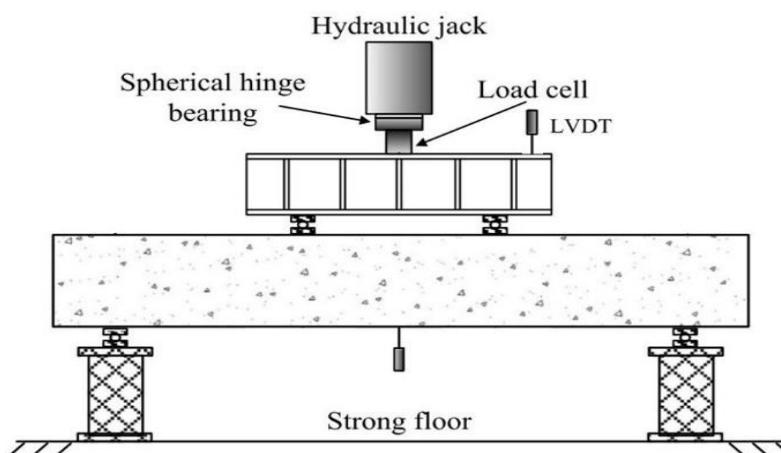
۲-۴. بارگذاری

جهت اندازه گیری میزان ظرفیت باربری و تغییر شکل های تیر بتن مسلح، بوسیله جک هیدرولیکی که در مرکز تیر و به وسیله رابط فولادی تقسیم شده و به دو نقطه ی تیر اعمال می گردد. در مجموع تیر بتن مسلح تحت خمش چهار نقطه ای قرار می گیرد. در این تحقیق از جک هیدرولیکی با قابلیت اعمال بار تا ۴۰۰ کیلونیوتن استفاده شده

است. به منظور اعمال بار در دو نقطه از اتصال دو پروفیل I شکل به یکدیگر به عنوان عامل انتقال بار از جک هیدرولیک به محدوده یک سوم میانی تیرهای بتنی استفاده شد. همچنین از دو مبدل تغییر شکل سنج در قسمت فوقانی و مرکز تیر استفاده گردیده است. این تغییر شکل سنج ها جهت کنترل تغییر شکل های تیر بتنی در ناحیه کششی و تارخشی به ترتیب در سطح هم تراز با میلگردهای کششی و در راستای اعمال بار در حین بارگذاری قرار گرفتند تا تاثیر نحوه تقویت تیرها بر رفتار و پارامترهای فوق الذکر بررسی شود. همچنین یک عدد لود سل^۱ ۱۵ تن به انتهای جک وصل شد که اندازه گیری مقدار بار اعمال شده توسط جک به نمونه را در هر لحظه اندازه گیری و با استفاده از دیتا لاگر^۲ جهت تحلیل و بررسی نتایج ثبت می گردید. تیر بتن مسلح فوق تحت بارگذاری مونوتونیک^۳ در آزمایشگاه مورد بررسی قرار گرفت. در حین بارگذاری و در هر مرحله افزایش نیرو نیز میزان جابجایی و تغییر شکل های مرکز نمونه توسط تغییر مکان سنج لحاظ شده و به وسیله دستگاه مربوط این پردازش ثبت گردید. شکل (۴ و ۳)



شکل ۳ - نحوه ی بارگذاری تیر بتن مسلح در محیط آزمایشگاه قبل از بارگذاری



شکل ۴ مدل بارگذاری تیر بتن مسلح تحت خمش چهار نقطه ای

۲-۵. مدل آزمایشگاهی

^۱ Load cell

^۲ Data logger

^۳ Monotonic

۵-۲-۱ مراحل بارگذاری تیر بتن مسلح تقویت نشده BS

شکل ۵، نمودار بار- تغییر مکان حاصل از بارگذاری تیر بتنی تقویت نشده در آزمایشگاه می باشد. مراحل بارگذاری در نمونه تقویت نشده به شرح زیر می باشد.

الف) در مرحله اول، تیر مورد آزمایش توسط جک هیدرولیکی تحت بارگذاری به میزان حداکثر ۲۰۰ kg قرار گرفت. در این حالت به دلیل کم اثر بودن میزان بار وارده، رفتار تیر کاملاً خطی و ترک خوردگی در محدوده کششی تیر مشاهده نشد.

ب) در مرحله دوم، تیر مورد آزمایش توسط جک هیدرولیکی تحت بارگذاری به میزان حداکثر ۳۵۰ kg قرار گرفت. در این میزان بارگذاری مقطع هنوز ترک نخورده اما میزان تنش بوجود آمده در دورترین تارکشی، ناشی از خمش قرار گرفته است. بدلیل آنکه تنش کششی حداکثری فقط در قسمت بسیار محدودی از مقطع ایجاد شده است این امکان فراهم است که با افزایش میزان بار و به طبع آن افزایش تنش کششی در آن محدوده ترک های بوجود آمده بیشتر شود.

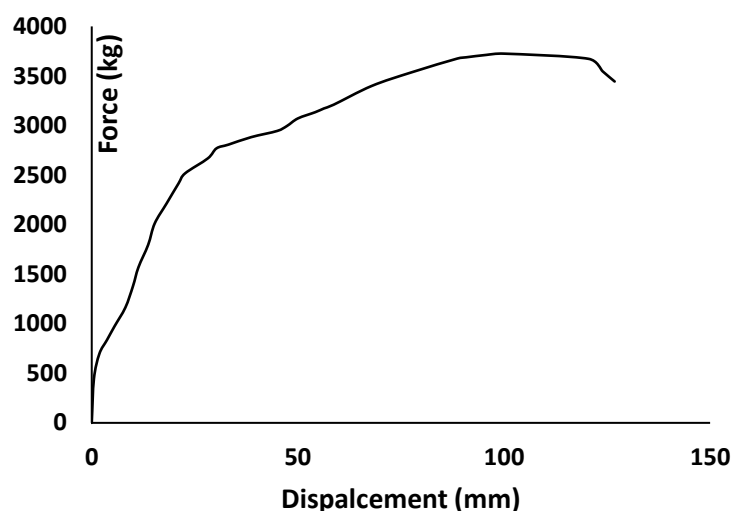
ج) در مرحله سوم، تیر مورد آزمایش توسط جک هیدرولیکی تحت بارگذاری به میزان حداکثر ۵۰۰ kg قرار گرفت. در حالی که بار وارده ۴۰۰ کیلوگرم به نمونه اعمال شد، ترک های اولیه در ناحیه کششی تیر بوجود آمد. لذا در این حالت حداکثر میزان تنش ممکن در مقع کششی تیر ایجاد شده و مقطع کششی تیر به حد گسیختگی نزدیک و مقطع آن ترک خورد.

د) در مراحل بعدی و با اعمال بارهای بزرگتر، تعداد ترک ها در قسمت میانی تیرافزایش پیدا کرده است. افزایش ترک ها در منحنی بار-تغییر مکان، باعث ایجاد رفتار غیر خطی تیر گردیده و شیب منحنی این نمودار دائماً کاهش پیدا نموده، لذا می توان نتیجه گرفت که میزان سختی مقطع تیر در حال کاهش است. پس از بارگذاری تیر از ۹۰۰ تا ۱۵۰۰ kg، تعداد ترک ها افزایش نداشته و صرفاً عمق ترک ها بیشتر گردیده. در این حالت تقریباً تمام تنش های کششی بوجود آمده توسط میلگردهای فولادی مدفون در بتن تحمل گردیده است. همچنین در قسمت مقطع فشاری تیر، حداکثر تنش بوجود آمده ناشی از بارگذاری در دورترین محدوده فشاری به میزان ۱/۲ مقاومت فشاری بتن نرسیده که می توان نتیجه گرفت، در این محدوده نیز رفتار همچنان خطی می باشد. در چنین مواقعی که وضعیت بتن در قسمت کششی دارای ترک و قسمت فشاری دارای رفتار خطی می باشد نیز حالت الاستوپلاستیک رخ داده است.

ه) در گام بعدی با افزایش میزان بار وارده توسط جک هیدرولیکی و قرار دادن آن در آستانه ۱۵۰۰-۲۵۰۰ kg نیز، میزان تنش حداکثری در دورترین تار فشاری مقطع تیر بتنی از یک دوم مقاومت فشاری بتن بیشتر شده و این محدوده نیز وارد فاز غیر خطی می گردد. رفتار بتن دیگر خطی نیست.

ز) در بارگذاری بیش از ۲۵۰۰ kg منحنی بار - تغییر مکان معرف وضعیتی است که تحت آن میزان بار وارده و تغییر شکل خمشی تیر و کرنش فولاد در ناحیه ی کششی به حد تسلیم رسیده است. درحالی که بتن در ناحیه فشاری رفتار غیر خطی دارد در این حالت تار خنثی به شدت به سمت بالا حرکت می کند و در نهایت در بارگذاری ۳۵۷۲kg در دورترین تار فشاری بتن، تقریباً به کرنش بتن رسیده و بنابراین بتن مقاومت فشاری خود را از دست می دهد.

پس از بارگذاری، نتایج مطابق با جدول شماره ۵ نشان می دهد که تیر کنترل CB با میزان ظرفیت باربری ۳۵۷۲ کیلوگرم و نیز خیز حداکثری در مرکز دهانه به میزان ۱۲۷ میلیمتر دچار شکست گردید. همچنین تیر مقاوم سازی شده RF با یک لایه ورق CFRP به میزان ۶٪ دارای افزایش مقاومت فشاری و ۱۹٪ کاهش خیز نسبت به نمونه CB را کسب کرده است. این در حالی است که این ورق باعث گردیده تا ترک های خمشی ایجاد شده در این تیر کمتر از نمونه تیر کنترل باشد. شکل ۶ تیر بتن مسلح تقویت نشده بعد از بارگذاری را نشان می دهد.



شکل ۵، نمودار بار - تغییر مکان حاصل از بارگذاری تیر بتنی تقویت نشده



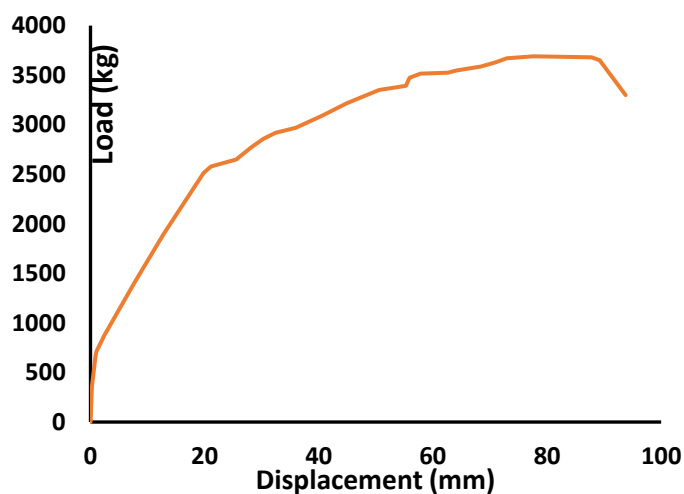
شکل ۶، تیر بتن مسلح تقویت نشده بعد از بارگذاری

۵-۲-۲ مراحل بارگذاری تیر بتن مسلح تقویت شده با ورق CFRP (BSCFRP)

شکل ۷، نمودار بار - تغییر مکان حاصل از بارگذاری تیر بتنی تقویت شده در آزمایشگاه می باشد. مراحل بارگذاری در نمونه تقویت شده به شرح زیر می باشد.

در شروع بارگذاری حدود ۱۵۰ تا ۶۰۰ کیلوگرم توسط جک هیدرولیکی اعمال گردید در این حالت به دلیل کم بودن حداکثر تنش در منطقه کششی بتن در مقطع، ترک خوردگی ایجاد نشده و مقطع کاملاً به صورت الاستیک عمل می کرد. بارگذاری به صورت بار افزون تا نمایان شدن ترک هایی در خارج از محدوده خمشی در ۷۰۰ کیلوگرم ادامه یافت. در ادامه ی روند آزمایش ترک هایی در انتهای محدوده خمشی و خارج از قسمت تقویت شده در بار ۱۰۰۰ کیلوگرم مشاهده گردید و در بار ۱۶۰۰ کیلوگرم تقویت نمونه شروع به مقاومت کرده و صداهایی از ورق شنیده شد به نحوی که در این مرحله از بارگذاری محدوده میانی خمشی دچار ترک خوردگی گردید. با اضافه نمودن میزان بار در محدوده ۲۳۰۰ تا ۲۶۰۰ کیلوگرم بر روی نمونه ترک خوردگی در خارج از محدوده خمشی

مشاهده گردید و پس از وارد شدن به محدوده ۳۰۰۰ کیلوگرم گسترش ترک ها در محدوده خمش مشاهده شد. نهایتاً خرد شدگی سطح فوقانی تیر بتن مسلح و ترک سرتاسری در قسمت انتهایی ورق CFRP تحتانی تیر در بار ۳۶۰۰ کیلوگرم مشاهده و ثبت گردید. شکل ۹ و ۸ تیر بتن مسلح تقویت شده بعد از بارگذاری را نشان می دهد.



شکل ۷. نمودار بار - تغییر مکان تیر بتن مسلح تقویت شده با ورق CFRP



شکل ۸. مقایسه تیر بتن مسلح تقویت شده با ورق CFRP بعد از بارگذاری - RB1

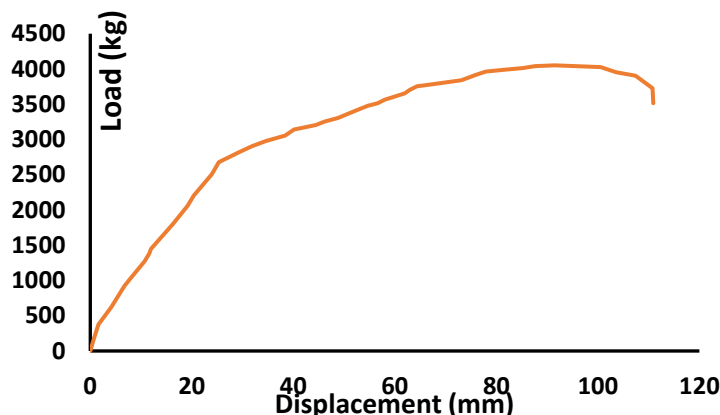


شکل ۹- مکانیسم شکست در تیر بتن مسلح تقویت شده با ورق CFRP

۳-۲-۵ مراحل بارگذاری تیر بتن مسلح تقویت شده با میلگرد GFRP (BSGFRP)

شکل ۱۰، نمودار بار - تغییر مکان حاصل از بارگذاری تیر بتنی تقویت شده با میلگرد GFRP در آزمایشگاه می‌باشد. مراحل بارگذاری در نمونه تقویت شده با میلگرد GFRP به شرح زیر می‌باشد. میلگرد شماره ۱۲ GFRP با مقاومت کششی ۱۰۰۰ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته ۶۰۰۰۰ مگاپاسکال با طول ۹۴۰ میلیمتر و با نام تجاری FiReP مورد استفاده قرار گرفته است.

در شروع بارگذاری حدود ۱۵۰ تا ۳۵۰ کیلوگرم توسط جک هیدرولیکی اعمال گردید در این حالت به دلیل کم بودن حداکثر تنش در منطقه کششی بتن در مقطع، ترک خوردگی ایجاد نشده و مقطع کاملاً به صورت الاستیک عمل می‌کرد. بارگذاری به صورت بار افزون تا نمایان شدن ترک‌هایی در محدوده خمشی و خارج از آن در ۴۰۰ کیلوگرم ادامه یافت. در ادامه ی روند آزمایش بارگذاری به صورت بار افزون تا قبل از محدوده ۲۲۰۰ کیلوگرم ادامه یافت که در نتیجه آن ترک‌ها تنها در خارج از محدوده تقویت ظاهر شده‌اند و پس آن با ادامه روند آزمایش و اضافه نمودن بار تا محدوده ۲۲۰۰ کیلوگرم ترک‌ها در داخل محدوده تقویت نیز ظاهر شده‌اند. با ادامه روند افزایش بار تا محدوده ۳۸۰۰ کیلوگرم همچنان ترک‌ها در محدوده تقویت و خارج آن قابل رویت بوده و نهایتاً خرد شدگی سطح فوقانی تیر بتن مسلح و ترک سرتاسری در قسمت انتهایی میلگرد GFRP تحتانی تیر در بار ۴۱۰۰ کیلوگرم مشاهده و ثبت گردید. شکل ۱۱ نحوه استقرار میلگرد GFRP و شکل ۱۲ و ۱۳ تیر بتن مسلح تقویت شده بعد از بارگذاری را نشان می‌دهد.



شکل ۱۰. نمودار بار - تغییر مکان تیر بتن مسلح تقویت شده با میلگرد GFRP



شکل ۱۱. نحوه قرارگیری میلگرد GFRP در وسط تیر بتن مسلح



شکل ۱۲ تیر بتن مسلح تقویت شده با میلگرد GFRP بعد از بارگذاری



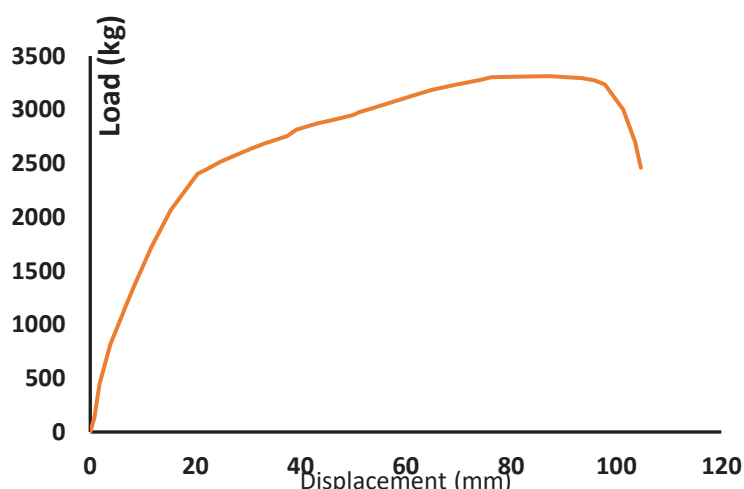
شکل ۱۳. مکانیسم شکست در تیر بتن مسلح تقویت شده با میلگرد GFRP

۵-۲-۴ مراحل بارگذاری تیر بتن مسلح تقویت شده با ورق فولادی (BSSSteel)

شکل ۱۴، نمودار بار- تغییر مکان حاصل از بارگذاری تیر بتنی تقویت شده با ورق فولادی در آزمایشگاه می باشد. مراحل بارگذاری در نمونه تقویت شده با ورق فولادی به شرح زیر می باشد. نوع ورق استفاده شده در این آزمایش از نوع فولادی به ابعاد $۹۴۰ \times ۳۰۰ \times ۶$ میلی متر و ۶ رپ فولادی به ابعاد $۱۷۰ \times ۱۰۰ \times ۶$ میلی متر مطابق شکل ۱۵ اجرا گردید. کلیه رپ های فولادی جهت اتصال به نمونه در محل سوراخ های تعبیه شده با قطر ۲۰ میلی متر سوراخ گردید. محل تقویت شده در میانه ی تیر و به طول ۹۴ سانتی متر می باشد.

همانطور که مشاهده می شود در شروع بارگذاری حدود ۱۵۰ تا ۶۰۰ کیلوگرم توسط جک هیدرولیکی اعمال گردید در این حالت به دلیل کم بودن حداکثر تنش در منطقه کششی بتن در مقطع، ترک خوردگی ایجاد نشده و مقطع

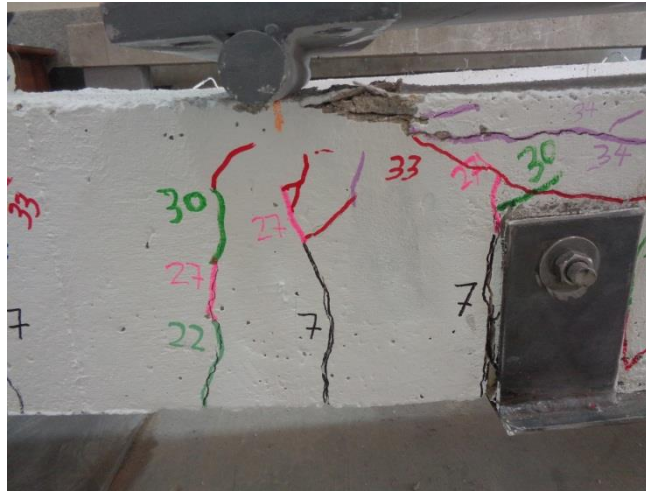
کاملاً به صورت الاستیک عمل می نمود. بارگذاری به صورت بار افزون تا نمایان شدن ترک هایی در خارج از محدوده خمشی و محدوده در ۷۰۰ کیلوگرم ادامه یافت. در ادامه ی روند آزمایش ترک هایی در انتهای محدوده خمشی و خارج از قسمت تقویت شده در بار ۱۸۰۰ کیلوگرم مشاهده گردید و اولین ترک ها در کنار رپ های ورق فولادی در بار ۲۷۰۰ کیلوگرم خارج از محدوده تقویت شده مشاهده گردید به نحوی که در این مرحله از بارگذاری محدوده میانی خمشی دچار ترک خوردگی نگردیده است. با اضافه نمودن میزان بار در محدوده ۲۷۰۰ تا ۳۰۰۰ کیلوگرم بر روی نمونه ترک خوردگی در خارج از محدوده خمشی مشاهده گردید و پس از وارد شدن به محدوده ۳۰۰۰ کیلوگرم گسترش ترک ها در محدوده ورق فولادی مشاهده و اولین ترک در محدوده تقویت در ناحیه خمشی تیر بتن مسلح در بار ۳۰۰۰ کیلوگرم ثبت گردید. نهایتاً خرد شدگی سطح فوقانی تیر بتن مسلح و ترک سرتاسری در قسمت انتهایی ورق فولادی تحتانی تیر در خارج از محدوده تقویت شده (ناحیه خمشی) در بار ۳۴۰۰ کیلوگرم مشاهده و ثبت گردید.



شکل ۱۴. نمودار بار - تغییر مکان تیر بتن مسلح تقویت شده با ورق فولادی



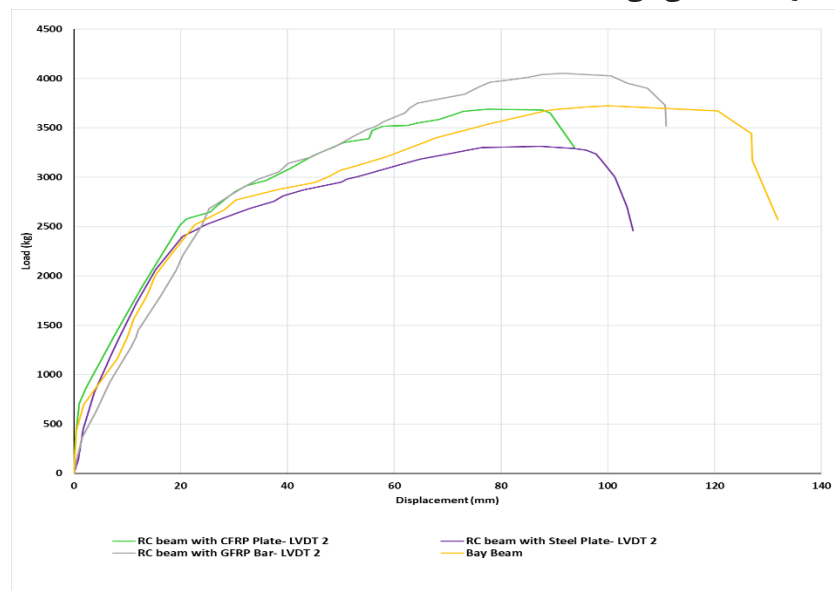
شکل ۱۵- نحوه بارگذاری تیر بتن مسلح تقویت شده با ورق فولادی



شکل ۱۶. مکانیسم شکست در تیر بتن مسلح تقویت شده با ورق فولادی

۵-۵. مقایسه ی نمونه های BS، BSGFRP، BSCFRP و BS Steel

تنها تفاوت بین نمونه ی BS و نمونه های BSCFRP، BSGFRP و BS Steel در این است که نمونه ی BS بدون مقاوم سازی بوده در حالی که نمونه های دیگر به طول ۹۴۰ میلیمتر، قسمت تحتانی و وسط تیر به ترتیب با ورق CFRP، میلگرد GFRP و ورق فولادی مقاوم سازی شده است. نمودار بار- تغییر مکان نمونه های BS، BSCFRP، BSGFRP و BS Steel در شکل ۱۷ آمده است. حداکثر ظرفیت نیرو در تیرهای بتن مسلح فوق به ترتیب ۳۶۸۰، ۴۰۵۱ و ۳۳۱۲ کیلوگرم می باشد. جابجایی در وسط تیرها به ترتیب ۱۳۱/۸۴، ۹۳/۵۴، ۱۱۰/۹۱ و ۱۰۴/۷۰ میلی متر بوده است. کاهش جابجایی در وسط تیرهای مقاوم سازی شده نسبت به تیر مقاوم سازی نشده به علت ازدیاد سختی تیر در محدوده ی خمشی می باشد.



شکل ۱۷ نمودار بار- تغییر مکان نمونه های BS، BSCFRP، BSGFRP و BS Steel

با توجه به اینکه در این تحقیق فقط ۹۴۰ میلیمتر از محدوده ی خمشی مقاوم سازی گردید ظرفیت تیر بتن مسلح مقاوم سازی شده تقریباً مشابه تیر بتن مسلح مقاوم سازی نشده می باشد. این در حالی است که میبایست بر روی نحوه ی گسترش ترکها بررسی انجام گیرد. اولین ترکهای به وجود آمده در نمونه های BS، BSCFRP،

BSSSteel و BSGFRP در بارهای ۴، ۷، ۴۰۰ و ۷۰۰ کیلوگرم به وجود آمد. محل ترکهای اولیه ی به وجود آمده برای تیرهای فوق به ترتیب محدوده خمشی، خارج از محدوده خمشی، محدوده ی خمشی و در نهایت برای نمونه BSSSteel ناحیه ی خمشی و خارج از محدوده ی تقویت شده اتفاق افتاد.

اولین ترک به وجود آمده در محدوده خمشی و ناحیه تقویت شده نمونه ی BSCFRP به ترتیب در بارگذاری ۱۰۰۰ و ۲۰۰۰ کیلوگرم و آخرین ترک در محدوده تقویتی، ۳۰۰۰ کیلوگرم ثبت گردید. گسترش ترک ها در خارج از محدوده ی تقویت تشکیل گردید به طوری که در بار ۳۶۸۰ کیلوگرم قسمت تحتانی تیر، در انتهای ناحیه ی تقویتی خمشی، تیر ترک خورده و همچنین نقطه ای از قسمت فوقانی تیر در محدوده ی خمشی و خارج از ناحیه ی تقویتی، خرد شدگی بتن به وجود آمد. طول ترک خوردگی در این نمونه در محدوده ی تقویت شده تقریباً ۵۰ درصد ارتفاع تیر می باشد.

در نمونه ی BSGFRP گسترش ترکها در محدوده ی خمشی اتفاق افتاد. ولی در بار ۴۰۵۱ کیلوگرم قسمت تحتانی تیر، در انتهای ناحیه ی تقویتی خمشی، تیر ترک خورده و همچنین نقطه ای از قسمت فوقانی تیر در محدوده ی خمشی و خارج از ناحیه ی تقویتی، خرد شدگی بتن به وجود آمد. طول ترکها در محدوده تقویت شده تقریباً ۸۰ درصد ارتفاع تیر می باشد.

اولین ترک به وجود آمده در محدوده خمشی و ناحیه تقویت شده نمونه ی BSSSteel به ترتیب در بارگذاری ۷۰۰ و ۳۰۰۰ کیلوگرم و آخرین ترک در محدوده تقویتی، ۳۳۰۰ کیلوگرم ثبت گردید. گسترش ترک ها در خارج از محدوده ی تقویت تشکیل گردید به طوری که در بار ۳۳۱۲ کیلوگرم قسمت تحتانی تیر، در انتهای ناحیه ی تقویتی خمشی، تیر ترک خورده و همچنین نقطه ای از قسمت فوقانی تیر در محدوده ی خمشی و خارج از ناحیه ی تقویتی، خرد شدگی بتن به وجود آمد. طول ترک خوردگی در این نمونه در محدوده ی تقویت شده تقریباً ۴۰ درصد ارتفاع تیر می باشد.

با توجه به ترک خوردگی بسیار کم در ناحیه ی خمشی نمونه ی BSSSteel نسبت به نمونه های BSCFRP و BSGFRP و همچنین با توجه به اینکه محل شکست هر سه نمونه در خارج از محدوده ی تقویت بوده و با در نظر گرفتن مسایل اجرایی و اقتصادی، طرح مقاوم سازی در این روش over Design تلقی می شود. جدول شماره ۵ نتایج ظرفیت باربری و جابجایی وسط تیر های بتن مسلح تقویت شده و تقویت نشده را نشان می دهد.

جدول ۵ نتایج میزان ظرفیت باربری و خیز میانی و طول مقاوم سازی های بکاربرده شده در تیر های بتن مسلح آزمایشگاهی

نام تیر	بار وارده	جابجایی	طول	محل نصب
	Kg	mm	mm	
BS	3537	131/84	-	-
BSCFRP	3680	93/54	۹۴۰	تحتانی میانی
BSGFRP	4051	110/91	۹۴۰	تحتانی میانی
BSSTEEL	3312	104/70	۹۴۰	تحتانی میانی

۶. بحث و نتیجه گیری

بعد از اعمال بارگذاری بر روی تیرهای بتن مسلح تقویت شده و تقویت نشده مشاهده شد که ظرفیت باربری تیرهای BSCFRP، BSGFRP و BSSSteel نسبت به تیر BS تفاوت چندانی ندارد. این درحالی است که نوع شکست در همه ی تیرها، خمشی می باشد. همچنین محل پدید آمدن اولین ترکها در تیرهای بتن مسلح تحت بارگذاری خمش محض، متفاوت است. به طوری که در بارگذاری ۴۰۰ کیلوگرم اولین ترک در ناحیه ی خمشی

تیر BS، در بارگذاری ۷۰۰ کیلوگرم اولین ترک در خارج از محدوده خمشی تیر BSCFRP، در بارگذاری ۴۰۰ کیلوگرم اولین ترک در محدوده ی خمش و خارج از محدوده ی خمش تیر BSGFRP و در بارگذاری ۷۰۰ کیلوگرم در انتهای ناحیه تقویت شده و خارج از محدوده خمشی اولین ترک ها در تیر BSSteel مشاهده شد. با افزایش تنش فشاری در تیرهای بتن مسلح، تیر در ناحیه فوقانی، دچار خرد شدگی می شود. در تیرهای تقویت شده به علت جذب انرژی بیشتر این تخریب شدید تر رخ می دهد. نکته ی قابل توجه در تیرهای تقویت شده، دور شدن ترکها از ناحیه ی خمشی نسبت به تیر بتن مسلح تقویت نشده است. بهترین و ساده ترین روش برای دور کردن ترکها، استفاده از ورق CFRP در مقایسه با ورق فولادی و میلگرد GFRP می باشد. همچنین پیشنهاد می گردد تیرهایی که دارای ضعف موضعی هستند با مصالح تقویتی مقاوم سازی گردند بدون اینکه افزایش باربری ایجاد شود. همچنین با انجام تقویت موضعی در ناحیه خمشی، در بعضی از تیرها پیدایش اولین ترک ها در خارج از محدوده خمشی اتفاق می افتد در حالیکه شکست خمشی نهایی در محدوده میانی تیر اتفاق می افتد.

۷. تشکر و قدردانی

نهایت قدردانی از دانشگاه آزاد اسلامی واحد مرودشت برای آزمایش نمونه های آزمایشگاهی و شرکت ساوانا بتن، شرکت تیر ستون پارس، که همکاری لازم جهت این تحقیق داشته اند.

۶. مراجع

- [1] ACI Committee 440. (2017). *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures: ACI 440.2 R-17*. American Concrete Institute.
- [2] American Concrete Institute. Committee 440. (2006). *Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars: ACI 440.1 R-06*. American Concrete Institute.
- [3] Saliha H, Bennetta C, Matamorosb A. (2021). *Evaluation of novel combined CFRP-steel retrofit for repairing distortion-induced fatigue*, *Journal of Constructional Steel Research*, 182: 106642.
- [4] Eslamia A, Shayeghb H R, Moghavema A, Ronaghc H R. (2019). *Experimental and analytical investigations of a novel end anchorage for CFRP flexural retrofits*, *Composites Part B: Engineering*, 176: 107309.
- [5] Hassan H. F., Medhlom M. T. K., Ahmed A. S., & Al-Dahlaki M. H. (2020). *Flexural performance of concrete beams reinforced by gfrp bars and strengthened by cfrp sheets*. *Case Studies in Construction Materials*, 13, e00417.
- [6] Ali, H, Assih J, Li A. (2021). *Flexural capacity of continuous reinforced concrete beams strengthened or repaired by CFRP/GFRP sheets*, *International Journal of Adhesion and Adhesives*, 104:102759.
- [7] Elbana A, Junaid M T. (2020). *Determination of flexural capacity for GFRP-reinforced concrete beams retrofitted using external CFRP sheet*, *Structures*, 27: 1384-1395.
- [8] Benmokrane B, Masmoudi R. (1996). *Flexural response of concrete beams reinforced with FRP reinforcing bars*. *Struct J.*; 93: 46-55.
- [9] M'Bazaa I, Missihoun M, Labossiere P. (1996). *Strengthening of reinforced concrete beams with CFRP sheets*. *First International Conference on Composites in Infrastructure National Science Foundation National Science Foundation*.
- [10] Aghabozorgi, P., Khaloo, A. (2020). *Numerical investigation of the effects of compression GFRP reinforcement on the flexural strength and ductility of reinforced concrete beams*. *Journal of Concrete Structures and Materials*, 5(1), 31-45. (In Persian)
- [11] Sharifi, Y., khojastefar, E. (2018). *A method to assess capacity and deflection of flexural reinforced concrete members retrofitted with FRP*. *Journal of Concrete Structures and Materials*, 3(2), 77-88. (In Persian)

- [12] Baderan, M., Varaste Poor, H. (2016). An experimental method to prevent fast fracture phenomenon in bending of carbon and glass reinforced concrete beams. *Journal of Concrete Structures and Materials*, 1(2), 73-82. (In Persian)
- [13] Talebzadeh, M., Rostamian, M. (2018). Modeling of reinforced beams with FRP sheet and its validation with laboratory results. *Civil and Architecture Conference*, Tabriz, Iran. (In Persian)
- [14] Kok S Leong. (2017). *Effect Of Beam Size & FRP Thickness On Interfacial Shear Stress Concentration & Failure Mode In FRP Strengthened Beam*" MS Thesis, Singapor.
- [15] Pancha S., Norris T, Saadatmanesh H, Ehsani M. (2016). *Improving The Serviceability of Concrete Beams Using Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) Sheets*. *Federal Highway*.
- [16] Podoloski S., Taqieddin ZN. (2018). *Elasto-Plastic and Damage Modeling of Reinforced Concrete* Ph.D. Dissertation, Dept. Civil & Environmental Engineering, Louisiana State Univ. Baton Rouge LA.
- [17] Jarival M., Obaidat YT, Heyden S, Dahlblom O. (2018). *The Effect of CFRP and CFRP/ Concrete Interface Models When Modeling Retrofitted RC Beams With FEM*" *Journal Of Composite Structures*.
- [18] Najafgholipour, S.M. Dehghan, M. Khani, A. Heidari (2018). *The performance of lap splices in RC beams under inelastic reversed cyclic loading*. *Structures* 24 July. 2018. 07.011.
- [19] Garsia G., Heyden S, Dahlblom O. (2019). *The Effect of CFRP and CFRP/Concrete Interface Models When Modeling Retrofitted RC Beams with Fem*" *Journal of Composite Structures*.
- [20] Chaboki, H. R., Ghalehnovi, M., Karimipour, A., & De Brito, J. (2018). *Experimental study on the flexural behavior and ductility ratio of steel fibers coarse recycled aggregate concrete beams*. *Construction and Building Materials*, 186, 400-422.
- [21] Jahangir, H., & Esfahani, M. R. (2020). *Experimental analysis on tensile strengthening properties of steel and glass fiber reinforced inorganic matrix composites*. *Scientia Iranica*.
- [22] Rezaiee Pajand, M., Rezaiee-Pajand, A., Karimipour, A., & Abad, J. M. N. (2020). *A particle swarm optimization algorithm to suggest formulas for the behaviour of the recycled material reinforced concrete beams*. *Int. J. Optim. Civil Eng*, 10(3), 451-479.
- [23] Jahangir, H., Esfahani, M.R., (2017). *Strain of Newly – Developed Composites Relationship in Flexural Tests (In Persian)*" *Journal of Structural and Construction Engineering*, 2018; 5(Special Issue 3): 92-107.
- [24] Bagheri, M., Chahkandi, A., and Jahangir, H. (2019). *Seismic Reliability Analysis of RC Frames Rehabilitated by Glass Fiber-Reinforced Polymers*. *International Journal of Civil Engineering*.
- [25] Karimipour, A., & Ghalehnovi, M. (2021). *Comparison of the effect of the steel and polypropylene fibres on the flexural behaviour of recycled aggregate concrete beams*. *Structures*, 29, 129-146.
- [26] ACI 318-19. *Building Code Requirements for Structural Concrete*. Reported by ACI Committee 318.

Performance Investigation of a Reinforced Concrete Reservoir Containing Fluid by Considering Fluid-Structure Interaction (FSI) under Blast Loading by LBE Method

Seyed Mohammad Reza Moheymani Mousavi

M.Sc Student, Department of Engineering, Lian Institute of Higher Education, Bushehr, Iran

Mohsen Parviz*

Assistant Professor, Department of Engineering, Lian Institute of Higher Education, Bushehr, Iran

Mohsen_Parviz1987@yahoo.com

Yaser Aryanpour

PhD Candidate, Department of Engineering, Lian Institute of Higher Education, Bushehr, Iran

Abstract

In light of the importance of reinforced concrete reservoirs, as well as the increasing number of Explosion damages, this study attempts to evaluate the performance of reinforced concrete reservoirs containing a fluid with response to TNT explosion at different distances while considering the Fluid-structure interaction (FSI) in relation to the loading impact from the blast wave. The LBE method in the LS-DYNA software was used for this research. The amounts of TNT used are 20, 40, 60, and 80 Kg at distances of 3, 4.5, 6 and 7.5 meters from the top of a concrete reservoir in simulated buried and non-buried situations. One of the most important results of this research is an increase of 14%, 33%, 35% and 41% of pressure in the blast impact on the reservoir with respectively 1.2, 1.4, 1.6 and 1.8 times of the TNT amount in the buried situation at a distance of 3 meters. Furthermore, the maximum pressure on the reservoir in the buried state at a distance of 3 meters was associated with an increase of 13%, 23%, 30% and 36%, respectively. The simulation results also illustrate the effect of soil as a protective cover in reducing the blast impact on the reservoir.

Keywords: *Fluid, Concrete Reservoir, Reinforced Concrete, FSI, Explosion. LS-DYNA*

بررسی عملکرد مخزن بتنی مسلح حاوی سیال با لحاظ اندرکنش آب و سازه تحت اثر بارگذاری ناشی از موج انفجار به روش LBE

دریافت مقاله ۲۱-۰۸-۱۳۹۹

پذیرش مقاله ۱۳-۰۴-۱۴۰۰

سید محمدرضا مهیمنی موسوی

کارشناسی ارشد، دانشکده فنی و مهندسی، موسسه آموزش عالی لیان، بوشهر، ایران

محسن پرویز*

دکتری تخصصی، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی مهندسی، موسسه آموزش عالی لیان، بوشهر، ایران

یاسر آریان پور

عضو هیات علمی گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی مهندسی، موسسه آموزش عالی لیان، بوشهر، ایران

چکیده

با توجه به اهمیت مخازن بتنی مسلح و همچنین با توجه به اینکه خسارت انفجاری روبه رشد می باشد، در این تحقیق به بررسی عملکرد مخزن بتنی مسلح حاوی سیال با تی ان تی و فواصل مختلف با لحاظ اندرکنش آب و سازه تحت اثر بارگذاری ناشی از موج انفجار پرداخته شده است. از مهمترین اهداف این تحقیق می توان به بررسی عملکرد مخزن بتنی مسلح حاوی سیال با تی ان تی و فواصل مختلف اشاره نمود. در این پژوهش از روش LBE برای بارگذاری انفجار استفاده شده است. مدل سازی مخزن با نرم افزار اجزای محدود LS-DYNA انجام شده است. مقادیر ۲۰، ۴۰، ۶۰ و ۸۰ کیلوگرم تی ان تی در فواصل مختلف ۳، ۴/۵، ۶ و ۷/۵ متری از مخزن بتنی در دو حالت مدفون با غیرمدفون شبیه سازی شده و بیشینه تنش و فشار اعمالی به مخزن بتنی در دو حالت مذکور مورد بررسی قرار گرفته است. از مهمترین نتایج این تحقیق می توان به افزایش ۱۴٪، ۳۳٪، ۳۵٪ و ۴۱٪ فشار وارده به مخزن به ترتیب با ۱/۲، ۱/۴، ۱/۶ و ۱/۸ برابر کردن مقدار تی ان تی در حالت غیرمدفون در فاصله ۳ متری اشاره نمود. همچنین حداکثر فشار وارده به مخزن در حالت مدفون در فاصله ۳ متری نیز به ترتیب با افزایش ۱۳٪، ۲۳٪، ۳۰٪ و ۳۶٪ همراه بوده است. در حقیقت نتایج بدست آمده از شبیه سازی بیانگر تاثیر خاک به عنوان پوشش محافظتی در کاهش فشار وارده به مخزن می باشد.

واژه های کلیدی: سیال، مخزن بتنی، بتن مسلح، اندرکنش، انفجار، LS-DYNA

در طراحی مخازن علاوه بر سازه مخزن، سیال داخل آن نیز از مهم ترین پارامترهای طراحی می باشد. در این مورد نیز می بایست اثرات اندرکنش سیال و سازه لحاظ گردد. در طراحی سازه ها و بررسی پاسخ های آن ها به بارهای دینامیکی و در حالتی که سازه با محیط آب در ارتباط است، اثرات متقابل آب و سازه بر یکدیگر میبایست در نظر گرفته شود. لحاظ نمودن اثر اندرکنش بستگی به اهمیت سازه دارد و در طراحی پروژه های مهم همانند مخازن ذخیره، این اثر بر پاسخ سیستم لحاظ میشود. طراحی سازه های ایمن در برابر بلاهای طبیعی مانند زلزله و همچنین انفجار از اهمیت بسیاری برخوردار است. از جمله تأسیسات مهم یک کشور میتوان از مخازن حاوی سیال نام برد که بایستی در برابر آسیب های گوناگون همانند انفجار ایمن باشند. شکست سازه مخازن پس از انفجار علاوه بر زیان اقتصادی، ممکن است، قطع آب و نشت مواد سمی را به همراه داشته باشد. استفاده از مخازن فلزی در ایران و سایر نقاط جهان، رایج می باشد لیکن پیشرفت سازه های بتنی ضرورت مطالعه در مورد این سازه ها را اجتناب پذیر می نماید. مخازن عمدتاً برای ذخیره آب و فرآورده های نفتی استفاده میشود. امروزه بررسی عملکرد دینامیکی سازه ها در برابر بارهای دینامیکی نظیر انفجار و زلزله به منظور بهینه سازی رفتار آنها متداول گشته است. مخازن بتنی مدفون به عنوان یکی از سازه های استراتژیک، نقش مهمی در مقاصد نظامی و اقتصادی کشور دارند، که بایستی مقاوم سازی آنها مورد توجه خاص قرار گیرد. شکست سازه مخازن در نتیجه وقوع انفجار، علاوه بر زیان های اقتصادی ممکن است عواقبی همچون قطع آب و یا نشت مواد سمی را به همراه داشته باشد. در این تحقیق از نرم افزار LS-DYNA برای مدلسازی مورد استفاده قرار گرفته است. این نرم افزار برای حل مسائل غیرخطی دینامیکی به ویژه برای فشار و تغییر شکل های بزرگ توسعه داده شده است. نرم افزار LS-DYNA قابلیت استفاده از محیط های اولیه، الگرنژی و دیگر روش ها را برای مش بندی هندسه مدل دارا می باشد. مخازن جدار نازک به شکل های روزمینی و هوایی مورد استفاده قرار می گیرند. مخازن تحت فشار داخلی ناشی از مواد ذخیره شده، فشار محوری ناشی از اصطکاک کششی مواد ذخیره شده با دیواره و فشار محوری ناشی از بار سقف قرار دارند [1]. برای مدل سازی پاسخ مخازن به بارهای انفجاری می توان با استفاده از نتایج آزمایشات و تحقیقات تجربی صورت گرفته، بارهای انفجاری را به شکل نرم افزاری به سازه اعمال نمود و با توجه به روش های عددی و اجزاء محدود به مدل سازی پاسخ سازه به این بارها پرداخت. تعیین دقیق و منطقی بار انفجاری اساس تحلیل میزان خرابی سازه ای و طراحی مقاوم سازی مخازن تحت این بارها می باشد [2]. استرینگرها یا همان سخت کننده طولی برای دستیابی به مقاومت خمشی محوری تاثیر بیشتری دارند. بهینه سازی آنها با قرار گرفتنشان در فاصله اندک امکان پذیر می باشد. اما رینگ ها یا همان سخت کننده های عرضی بیشتر برای دستیابی به مقاومت در برابر فشار داخلی تاثیر گذارند [3].

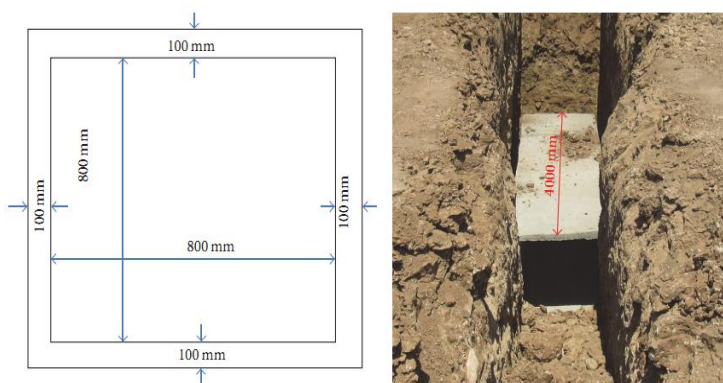
به دلیل خواص ضد محیط زیست مواد ذخیره شده در آنها، حفاظت از آنها امری مهم می باشد و از این جهت در رده سازه های بسیار حساس می باشند. در زلزله ۱۹۹۹ کوکالی ترکیه و در ۱۹۶۴ نیجاتای ژاپن آسیب دیدگی مخازن بر اثر زلزله موجب خسارات شدیدی به محیط زیست و خسارات اقتصادی مهمی گردیده است. در نیجاتا زلزله موجب انفجار و فوران آتش غیر قابل کنترل در مخازن شد. پنج مخزن ذخیره نفتی پالایشگاه به مدت ۱۵ روز سوخت و به نوبه خود باعث شکسته شدن تعادل زیست محیطی منطقه گردید و ۲۸۶ خانه اطراف تجهیزات پالایشگاه به آتش کشیده شدند. [4] همچنین بررسی دقیقی بر روی حوادث بوجود آمده بوسیله انفجار و یا سایر عامل ها در سراسر دنیا انجام دادند. یک نمونه آتش گسترده ایجاد شده توسط انفجار توده بخار گازی بنفیلد در سال ۲۰۰۵ بود که خرابی عمده ای به مخازن ذخیره دیزلی و تاسیسات زیر بنایی اطراف وارد نمود. انفجارها موجب شعله ور شدن آتش در مخازن شده و نتیجه آن تغییر شکل های پلاستیک مخازن بود. نمونه دیگر انفجار در انبارهای یکی از شرکت های نفتی هند در جایپور می باشد که موجب آتش سوزی ویرانگر در مناطق اطراف شده و خرابی های فراوانی را در شعاع سه کیلومتری از مرکز انفجار ایجاد نمود [5]. سازه ها نه تنها بایستی در مقابل زلزله مقاوم باشند، بلکه در

انفجارهای عمدی نیز استحکام خود را حفظ کنند. اگر یک سازه مقاوم در برابر زلزله اصول مقاوم سازی انفجاری را نیز رعایت کند، می‌تواند ایستادگی حداقل و عدم فروپاشی را در انفجار نیز داشته باشد [6]. تاریخچه ی طراحی و ساخت مخازن بتن مسلح در سالیان گذشته بسیاری از محققین اقدام به تحلیل و بررسی تاثیرات زلزله بر روی مخازن نموده اند. یاکوبسن در سال ۱۹۴۹ از جمله اولین محققینی است که مطالعات گسترده‌ای بر روی رفتار دینامیکی مخازن آب انجام داده است. پس از وی لیزمر تحقیقات وسیعی در زمینه پدیدآوری مدل دینامیکی ساده ای برای مخازن تحت مسئله اندرکنش خاک برای انواع سازه‌های مستطیلی و استوانه ای انجام داد [7]. بررسی بار دینامیکی از سال ۱۹۶۰ در طراحی پی‌های مستطیلی مطرح شد. پیش از آن نیز پیشرفت‌های قابل توجهی در زمینه ی آنالیز رفتار دینامیکی سازه‌ها انجام گرفته بود. در این آنالیزها پاسخ سازه با در نظر گرفتن درجات آزادی وقتی اثر زلزله مستقیم بر آن اعمال می‌شود، با استفاده از معادلات حرکت سازه بدست می‌آید، اما در حالتی که اطراف سازه خاک بوده است، اثر زلزله به خاک وارد شده و مستقیماً به سازه وارد نمی‌شود. در این حالات روشن شد که رفتار سازه از تغییرات دینامیکی سیستم پی نوین تحت عنوان اندرکنش خاک و سازه در بررسی رفتار، فنداسیون، تاثیر می‌پذیرد که این تاثیر پایه گذار رویکردی دینامیکی سازه‌ها نامیده شد. مشکل اصلی نظریه مرزهای جاذب محدودیت در تحلیل حوزه ی فرکانسی بود. این مسئله سبب گردید لایزمر تحقیقات خود را در زمینه ی مرزهای جاذب ادامه داده و در سال‌های ۱۹۶۹ و ۱۹۷۲ مدل‌های تکمیلی دیگری بر مبنای تئوری مرزهای جاذب ارائه نماید [8]. اکثر تحقیقات در زمینه بررسی اندرکنش خاک و سازه بر پایه روش اجزای محدود به تحلیل مدل‌های دو بعدی مخازن براساس نرم‌افزارهای مختلف پرداخته است. [9] تیلور نیز مطالعاتش را بر روی دینامیک موجهای انفجار ناشی از مواد منفجره نقش بسیار زیادی در پیشرفت مرکز تحقیقات وزارت دفاع بریتانیا در سالهای بین ۱۹۵۰ تا ۱۹۶۳ ادامه دادند. مقاله‌های نخست وی در مورد انتشار و استهلاک موج‌های انفجار ناشی از سلاحهای متعارف بود ولی در مطالعات بعدی وی بر روی رفتار موجهای انفجار ناشی از نخستین انفجار اتمی در نیومکزیکو متمرکز شد. پژوهش‌های مختلف نشان داده اند که مصالح شکل پذیر حتی با مقاومت کمتر عملکرد بسیار بهتری در برابر بارهای انفجاری دارند. یکی از مطالعه‌هایی که در این زمینه انجام شده است بررسی عملکرد عرشه پل‌ها با مصالح مختلف در برابر بار ناشی از انفجار وسیله نقلیه می‌باشد [10]. پژوهش دیگر توسط آستانه و همکاران در این زمینه انجام شده است که مربوط به بررسی تاثیر انفجار ناشی از وسیله نقلیه بر روی دیوار پیشنهادی وی که ترکیبی از دیوار برشی فولادی و بتنی می‌باشد [11]. لوچیونی و روجیر یکی دیگر از پژوهشگرانی است که در زمینه انفجار مطالعات بسیاری انجام داده است. در یکی از این پژوهش‌ها، رفتار دال بتنی تحت اثر بار انفجار بررسی شده است [12]. در اینجا رفتار ارتعاشی مخزن بر پایه معادلات دقیق حرکت فلاگ بیان شد. فشار هیدرو دینامیکی مربوط به مخزن مایع با استفاده از روش پتانسیل سرعت بدست آمد. نتایج بدست آمده در مقایسه با محاسبات هارون و هازنر تطابق خوبی داشت. همچنین سازن و همکاران به بررسی کارکرد لرزه‌ای مخازن و تحقیق بر روی پارامترهای موثر در رفتار دینامیکی مخازن پرداختند. [13] در این مطالعه برای تحلیل دینامیکی از یک مدل ساده شده سه جرمی و مدل اجزاء محدود استفاده شد و نتایج تایید کرد که مقاومت محوری و جانبی ستون‌های تکیه‌گاهی دو مخزن تقریباً پر برای مقاومت مورد نیاز در برابر زلزله کافی نبودند. مطابق با عملکرد سازه‌ای مشاهده شده، یک پاسخ الاستیک برای ستون‌های تکیه‌گاهی ۲۵٪ عدم خرابی را برای مخازن پر یکسان پیش بینی می‌کند. در بررسی تابع ایزدی و همکاران در سال ۲۰۱۵ به مقاوم سازی مخازن با سخت کننده‌های شعاعی و عمودی و ورق‌های پوشاننده در برابر بارهای انفجاری پرداخته شد. [14] در این تحقیق از یک مخزن معمولی در ایران با ضخامت پوسته متغیر استفاده شده است. وی برای شبیه سازی تلاطم آب در مخزن از روش اویلری-لاگرانژی در آباکوس استفاده گردیده است. آنها ابتدا رفتار مخزن خالی در برابر بار انفجاری ثابت در فاصله‌ای از سازه را بررسی نموده و سپس عملکرد مخزن در حالت‌های مختلف استفاده از تعداد مختلف سخت کننده‌های طولی و حلقوی را

مطالعه نمودند. بررسی آنها نشان داد که افزایش تعداد سخت کننده طولی و عرضی می‌تواند در کاهش حداکثر میزان تنش فون مایز و حداکثر جابه‌جایی خارج از صفحه آن و کاهش کرنش پلاستیک دیواره مخزن مفید واقع شود. ژانگ و همکارانش به مطالعه عددی پاسخ دینامیکی و تحلیل شکست مخازن ذخیره کروی تحت بار انفجاری پرداخته است. در این بررسی متد TNT معادل، برای شبیه سازی انفجار بخارهای نفت خام بر روی مخزن ۱۰۰۰ متر مکعب قرار گرفته و پاسخ دینامیکی این مخزن، مانند توزیع تنش موثر تغییر مکان‌های سازه‌ای، مد شکست و توزیع انرژی تحت بارهای انفجاری مورد مطالعه قرار گرفت و نتایج نشان می‌دهد که فشار ایجاد شده بر مخزن کروی به تدریج از خط میانه کره به سمت قطب‌های آن کاهش پیدا می‌کند، با این وجود این اثرات موج انفجاری در پایه‌های مخزن آشکار نیست. این بررسی با استفاده از نرم افزار LS-DYNA مورد مطالعه قرار گرفت [15]. مطالعات عددی چن و همکاران در سال ۲۰۰۵ به این نتیجه رسید که استفاده بهینه از سخت کننده‌های حلقوی در نواحی بحرانی اثری مناسب‌تر در جلوگیری از کم‌انداختن پافیلی مخازن خواهد داشت. در مطالعه آنها بوسیله محاسبات استاتیکی و دینامیکی ریاضی رفتار مخزن در معرض بارهای محوری و جانبی، با سخت کننده‌های مختلف از لحاظ وزن و میزان بکارگیری مورد تحقیق قرار گرفت. این بررسی نشان می‌دهد اگر از مقدار خیلی زیاد یا مقدار خیلی کم سخت کننده حلقوی استفاده شود، هر دو باعث کاهش مقاومت مخزن خواهد شد [16]. نرم افزار ال اس داینا، نرم افزاری برای شبیه سازی سه بعدی است که بیشتر برای مسایل اندرکنش نوع دوم مورد استفاده قرار گرفته است. این نرم افزار یکی از حلگرهای اجزا محدود بسیار قدرتمند است که در حال حاضر برای شبیه سازی سه بعدی پدیده‌های دینامیکی پیچیده از جمله ضربه، انفجار و نفوذ مورد استفاده قرار می‌گیرد. همچنین این نرم افزار علاوه بر تحلیل‌های دینامیکی قادر به حل مسائل گوناگون در حوزه‌های مختلف فیزیکی از جمله مکانیک جامدات، انتقال حرارت، دینامیک سیالات و همچنین به صورت مستقل یا همزمان با دیگر پدیده‌های فیزیکی قادر به حل مسائل تنش حرارتی و برهم کنشی سیالاتی می‌باشد. روش حل مسائل آن نیز بر پایه EXPLICIT TIME INTEGRATION می‌باشد. اهمیت این نرم افزار در شبیه سازی و تحلیل مسائل غیرخطی و گذرای دینامیکی با استفاده از حل المان محدود صریح می‌باشد. این نرم افزار در صنعت هوافضا، نظامی، ساخت سازه‌ها و زیست مهندسی و غیره کاربرد زیادی دارد.

۲- شبیه سازی عددی

آزمایشی که برای راستی آزمایی انتخاب شده است توسط سهیلی و همکاران در سال ۲۰۱۶ با همکاری شرکت جهاد نصر استان کرمانشاه مورد آزمایش قرار گرفته است. در این آزمایش یک مخزن مکعب مستطیل به ضخامت ۱۰۰ میلی‌متر و ابعاد طول و عرض ۱۰۰۰ میلی‌متر در ۴۰۰۰ میلی‌متر و به ارتفاع ۱۰۰۰ میلی‌متر ساخته شده است که مطابق شکل (۱) در خاک مدفون شده است. مقاومت ۲۸ روزه بتن ۱۹ مگاپاسکال، مقاومت کششی ۱/۹ مگاپاسکال، مدول الاستیسیته ۲/۳ مگاپاسکال و چگالی ۲۴۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب در نظر گرفته شده است [17].

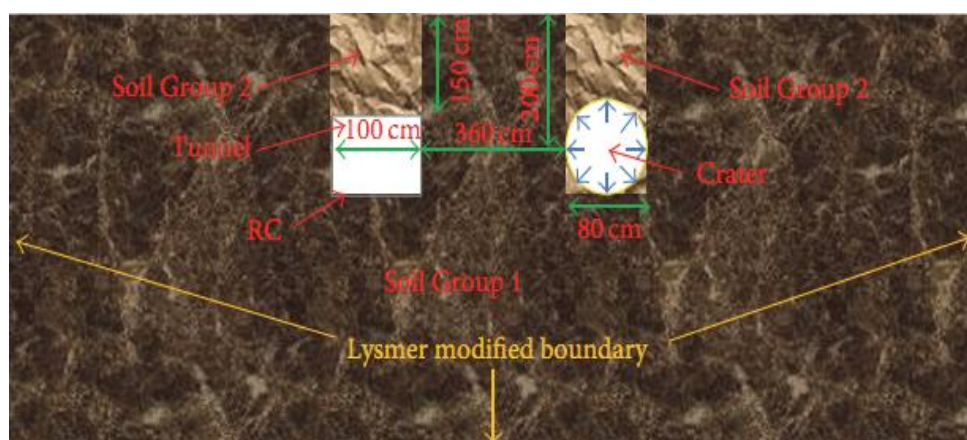


شکل ۱: مخزن آزمایشگاهی مدفون در خاک

مخزن بتنی که در آزمایش بررسی انفجار استفاده شده است یک سازه بتن مسلح است که با میلگردهای ۸ که فاصله بین میلگردها ۱۰۰ میلیمتر با مقاومت تسلیم ۳۴۰ مگاپاسکال مسلح شده در نرم افزار مدل سازی گردیده است. شکل ۲ آرماتوربندی مخزن بتنی در آزمایش را نشان می دهد.



شکل ۲: آرماتوربندی سازه بتنی در مدل آزمایشگاهی



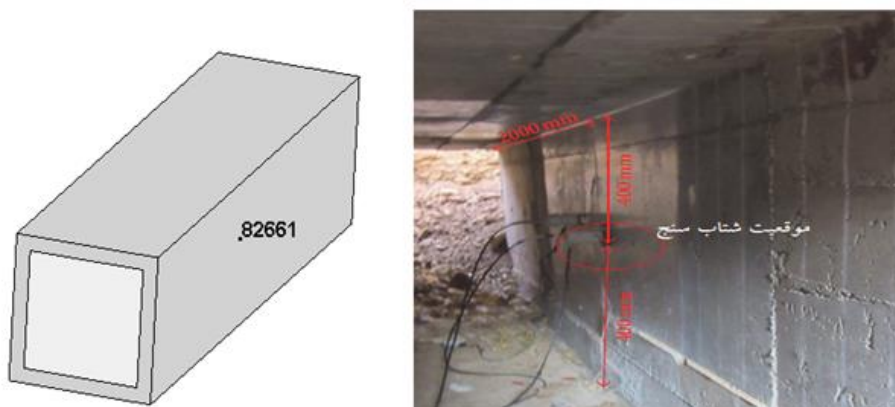
شکل ۳: نحوه جاسازی سازه و ماده منفجره و ابعاد آن در مدل آزمایشگاهی

سازه بتن مسلح به فاصله ۱۵۰۰ میلیمتری از سطح زمین قرار گرفته است که در شکل ۴ به خوبی ارائه شده است.



شکل ۴: محل قرارگیری و فاصله آن از سطح خاک

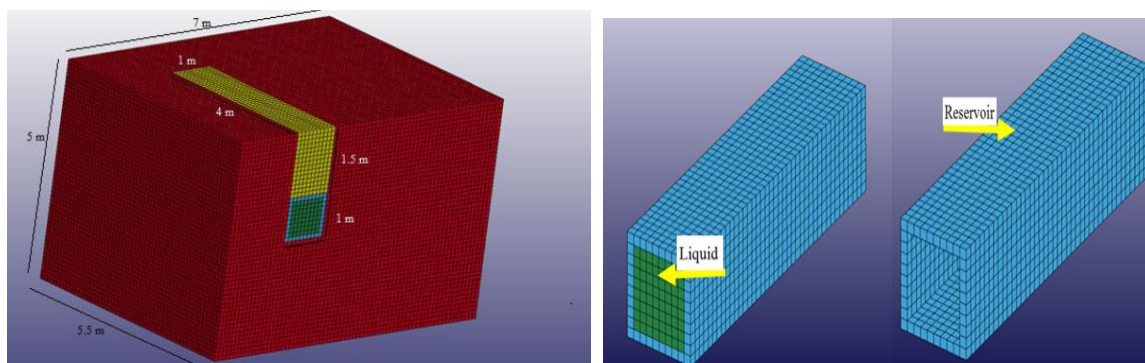
آزمایش در هر مرحله با شتاب سنج استفاده شده است. ماده منفجره در آزمایش از نوع آمونیوم نیترات (ANFO) است که در یک مرحله ۳۸۵ گرم که معادل ۱/۶۹ کیلوگرم TNT استفاده شده است. معیار ارزشیابی در آزمایش اندازه گیری شتاب می باشد. از نکات بسیار مهم این است که مقدار شتابها در هر نقطه از سازه بسیار متفاوت می باشد. به همین منظور در آزمایش انجام شده موقعیت شتاب سنج دقیقاً ارائه شده است. از سوی دیگر خود شتاب سنجها دارای حساسیت متفاوتی هستند که می تواند مقدار شتابها را متفاوت از هم ارائه دهد. موقعیت شتاب سنجها در شکل ۵ نشان داده شده است.



شکل ۵: موقعیت شتاب سنج در آزمایش و شبیه سازی

۲-۱ مدل ماده های شبیه سازی

در این تحقیق یکی از مهم ترین اهدافی که مورد بررسی قرار گرفته است اثر انفجار بر مخزن می باشد که جهت مدلسازی از روش LBE (Load Blast Enhanced) و از نرم افزار ال اس دایناس استفاده شده است. برای شروع مدلسازی باید روش صریح انتخاب شود سپس نوع المان که المان جامد ۸ گره ای (solid-164) است انتخاب می شود. شکل ۶ هندسه مورد نظر را نشان می دهد. برای اینکه اثر اندرکنش سیال داخل مخزن و مخزن در نظر گرفته شود در نرم افزار انسیس از منوی FSI^۱ که بیانگر اندرکنش سیال و مخزن می باشد استفاده شده است که بتوان اثر سیال را بر روی مخزن مشاهده نمود و همچنین برای اعمال این اثر در مدلسازی در نرم افزار LS-DYNA از دستور CONSTRAINED_LAGRANGE_IN_SOLID استفاده شده است.



شکل ۶: شماتیک مدل هندسی

^۱ Fluid-Structure Interaction

۲-۱-۱ مدل ماده منفجره

در این تحقیق برای مدل ماده انفجار از معادله حالت JWL و از مدل ماده مربوطه در نرم افزار ال‌اس‌داین‌ا به نام MAT_HIGH_EXPLOSIVE_BURN استفاده شده است که در آن B, A, R_1 و R_2 ضرایبی هستند که بر حسب نوع مواد منفجره تغییر می‌کند. V حجم ماده منفجره و E انرژی مشخصه انفجار است.

جدول ۱: مشخصات تی‌ان‌تی [۱۷]

مقدار عددی	مشخصات مدل ماده
1630	چگالی (کیلوگرم/متر مکعب)
6930	سرعت انتشار موج انفجار (متر بر ثانیه)
21	P_{cj} (Gpa)
374	A (Gpa)
3.23	B (Gpa)
4.15	R_1
0.95	R_2
0.35	Ω
1	V
6.00E+09	E_0 (J/kg)

۲-۱-۲ مدل ماده هوا

مدل هوا در تحقیقات مختلف معمولاً با مدل ماده NULL MATERIAL و معادله حالت EOS مدلسازی می‌شود که در آن C_0 تا C_5 ضرائب ثابت معادله حالت می‌باشند و E_0 انرژی مشخصه داخلی بر واحد حجم می‌باشد.

جدول ۲: مشخصات هوا [۱۷]

1.29	چگالی (کیلوگرم/متر مکعب)
0	C_0
0	C_1
0	C_2
0	C_3
0.4	C_4
0.4	C_5
2.5E+05	E_0 (J/kg)

۲-۱-۳ مدل ماده مخزن بتنی

در این تحقیق برای مدل ماده مخزن بتنی مدل جانسون هلمکوئست برای مدلسازی مورد استفاده قرار گرفته است. مخزن مورد استفاده در این تحقیق با سطح مقطع مستطیلی $۱۰۰۰ * ۱۰۰۰ * ۴۰۰$ و به ضخامت ۱۰۰ میلی‌متر مدلسازی شده‌اند.

جدول ۳: مشخصات مخزن بتنی [۱۷]

مقدار عددی	مشخصات مدل ماده
۲۴۰۰	چگالی (کیلوگرم/متر مکعب)
۳۰۰۰۰	مدول یانگ (مگاپاسکال)
۲۳	مقاومت فشاری
۲.۳	مقاومت کششی
۰.۳۵	کرنش تسلیم

۴-۱-۲- مدل ماده خاک

برای مدلسازی خاک از مدل ماده SOIL_AND_FOAM که مدلی ساده و بسیار کاربردی است و عملکرد مناسبی در برابر انفجار دارد، استفاده شده است و خصوصیات آن در جدول ۴ آورده شده است. مطابق با جدول ۴، a_0 ، a_1 و a_2 نیز ضرایب ثابت تابع تنش می‌باشند که بسته به نوع مدل ماده خاک متغیر می‌باشند.

جدول ۴: مشخصات خاک مورد استفاده در مدلسازی

مشخصات خاک	مشخصات مدل ماده
1440	چگالی
3.4 E + 6	مدول برشی
15.02 E + 6	مدول بالک
0	P_C
0	a_0
0	a_1
۰/۶	a_2

۵-۱-۲- مدل ماده سیال

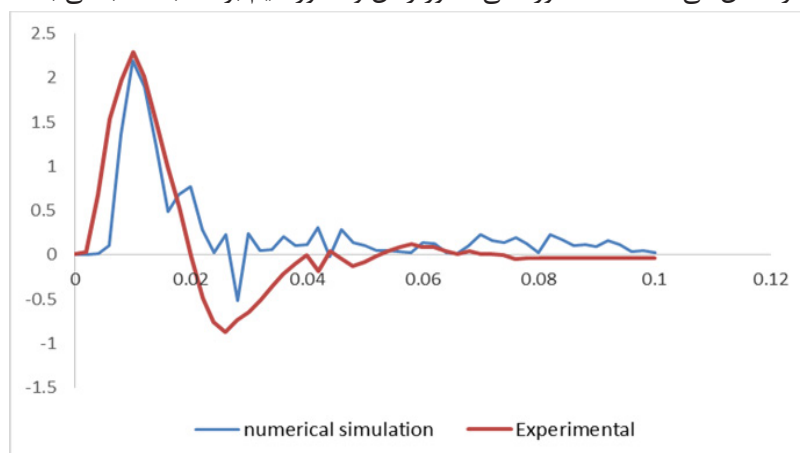
مدل ماده سیال مورد استفاده در این تحقیق به نام MAT NULL در نرم افزار ال‌اس‌داین‌ا تعریف شده است و دارای یک معادله حالت کلی به نام Gruneisen Equational state می‌باشد. S_1 تا S_3 و γ_0 و α نیز ضرایب ثابت معادله حالت می‌باشند، E مقدار ویژه داخلی و C سرعت موج انتشار در سیال می‌باشد.

جدول ۵: مشخصات مدل ماده سیال

$\rho(\text{kg/m}^3)$	$C \text{ (m/s)}$	S_1	S_2	S_3	γ_0
1025	1.48E+03	142	0.33	0.7	0.50

۳- راستی آزمایی

مدل راستی آزمایی یک مدل آزمایشگاهی است که توسط سهیلی و همکاران در سال ۲۰۱۶ اجرا شده است. در شکل ۷ نمودار مقایسه بین پیک شتاب در شبیه سازی در حالتی که مقدار تی ان تی ۱/۶۹ کیلوگرم می‌باشد با حالت مدل آزمایشگاهی را نشان می‌دهد [۱۷]. محور افقی محور زمان و محور قائم بر حسب شتاب می‌باشد.



شکل ۷: نمودار مقایسه شتاب بر حسب زمان شبیه سازی و مدل آزمایشگاهی

لازم به ذکر است که با توجه به اینکه نقطه پیک شتاب در انفجار بسیار حائز اهمیت است در این تحقیق سعی بر آن شده است که نقاط پیک شتاب هم از نظر مقداری و هم از نظر زمانی بر روی یکدیگر تطابق مناسبی داشته باشد. پیک شتاب شبیه سازی ۲/۲g در زمان ۰/۰۱ ثانیه بدست آمده و پیک شتاب مقاله صحت سنجی نیز برابر با ۲/۱۶g در ۰/۰۱ ثانیه رخ داده است. میزان اختلاف بدست آمده حدود ۱/۸۸٪ می باشد که این میزان خطا بیانگر این موضوع است که نتایج حاصل از شبیه سازی بسیار نزدیک به نتایج مدل آزمایشگاهی می باشد.

۴- نتایج حاصل از مدلسازی

در این تحقیق مقادیر تی ان تی ۲۰، ۴۰، ۶۰ و ۸۰ کیلوگرم در فواصل مختلف ۳ و ۴، ۵ و ۶ و ۷/۵ متری مخزن تحت بارگذاری انفجار مورد بررسی قرار می گیرد. اما آنچه در این بخش بسیار مهم است تاثیر مقدار تغییرات تی ان تی در کاهش یا افزایش میزان فشار اعمالی به مخزن خواهد بود. در ادامه به بررسی میزان تاثیر مقدار تی ان تی و فاصله از مخزن را در کاهش یا افزایش مقدار بیشینه فشار اعمالی به مخزن پرداخته شده است.

۴-۱- تاثیر چگالی سیال بر فشار وارده بر مخزن بتنی

در این بخش به منظور بررسی نقش سیال در کاهش آسیب و فشار وارده به مخزن، با شبیه سازی با متغیرهای تاثیرگذار اعم از مقادیر ماده منفجره، موقعیت ماده منفجره از مخزن بحث و بررسی شده است. مقادیر تی ان تی در حالت های ۲۰، ۴۰، ۶۰ و ۸۰ کیلوگرم مورد بررسی قرار می گیرد. فواصل تی ان تی در فواصل ۳، ۴/۵، ۶ و ۷/۵ متری از مخزن در نظر گرفته شده است.

جدول ۶: تنش وارده به مخزن در فواصل مختلف برای جرم های مختلف تی ان تی

تنش وارده به مخزن در فاصله ۷/۵ متری	تنش وارده به مخزن در فاصله ۶ متری	تنش وارده به مخزن در فاصله ۴/۵ متری	تنش وارده به مخزن در فاصله ۳ متری	مقدار تی ان تی (کیلوگرم)
۱/۲۴	۱/۶۴	۲/۰۷	۲/۵۲	۲۰
۲/۰۲	۲/۶۲	۳/۵۴	۴/۲۱	۴۰
۲/۷۴	۳/۵۷	۴/۷۴	۵/۹۳	۶۰
۳/۷۲	۴/۳۵	۶/۰۴	۶/۹	۸۰

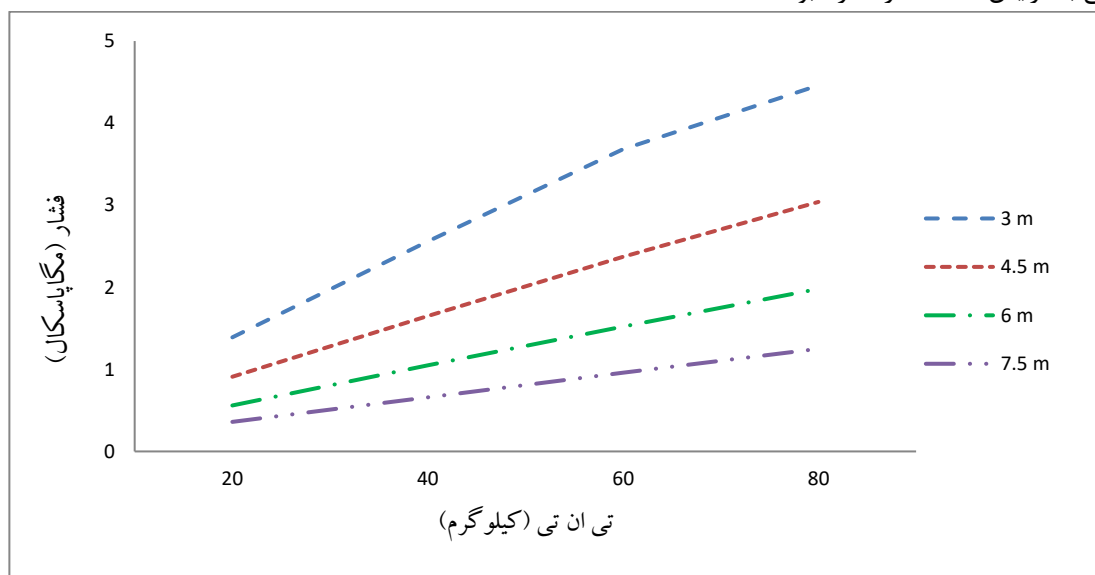
همانطور که در جدول ۶ کاملاً مشخص است نتایج نشان می دهد که با ۱/۵ برابر کردن فاصله برای ۲۰ کیلوگرم تی ان تی تنش وارده به مخزن ۱۸٪ کاهش یافته است و این مقدار با ۲ برابر کردن فاصله تی ان تی با کاهش ۳۵٪ همراه بوده است. همچنین با ۲/۵ برابر کردن فاصله تی ان تی تنش وارده به مخزن ۵۱٪ کاهش یافته است. این مقدار تنش برای ۴۰ کیلوگرم تی ان تی با ۱/۵ و ۲ برابر کردن فاصله تی ان تی به ترتیب با ۳۸٪ و ۵۲٪ کاهش همراه بوده است. برای ۶۰ کیلوگرم تی ان تی با ۱/۵ برابر کردن فاصله تنش وارده به مخزن ۲۰٪ کاهش یافته است و این مقدار با ۲ برابر کردن فاصله تی ان تی با کاهش ۴۰٪ همراه بوده است. همچنین با ۲/۵ برابر کردن فاصله تی ان تی تنش وارده به مخزن ۵۴٪ کاهش یافته است. این مقدار تنش برای ۸۰ کیلوگرم تی ان تی با ۱/۵ و ۲ برابر کردن فاصله تی ان تی به ترتیب با ۱۲٪، ۳۷٪ و ۴۶٪ کاهش همراه بوده است. نتایج نشان می دهد که در فاصله ۳ متری با ۲ برابر کردن تی ان تی تنش وارده به مخزن ۴۰٪ افزایش یافته است و این مقدار با ۳ برابر کردن تی ان تی با افزایش ۵۸٪ همراه بوده است. همچنین با ۴ برابر کردن تی ان تی با افزایش ۶۴٪ تنش همراه بوده است. در فاصله ۴/۵ متری با ۲ برابر کردن تی ان تی تنش وارده به مخزن ۴۲٪ افزایش یافته است و این مقدار با ۳ برابر کردن تی ان تی با افزایش ۵۶٪ همراه بوده است. همچنین با ۴ برابر کردن تی ان تی با افزایش ۶۶٪ تنش همراه بوده است. در فاصله ۶ متری با ۲ برابر کردن تی ان تی تنش وارده به مخزن ۳۷٪ افزایش یافته است و این مقدار با ۳ برابر کردن تی ان تی با افزایش ۵۴٪ همراه بوده است. همچنین با ۴ برابر کردن تی ان تی با افزایش ۶۲٪ تنش همراه بوده است. در فاصله ۷/۵ متری با ۲ برابر کردن تی ان تی تنش وارده به مخزن ۳۸٪ افزایش یافته است و این مقدار با ۳ برابر کردن تی ان تی با افزایش ۵۵٪ همراه بوده است. همچنین با ۴ برابر کردن تی ان تی با افزایش ۶۷٪ تنش همراه بوده است.

جدول ۷: فشار وارده به مخزن در فواصل مختلف برای جرم‌های مختلف تی ان تی

مقدار تی ان تی (کیلوگرم)	فشار وارده به مخزن در فاصله ۳ متری	فشار وارده به مخزن در فاصله ۴/۵ متری	فشار وارده به مخزن در فاصله ۶ متری	فشار وارده به مخزن در فاصله ۷/۵ متری
۲۰	۱/۳۹	۰/۹۱	۰/۵۶	۰/۳۶
۴۰	۲/۵۶	۱/۶۵	۱/۰۵	۰/۶۶
۶۰	۳/۶۸	۲/۳۷	۱/۵۲	۰/۹۶
۸۰	۴/۴۶	۳/۰۴	۱/۹۸	۱/۲۵

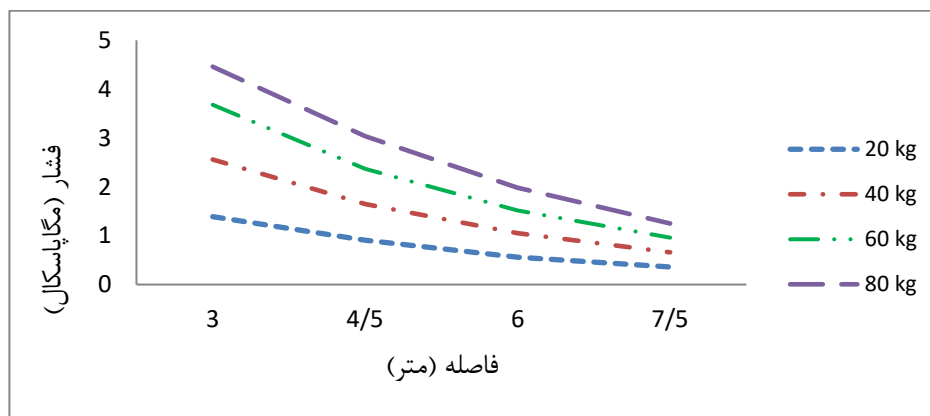
نتایج نشان می‌دهد که با ۱/۵ برابر کردن فاصله برای ۲۰ کیلوگرم تی ان تی فشار وارده به مخزن ۳۵٪ کاهش یافته است و این مقدار با ۲ برابر کردن فاصله تی ان تی با کاهش ۶۰٪ همراه بوده است. همچنین با ۲/۵ برابر کردن فاصله تی ان تی فشار وارده به مخزن ۷۴٪ کاهش یافته است. این مقدار فشار برای ۴۰ کیلوگرم تی ان تی با ۱/۵، ۲ و ۲/۵ برابر کردن فاصله تی ان تی به ترتیب با ۳۵٪، ۵۹٪ و ۷۴٪ کاهش همراه بوده است. برای ۶۰ کیلوگرم تی ان تی با ۱/۵ برابر کردن فاصله فشار وارده به مخزن ۳۶٪ کاهش یافته است و این مقدار با ۲ برابر کردن فاصله تی ان تی با کاهش ۵۹٪ همراه بوده است. همچنین با ۲/۵ برابر کردن فاصله تی ان تی فشار وارده به مخزن ۷۴٪ کاهش یافته است. این مقدار فشار برای ۸۰ کیلوگرم تی ان تی با ۱/۵، ۲ و ۲/۵ برابر کردن فاصله تی ان تی به ترتیب با ۳۲٪، ۵۶٪ و ۷۲٪ کاهش همراه بوده است.

نتایج نشان می‌دهد که در فاصله ۳ متری با ۲ برابر کردن تی ان تی فشار وارده به مخزن ۴۶٪ افزایش یافته است و این مقدار با ۳ برابر کردن تی ان تی با افزایش ۶۲٪ همراه بوده است. همچنین با ۴ برابر کردن تی ان تی با افزایش ۶۹٪ فشار همراه بوده است. در فاصله ۴/۵ متری با ۲ برابر کردن تی ان تی فشار وارده به مخزن ۴۵٪ افزایش یافته است و این مقدار با ۳ برابر کردن تی ان تی با افزایش ۶۱٪ همراه بوده است. همچنین با ۴ برابر کردن تی ان تی با افزایش ۷۱٪ فشار همراه بوده است. در فاصله ۶ متری با ۲ برابر کردن تی ان تی فشار وارده به مخزن ۴۷٪ افزایش یافته است و این مقدار با ۳ برابر کردن تی ان تی با افزایش ۶۳٪ همراه بوده است. همچنین با ۴ برابر کردن تی ان تی با افزایش ۷۲٪ فشار همراه بوده است. در فاصله ۷/۵ متری با ۲ برابر کردن تی ان تی فشار وارده به مخزن ۴۵٪ افزایش یافته است و این مقدار با ۳ برابر کردن تی ان تی با افزایش ۶۲٪ همراه بوده است. همچنین با ۴ برابر کردن تی ان تی با افزایش ۷۱٪ فشار همراه بوده است.



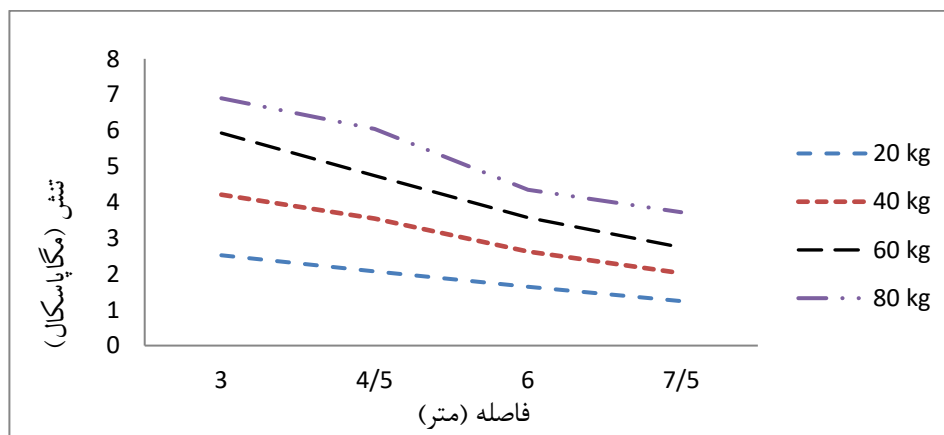
شکل ۹: نمودار فشار بر حسب تی ان تی برای فواصل مختلف

شکل ۹ بیشینه فشار بر حسب تی ان تی برای فواصل مختلف را نشان می‌دهد. مقدار فشار اعمالی به مخزن برای جرم ۲۰ کیلوگرم در فواصل ۳، ۴/۵، ۶ و ۷/۵ متری به ترتیب ۰/۹۱، ۰/۵۶، ۰/۳۶ و ۰/۳۶ مگاپاسکال بدست آمده است. این مقدار برای جرم ۴۰ کیلوگرم به ترتیب ۲/۵۶، ۱/۶۵، ۱/۰۵ و ۰/۶۶ مگاپاسکال بدست آمده است. فشار اعمالی به مخزن برای جرم ۶۰ کیلوگرم در فواصل ۳، ۴/۵، ۶ و ۷/۵ متری به ترتیب ۳/۶۸، ۲/۳۷، ۱/۵۲ و ۰/۹۶ مگاپاسکال بدست آمده است. این مقدار برای جرم ۸۰ کیلوگرم به ترتیب ۴/۴۶، ۳/۰۴، ۱/۹۸ و ۱/۲۵ مگاپاسکال بدست آمده است.



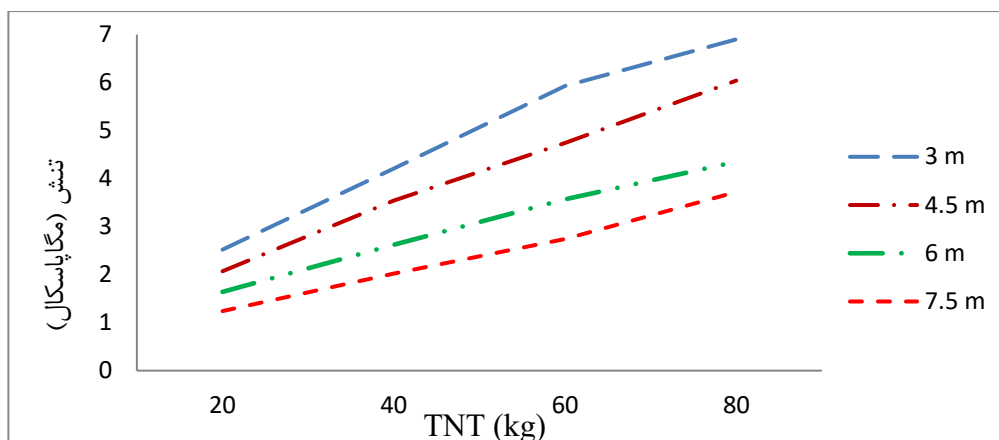
شکل ۱۰: نمودار فشار بر حسب فاصله برای تی ان تی‌های مختلف

شکل ۱۰ بیشینه فشار بر حسب فاصله برای تی ان تی‌های مختلف را نشان می‌دهد. مقدار فشار اعمالی به مخزن برای فاصله ۳ متری برای جرم‌های ۲۰، ۴۰، ۶۰ و ۸۰ کیلوگرم به ترتیب ۱/۳۹، ۲/۵۶، ۳/۶۸ و ۴/۴۶ مگاپاسکال بدست آمده است. این مقدار برای فاصله ۴/۵ متری به ترتیب ۰/۹۱، ۱/۶۵، ۲/۳۷ و ۳/۰۴ مگاپاسکال بدست آمده است. فشار اعمالی به مخزن برای فاصله ۶ متری برای جرم‌های ۲۰، ۴۰، ۶۰ و ۸۰ کیلوگرم به ترتیب ۰/۵۶، ۱/۰۵، ۱/۵۲ و ۰/۹۶ مگاپاسکال بدست آمده است. این مقدار برای فاصله ۷/۵ متری به ترتیب ۰/۳۶، ۰/۶۶، ۰/۹۶ و ۱/۲۵ مگاپاسکال بدست آمده است.



شکل ۱۱: نمودار تنش بر حسب فاصله برای تی ان تی‌های مختلف

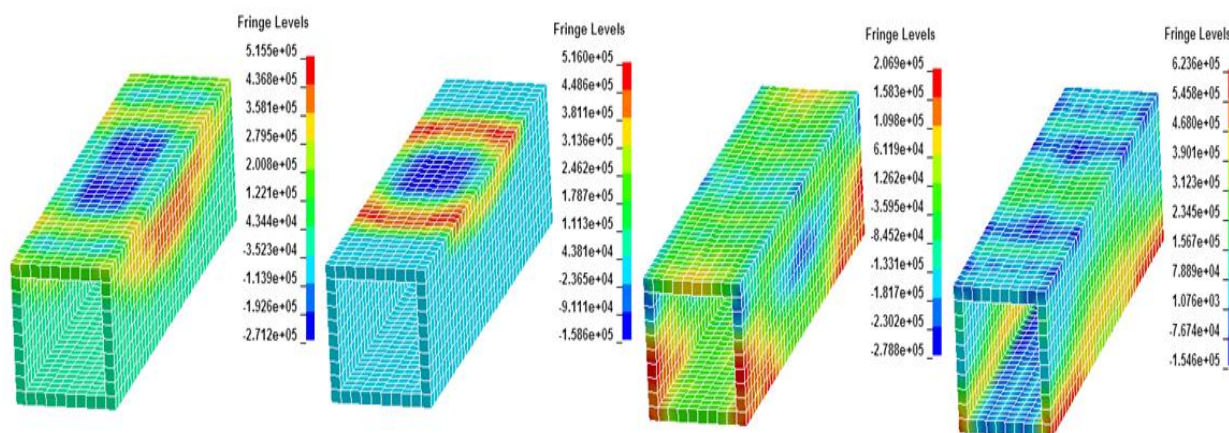
شکل ۱۱ بیشینه تنش بر حسب فاصله برای تی ان تی‌های مختلف را نشان می‌دهد. مقدار تنش اعمالی به مخزن برای فاصله ۳ متری برای جرم‌های ۲۰، ۴۰، ۶۰ و ۸۰ کیلوگرم به ترتیب ۲/۵۲، ۴/۲۱، ۵/۹۳ و ۶/۹۰ مگاپاسکال بدست آمده است. این مقدار برای فاصله ۴/۵ متری به ترتیب ۲/۰۷، ۳/۵۴، ۴/۷۴ و ۶/۰۴ مگاپاسکال بدست آمده است. تنش اعمالی به مخزن برای فاصله ۶ متری برای جرم‌های ۲۰، ۴۰، ۶۰ و ۸۰ کیلوگرم به ترتیب ۱/۶۴، ۲/۶۲، ۳/۵۷ و ۴/۳۵ مگاپاسکال بدست آمده است. این مقدار برای فاصله ۷/۵ متری به ترتیب ۱/۲۴، ۲/۰۲، ۲/۷۴ و ۳/۷۲ مگاپاسکال بدست آمده است.



شکل ۱۲: نمودار تنش بر حسب تی ان تی های برای فواصل مختلف

شکل ۱۲ بیشینه تنش بر حسب تی ان تی برای فواصل مختلف را نشان می دهد. مقدار تنش اعمالی به مخزن برای جرم ۲۰ کیلوگرم در فواصل ۳، ۴/۵، ۶ و ۷/۵ متری به ترتیب ۲/۵۲، ۲/۰۷، ۱/۶۴ و ۱/۲۴ مگاپاسکال بدست آمده است. این مقدار برای جرم ۴۰ کیلوگرم به ترتیب ۴/۲۱، ۳/۵۴، ۲/۶۲ و ۲/۰۲ مگاپاسکال بدست آمده است. تنش اعمالی به مخزن برای جرم ۶۰ کیلوگرم در فواصل ۳، ۴/۵، ۶ و ۷/۵ متری به ترتیب ۵/۹۳، ۴/۷۴، ۳/۵۷ و ۲/۷۴ مگاپاسکال بدست آمده است. این مقدار برای جرم ۸۰ کیلوگرم به ترتیب ۶/۹۰، ۶/۰۴، ۴/۳۵ و ۳/۷۲ مگاپاسکال بدست آمده است. در نتایج فوق منظور از فشار، نیروی وارده از موج انفجار به سطح خارجی مخزن می باشد و منظور از تنش، نیروی وارده از تاثیر سیال به داخل سطح مخزن با توجه به موج انفجار می باشد.

شکل ۱۳ کانتور فشار وارده به مخزن در گام های زمانی مختلف را نشان می دهد. لازم بذکر است که مخازن حاوی سیال می باشد اما بمنظور بهتر دیده شدن اثر موج انتشار ناشی از انفجار بر روی مخازن، بصورت توخالی نمایش داده شده است.



شکل ۱۳: کانتور فشار وارده به مخزن غیرمدفون در گام های زمانی مختلف

۵- نتیجه گیری

مخازن از جمله سازه هایی می باشند که به عنوان منابعی جهت ذخیره سازی شریان های حیاتی مانند آب مورد استفاده قرار می گیرند. استفاده از مخازن جهت ذخیره سازی آب، نفت و غیره در مکان هایی که امکان لوله کشی وجود ندارد از اهمیت به سزایی برخوردار است. که این موضوع باعث شده است تحقیقات مختلفی در رابطه با

مقاومت و رفتار این سازه‌ها در برابر بارهای انفجاری صورت پذیرد. در این تحقیق به بررسی عملکرد مخزن بتنی مسلح حاوی سیال با تی ان تی و فواصل مختلف با لحاظ اندرکنش تحت اثر بارگذاری ناشی از موج انفجار پرداخته شده است. مقادیر ۲۰، ۴۰، ۶۰ و ۸۰ کیلوگرم تی ان تی در فواصل مختلف ۳، ۴/۵، ۶، ۷/۵ متری از مخزن بتنی در دو حالت مدفون با غیرمدفون حاوی سیال در محیط نرم افزار شبیه سازی شده و بیشینه فشار و تنش اعمالی برحسب زمان به مخزن بتنی در دو حالت مذکور مورد بررسی قرار گرفت که مهمترین نتایج اخذ شده در این تحقیق به شرح زیر می باشد:

- با ۱/۲ برابر کردن مقدار تی ان تی فشار حداکثر وارده به مخزن در حالت غیرمدفون در فاصله ۳ متری ۱۴٪ افزایش یافته است. با ۱/۴ برابر کردن جرم تی ان تی این مقدار حدود ۳۳٪ با افزایش همراه بوده است. با ۱/۶ برابر کردن جرم تی ان تی فشار ماکزیمم وارده به مخزن تا حدود ۳۵٪ افزایش و با ۱/۸ برابر کردن جرم تی ان تی این مقدار تا ۴۱٪ با افزایش همراه بوده است.

- با ۱/۲ برابر کردن مقدار تی ان تی فشار حداکثر وارده به مخزن در حالت مدفون در فاصله ۴/۵ متری ۱۱٪ افزایش یافته است. با ۱/۴ برابر کردن جرم تی ان تی این مقدار حدود ۲۳٪ با افزایش همراه بوده است. با ۱/۶ برابر کردن جرم تی ان تی فشار ماکزیمم وارده به مخزن تا حدود ۳۰٪ افزایش و با ۱/۸ برابر کردن جرم تی ان تی این مقدار تا ۳۶٪ با افزایش همراه بوده است.

نتایج نشان می دهد که با ۱/۵ برابر کردن فاصله برای ۲۰ کیلوگرم تی ان تی تنش وارده به مخزن ۱۸٪ کاهش یافته است و این مقدار با ۲ برابر کردن فاصله تی ان تی با کاهش ۳۵٪ همراه بوده است. همچنین با ۲/۵ برابر کردن فاصله تی ان تی تنش وارده به مخزن ۵۱٪ کاهش یافته است. این مقدار تنش برای ۴۰ کیلوگرم تی ان تی با ۱/۵، ۲ و ۲/۵ برابر کردن فاصله تی ان تی به ترتیب با ۱۶٪، ۳۸٪ و ۵۲٪ کاهش همراه بوده است.

- با ۴ برابر کردن تی ان تی با افزایش ۶۶٪ تنش همراه بوده است. در فاصله ۶ متری با ۲ برابر کردن تی ان تی تنش وارده به مخزن ۳۷٪ افزایش یافته است و این مقدار با ۳ برابر کردن تی ان تی با افزایش ۵۴٪ همراه بوده است. همچنین با ۴ برابر کردن تی ان تی با افزایش ۶۲٪ تنش همراه بوده است. در فاصله ۷/۵ متری با ۲ برابر کردن تی ان تی تنش وارده به مخزن ۳۸٪ افزایش یافته است و این مقدار با ۳ برابر کردن تی ان تی با افزایش ۵۵٪ همراه بوده است. همچنین با ۴ برابر کردن تی ان تی با افزایش ۶۷٪ تنش همراه بوده است.

- با ۱/۵ برابر کردن فاصله برای ۲۰ کیلوگرم تی ان تی فشار وارده به مخزن ۳۵٪ کاهش یافته است و این مقدار با ۲ برابر کردن فاصله تی ان تی با کاهش ۶۰٪ همراه بوده است. همچنین با ۲/۵ برابر کردن فاصله تی ان تی فشار وارده به مخزن ۷۴٪ کاهش یافته است. این مقدار فشار برای ۴۰ کیلوگرم تی ان تی با ۱/۵، ۲ و ۲/۵ برابر کردن فاصله تی ان تی به ترتیب با ۳۵٪، ۵۹٪ و ۷۴٪ کاهش همراه بوده است.

- همچنین با ۴ برابر کردن تی ان تی با افزایش ۷۱٪ فشار همراه بوده است. در فاصله ۶ متری با ۲ برابر کردن تی ان تی فشار وارده به مخزن ۴۷٪ افزایش یافته است و این مقدار با ۳ برابر کردن تی ان تی با افزایش ۶۳٪ همراه بوده است. همچنین با ۴ برابر کردن تی ان تی با افزایش ۷۲٪ فشار همراه بوده است.

سپاسگزاری

نویسندگان این مقاله از هم فکری و همراهی دانشکده فنی و مهندسی موسسه آموزش عالی لیان کمال سپاسگزاری را دارند.

منابع

- [1] Rotter, M. (1990). Local Collapse Of Axially Compressed Pressurized Thin Steel Cylinders. *Journal Of Structural Engineering*, 116(7), 1955- 1970.
- [2] Hu, K., Zhao, Y. (2016). Numerical Simulation Of Internal Gaseous Explosion Loading In Large-Scale Cylindrical Tanks With Fixed Roof. *Thin Walled Structures*, 105, 16-28.

- [3] Nobakht Namin, A. (2012). Buckling Of Stiffened Thin-Walled Cylindrical Shells Under Axial Compression With Symmetrical Imperfections. *Journal Of Structural Engineering And Geotechnics*, 2(2), 19-28.
- [4] Akatsuka, H., & Kobayashi, H. (2010). *Fire Of Petroleum Tank, Etc. By Niigata Earthquake*.
- [5] Atkinson G. (2011). Blast Damage To Storage Tanks And Steel Clad Buildings. *Process Saf Environ Prot*, 89, 382-90.
- [6] Parisi, F., Augenti, N. (2012). Influence Of Seismic Design Criteria On Blast Resistance Of RC Framed Buildings: A Case Study. *Engineering Structures*, 44, 78-93.
- [7] Lysmer, J. And Kuhlemeyer, R. (1969). Finite Dynamic Model For Infinite Media", *Journal Of Eng. Mech. Div ASCE, EM24*, PP 859- 877.
- [8] Lysmer, J. And Wass, G. (1972). Shear Waves In Plane Infinite Structures, *Journal Of Eng. Mech Div. ASCE Emi*, PP85_105.
- [9] Taylor, G.I. (1939). *The Propagation And Decay Of Blast Waves*, UK Home Office, ARP Dept. RC 39.
- [10] Son, J., Astaneh-Asl, A. And Rutner, M. (2005). Performance Of Bridge Decks Subjected To Blast Load, *The 6th Japanese-German Bridge Symposium, Munich, Germany*.
- [11] Astaneh-Asl, A., Heydari, C. And Zhao, Q. (2003). Analysis Of Car-Bomb Effects On Buildings Using MSC-Dytran Software And Protective Measures, *Proceedings Of The MSC Software Virtual Product Development Conference, Dearborn, Michigan, October 13-15*.
- [12] Luccioni B.M. And Luege, M. (2006). Concrete Pavement Slab Under Blast Loads, 1248-1266, 32(8).
- [13] Sezena, H., Livaoglu, R., Dogangunc, A. (2008). Dynamic Analysis And Seismic Performance Evaluation Of Above-Ground Liquid-Containing Tanks. *Engineering Structures*, 30, 749-803.
- [14] Tabaeh Izadi, I., Hosayn Chaman, M., 2, Karimidoost, M. S. (2015). A New Scheme To Retrofit Steel Tanks Against Blast Loading: *International Conference On Science And Engineering, Dubai*.
- [15] Zhang, B.Y., Li, H.H., Wang, W. (2015). Numerical Study Of Dynamic Response And Failure Analysis Of Spherical Storage Tanks Under External Blast Loading. *Loss Prevention In The Process Industries*, 34, 209-217.
- [16] Chen, J.F., Rotter, G.M., Teng, J.G. (2005). Strengthening Silos And Tanks Against Elephant'S Foot Buckling. *Fourth International Conference On Advances In Steel Structures, Shanghai, China*.
- [17] Soheyli, M. R., Akhaveissy, A. H., & Mirhosseini, S. M. (2016). Large-Scale Experimental And Numerical Study Of Blast Acceleration Created By Close-In Buried Explosion On Underground Tunnel Lining. *Shock And Vibration*.
- [18] Tabaeh Izadi, I., Hosayn Chaman, M., 2, Karimidoost, M. s. (2015). A new scheme to retrofit steel tanks against blast loading: *international conference on science and engineering, Dubai*.
- [19] Alsayed, Saleh H., Elsanadedy, H.M., Al-Zaheri, Zaki M., Al-Salloum, Yousef A., Abbas, H. (2016). Blast response of GFRP –strengthened infill masonry walls. *Construction and Building Materials*, 115, 438-451.

Numerical Study of The Strength of Concrete Coating on The CFRD Dam

Alireza Mardookhpour

Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Lahijan Branch, Islamic Azad University, Lahijan, Iran

Ramtin Sobhkhiz Foumani *

PhD Student, Department of Civil Engineering, University of Qom, Qom, Iran (Corresponding Author)

sobhkhizarman@yahoo.co.uk

Seyed Ali Asgharifar

M.sc Student, Department of Civil Engineering, Lahijan Branch, Islamic Azad University, Lahijan, Iran

Abstract

Earthquakes are one of the major phenomena affecting structures and engineering use design criteria to deal with their effects. In terms of the specific degree of safety for dams, it is necessary that the design of large dams include the largest believable earthquake in hazard analysis and probability consideration regardless of the amount of time it return period in the design. Pebble dams have mainly concrete or asphalt coating, which in addition to impermeability to water, increases the stability of the dam. Since a number of gravel dams have been constructed in Iran and several other gravel dams are under construction, the study and analysis of this type of dam is very important for current and future studies of dam engineering. In this research, pebble dam modeling will be done in Abacus software as well as model validation. First, the model presented in the reference article is modeled and validated. The model used in validation and this research is Musouchura Dam. After ensuring the accuracy of modeling and analysis, the effect of concrete strength of dam cover under the effect of selected accelerometers and by changing the strength of concrete and also the effect of considering the damping of concrete were measured and finally the results were compared. The accelerometers used in this study are Northridge, Bam, San Fernando and Tabas. Changes in concrete strength in three types C20, C25 and C30 with nominal strength of cylindrical compression specimens of 20, 25 and 30 MPa were made and this increase in strength reduces lateral displacement by 8 to 10% under selected accelerometers in the dam crown. Considering the damping effect in concrete with a value of 0.0325, there is a change of about 3% in the lateral displacement of the dam crown, while it has little effect on the tensile degradation of the concrete surface.

Keywords: Numerical Simulation, CFRD Dam, Earthquake, Concrete Coating, Strength

مطالعه عددی میزان مقاومت روکش بتن بر رفتار سد سنگریزه ای

دریافت مقاله: ۱۴۰۰-۰۳-۸

پذیرش مقاله: ۱۴۰۰-۰۴-۲۲

علیرضا مردوخ پور

استادیار گروه عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد لاهیجان، لاهیجان، ایران

رامتین صبح خیز فومنی *

دانشجوی دکتری گروه عمران، دانشگاه قم، قم، ایران (نویسنده مسئول)

sobhkhizarman@yahoo.co.uk

سید علی اصغری فر

کارشناس ارشد گروه عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد لاهیجان، لاهیجان، ایران

چکیده

زلزله‌ها از عمده‌ترین پدیده‌های تاثیر گذار بر روی سازه‌ها هستند و مهندسان معیارهای طراحی را در راستای مقابله با اثرات آن بکار می‌گیرند. به لحاظ درجه ایمنی خاص برای سدهای بزرگ، لازم است که طرح سدهای بزرگ، بزرگترین زلزله قابل باور را در تحلیل مخاطرات و بررسی احتمالات با صرفه نظر از میزان زمان بازگشت آن در طراحی وارد نماید. سدهای سنگریزه ای عمدتاً پوشش بتنی یا آسفالتی دارند که این پوشش علاوه بر نفوذناپذیری در مقابل آب، باعث افزایش پایداری سد می‌شود. از آنجاییکه تعدادی سد سنگریزه ای در ایران احداث شده و چندین سد سنگریزه ای دیگر نیز در دست احداث می‌باشند، بررسی و تحلیل این نوع از سدها برای مطالعات حال و آینده مهندسی سد بسیار مهم و حائز اهمیت می‌باشند. در این پژوهش مدلسازی سد سنگریزه ای در نرم افزار Abaqus و همچنین صحت سنجی مدل انجام خواهد گردید. ابتدا مدل ارائه شده در مقاله مرجع مدلسازی و صحت سنجی می‌گردد. مدل مورد استفاده در صحت سنجی و این پژوهش مربوط به سد مسوچورا در کشور یونان می‌باشد. پس از اطمینان از صحت مدلسازی و تحلیل، تاثیر مقاومت بتن روکش سد تحت اثر شتابنگاشت‌های انتخابی و با تغییر مقاومت بتن و همچنین تاثیر در نظر گرفتن میرایی بتن سنجیده شد و در نهایت نتایج مقایسه گردیدند. شتابنگاشت‌های مورد استفاده در این تحقیق نورتریج، بم، سن فرناندو و طبس می‌باشد. تغییرات در مقاومت بتن در سه نوع C20، C25 و C30 با مقاومت اسمی نمونه فشاری استوانه ۲۰، ۲۵ و ۳۰ مگاپاسکال انجام شد و این افزایش مقاومت حدود ۸ تا ۱۰ درصد در کاهش تغییر مکان جانبی تحت شتابنگاشت‌های انتخابی در تاج سد را در بر دارد. با لحاظ نمودن اثر میرایی در بتن با مقدار ۰/۳۲۵، تحت شتابنگاشت‌های انتخابی تغییر در حدود ۳ درصد در تغییر مکان جانبی تاج سد دارد در عین حال که در تخریب کششی روبه بتنی تاثیر ناچیزی دارد.

واژه کلیدی: شبیه سازی عددی، سد سنگریزه، زلزله، روکش بتن، مقاومت

آب به عنوان یکی از ارزشمندترین منابع همواره محور توسعه در سرزمین های مختلف بوده است. تمدن ها از دیرباز تاکنون، همواره در مجاورت و یا نزدیک به منابع آبی اعم از دریا، دریاچه و یا رودخانه ساخته شده اند و مردمانی که توانستند کنترل منابع آبی سطحی و زیرزمینی را در اختیار گیرند، بالطبع پیشرفت های چشمگیری در صنعت و کشاورزی داشتند. بنابراین کنترل منابع آبی مخصوصا منابع سطحی همواره مورد توجه بوده است. از طرفی سدهای سنگریزه ای نسبت به سدهای خاکی از مصالح درشت دانه تر تشکیل یافته اند و امروزه جایگزین سدهای خاکی متداول شده اند. عنصر نفوذناپذیر در سدهای سنگریزه ای می تواند مانند سدهای خاکی از نوع هسته ی رسی باشد و یا در نوع دیگر آنها از رویه ی بتنی تشکیل شده باشد. سدهای سنگریزه ای با روکش بتنی به دلیل عدم وابستگی زیاد به بستر و شکل دره و نیز تکنولوژی ساده تر ساخت، در سال های اخیر بیش از انواع دیگر سدها مورد توجه قرار گرفته است. در ایران چند سد ساخته شده ی سنگریزه ای با روکش بتنی و همچنین سدهای در دست احداث وجود دارد و پرداختن به مسئله ی تحلیل این نوع سدها برای مطالعات حال و آینده ضروری است. [۱]

بین و همکاران (۲۰۱۲) شبیه سازی سه بعدی سد سنگریزه ای با روکش بتنی سد تحت زلزله ای قدرتمند را با استفاده از مدل پلاستیسیته عمومی شده در حین ساخت انجام دادند. نتایج نشان داد که شبیه سازی انطباق مناسبی با مقادیر اندازه گیری شده در پایش سد در نقاط متفاوت داشته است [۲]

جون و همکاران (۲۰۱۴) به بررسی نقش روش های مقاوم سازی و مودهای خرابی بر مدل درشت مقیاس سد سنگریزه ای با روکش بتنی پرداخته اند. نتایج نشان داد که روش های مقاوم سازی مورد استفاده می تواند یکپارچگی سد را افزایش داده و تغییر شکل های آن را به طور قابل توجهی کاهش دهد. [۳]

مهرین روستا و همکاران (۲۰۱۴) روشی را جهت پیش بینی خرابی سد پیشنهاد ارائه داده اند که این روش مرتبط با بهره گیری از ضریب خرابی وابسته به تنش می باشد. سپس پارامترهای مدل پیشنهادی با استفاده از مدلسازی سد گتوند انجام داده اند. در انتها نیز یک مطالعه پارامتری با استفاده از روش پیشنهادی انجام شد تا درک مناسبتری از پدیده خرابی حاصل گردد [۴]

بین و همکاران (۲۰۱۵) به شبیه سازی اجزای محدود مراحل ساخت، آبیگری و تحریک لرزه ای یک سد سنگریزه ای پرداخته اند. نتایج نشان داد که نواحی های که در آنها بیش ترین آسیب کششی ایجاد شده برای مقاصد طراحی از اهمیت ویژه ای برخوردار است همچنین پاسخ شتاب و تغییر شکل های لرزه ای سد به خصوصیات مصالح سنگریزه وابسته است و مدل های بتن مورد استفاده توزیع تنش در مدل را چندان مورد تاثیر قرار نمی دهد [۵]

ژانگ همکاران (۲۰۱۵) به بررسی آسیب های لرزه ای سد سنگریزه ای با روکش بتنی پرداخته اند. نتایج نشان داد که حرکات زلزله باعث تغییر شکل های غیریکنواخت شیب ها و آسیب دیدگی روکش بتنی و نیز خسارت دیدن تجهیزات روی تاج سد و مصالح سنگی در پایین دست خواهد شد. همچنین نتایج نشان داد که معیارهای طراحی موجود به دلیل آسیب های وارده به این سد، مورد شک و تردید قرار گرفته است و نگرانی بابت ایمنی سدهای طراحی شده با این معیارها وجود داشته است. [۶]

جون و همکاران (۲۰۱۵) به ترکیب شبیه سازی اجزای محدود به کمک آزمایشات میز لرزه ای پرداخته اند. نتایج نشان داد که خرابی خمشی و خرابی ناشی از برش فشار مودهای اصلی خرابی دال بتنی بوده اند. همچنین نتایج بیانگر آن است که افزایش عرض تاج سد باعث کاهش ریسک خرابی خمشی روکش بتنی خواهد شد اما امکان بروز جابه جایی روکش بتنی وجود خواهد داشت. [۷]

نظری و امام (۲۰۱۳) به بررسی عددی تاثیر بار زلزله بر عملکرد دال رویه بتنی سد سنگریزه تحت بارهای استاتیکی نظیر بارهای وزن، افت مرحله ای بدنه سد و آبیگری مخزن پرداخته اند. در این پژوهش رفتار مصالح سنگریزه ای

به صورت غیرخطی و اندرکنش بین دال بتنی بین دال بتنی رویه و بدنه مدنظر قرار داشته است. در نهایت نتایج مدلسازی اجزای محدود با داده های واقعی و روابط تجربی بطور مطلوب ارزیابی شده است [۸].

جیا و همکاران (۲۰۱۵) به شبیه سازی عددی خرابی و ترک خوردگی سدهای سنگریزه ای با روکش بتنی با استفاده از مدل سازی سه بعدی اجزای محدود یک سد تحت رکورد شتاب زلزله پرداخته اند. نتایج نشان داد که با افزایش زمان زلزله تعداد المان های آسیب دیده و ترک خورده در سد افزایش پیدا می کند. [۹]

ون و همکاران (۲۰۱۷) به ارزیابی عددی رفتار لرزه ای سدهای سنگریزه ای با روکش بتنی به کمک نرم افزار المان محدود پرداخته اند. نتایج نشان داد که شتاب وارده به سد در بخش تاج به شدت بزرگ شده و همچنین تحریک وارده به سد باعث نشست قابل توجه بدنه سنگریزه ای خواهد شد [۱۰].

کیو و همکاران (۲۰۲۰) به بررسی عددی تکامل ترک خوردگی لرزه ای برای دال در سد سنگریزه با رویه بتنی براساس مدل ناحیه چسبیده در چارچوب صریح FEM-SBFEM پرداخته اند. نتایج نشان می دهد که کارایی محاسباتی می تواند به طور قابل توجهی با کاهش نسبت میرایی دال بتنی در تحلیل لرزه ای صریح بهبود یابد. همچنین نتایج نشان داد که روش توسعه یافته می تواند به طور دقیق مکان های ضعیف دال بتنی را تعیین کرده و عملکرد نهایی لرزه ای دال را در سد ارزیابی کند [۱۱].

قائمی و کانرد (۲۰۲۰) رابطه نیمه تجربی برای پیش بینی نشست تاج بتنی ناشی از زلزله در سدی سنگریزه با رویه بتنی ارائه کردند. تاثیر ویژگی های حرکت بر پاسخ یک سد سنگریزه رویه بتنی به صورت عددی بر حسب شتاب تاج و نشست تاج تحلیل شده است. روش پیشنهادی پارامترهای حرکت زمین، مشخصات دینامیکی یک سد و نشست تاج لرزه ای مشاهده شده را به هم پیوند می دهد. همچنین رابطه نیمه تجربی پیشنهادی به محدودیت روش های موجود با در نظر گرفتن اثر تشدید در نشست تاج می پردازد [۱۲].

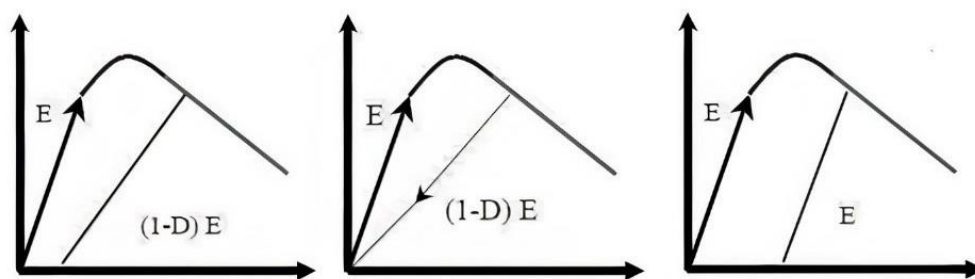
وانگ و همکاران (۲۰۲۱) به بررسی نقش حرکات لرزه ای قوی در پاسخ های دینامیکی در آنالیزهای الاستوپلاستیکی سدهای سنگریزه با روکش بتن پرداخته اند. نتایج نشان داد که مدت زمان قابل توجه، مفیدترین شاخص برای ارزیابی لرزه ای سد های CFRD بالا و همچنین برای ارزیابی اثرات مدت زمان زلزله بر یکپارچگی سد های CFRD بالاست [۱۳].

تحقیقات عددی انجام شده در مورد رفتار لرزه ای سدهای سنگریزه ای با روکش بتنی اغلب به دلیل حجم بالای مدل سازی به صورت دو بعدی انجام شده است. در این تحقیق از روش اجزای محدود برای بررسی تاثیرات مقاومت بتن روکش بر رفتار سدهای سنگریزه ای با روکش بتنی استفاده شده است که تاثیرات مقاومت فشاری بتن مربوط به روکش بتنی سد بر رفتار سد سنگریزه ای مورد بررسی قرار گرفته است

مواد و روش ها

معادلات رفتاری بتن

در ابتدا برای بتن، رفتار پلاستیک همانند فولاد فرض می شد اما به دلیل دخالت ندادن تاثیر ترک امکان اطمینان به جواب های آن وجود نداشت. در مکانیسم آسیب فرض بر این است که کاهش سختی در اثر ایجاد و گسترش ترک های ریز بوده طوریکه بتوان این کاهش را با پارامتری به نام آسیب (D) اندازه گیری و مشخص کرد. در تئوری پلاستیسیته تغییر شکل غیر الاستیک بر کرنش های برگشت ناپذیر غلبه می کند در صورتیکه در مکانیسم آسیب، آسیب ماده سبب کاهش سختی الاستیک می شود. تحقیقات زیادی انجام شد تا مدل هایی ارائه شود، بطوریکه از هر دو تئوری فوق استفاده گردد. در تمامی مدل های فوق شیب باربرداری و بارگذاری یکسان فرض می شد ولی اخیراً مدل هایی ارائه شده که می تواند رفتار سایکلیک بتن، حتی باز و بست شدن ترک را کاملاً نشان دهد. شکل (۱) مدل های مختلف رفتاری بتن نشان می دهد، بطوریکه منحنی (الف) مدل تخریب-کشسانی، منحنی (ب) مدل تخریب و منحنی (ج) مدل کشسانی می باشد [۱۴]



ج) مدل تخریب - کشسانی

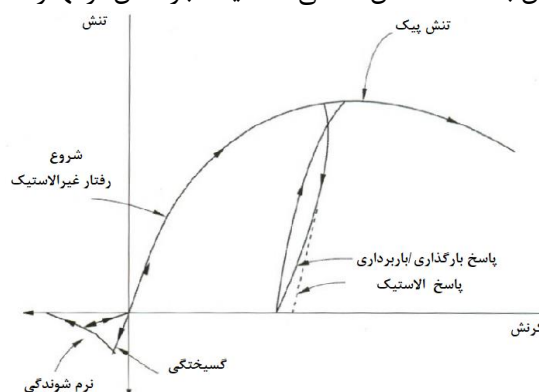
ب) مدل تخریب

الف) مدل کشسانی

شکل ۱: مدل های مختلف رفتاری بتن [۱۴]

مدل ترک اندود

مدل ترک اندود یکی از مدل های ارائه شده برای بتن است که در بیشتر نرم افزارهای المان محدود استفاده می شود. بطور فیزیکی مدل ترک اندود می تواند با یک سری ترک های ریز بیان شود. در این مدل، جهت تشکیل ترک معمولاً با تنش اصلی کششی ماکزیمم تعریف می شود. هنگامی که یک ترک تشکیل می شود، یک سیستم مختصات محلی طوری به ترک وابسته می گردد که یکی از محورها در جهت عمود به سطح ترک قرار گیرد. سپس برای این محورهای مختصات یک قانون تنش - کرنش عمود برهم با مشخصه نرم شدگی کرنشی در نظر گرفته می شود. مطابق شکل (۲) زمانی که بتن تحت تنش های فشاری قرار می گیرد، ابتدا پاسخ الاستیک دارد. همچنان که تنش افزایش می یابد کرنش های غیر الاستیک اتفاق افتاده و پاسخ بتن نرم می گردد. در هر نقطه بعد از حداکثر مقاومت فشاری بتن شیب باربرداری موازی شیب اولیه خواهد بود. هنگامی که جهت بارگذاری عوض می شود (تنش کششی) پاسخ بتن تا حداکثر مقاومت کششی الاستیک بوده بعد از آن مکانیسم ترک اتفاق می افتد و بتن آسیب می بیند. در این حالت می توان با کمک کاهش سختی الاستیک، باز شدن ترکها را مدل نمود. [۱۵]



شکل ۲: مدل ترک اندود [۱۵]

مدل پلاستیسیته - آسیب

در این مدل دو مکانیسم گسیختگی برای بتن فرض می شود که عبارتند از ترک خوردگی کششی و خردشدگی فشاری. تغییر سطح تسلیم به وسیله دو پارامتر سخت شوندگی فشاری و کششی کنترل می شود. هنگامیکه در نمونه بتنی باربرداری انجام می شود سختی اولیه کاهش می یابد که این کاهش با پارامترهای آسیب تعیین می شود. از آنجایی که تنش های موثر اندازه سطح تسلیم را تعیین میکنند در نتیجه به کمک پارامترهای آسیب می توان معادلات تنش - کرنش را به صورت تنش موثر زیر نوشت: [۱۵]

$$\bar{\sigma}_i = \frac{\sigma_i}{(1-d_i)} = E_0 (\epsilon_i - \bar{\epsilon}_i^{pl}) \quad (1)$$

که در رابطه (۱) $\bar{\sigma}_t$ و σ_t به ترتیب تنش متوسط کششی و تنش کششی، d_t پارامتر آسیب کششی، $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$ کرنش پلاستیک معادل کششی، ϵ_t کرنش کششی، E_0 شیب منحنی باربرداری در سیکل اولیه می باشد.

$$\bar{\sigma}_\epsilon = \frac{\sigma_\epsilon}{(1-d_\epsilon)} = E_0(\epsilon_\epsilon - \tilde{\epsilon}_\epsilon^{pl}) \quad (2)$$

که در رابطه (۲) $\bar{\sigma}_c$ و σ_c به ترتیب تنش متوسط فشاری و تنش فشاری، d_c پارامتر آسیب فشاری، $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$ کرنش پلاستیک معادل فشاری، ϵ_c کرنش فشاری، E_0 شیب منحنی باربرداری در سیکل اولیه می باشد. به کمک کرنش غیر الاستیک و کرنش الاستیک بخش آسیب ندیده روابط برای آسیب کششی و فشاری به صورت معادلات (۳) و (۴) نوشت:

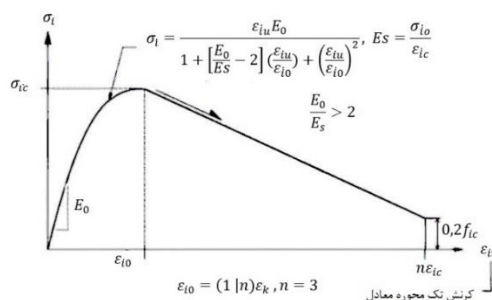
$$\tilde{\epsilon}_\epsilon^{pl} = \tilde{\epsilon}_\epsilon^{in} - \frac{d_\epsilon}{(1-d_\epsilon)} \frac{\sigma_\epsilon}{E_0} \Rightarrow d_\epsilon = 1 - \frac{\epsilon_{oc}^{el}}{\epsilon_\epsilon - \epsilon_{pl}} \quad (3)$$

$$\epsilon_{oc}^{el} = \frac{\sigma_\epsilon}{E_0}, \quad \tilde{\epsilon}_\epsilon^{in} = \epsilon_\epsilon - \epsilon_{oc}^{el} \quad (4)$$

که در روابط مذکور، $\tilde{\epsilon}_c^{in}$ کرنش غیرالاستیک یا کرنش خردشدگی، ϵ_c^{el} کرنش الاستیک بخش ماده آسیب ندیده، ϵ_{pl} کرنش پلاستیک، ϵ_{oc}^{el} کرنش فشاری الاستیک، ϵ_c کرنش فشاری می باشد. از طرفی اگر کرنش پلاستیک معلوم باشد مقادیر آسیب در هر سیکل به راحتی قابل محاسبه است. از طرفی یکی از مهمترین روابطی که برای محاسبه کرنش پلاستیک فشاری ارائه شده، رابطه پالرمو می باشد:

$$\tilde{\epsilon}_c^{pl} = \epsilon_{cu} \left[0.166 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cu}} \right)^2 + 0.132 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cu}} \right) \right] \quad (5)$$

که $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$ کرنش فشاری پلاستیک ماده آسیب ندیده، ϵ_{cu} کرنش نظیر ماکزیمم مقاومت بتن، ϵ_c کرنش منحنی پوش می باشد. همچنین منحنی پوش را می توان از منحنی هاگنستاد ویا منحنی زیر ارائه شده استفاده کرد. این منحنی به صورت در شکل (۳) نشان داده شده است



شکل ۳: منحنی پیشنهادی برای بخش فشاری [۱۵]

روابط ارائه شده برای بخش فشاری به صورت زیر برای حالت کششی بازنویسی می گردد.

$$\tilde{\epsilon}_t^{pl} = \tilde{\epsilon}_t^{in} - \frac{d_t}{(1-d_t)} \frac{\sigma_t}{E_0} \Rightarrow d_t = 1 - \frac{\epsilon_{ot}^{el}}{\epsilon_t - \epsilon_{pl}} \quad (6)$$

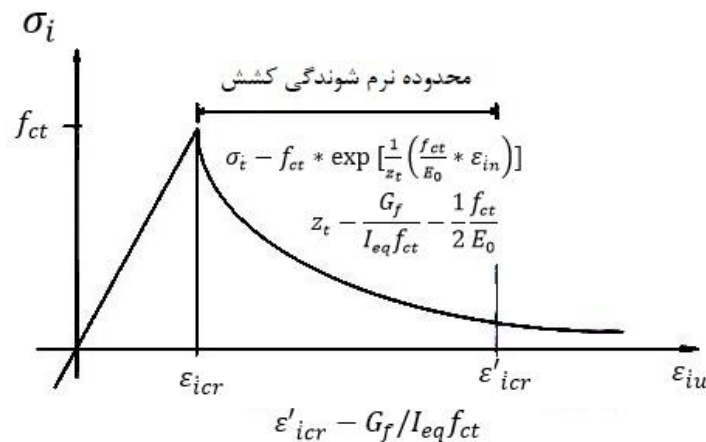
در رابطه (۳-۹) $\tilde{\epsilon}_t^{in}$ کرنش کششی غیر الاستیک، $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$ کرنش کششی پلاستیک بخش ماده آسیب ندیده، d_t پارامتر آسیب کششی، σ_t تنش کششی، E_0 شیب منحنی باربرداری در سیکل، ϵ_t کرنش منحنی پوش، ϵ_{pl} کرنش پلاستیک، ϵ_{ot}^{el} کرنش کششی الاستیک می باشد. لازم به ذکر است که پارامترهای $\tilde{\epsilon}_t^{in}$ ، $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$ که به کمک روابط زیر محاسبه می شوند

$$\varepsilon_{ot}^{el} = \frac{\sigma_t}{E_0} \quad , \quad \tilde{\varepsilon}_t^{in} = \varepsilon_t - \varepsilon_{ot}^{el} \quad (7)$$

که در عبارات فوق اگر کرنش پلاستیک معلوم باشد مقادیر آسیب در هر سیکل به راحتی قابل محاسبه است. یکی از مهمترین روابطی که برای محاسبه کرنش پلاستیک کششی ارائه شده، رابطه پالرمو می باشد

$$\tilde{\varepsilon}_t^{pl} = 146\varepsilon_t^2 + 0.523\varepsilon_t \quad (8)$$

در رابطه فوق ε_t کرنش منحنی پوش، $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ کرنش پلاستیک معادل کششی می باشد. منحنی پوش به صورت خلاصه در شکل (۴) نشان داده شده است.



شکل ۴: منحنی پیشنهادی برای بخش کششی [۱۵]

که منظور از G_f در شکل فوق، انرژی شکست یا انرژی لازم برای ایجاد یک واحد در سطح ترک می باشد

معیار تسلیم دراگر - پراگر در سنگریزه

برای شبیه سازی رفتار سنگریزه در سد می توان از مدل های ارائه شده برای مصالح دانه ای مانند مدل دراگر - پراگر استفاده نمود معیار تسلیم دراگر - پراگر مشابه معیار تسلیم فون میزس است با این تفاوت که اختلاف تنش تسلیم در فشار و کشش در نظر گرفته شده است. این معیار تسلیم اغلب برای بتن مورد استفاده قرار می گیرد که در آن هم تنش های نرمال و هم تنش های برشی می توانند تعیین کننده باشند. معیار تسلیم دراگر - پراگر به شرح رابطه (۹) می باشد [۱۶]:

$$\left(\frac{m-1}{2}\right)(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) + \left(\frac{m+1}{2}\right)\sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{2}} = S_{yc} \quad (9)$$

که در رابطه فوق S_{yc} تنش تسلیم ماده در کشش، m نسبت تنش تسلیم ماده در کشش به فشار تک محوره، $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ تنش های مربوطه در ۳ محور مختصات می باشد

نرم افزار مورد استفاده در پژوهش

نرم افزار ABAQUS از دو مدل رفتاری بتن ارائه شده در مقاله برای آنالیزهای غیر خطی استفاده می کند. مدل ترک اندود در قالب ترک ثابت و مدل پلاستیسیته - آسیب، هر دو مدل برای آنالیزهای دینامیکی مناسب می باشند. با توجه به اینکه مدل پلاستیسیته - آسیب نیاز به پارامترهای آسیب دارد، یافتن مدلهای آزمایشگاهی برای بتن با هر مقاومتی که پارامترهای آسیب آن ذکر شده به راحتی امکان پذیر نیست. لازم به ذکر است که پارامترهای

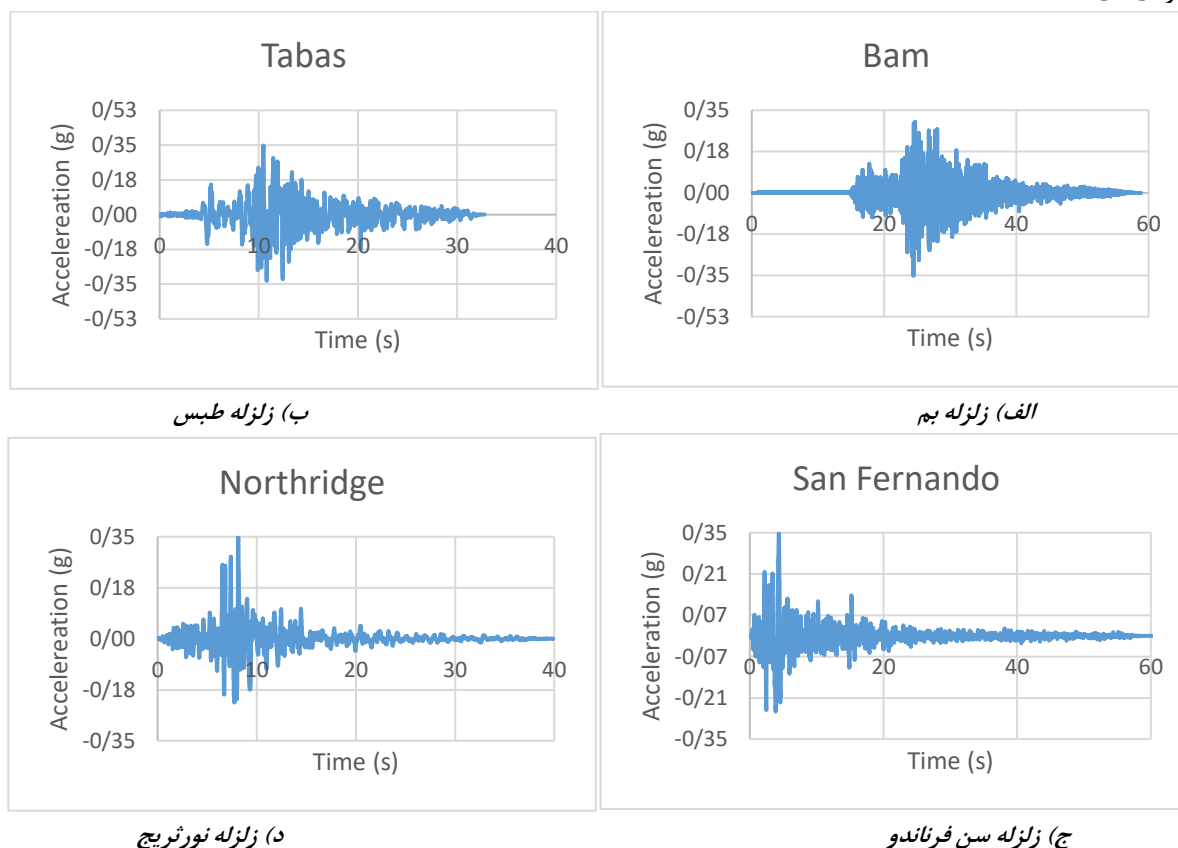
مدل تخریب-کشسانی بطور معمول مقادیر مشخصی دارند که می‌توان از راهنمای نرم افزار آباکوس و یا تحقیقات پیشین استفاده نمود. همچنین این نرم افزار جهت شبیه سازی سنگریز از معیار تسلیم دراگر-پراگر بهره خواهد برد.

مشخصات مصالح

در این پژوهش از بتن مصرفی C25 با ویژگی های مشخصی استفاده گردید بطوریکه مقاومت بتن ۲۵ مگاپاسکال، مدول الاستیسیته ۲۹ گیگاپاسکال می باشد. میزان ضریب پواسون در این پژوهش ۰/۲ فرض شده و چگالی بتن حدود ۲۳۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب می باشد. همچنین در مدلسازی پارامترهایی نظیر گریز از مرکزیت، نسبت مقاومت فشاری متعادل به تک محوری، ضریب K ، ویسکوزیته مربوط به بتن نیاز بوده که به ترتیب مقادیر ۰/۱، ۱/۱۶، ۰/۶۶۷ در نظر گرفته شده است. این در حالی است که مقادیر کرنش های بتن مصرفی اعم از کرنش پیک و نهایی به ترتیب ۰/۲۷۵ و ۰/۳۵ درصد فرض شده است. ضمن اینکه تنش نهایی حدود ۳ مگاپاسکال و میزان بازشدگی بحرانی ترک ۰/۱۵۶ میلی متر در نظر گرفته شده است.

انتخاب شتابنگاشت ها

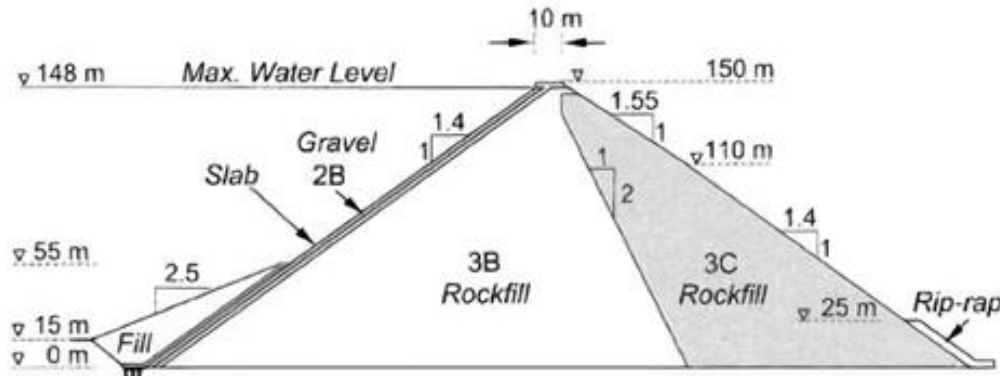
برای تحلیل مدل از ۴ شتابنگاشت نورتریج، سن فرناندو، بم، طیس، استفاده شده است. شتابنگاشت ها از سایت Peer Berkely دریافت و با استفاده از نرم افزار Seismosignal شتابنگاشت ها بر اساس شتاب گرانش (g) مقیاس می گردند. مقدار مقیاس براساس Eurocode ۰/۳۵ شتاب گرانش (0.35g) می باشد. با توجه به اینکه شتاب نگاشتها مقیاس شده اند نیازی به اعمال ضریب مقیاس در آباکوس نیست و ضریب شتاب را برابر با ۱ در نظر گرفته میشود. [۱۷]



شکل ۵: شتابنگاشت زلزله ها [۱۷]

صحت سنجی مدل سازی اجزای محدود

در این پژوهش صحت سنجی مدل با استفاده از نتایج بررسی داکولاس (۲۰۱۲) روی سد مسوچورا یونان انجام شده است. در پژوهش مذکور مدلسازی سد انجام شده و فرکانس ۱۰ مود استخراج شده است. مقادیر این مودها در مقاله حاضر برای انجام صحت سنجی با استفاده از تحلیل مودال در نرم افزار آباکوس استفاده شده است. شکل (۶) مشخصات هندسی مقطع سد نشان می دهد.

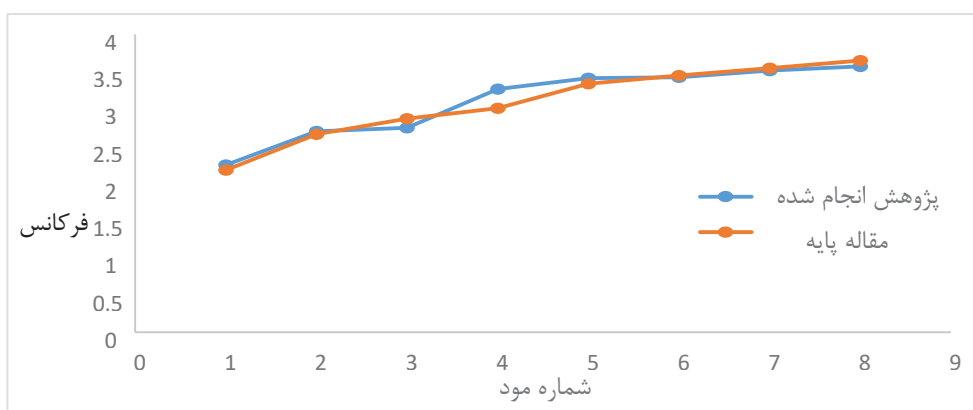


شکل ۶: مشخصات هندسی سد مسوچورا [۱۸]

سد مورد نظر با ساختن یک به یک لایه ها ساخته شده است. این لایه ها عبارتند از لایه بتنی، لایه 2B، لایه 3B و لایه 3C. همچنین آرماتورهای داخل لایه بتنی سد مدل شده اند. مشخصات مصالح بتن با استفاده از معادله رفتاری پلاستیسیته آسیب دیده، تعریف شده است. درخصوص مشخصات بتن در مقاله مرجع داکولاس (۲۰۱۲) می توان اشاره کرد که چگالی بتن حدود ۲۳۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب، ضریب پواسون ۰/۲، مقاومت فشاری و کششی به ترتیب ۲۹ و ۳ مگاپاسکال فرض شده است. ضمن اینکه مدول الاستیسیته بتن مقدار ۲۹۰۰۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است [۱۸]

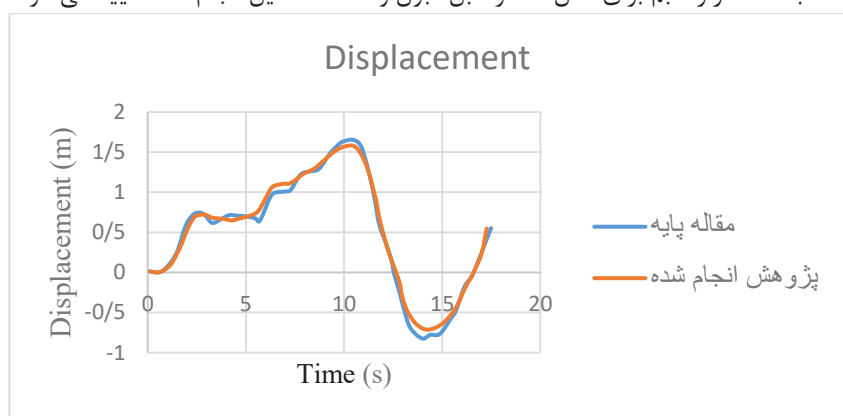
در این پژوهش برای شبیه سازی روکش بتنی از المان های پوسته ای چهارگره ای و برای تعریف مشخصات مصالح سنگریزه از مدل رفتاری دراکر پراگر استفاده شده است. چگالی و ضریب پواسون برای لایه های 3B, 3C, 2B به ترتیب ۲۱۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب و ۰/۳۵. مطابق مقاله مرجع در نظر گرفته شده است. مقادیر مدول برشی برای این لایه ها، به ترتیب برابر ۸۹۳، ۲/۸۹، ۳/۸۵ گیگا پاسکال منظور شده است. همچنین مقاومت فشاری و کششی طبق مقاله مرجع به ترتیب ۲۹ و ۳ مگاپاسکال در نرم افزار اعمال شد. در خصوص اندازه مش بندی نیز برای روکش بتنی ۲ متر و برای سد ۴ متر در نظر گرفته شده است. همچنین در خصوص اندرکنش بین بتن و سنگریزه می توان از تعریف- تماس سطح به سطح استفاده نمود. برای این کار نیز سطوح تماس انتخاب شده و خصوصیات تماس برای آن تعریف شد. خصوصیات تماس شامل خصوصیات مربوط به لغزش مماس بر سطح تماس و خصوصیات تماس عمود بر سطح تماس است. در برنامه آباکوس از گزینه contact hard برای تماس عمودی و گزینه penalty با تعریف ضریب اصطکاک برای تماس افقی استفاده شد. به عنوان راه حل جایگزین می توان از جابه جایی بخش بتنی نسبت به بخش سنگریزه ای مجاور صرف نظر نمود و درجات آزادی المان های بتنی را به درجات آزادی المان سنگریزه کنار آن با استفاده از گزینه های tie یا coupling مقید نمود. به منظور شبیه سازی، قسمتی که سازه سد به تکیه گاه سنگی اطراف و کف متصل شده است به عنوان تکیه گاه در نظر گرفته شده و تنها بخش سنگریزه ای و بتنی شبیه سازی شده اند؛ بر این اساس با فرض صلب بودن بستر سنگی، نیاز به در نظر گرفتن پی سد وجود ندارد. همچنین تمامی سطوح زیرین در محل بستر سد به عنوان تکیه گاه گیردار در نظر گرفته شده است.

شکل (۷) نتایج صحت‌سنجی یا به عبارتی، مقایسه نتایج فرکانس موده‌های ارتعاش طبیعی اول تا دهم حاصل از تحلیل عددی در این پژوهش و نتایج داکولاس (۲۰۱۲) نشان می‌دهد. مطابق شکل (۷) انطباق مناسبی میان نتایج این دو پژوهش وجود دارد. بیشترین میزان اختلاف مربوط به مود چهارم و حدود ۱۰ درصد است.



شکل ۷: مقایسه نتایج فرکانس مودهای ارتعاش طبیعی در این پژوهش و نتایج داکولاس (۲۰۱۲)

همچنین در شکل (۸) اختلاف بسیار جزئی در جابجایی نقطه میانی تاج سد مشاهده می‌گردد مطابق این نمودار تحلیل دینامیکی غیرخطی با شتابنگاشت زلزله بم برای مدل حاضر قابل قبول و صحت تحلیل انجام شده تایید می‌گردد

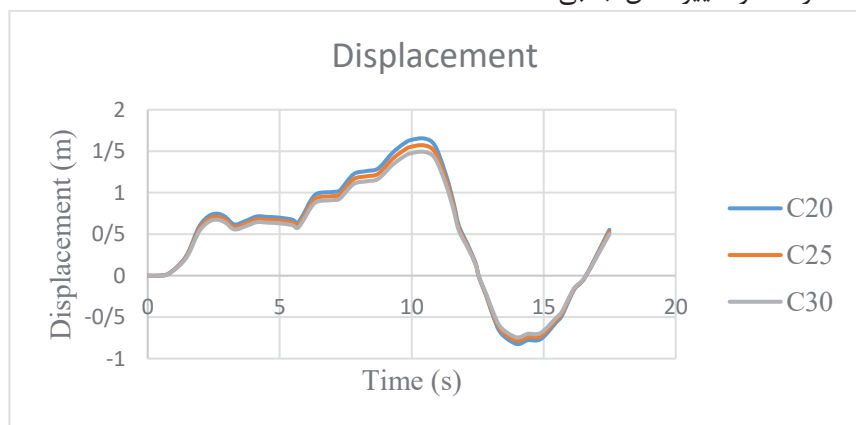


شکل ۸: مقایسه جابجایی افقی نقطه میانی تاج سد تحت شتابنگاشت بم

آنالیز و تحلیل نتایج

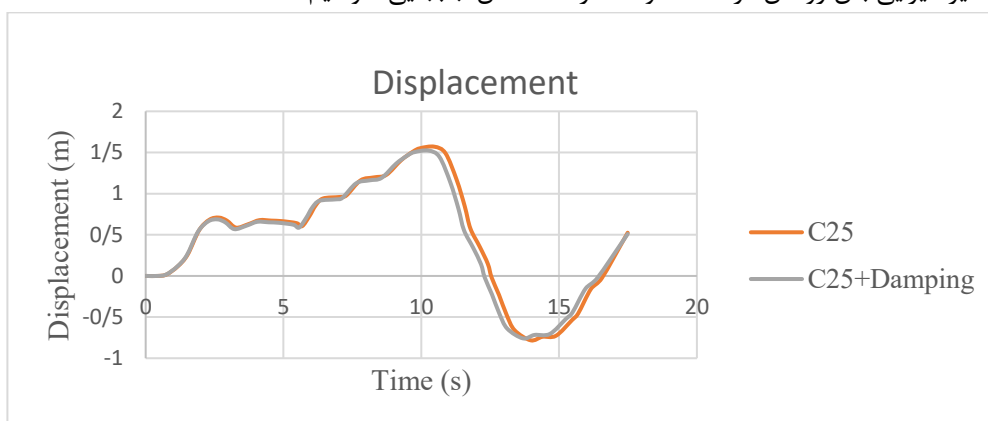
نتایج شتابنگاشت بم

شکل (۹) نشان دهنده نمودار مقایسه ای تغییر مکان جانبی تاج سد با تغییرات مقاومت بتن می باشد. مطابق این شکل حداکثر تغییر مکان جانبی در بتن C20 و C25 و C30 به ترتیب برابر ۱/۶۵، ۱/۵۷ و ۱/۴۹ متر می باشد. با تغییر مقاومت فشاری نمونه استوانه ای روکش بتنی از مقدار ۲۰ مگاپاسکال به ۳۰ مگاپاسکال باعث کاهش ۱۶ سانتیمتری معادل ۹/۷ درصد در تغییر مکان جانبی شده است.



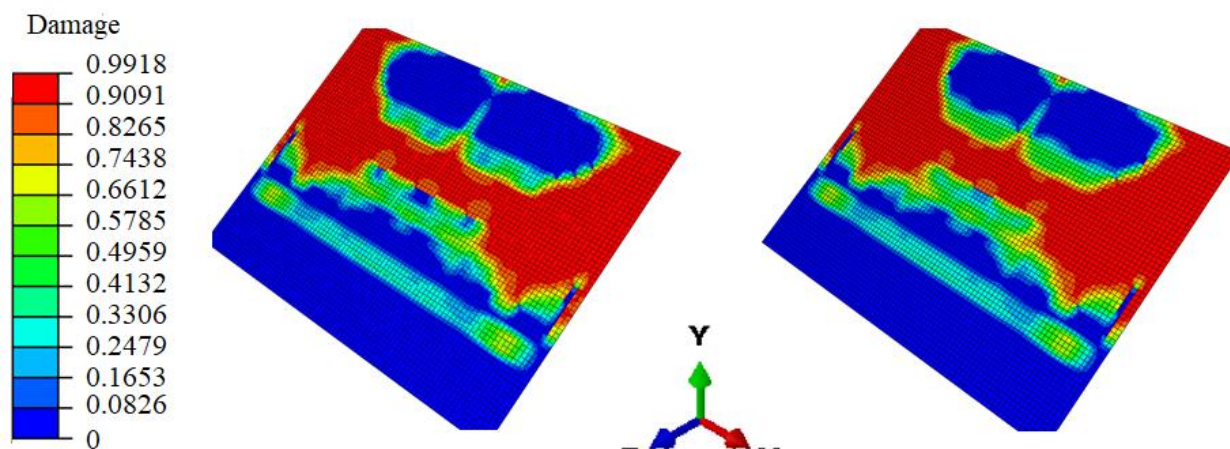
شکل ۹: نمودار تغییر مکان جانبی تاج سد با تغییرات مقاومت بتن

شکل (۱۰) نشان دهنده نمودار مقایسه ای تغییر مکان جانبی تاج سد با تغییرات میرایی بتن می باشد. مطابق این شکل حداکثر تغییر مکان جانبی در بتن C25 با و بدون اثر میرایی به ترتیب برابر $1/57$ و $1/52$ متر می باشد. با لحاظ نمودن تاثیر میرایی بتن روکش در سد حدود ۳ درصد کاهش جابجایی خواهیم داشت.



شکل ۱۰: نمودار تغییر مکان جانبی تاج سد با تغییرات میرایی

بخش الف از شکل (۱۱)، نشان دهنده کانتور تغییرات آسیب کششی روکش بتنی سد تحت شتابنگاشت بم و برای بتن C20 و C25 و C30 می باشد. تغییر آسیب کششی میان استفاده از این دونوع بتن ناچیز می باشد. همچنین بخش ب از شکل (۱۱) نشان دهنده کانتور تغییرات آسیب کششی روکش بتنی سد تحت شتابنگاشت بم و برای بتن C30 می باشد. تغییر آسیب کششی میان استفاده از این بتن و بتن های C20 و C25 محدود به تعداد بسیار کمی المان بسیار کم می باشد. تاثیر لحاظ نمودن اثر میرایی نیز در تمام بتن ها نزدیک به صفر می باشد.



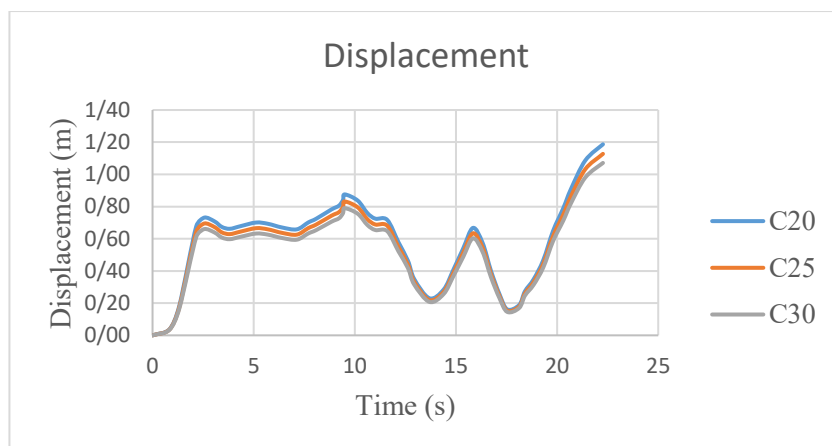
ب) بتن C30

الف) بتن C20, C25

شکل ۱۱: کانتور تغییرات آسیب کششی روکش بتنی سد تحت شتابنگاشت بم

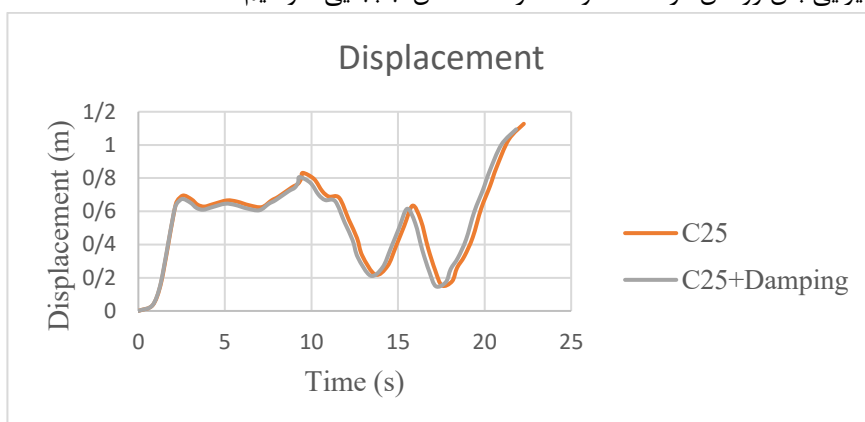
نتایج شتابنگاشت طبس

شکل (۱۲) نشان دهنده نمودار مقایسه ای تغییر مکان جانبی تاج سد با تغییرات مقاومت بتن می باشد. مطابق این شکل حداکثر تغییر مکان جانبی در بتن C20 و C25 و C30 به ترتیب برابر $1/18$ ، $1/12$ و $1/7$ متر می باشد. با تغییر مقاومت فشاری نمونه استوانه ای روکش بتنی از مقدار ۲۰ مگاپاسکال به ۳۰ مگاپاسکال باعث کاهش ۱۱ سانتیمتری معادل ۹/۷ درصد در تغییر مکان جانبی شده است.



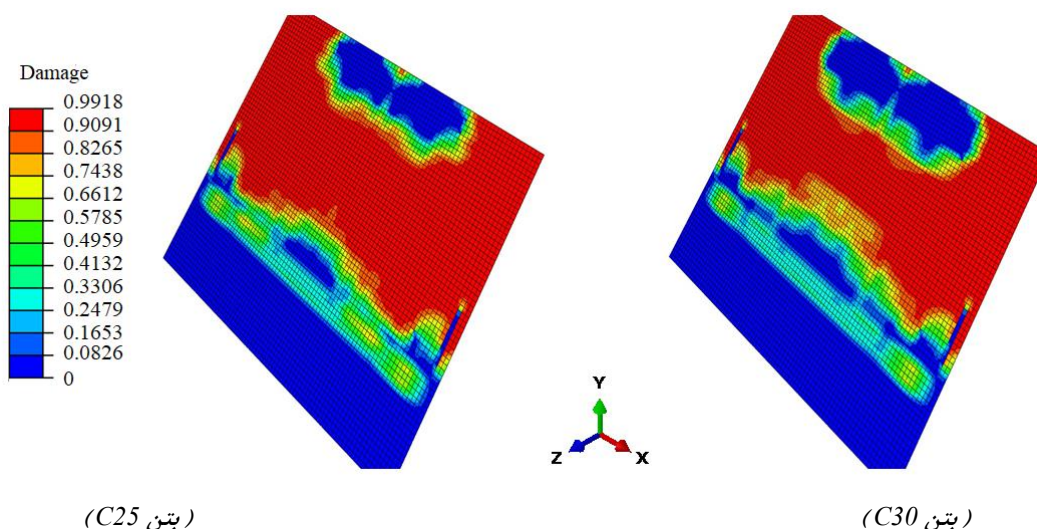
شکل ۱۲: نمودار تغییر مکان جانبی تاج سد با تغییرات مقاومت بتن

شکل (۱۳) نشان دهنده نمودار مقایسه ای تغییر مکان جانبی تاج سد با تغییرات میرایی بتن می باشد. مطابق این شکل حداکثر تغییر مکان جانبی در بتن C25 با و بدون اثر میرایی به ترتیب برابر $1/12$ و $1/9$ متر می باشد. با لحاظ نمودن تاثیر میرایی بتن روکش در سد حدود ۳ درصد کاهش جابجایی خواهیم داشت.



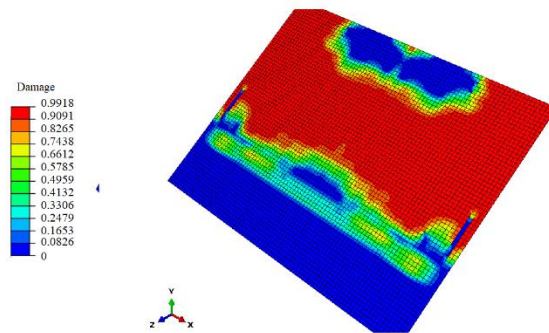
شکل ۱۳: نمودار تغییر مکان جانبی تاج سد با تغییرات میرایی

اشکال (۱۴) نشان دهنده کانتور تغییرات آسیب کششی روکش بتنی سد تحت شتابنگاشت بم و برای بتن C20 و C25 و C30 می باشد. تغییر آسیب کششی میان استفاده هر C20 و C30 بسیار کم می باشد. تغییر آسیب کششی میان استفاده هر C20 و C25 ناچیز می باشد



(بتن C25)

(بتن C30)

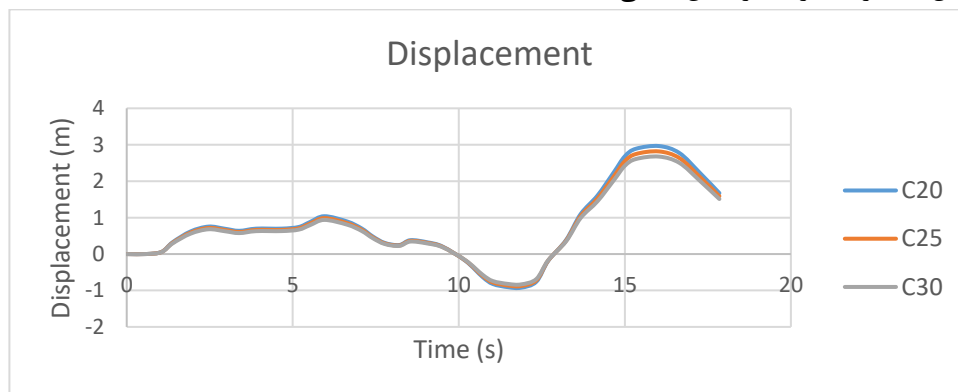


(بتن C20)

شکل ۱۴: کانتور تغییرات آسیب کششی روکش بتنی سد تحت شتابنگاشت بم

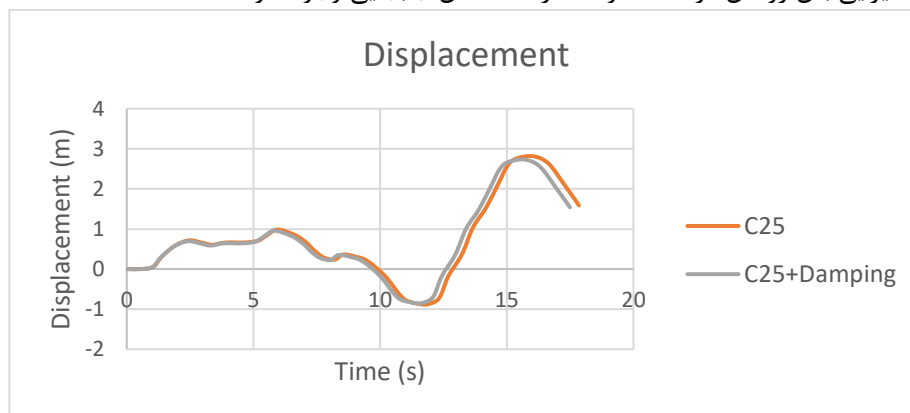
نتایج شتابنگاشت نورث ریج

شکل (۱۵) نشان دهنده نمودار مقایسه ای تغییر مکان جانبی تاج سد با تغییرات مقاومت بتن می باشد. مطابق این شکل حداکثر تغییر مکان جانبی در بتن C20 و C25 و C30 به ترتیب برابر ۲/۹۶، ۲/۸۱ و ۲/۶۷ متر می باشد. با تغییر مقاومت فشاری نمونه استوانه ای روکش بتنی از مقدار ۲۰ مگاپاسکال به ۳۰ مگاپاسکال باعث کاهش ۲۹ سانتیمتری معادل ۱۰ درصد در تغییر مکان جانبی شده است.



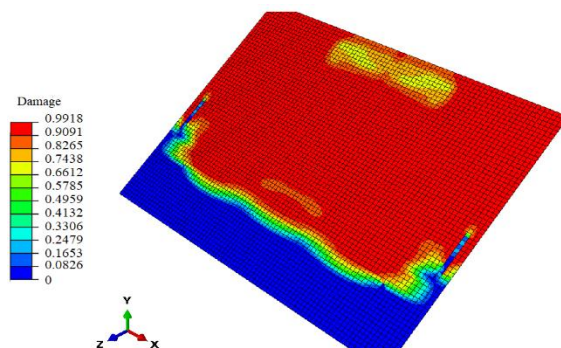
شکل ۱۵: نمودار تغییر مکان جانبی تاج سد با تغییرات مقاومت بتن

شکل (۱۶) نشان دهنده نمودار مقایسه ای تغییر مکان جانبی تاج سد با تغییرات میرایی بتن می باشد. مطابق این شکل حداکثر تغییر مکان جانبی در بتن C25 با و بدون اثر میرایی به ترتیب برابر ۲/۸۱ و ۲/۷۳ متر می باشد. با لحاظ نمودن تاثیر میرایی بتن روکش در سد حدود ۳ درصد کاهش جابجایی وجود خواهد داشت.



شکل ۱۶: نمودار تغییر مکان جانبی تاج سد با تغییرات میرایی

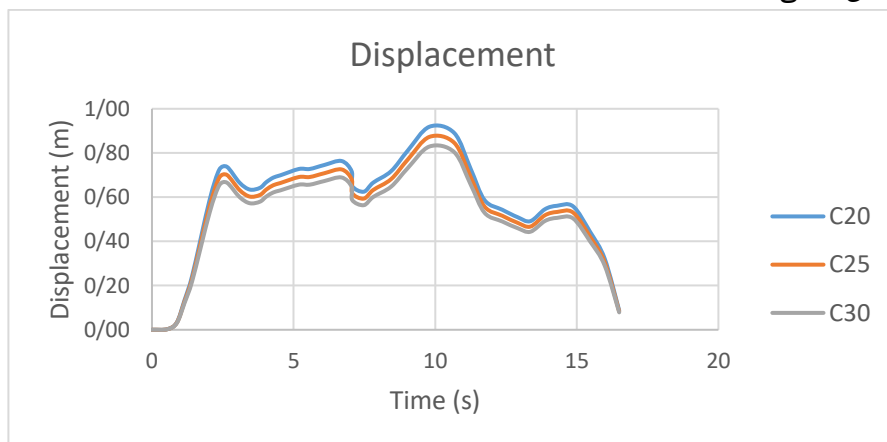
شکل (۱۷) نشان دهنده کانتور تغییرات آسیب کششی روکش بتنی سد تحت شتابنگاشت بم و برای بتن C20 و C25 و C30 می باشد. تغییر آسیب کششی میان استفاده هر سه نوع بتن ناچیز می باشد.



شکل ۱۷: کانتور تغییرات آسیب کششی روکش بتنی سد تحت شتابنگاشت بم (بتن C20, C25, C30)

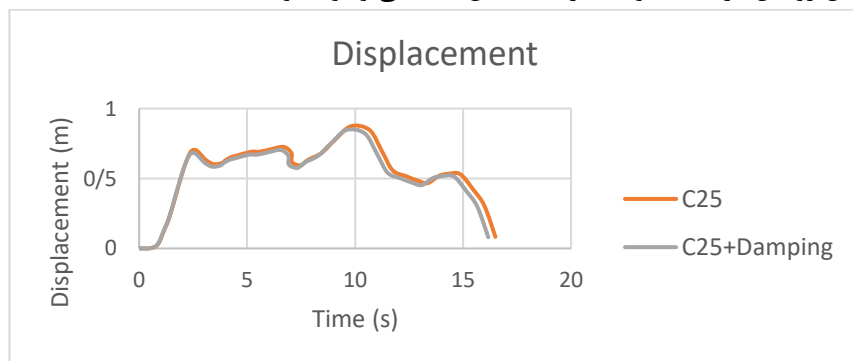
نتایج شتابنگاشت سن فرناندو

شکل (۱۸) بیانگر نمودار مقایسه ای تغییر مکان جانبی تاج سد با تغییرات مقاومت بتن می باشد. مطابق این شکل حداکثر تغییر مکان جانبی در بتن C20 و C25 و C30 به ترتیب برابر ۸۷، ۹۱ و ۸۳ متر می باشد. با تغییر مقاومت فشاری نمونه استوانه ای روکش بتنی از مقدار ۲۰ مگاپاسکال به ۳۰ مگاپاسکال باعث کاهش ۸ سانتیمتری معادل ۹ درصد در تغییر مکان جانبی است



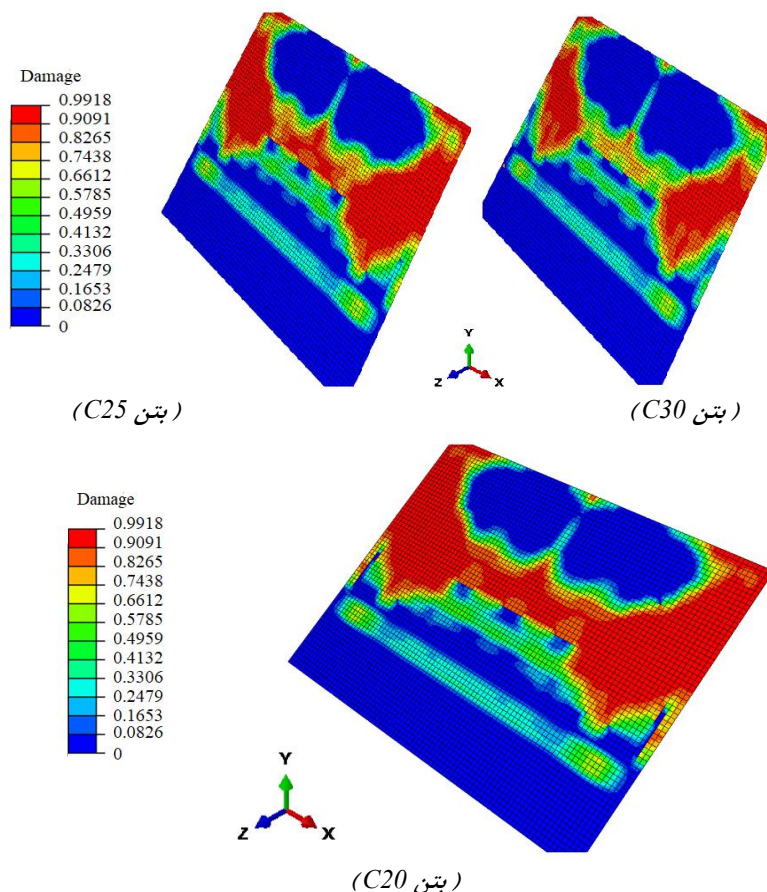
شکل ۱۸: نمودار تغییر مکان جانبی تاج سد با تغییرات مقاومت بتن

شکل (۱۹) نشان دهنده نمودار مقایسه ای تغییر مکان جانبی تاج سد با تغییرات میرایی بتن می باشد. مطابق این شکل حداکثر تغییر مکان جانبی در بتن C25 با و بدون اثر میرایی به ترتیب برابر ۸۷ و ۸۴ متر می باشد. با لحاظ نمودن تاثیر میرایی بتن روکش در سد حدود ۳ درصد کاهش جابجایی وجود خواهد داشت.



شکل ۱۹: نمودار تغییر مکان جانبی تاج سد با تغییرات میرایی

شکل (۲۰) نشان دهنده کانتور تغییرات آسیب کششی روکش بتنی سد تحت شتابنگاشت بم و برای بتن C20 و C25 و C30 می باشد. تغییر آسیب کششی میان استفاده هر سه نوع بتن بسیار کم می باشد.



شکل ۲۰: کانتور تغییرات آسیب کششی روکش بتنی سد تحت شتابنگاشت بم

نتیجه گیری

امروزه یکی از مهمترین بحث‌ها، بحث مقاومت بتن و تاثیر آن بر روی سازه های مختلف از جمله در سد های سنگریزه ای با روکش بتنی می باشد که با توجه به هزینه ساخت بالای ساخت سد بررسی تاثیر مقاومت بتن بسیار مهم می باشد در عین حال با توجه به ایجاد آسیب های مالی و جانی به دلیل شکست سد این مسئله دارای اهمیت بسیار بالایی می باشد. به این دلیل در پژوهش حاضر به تحلیل اثر مقاومت روکش بتنی بر روی رفتار سد سنگریزه ای با روکش بتنی پرداخته شده است. نتایج کلی این تحقیق به صورت موردی عبارت از:

۱- تغییرات در مقاومت بتن در سه نوع C20، C25 و C30 با مقاومت اسمی نمونه فشاری استوانه ۲۵، ۳۰ و ۳۰ مگاپاسکال انجام شد و این افزایش مقاومت حدود ۸ تا ۱۰ درصد در کاهش تغییر مکان جانبی تحت شتابنگاشت های انتخابی در تاج سد تاثیر دارد.

۲- تغییرات در مقاومت بتن از ۲۰ به ۲۵ مگاپاسکال تاثیر بسیار کم تا ناچیزی بر روی تخریب کششی بتن دارد

۳- با لحاظ نمودن اثر میرایی در بتن با مقدار ۰/۰۳۲۵، تحت شتابنگاشت های انتخابی تغییری در حدود ۳ درصد در تغییر مکان جانبی تاج سد دارد و در تحت شتابنگاشت های انتخابی تاثیر ناچیزی بر روی تخریب کششی بتن دارد.

۴- تخریب فشاری بتن در هیچ نقطه ای مشاهده نمی شود که ناشی از سنگریزه ای بودن سد و تمایل به واگرایی اجزای سنگریزه ای می باشد که موجب تنش کششی در روکش می شود

۵- با تغییر شکل قائم سد، سنگریزه ها جابجا شده و علاوه بر نشست تمایل به واگرایی طولی دارند. همچنین به دلیل ارتعاش زلزله میزان نشست و فشردگی افزایش می یابد. در عین حال که المان ها بدلیل عدم چسبندگی بالا و امکان جابجایی و واگرایی بدون از دست دادن مقاومت فشاری، بر خلاف المانهایی مانند خاک و بتن حذف نمی شوند و در حل مسئله باقی می ماند و تنها مقاومت کششی که مقدار بسیار کمی در سنگریزه ها دارد از بین می رود.

منابع

- [1] - Vafaeian M. (2015). *Rockfill and Embankment dams*, Arkan Danesh Publications, Isfahan
- [2] - Bin X, Zou D, Liu H (2012). *Three-Dimensional Simulation of the Construction Process of the Zipingpu Concrete Face Rockfill Dam Based on a Generalized Plasticity Model*. *Journal of Computers and Geotechnics*, 43, 143-154
- [3] - Liu J, Liu F, Kong X, Yu L. (2014). *Large-Scale Shaking Table Model Tests of Aseismic Measures for Concrete Faced Rock-Fill Dams*. *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 11, 152-113
- [4] - Mahinroosta R, Alizadeh A, Gatmiri B (2015). *Simulation of Collapse Settlement of First Filling in a High Rockfill Dam*. *Journal of Engineering Geology* 147, 32-44
- [5] - Bin X, Zou D Kong X, Hu Z, Zhou, Y (2015). *Dynamic Damage Evaluation on the Slabs of the Concrete Faced Rockfill Dam with the Plastic-Damage Model*. *Journal of Computers and Geotechnics* 15, 254-215
- [6] - Jian-Min Z, Yang Z, Gao X, Zhang J (2015). *Geotechnical Aspects and Seismic Damage of the 151-M-High Zipingpu Concrete Faced Rockfill Dam Following the Ms 4.0 Wenchuan Earthquake*, *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 71, 145-151
- [7] - Liu J, Liu F, Kong X, Yu, L (2015). *Large-Scale Shaking Table Model Tests on Seismically Induced Failure of Concrete-Faced Rockfill Dams*. *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 42, 11-23
- [8] - Nazari A, Imam MR, (2013) *Static and dynamic analysis of gravel dam with concrete surface (CFRD, International Conference on Civil Engineering, Architecture and Urban Planning, Tabriz*
- [9] - Jia Y, Chi Sh (2015). *Back-analysis of soil parameters of the Malutang II concrete face rockfill dam using parallel mutation particle swarm optimization*, *Journal of Computers and Geotechnics*, 15, 47-61
- [10] - Wen L, Chai J, Xu Z, Qin Y, Li Y (2017). *Monitoring and numerical analysis of behaviour of Miaojiaba concrete-face rockfill dam built on river gravel foundation in China*, *Journal of Computers and Geotechnics*, 45, 230-244
- [11] - Qu Y, Zou D, Kong X, Yu X, Chen K. (2020). *Seismic cracking evolution for anti-seepage face slabs in concrete faced rockfill dams based on cohesive zone model in explicit SBFEM-FEM frame*, *Journal of Soil Dynamic and Earthquake Engineering*, 133, 106-120
- [12] - Ghaemi A, Konrad JM. (2020). *A semi-empirical relationship for predicting earthquake-induced crest settlement of concrete faced rockfill dams*, *Journal of Soil Dynamic and Earthquake Engineering*, 132, 10, 59-90
- [13] - Wang X, Xue B, Xu B, Pang R. (2021). *Role of Strong Motion Duration on Seismic Responses of High Concrete Faced Rockfill Dams*, *Journal of Structures*, 32, 1092-1102

- [14] - Cen W, Wen L, Zhang Z, Xiong, K (2011). Numerical simulation of seismic damage and cracking of concrete slabs of high concrete face rockfill dams, *Journal of Water Science and Engineering*, 9, 3
- [15]- Albano M, Modoni G, Croce P, Russo G (2015). Assessment of the seismic performance of a bituminous faced rockfill dam, *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 75, 143-104
- [16]- Lee J. (1988). Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures." *Journal of engineering mechanics*, 124, 8, 892-900.
- [17] PEER Berekely Reports.2011. <https://peer.berkeley.edu/peer-reports>
- [18]. Dakoulas p., Nonlinear seismic response of tall concrete-faced rockfill dams in narrow canyons, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol 34, P.P:11–24, 2012
- [19]- Abaqus software documentation, Simulia, Ver. 1.14.2.
- [20] - Nourzad R, Janalizadeh A, Najafi T, (2011) Numerical evaluation of the dynamic behavior of gravel dam with concrete surface under severe earthquakes, *Fifth National Congress of Civil Engineering*
- [21]- Kakavand MR, Neuner M, Schreter M, Hofstetter G. (2018). A 3D continuum FE-model for predicting the nonlinear response and failure modes of RC frames in pushover analyses. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16, 10, 4893-4917.
- [22]- Grassi P. (2006). Damage-plastic model for concrete failure." *International Journal of Solids and Structures* 43,22, 7166-7196.
- [23]- Kakavand MR, Taciroglu E. (2020) An enhanced damage plasticity model for predicting the cyclic behavior of plain concrete under multiaxial loading conditions." *Journal of Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 14,6, 1531-1544.
- [24]- Grassi P, Xenos D, Nystrom U, Rempling R, Gylltoft K. (2013) CDPM2: A damage-plasticity approach to modelling the failure of concrete." *International Journal of Solids and Structures*, 50,24, 3805-3816.
- [25]- Kakavand MR, Taciroglu E, Hofstetter G. (2020). Evaluation of the Performance of an Enhanced Damage Plasticity Model for Predicting the Cyclic Response of Plain Concrete under Multiaxial Loading Conditions, *International Journal of Structural and Civil Engineering Research*, 9,4,273-277, doi: 10.18178/ijscer.9.4.273-277.

A Review and Application of Deep Learning Method for Classification of Concrete Aggregates and Soil

Pourlak, Mahyar

PhD Candidate, Department of Civil Engineering, Qom University, Qom, Iran.

Ghotbi Siabil, S.M. Amin*

*Corresponding Author, PhD, Department of Civil Engineering, K.N. Toosi University of Technology, Tehran, Iran
ghotbi@mail.kntu.ac.ir*

Morteza Esmaeili

Professor of Railway Engineering, Iran University of Science and Technology

Abstract

Mechanical sieve analysis is a common method for size Classification concrete aggregates and soil. For facilitation and acceleration of this method, this paper reviews image processing and deep learning methods used in geotechnical and civil engineering applications. Combination of deep learning with image processing can result in a robust, human-independent approach (in terms of experience and recognition power), resulting in faster and accurate results. To better understand the performance of such methods, two convolutional neural network (CNN) architectures (e.g. AlexNet or GoogleNet) were evaluated for their capability in automatic feature extraction and image classification. It was observed that the accuracy of these networks in prediction of aggregate class is dependent on ratio of the number of training samples to the whole dataset size, epoch number and mini batch size. The number of training images between 80-90% of the total dataset was found to be suitable and a minimum of 10 epoch is required to obtain the maximum validation accuracy. Using this model, a validation accuracy of up to 100% was reachable. Furthermore, the model was capable to predict about 85% of new images correctly. The future improvement of this method can be associated to increasing its efficiency in training process by using optimization approaches.

Keywords: *Soil and Aggregate Classification, Image Processing, Deep Learning*

مرور و کاربرد روش یادگیری عمیق در طبقه‌بندی مصالح دانه‌ای بتن و خاک

دریافت مقاله ۳۰-۰۱-۱۴۰۰

پذیرش مقاله ۲۷-۱۲-۱۳۹۹

مهیار پورلک

دانشجوی دکتری مهندسی سازه‌های هیدرولیکی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه قم، قم، ایران

سید محمدامین قطبی*

دکتری مهندسی خاک و پی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران، ایران

ghotbi@mail.kntu.ac.ir

مرتضی اسماعیلی

استاد دانشکده مهندسی راه آهن، دانشگاه علم و صنعت ایران

چکیده

روش پایه برای تعیین خصوصیات مهندسی خاک و سنگ‌دانه‌های بتن، طبقه‌بندی آن‌ها به روش مکانیکی آنالیز الک است که روندی زمان‌بر و گاهی پرهزینه دارد. در این مقاله با کاربرد روش پردازش تصویر مبتنی بر یادگیری عمیق، عملاً نیاز به دخالت کاربر برای پردازش تصاویر به حداقل و سرعت و دقت طبقه‌بندی مصالح افزایش یافته است که این موضوع می‌تواند به افزایش بهره‌وری در پروژه‌ها کمک نماید. بدین منظور نمونه‌های مصالح از پروژه‌های مختلف در سطح شهر تهران جمع‌آوری شده و از آن‌ها عکس‌هایی در شرایط مشخص تهیه گردید. برای تعیین دقیق طبقه‌بندی مصالح، نمونه‌ها به روش آنالیز الک دانه‌بندی شدند. با این اطلاعات، شبکه‌های یادگیری عمیق AlexNet و GoogleNet بررسی، تنظیم و آموزش داده شده‌اند. برای تعیین پارامترهای مدل از حساسیت‌سنجی استفاده شد. بر این اساس استفاده از حدود ۸۰-۹۰ درصد تصاویر گرفته شده برای آموزش مدل و سایر تصاویر برای بررسی دقت آن مناسب تشخیص داده شد. نتایج آنالیز نشان داد که با استفاده از این روش دقت صحت‌سنجی به حدود ۱۰۰٪ می‌رسد. همچنین درصد توانایی مدل برای شناسایی طبقه‌بندی تصاویر نمونه‌های جدید در حدود ۸۵٪ است. با افزایش داده‌های ورودی برای آموزش مدل می‌توان به دقتی به مراتب بالاتر نیز دست یافت.

کلید واژگان: طبقه‌بندی مصالح، خاک و سنگ‌دانه بتن، پردازش تصویر، یادگیری عمیق

۱-مقدمه

مصالص بتنی و خاکی از جمله مصالح پرکاربرد در صنعت ساخت هستند که تعیین خصوصیات و دانه‌بندی آن‌ها اهمیت بسیار زیادی دارد. شن و ماسه در مجموع حدود ۶۰ تا ۷۵ درصد از حجم بتن را تشکیل می‌دهند که ۶۰ تا ۷۰ درصد از کل دانه‌ها شن و ۳۰ الی ۴۰ درصد دانه‌ها را ماسه تشکیل می‌دهد. از طرف دیگر برآورد خصوصیات مهندسی خاک مانند تراکم‌پذیری، مقاومت برشی و هدایت هیدرولیکی از جمله اقدامات ضروری حین طراحی و اجرای پروژه‌های عمرانی است. بنابراین انجام دانه‌بندی مصالح سنگی بتن با توجه به طرح اختلاط و نوع کاربرد و در خاک برای تعیین خصوصیات پایه آن باید انجام شود.

تحلیل اندازه دانه‌های خاک و بتن^۱ (دانه‌بندی) یکی از آزمایش‌های پایه و مهم برای انجام طبقه‌بندی مصالح بتنی و خاک است. مرز اندازه شن و ماسه الک استاندارد نمره ۴ با اندازه ۴/۷۶ میلی‌متر است. دانه‌های ریزتر از ۴/۷۶ میلی‌متر را ماسه و بزرگتر از ۴/۷۶ میلی‌متر را شن می‌نامند. حداقل اندازه دانه‌های ماسه ۰/۰۷۵ میلی‌متر و حداکثر اندازه دانه‌های شن ۶۰ میلی‌متر می‌باشد. دانه‌بندی مصالح خاکی و سنگی اصولاً به روش مکانیکی الک انجام می‌شود که انجام هر آزمایش آن بسته به وسعت پروژه‌ها می‌تواند تا حدود ۱۴ ساعت زمان ببرد [۱]. در نتیجه انجام تعداد بسیار زیاد از آزمایش‌های طبقه‌بندی مصالح خاکی و بتنی در پروژه‌های بزرگ می‌تواند زمان و هزینه زیادی را تحمیل نماید.

امروزه به کمک روش پردازش تصویر^۲ می‌توان عملیات طبقه‌بندی مختلف (از جمله طبقه‌بندی مصالح خاکی و سنگی) را با سرعت و دقت نسبتاً مناسب به انجام رساند. به عنوان نمونه، Mora et al. (1998) [۲] با استفاده از روش پردازش تصاویر دیجیتال (DIP) روشی را برای تحلیل توزیع اندازه ذرات درشت‌دانه بتن ارائه دادند. در تحقیقات مشابه دانه‌بندی تنها بر اساس مساحت صورت گرفته بود، اما در روش پیشنهادی جدید تبدیل توزیع بر اساس مساحت به توزیع بر اساس جرم از طریق تعریف یک پارامتر شکل برای در نظر گرفتن ضخامت دانه‌ها ارائه شد. بر این اساس نمودارهای به دست آمده به منظور تطابق با نمودارهای واقعی جابجا شدند. در این روش، دانه‌ها باید کاملاً گسترانده شده و بدون همپوشانی باشند تا دقت مناسبی حاصل شود. همچنین دانه‌ها نباید خیلی کوچک باشند تا پیکسل متناظر با آن بتواند نماینده آن باشد.

Han et al. (2016) [۳] روش تحلیل تصاویر دوبعدی برای ارزیابی توزیع و خصوصیات دانه‌های درشت بتن بر اساس عکس‌های گرفته شده از مقاطع بتنی ارائه دادند. بر مبنای اصل Cavalieri [۴ و ۵]، درصد یک مساحت در مقطع عرضی یک نمونه با درصد حجمی در حالت سه بعدی برابر فرض می‌شود. با مقایسه نتایج حاصل از این روش با روش‌های سه بعدی مانند دانه‌بندی و نسبت حجم دوغاب به دانه‌ها، روش دوبعدی به کار گرفته شده از دقت مطلوب برخوردار بود. علاوه بر آن، روش دو بعدی اثر خطاهای تصادفی مانند لرزش بتن و نمونه‌گیری غیریکنواخت را آشکار می‌کند.

در روش Ozen and Guler (2014) [۶]، تصاویر دو بعدی از مقاطع عرضی نمونه‌های بتنی تهیه شد و توزیع اندازه دانه‌ها بر اساس آن انجام گرفت. یک الگوریتم برای مشخص کردن آستانه بهینه در تحلیل تصویر مقطع عرضی و همچنین یک پارامتر شکل دانه برای استفاده در تحلیل توزیع اندازه دانه‌ها پیشنهاد شد. استفاده از این روش می‌تواند ارزش عملی برای ارزیابی بتن شامل درجه جدایش و مرزهای دانه‌بندی مخلوط در حین ساخت داشته باشد.

در تحقیق Yang et al. (2018) [۶]، یک سیستم ریخته‌گری و پراکنده‌سازی ماسه مبتنی بر خصوصیات کانتور ذرات ماسه (تعیین شده توسط دریافت تصاویر با پس‌زمینه روشن) و یک مکانیزم استخراج تهیه شد. الگوریتم‌هایی

¹ Particle Size Distribution (PSD)

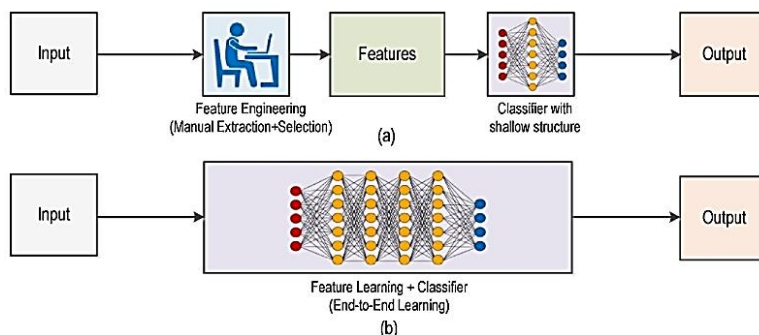
² Image Processing

برای حذف ذرات تکراری، تعیین ذرات ناقص در مرزهای تصویر، خوشه‌بندی کانتور ذرات و تعیین اندازه ذره معادل مطالعه شدند. نتایج آزمایشگاهی حداکثر خطای تکرار بر روی نمونه‌ها کمتر از ۰.۴٪ است که برای کاربردهای واقعی بسیار مناسب است.

تحلیل بافت مبتنی بر تصاویر برای طبقه‌بندی بافت خاک با استفاده از روش SVM و تابع هسته مرکزی توسط Barman and Choudhury (2019) [۸] ارائه شد. پیش از انجام تحلیل تصاویر، بافت خاک با روش معمولی هیدرومتری و مثلث USDA تعیین گردید که کاری بسیار وقت‌گیر و طاقت فرسا است. یک آزمایش ساده هیدرومتری برای تعیین درصد لای، رس و ماسه حداقل ۲۴ ساعت طول می‌کشد، اما طبق این تحقیق با استفاده از پردازش تصویر مدت زمان تحلیل کاهش می‌یابد.

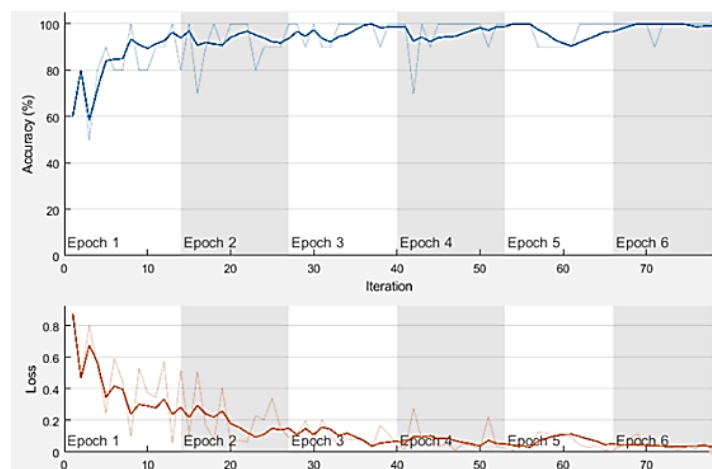
در پژوهش‌های فوق‌الذکر، با وجود استفاده از روش پردازش تصاویر، لازم است یک فرد متخصص تصاویر را پردازش نموده و نتایج مورد نیاز را استخراج نماید که خود مستلزم صرف وقت و هزینه جداگانه است. با بکارگیری روش یادگیری عمیق^۱ (به عنوان یک شاخه پیشرفته از علم هوش مصنوعی) در چهارچوب پردازش تصویر، می‌توان نیاز به عامل انسانی در طبقه‌بندی را به حداقل رساند (شکل ۱-۱). در حوزه‌های ساخت با کمک پردازش تصویر و هوش مصنوعی می‌توان هزینه‌ها را کاهش داد که میزان این کاهش به نوع پروژه بستگی دارد. به عنوان نمونه Gui et al. (2011) [۹] با استفاده از الگوریتم ژنتیک کاهش ۱۰ تا ۲۰ درصد در هزینه ساخت شمع برای پروژه‌های بندرگاهی را پیش‌بینی کردند. همچنین Alqedra et al. (2011) [۱۰] به کمک الگوریتم ژنتیک کاهش ۳۰ درصدی در هزینه تیرهای سازه را پیش‌بینی کردند.

تاکنون تحقیقات مختلفی در مورد استفاده از روش پردازش تصویر مبتنی بر یادگیری عمیق در طبقه‌بندی سنگ‌دانه بتنی، خاک و سایر امور مربوط به طبقه‌بندی در مهندسی عمران انجام شده است. استفاده از یادگیری عمیق (به عنوان نمونه شبکه AlexNet [۱۱]) به طور مؤثری در زمینه‌های مختلف مهندسی عمران به کار گرفته شده است. یکی از نمونه‌های موفق مربوط به مسائل پایش سلامت روسازی‌ها می‌باشد (Meziane et al. (2018) [۱۲] که در شکل ۱-۲ مقادیر دقت و خطا حین آموزش شبکه توسط آن‌ها نشان داده شده است.



شکل ۱- مقایسه شمایک پردازش تصویر کلاسیک و پردازش تصویر در چهارچوب یادگیری عمیق

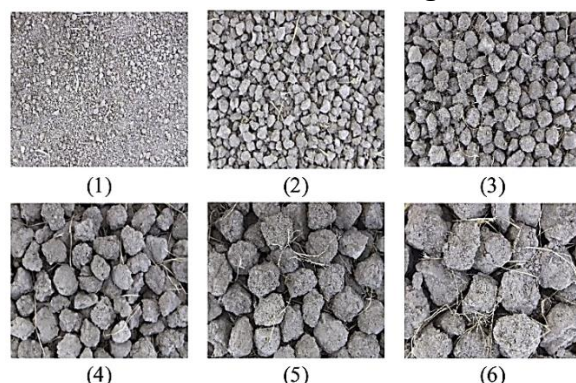
^۱ Deep Learning (DL)



شکل ۲- مقادیر دقت و تابع خطا حین آموزش شبکه AlexNet [۱۳]

در خصوص طبقه‌بندی سنگ‌دانه‌ها و خاک، (2003) de Oliveira Morais et al. [۱۳] مقادیر ذرات در بخش‌های رس و ماسه به داده‌های تصاویر را با استفاده از رگرسیون چند متغیره PLS2 مرتبط نمودند. با این روش رویکرد بینایی کامپیوتر انتخاب شده برای تشخیص بافت خاک بر مبنای تصاویر دقتی تا ۱۰۰٪ داشت. این روش کم‌هزینه، مناسب محیط زیست، غیرمخرب و سریع‌تر از روش استاندارد بود. در تحقیق Cortina-Jauchs et al. (2011) [۱۴] ترکیب پردازش تصویر، روش‌های خوشه‌بندی و شبکه عصبی مصنوعی برای طبقه‌بندی بافت خاک ارائه گردید. این روش برای طبقه‌بندی تصاویر خاک به دو گروه فضاهای خالی و ذرات خاک است که در تشخیص فضاهای خالی و ذرات خاک در تصاویر CT^۱ بسیار موثر است. به کمک این روش درصد طبقه‌بندی صحیح فضاهای خالی در نمونه‌های مورد بررسی به بیش از ۹۶٪ رسید.

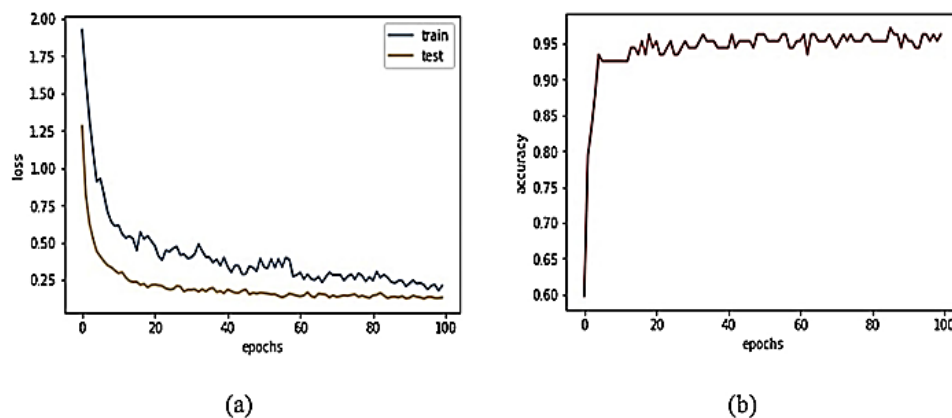
استفاده از روش از یادگیری عمیق برای طبقه‌بندی اندازه دانه‌های خاک و ارزیابی کیفیت عملیات خاک‌ورزی برای کاهش هزینه و نیروی انسانی دخیل توسط (2020) Azizi et al. [۱۵] مورد استفاده قرار گرفت. بدین منظور تعدادی جفت عکس استریو برای تغذیه شبکه مورد استفاده قرار گرفت که یک نمونه از هر اندازه در شکل ۳ نشان داده شده است. از آنجایی که سیستم عکس‌برداری استریو وابسته به نور محیطی نیست، عکس‌برداری در شرایط صحرایی و بدون سیستم نورپردازی انجام گرفت. به منظور آموزش مدل‌های عمیق، تصاویر هر لنز از یکدیگر جدا شدند و به شبکه داده شدند. بدون نیاز به استخراج ویژگی‌های تصاویر که به طور دستی در بیشتر الگوریتم‌های پردازش تصویر و بینایی مورد استفاده قرار می‌گیرند، مدل عمیق مورد استفاده در این تحقیق مشاهده و استخراج خصوصیات مورد نیاز از پایین‌ترین تا بالاترین سطح را به صورت خودکار فرا گرفت.



شکل ۳- دانه‌های خاک پس از عملیات خاک‌ورزی. اندازه دانه‌ها از شماره ۱ تا ۶ افزایش می‌یابد. [۱۵].

^۱ Computed tomography

در بین الگوریتم‌های مختلف یادگیری عمیق موجود، شبکه عصبی پیچشی (CNN) به دلیل قابلیت بسیار خوب آن در کار با تصاویر در تحقیق بالا مورد استفاده قرار گرفت. شبکه‌های VggNet16، ResNet50 و Inception-v4 مورد استفاده قرار گرفتند. دقت طبقه‌بندی این شبکه به بالای ۹۵٪ می‌رسد، اما بالاترین دقت با ResNet50 (98.72%) به دست آمد. این دقت بسیار خوب که به طور قابل ملاحظه‌ای متفاوت از تحقیقات قبلی است، نشان دهنده توانایی روش یادگیری عمیق در طبقه‌بندی دانه‌ها خاک است. نتایج این تحقیق نشان داد که تخمین قطر وزنی متوسط (MWD) دانه‌ها بدون محدودیت اندازه و با دقت بسیار خوب کاملاً عملی و دست‌یافتنی است. در شکل ۴ یک نمونه از روند تغییرات دقت و تابع خطا در یادگیری برای شبکه Inception-v4 نشان داده شده است.



شکل-۱- دقت و نرخ خطا طبقه‌بندی دانه‌های خاک به دست آمده از آموزش داده‌ها در شبکه Inception-v4 [۱۵]

با توجه به پیشینه تحقیقات، رویکرد یادگیری عمیق برای طبقه‌بندی و تعیین خصوصیات مصالح خاکی و سنگ‌دانه‌های بتن در این تحقیق مورد توجه قرار گرفت. این کار از روی تصاویر گرفته شده از نمونه‌های مصالح و به صورت تقریباً خودکار و با دقت و سرعت نسبتاً مناسبی قابل انجام خواهد بود. به این منظور نمونه‌های مختلف مصالح خاکی از پروژه‌های مختلف در شهر تهران تهیه شده و پس از تهیه عکس‌ها، عمل دانه‌بندی بر روی آن‌ها انجام شده است. سپس با تعلیم دادن دو شبکه یادگیری عمیق از روی این داده‌ها، چارچوبی نسبتاً سریع و دقیق برای تعیین طبقه‌بندی مصالح خاک و سنگ‌دانه بتن ارائه گردیده است. در این تحقیق از مصالح خاکی عمدتاً درشت‌دانه استفاده شده است که قابل قیاس با سنگ‌دانه‌های بتنی بوده و اقدامات لازم برای استفاده مستقیم در سنگ‌دانه‌های بتن در انتهای مقاله مورد اشاره قرار می‌گیرد. با توجه به وسعت پروژه‌ها در کشور، نتایج این تحقیق می‌تواند به کاهش هزینه‌ها، بهره‌وری و افزایش سرعت اجرا کمک شایانی نماید.

۲- روش تحقیق

با توجه به مشابه بودن مصالح بتنی و خاکی از نظر مشابهت اندازه دانه‌ها و روش طبقه‌بندی و با توجه به تعدد گروه‌های دانه‌بندی خاک نسبت به سنگ‌دانه‌های بتنی، در این تحقیق مصالح خاکی برای آموزش شبکه مورد استفاده قرار گرفته است و نتایج آن به راحتی قابل تعمیم به مصالح بتنی نیز است. نمونه‌های مصالح خاکی از پروژه‌های مختلف تهیه شده و دانه‌بندی آن‌ها با روش الک مکانیکی تعیین شدند. تصاویر نمونه‌های مصالح تحت شرایط مشخصی ثبت می‌گردد و این تصاویر به همراه برچسب طبقه‌بندی آن به صورت یک دسته داده آموزشی به کد آموزش عمیق که از قبل آماده و تنظیم شده داده می‌شود. شبکه با این تصاویر تحت آموزش قرار گرفته و وزن‌دهی بهینه لایه‌های آن تعیین می‌گردد. در نهایت با دادن تصویر یک نمونه مصالح با شرایط فوق‌الذکر به شبکه آموزش دیده، دانه‌بندی (طبقه‌بندی) با دقت مطلوبی قابل ارزیابی است. تجزیه و تحلیل اطلاعات توسط نرم‌افزارهای موجود در این زمینه مانند Matlab و شبکه‌های یادگیری عمیق منطبق بر انجام شده است. تصاویر ثبت شده از نمونه‌ها برای تعلیم شبکه به آن داده شده و شبکه با استخراج خصوصیات آن‌ها و رفت و برگشت روی شبکه، مقادیر

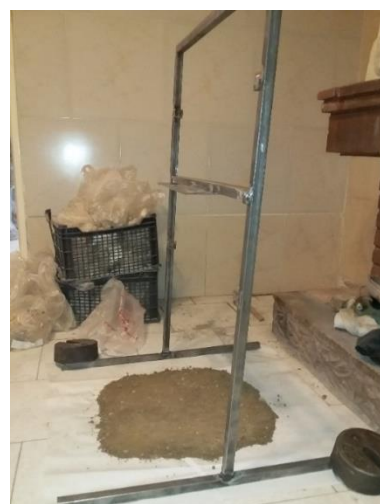
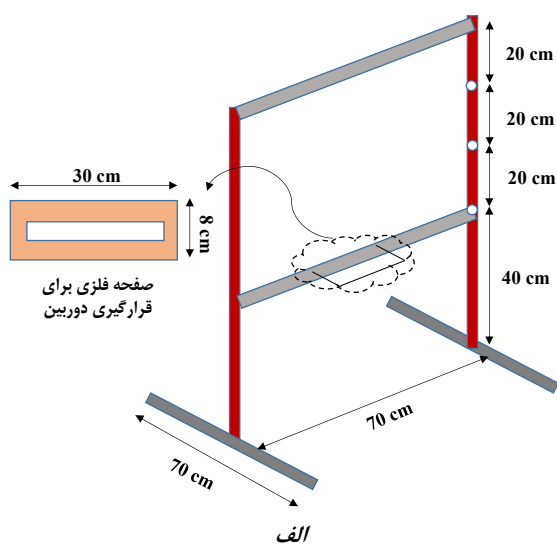
مناسب پارامترها را تعیین نموده و بدین ترتیب آموزش داده می‌شود. در نهایت این شبکه آموزش دیده بسته به تعداد و گوناگونی داده‌های آموزشی می‌تواند دقت مناسبی در تعیین دانه‌بندی و طبقه‌بندی مصالح داشته باشد.

۱-۲ نمونه‌گیری و دانه‌بندی خاک

نمونه‌های مصالح به وزن تقریبی ۱ تا ۲ کیلوگرم از پروژه‌های مختلف تهیه و پس از برچسب‌گذاری، به آزمایشگاه منتقل شده و مقدمات انجام دانه‌بندی برای آن‌ها انجام شد. سپس دانه‌بندی خاک‌ها بر اساس روش الک مکانیکی مطابق استاندارد ASTM D6913 [۱۶] انجام شد. در مجموع ۲۶ نمونه مصالح خاکی از ۷ پروژه تهیه شد که با توجه به آزمایش دانه‌بندی در ۱۳ دسته مختلف قرار می‌گیرند.

۲-۲ ثبت تصاویر

نمونه‌های ذکر شده با وزن تقریبی ۱ تا ۲ کیلوگرم از پروژه‌های ذکر شده جمع‌آوری شده و بر روی یک صفحه مسطح گسترانده شدند. این کار در یک محیط مسقف بدون نور خورشید و با نور ثابت غیرطبیعی انجام شد تا شرایط از نظر نوری کاملاً ثابت باشد. به منظور ثبت تصاویر نمونه‌ها، از یک دوربین ۸ مگاپیکسل گوشی همراه استفاده شد. به منظور برقرار شرایط ثابت در عکس‌برداری‌ها و حذف خطاهایی نظیر لرزش دست، یک پایه قرار دادن دوربین ساخته شد که شکل شماتیک و تصویر آن در شکل ۵ نشان داده شده است. لنز دوربین در ارتفاع ۸۰ سانتی‌متر از مرکز نمونه‌های ذکر شده قرار گرفتند. در شکل ۶ (الف) و (ب) به ترتیب تصویر دو نمونه خاک GW و SM در شرایط ذکر شده نشان داده شده است.



شکل ۵- (الف) شکل شماتیک پایه قرارگیری دوربین، (ب) تصویر پایه قرارگیری دوربین در آزمایشگاه



الف

ب

شکل ۶- (الف) تصویر نمونه‌های (الف) GW و (ب) SM در شرایط نور ثابت

۳-۲ روش پردازش تصویر بر پایه یادگیری عمیق

الگوریتم‌های مختلفی برای شناسایی و طبقه‌بندی تصاویر بر پایه یادگیری عمیق پیشنهاد شده‌اند. این الگوریتم‌ها عموماً از یک نسخه خاص یادگیری عمیق به نام شبکه عصبی کانولوشن یا پیچشی تبعیت می‌کنند که در ادامه کلیاتی از آن ارائه شده است. در این پروژه از دو الگوریتم AlexNet (Krizhevsky et al, 2012 [۱۱]) و GoogleNet (Szegedy et al., 2014 [۱۷]) به عنوان دو ماژول جداگانه در متلب استفاده شده است. شبکه آموزش یافته در یک فایل ذخیره شده و برای استفاده‌های بعدی بارگذاری می‌شوند. همچنین به منظور شناسایی تصاویر بر پایه شبکه آموزش دیده، یک ماژول جداگانه با قابلیت بارگذاری هر کدام از معماری‌های یادگیری عمیق ارائه شده است. برای حصول عملکرد منطقی این الگوریتم‌ها ابتدا لازم است عملیات پیش‌آموزش^۱ و تنظیم دقیق^۲ در کدهای مربوطه انجام و حساسیت‌سنجی گردد. همچنین تصاویر حاصل از دوربین‌هایی با مشخصات متفاوت لازم است مقیاس گردند که در ادامه به آن‌ها اشاره می‌شود.

۳-۱-۲ پیش‌پردازش و کاهش بیش‌برازش^۳

بیش‌برازش به معنی آموختن کل تصویر به جای آموختن ویژگی‌های تصویر است. این موضوع وقتی اتفاق می‌افتد که تعداد نمونه‌های لازم برای آموزش شبکه بسیار کمتر از تعداد وزن‌ها و پارامترهای آموزش شبکه باشد. در این شرایط عملکرد مدل هنگام آزمایش بر روی تصاویر نمونه‌ها کاهش می‌یابد. به لحاظ تئوری برای جلوگیری از این موضوع تعداد نمونه‌ها باید ۱۰ برابر تعداد پارامترها باشد [۱۸]. به این منظور یک روش افزایش تعداد نمونه‌های آموزشی است. در شبکه AlexNet تعداد پارامترها ۶۰ میلیون است که تهیه عکس به تعداد ۶۰۰ میلیون برای جلوگیری از بیش‌برازش عملاً امری بسیار مشکل و گاهی نشدنی است. روش بعدی کاهش پیچیدگی مدل از طریق کاهش تعداد پارامترهای آن است. در مورد شبکه‌های مورد استفاده به علت لزوم وجود تمامی لایه‌ها برای عملکرد صحیح مدل، این روش نیز امری ناممکن است.

یکی از بهترین روش‌ها برای جلوگیری و کاهش چشمگیر بیش‌برازش استفاده از روش تقویت داده‌ها^۴ است، هر چند به منظور بهبود عملکرد مدل باید به صورت دقیق تنظیم گردد [۱۹]. در این روش تعداد داده‌های آموزشی به طور مصنوعی (و البته به روش منطقی) افزایش داده می‌شوند. روش‌های متداول برای این منظور شامل سر و ته کردن، جابجایی، چرخاندن، تغییر اندازه، تغییر شفافیت، اضافه کردن نویز و ... به تصاویر است.

۳-۲-۲ مقیاس کردن تصاویر

با توجه به اینکه شبکه آموزش یافته کنونی بر پایه عکس‌های گرفته شده با یک دوربین خاص است، لازم است عکس‌هایی که در آینده برای آموزش و یا شناسایی گرفته می‌شوند به نحوی مقیاس شوند. به این منظور با دانستن وضوح تصویر دوربین حاضر (72 dpi) و تعداد پیکسل‌ها، ابعاد تصویر به دست می‌آید. برای عکس‌های دیگر نیز مقادیر فوق با دستورات مشخص در نرم‌افزار متلب استخراج می‌شوند. سپس با تقسیم ابعاد تصاویر و به دست آوردن نسبت آن‌ها، ابعاد تصاویر جدید با این نسبت مقیاس شده و به ماژول مربوط به یادگیری و یا شناسایی تصویر وارد می‌شوند. لازم به ذکر است در صورت استفاده از تصاویر با وضوح بالاتر، دقت آموزش و پیش‌بینی صحیح شبکه افزایش خواهد یافت. عرض تصاویر مورد استفاده بهتر است بزرگ‌تر از ۹۰ اینچ و نسبت عرض به طول تصاویر 16:9 باشد تا عمل مقیاس کردن سبب افت کیفیت و همچنین تغییر نسبت عرض به ارتفاع تصاویر نگردد.

¹ Pre-training

² Fine-tuning

³ Over-fitting

⁴ Data Augmentation

۳- نتایج و تحلیل آزمایشات

برای آموزش شبکه و اعتبارسنجی اولیه مدل‌ها، نتایج آزمایش دانه‌بندی مکانیکی پروژه‌های مختلف به منظور آموزش شبکه‌ها مورد استفاده قرار گرفت. عکس‌های تهیه شده از نمونه‌ها مطابق مطالب گفته شده در بخش قبل تهیه شدند. برای هر کدام از فاصله‌های لنز دوربین از نمونه‌ها (۴۰، ۶۰ و ۸۰ سانتی‌متر)، تعداد ۸ عکس تهیه شده بودند که با احتساب تعداد پروژه‌های مورد استفاده، حدود ۲۷۰ عکس برای آموزش در هر فاصله لنز از نمونه به شبکه داده شدند. مطابق آزمایش‌های الک مکانیکی، نمونه‌ها مشتمل بر ۱۳ طبقه‌بندی مختلف مصالح خاکی می‌باشند.

به منظور حساسیت‌سنجی اثر عوامل مختلف بر دقت شبکه، در ابتدا مفاهیم پایه مربوطه به شرح زیر بیان می‌گردد:

الف) نسبت یادگیری

میزان کاهش تابع هزینه (خطای یادگیری) در هر تکرار را نسبت یادگیری می‌گویند. به عبارت ساده‌تر، سرعت کاهش هزینه‌ها همان نسبت یادگیری است. نسبت یادگیری باید با دقت زیادی انتخاب گردد تا موجب عبور از حالت بهینه و یا افزایش بسیار زیاد زمان یادگیری شبکه نگردد. در صورت انتخاب عدد بزرگ برای نسبت یادگیری، تابع هزینه در ابتدا با سرعت زیادی کاهش می‌یابد، اما از مقدار مشخصی کمتر نخواهد شد. با انتخاب نسبت یادگیری بسیار بزرگ، تابع خطا حتی ممکن است افزایش یابد. اگر نسبت یادگیری عدد کوچکی انتخاب شود، کاهش تابع خطا به صورت تدریجی و با شیب بسیار کمی اتفاق می‌افتد که به معنی زمان طولانی برای آموزش شبکه خواهد بود.

ب) اندازه بسته‌ها

در تعلیم یک شبکه عصبی به جای ارسال کل ورودی، آن را به بسته‌های کوچک با اندازه‌ی یکسان تقسیم می‌کنند. با ارسال داده‌ها به صورت بسته (Batch)، مدل نسبت به مدلی که تمام اطلاعات را یکجا دریافت کرده است، جامع‌تر باشد.

پ) دوره

یک دوره (Epoch) به معنی یک تکثیر رفت و برگشت در شبکه و برابر با یک رفت و برگشت ورودی در کل شبکه است. تعداد دوره‌های یادگیری شبکه به نظر کاربر بستگی دارد. با وجود افزایش دقت نتایج با افزایش تعداد دوره‌های شبکه، زمان یادگیری شبکه افزایش می‌یابد. به علاوه، باید توجه داشته باشید که اگر تعداد دوره‌ها بیش از حد زیاد باشد، ممکن است هضم آن برای شبکه سنگین باشد، یا اصطلاحاً شبکه «over-fit» شود. در حالت پایه، حداقل BatchSize برابر ۱۰، تعداد نسبت جامعه آماری آموزش به کل نمونه برابر ۰/۸ و نرخ یادگیری اولیه $1e-4$ هستند.

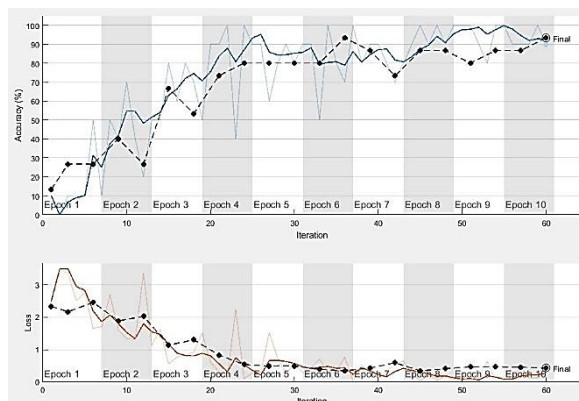
۳-۱- پیش‌آموزش و تنظیم دقیق شبکه

پیش از آموزش شبکه، لازم است مقادیر مناسب برای پارامترهای مختلف آن تعیین گردند. عموماً قانون مشخصی برای تعیین دقیق این پارامترهای وجود ندارد و بهترین راه برای این منظور انجام حساسیت‌سنجی است. از جمله مهم‌ترین پارامترهای مورد بررسی در این بخش اثر تعداد دوره‌های آموزش (Epoch)، اندازه بسته‌های آموزش (Mini Batch Size)، نسبت تعداد داده‌های صحت‌سنجی و آزمایشی به داده‌های کل و اثر نرخ یادگیری است. پس از مشخص شدن این مقادیر آموزش نهایی شبکه یادگیری عمیق انجام می‌شود.

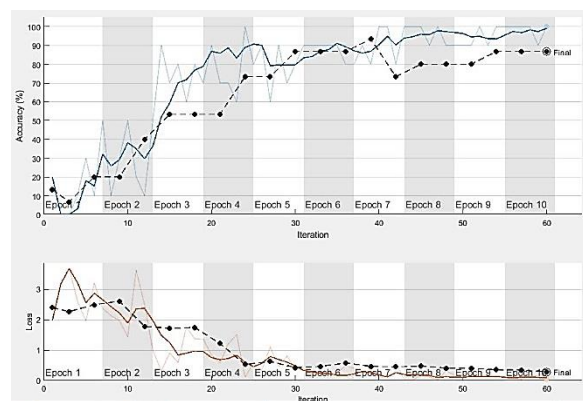
۱-۳- اثر تعداد دوره‌های آموزش (Epoch)

در حالت کلی با افزایش تعداد دوره‌ها دقت یادگیری شبکه افزایش یافته و تابع هزینه کاهش می‌یابد. اما باید در نظر داشت در صورتی که تعداد دوره‌ها و یا epoch بیش از یک مقدار مشخص افزایش یابد، شبکه دچار بیش‌برازش شده و دقت آن کاهش می‌یابد. این تعداد بهینه دوره‌ها به میزان پیچیدگی داده‌های ورودی، تعداد آن‌ها و تعداد طبقات خروجی مورد نظر دارد. شکل ۷ روند آموزش شبکه یادگیری عمیق AlexNet برای تعداد ۱۰ دوره یا epoch

آموزش نشان می‌دهد. در این شکل‌ها نمودار بالای درصد دقت آموزش نسبت به دوره و نمودار پایینی نمودار تابع هزینه نسبت به دوره را نشان می‌دهد. به طور کلی با افزایش تعداد دوره‌ها و رفت و برگشت داده‌ها در شبکه، دقت افزایش یافته و تابع هزینه یا خطا کاهش یافته است. در شکل ۸ اثر تغییرات تعداد epoch بر دقت یادگیری شبکه‌های AlexNet و GoogleNet نشان داده شده است. لازم به ذکر است دقت هر تعداد epoch از متوسط‌گیری حداقل ۳ بار آنالیز همان تعداد epoch محاسبه شده است. این نمودار نشان می‌دهد که به طور کلی دقت شبکه AlexNet برای این داده‌ها اندکی بیشتر دقت شبکه GoogleNet است. همچنین با افزایش تعداد دوره‌ها از ۴ تا ۱۰ شاهد افزایش دقت یادگیری شبکه هستیم و با افزایش بیشتر دوره‌ها، دقت شبکه ثابت مانده و یا کاهش می‌یابد. بنابراین تعداد ۱۰ دوره را می‌توان به عنوان مقدار بهینه در آموزش در نظر گرفت.

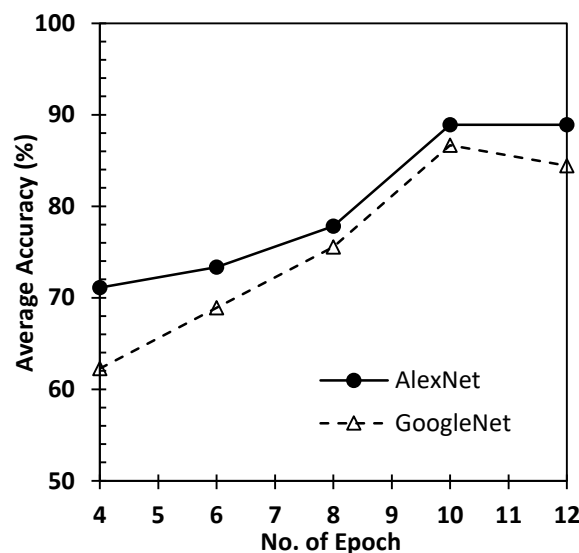


ب



الف

شکل ۷- اثر تعداد ۱۰ Epoch بر روند آموزش شبکه AlexNet

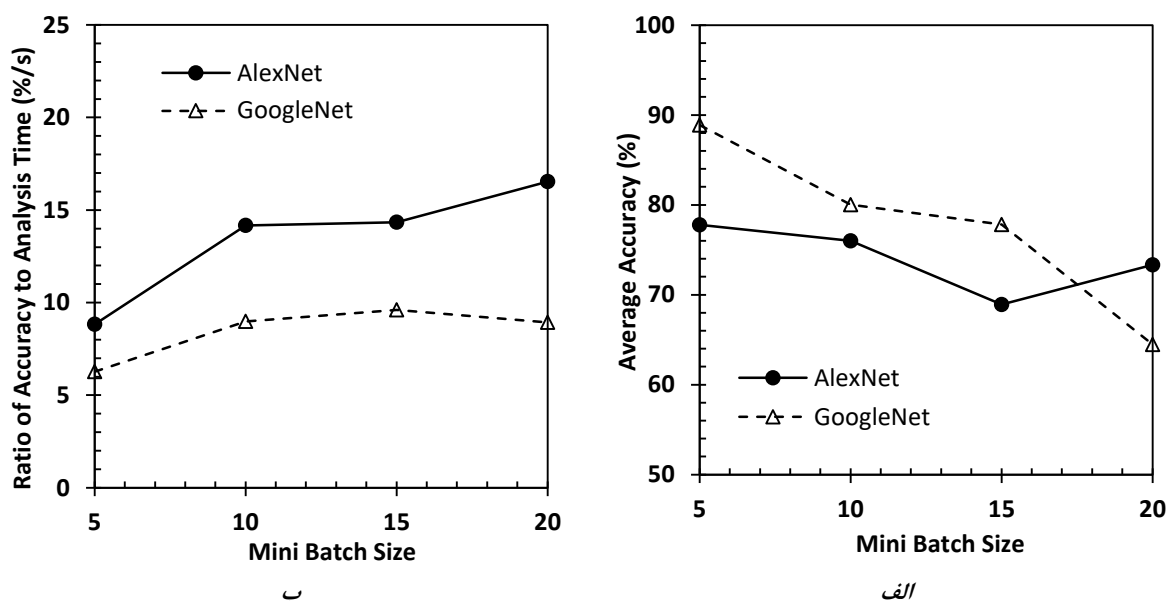


شکل ۸- اثر تعداد Epoch بر دقت شبکه

۲-۱-۳- اثر اندازه بسته یا MiniBatch

همانند تعداد epoch، هیچ قانون مستقیمی برای تعیین اندازه بسته‌های داده در آموزش وجود ندارد و اندازه بهینه بسته برای هر نوع داده باید با آزمون و خطا تعیین گردد. در شکل ۹ (الف) تغییرات دقت به دست آمده از آموزش شبکه‌های AlexNet و GoogleNet برای اندازه‌های مختلف بسته نشان داده شده است. به طور کلی هر چه اندازه

بسته افزایش یابد، دقت در شبکه GoogleNet کاهش می‌یابد. اما در مورد شبکه AlexNet تغییرات دقت با تغییر اندازه بسته چندان محسوس نیست و در اندازه بسته ۱۵ شاید کاهش دقت آموزش هستیم. از طرف دیگر با افزایش اندازه بسته‌ها مدت زمان مورد نیاز آنالیز کاهش نسبتاً چشمگیری می‌یابد. برای یافتن اندازه نمونه بهینه با کمترین زمان آنالیز، دقت آموزش نسبت به مدت زمان آموزش شبکه نرمال گردید و در شکل ۹ (ب) نشان داده شده است. این نمودار نشان می‌دهد که به طور کلی زمان بیشتر برای آموزش شبکه GoogleNet مورد نیاز است. این موضوع با افزایش تعداد داده‌های آموزشی و محدودیت قدرت پردازشی اهمیت زیادی دارد. شبکه AlexNet حساسیت چندانی به تغییرات اندازه بسته ورودی ندارد و نسبت دقت به مدت زمان آموزش برای اندازه بسته‌های ۵ الی ۲۰ بین حدود ۶ تا ۹ درصد متغیر است. از طرف دیگر با افزایش اندازه بسته‌ها شبکه AlexNet رفتار بهینه‌تری از خود نشان داده است. در این حالت نسبت دقت به زمان آموزش با افزایش اندازه بسته‌ها از ۵ تا ۲۰ از حدود ۹ به ۱۵ درصد افزایش می‌یابد.



شکل ۹- اثر تعداد ۱۰ Epoch بر روند آموزش شبکه AlexNet

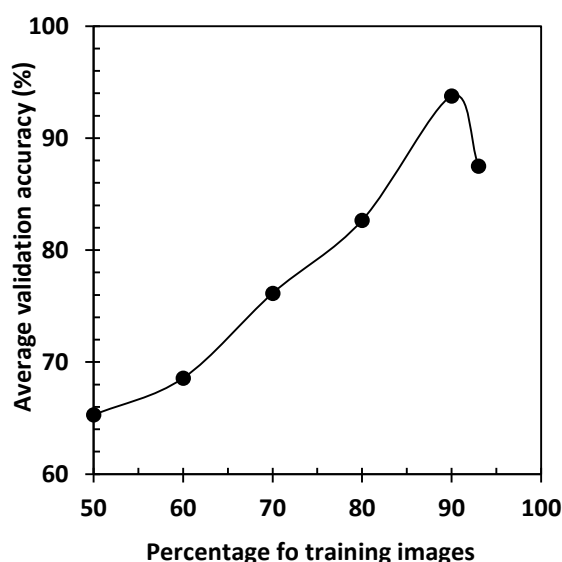
۳-۱-۳- اثر نسبت تعداد داده‌های آموزش و صحت‌سنجی

به طور کلی بخشی از داده‌ها برای آموزش شبکه، بخش دیگر برای صحت‌سنجی و بخش دیگری برای آزمایش مدل به کار می‌روند. داده‌های به کار رفته برای آموزش و صحت‌سنجی مدل به طور مستقیم بر پارامترهای آن تاثیر گذار هستند. دسته دیگری از داده‌ها که برای آزمایش مدل به کار می‌روند به طور غیر مستقیم برای سنجش عملکرد مدل مورد استفاده قرار می‌گیرند و بهتر است حدود ۱۰ الی ۱۵ درصد از داده‌های کل باشند که در این پروژه نیز به طور متوسط همین نسبت مورد استفاده قرار گرفته است. داده‌های آزمایشی از آن جهت اهمیت دارند که در هنگام آموزش مدل به آن داده نمی‌شوند، بلکه پس از اتمام هر دور آموزش جهت بررسی کیفیت عملکرد مدل برای اولین بار به آن داده می‌شوند.

عدد مشخصی به عنوان نسبت تعداد داده‌های آموزش و صحت‌سنجی وجود ندارد و به نوع و تعداد تصاویر ورودی وابسته است. برای یافتن نسبت مناسب باید با آزمون و خطا عدد مناسب به دست آید. اما به عنوان یک تخمین

اولیه نسبت‌های ۷۰:۳۰ و ۸۰:۲۰ توسط پژوهشگران مختلف (به عنوان مثال Alqahtani and Whyte, 2016 [۲۰]) معرفی شده‌اند. نسبت ۸۰:۲۰ در اصل پرتو^۱ [۲۱] نیز بیان شده است.

در این تحقیق ۱۰ درصد داده‌ها برای آزمایش شبکه پس از آموزش در نظر گرفته شدند و سایر داده‌ها برای آموزش و صحت‌سنجی مورد استفاده قرار گرفتند که لازم است نسبت بهینه داده‌ها صحت‌سنجی و آموزشی برای آن تعیین گردد. برای به دست آوردن نسبت بهینه، دقت صحت‌سنجی برای نسبت‌های ۵۰٪ تا ۹۵٪ داده‌های آموزشی به داده‌های کل مورد بررسی قرار گرفتند که نتایج آن در نمودار شکل ۹ نشان داده شده است. به طور کلی با افزایش نسبت داده‌های آموزشی (کاهش داده‌های صحت‌سنجی) از ۵۰٪ تا ۹۰٪، دقت صحت‌سنجی مدل از حدود ۶۵٪ تا ۹۵٪ افزایش می‌یابد که افزایش قابل توجهی است. با افزایش بیشتر نسبت داده‌های آموزشی نسبت به داده‌های صحت‌سنجی، نمودار افت شدیدی پیدا می‌کند. بنابراین می‌توان گفت با انتخاب نسبت داده‌های آموزشی در حدود ۹۰٪ از داده‌های کل و انتخاب تنها ۱۰٪ از داده‌ها برای صحت‌سنجی، دقت صحت‌سنجی مدل به حدود ۹۵٪ می‌رسد که به معنی دقت بسیار مناسب مدل می‌باشد.

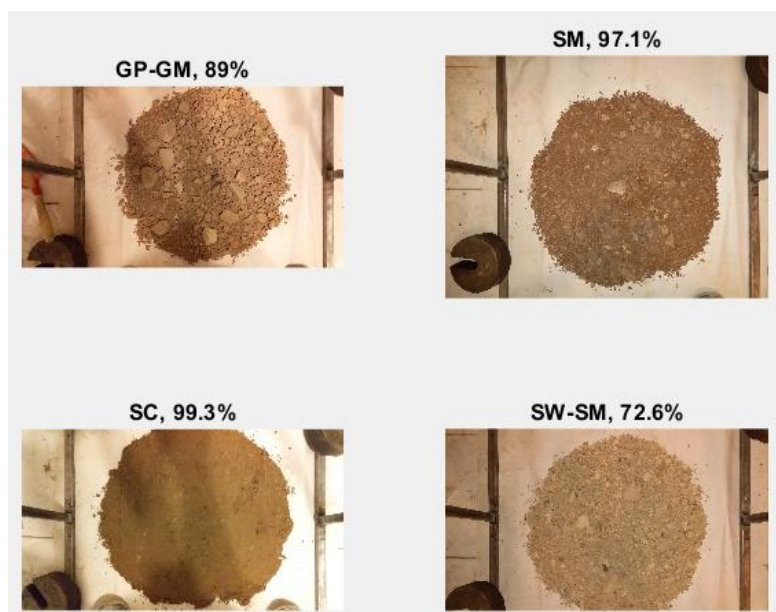
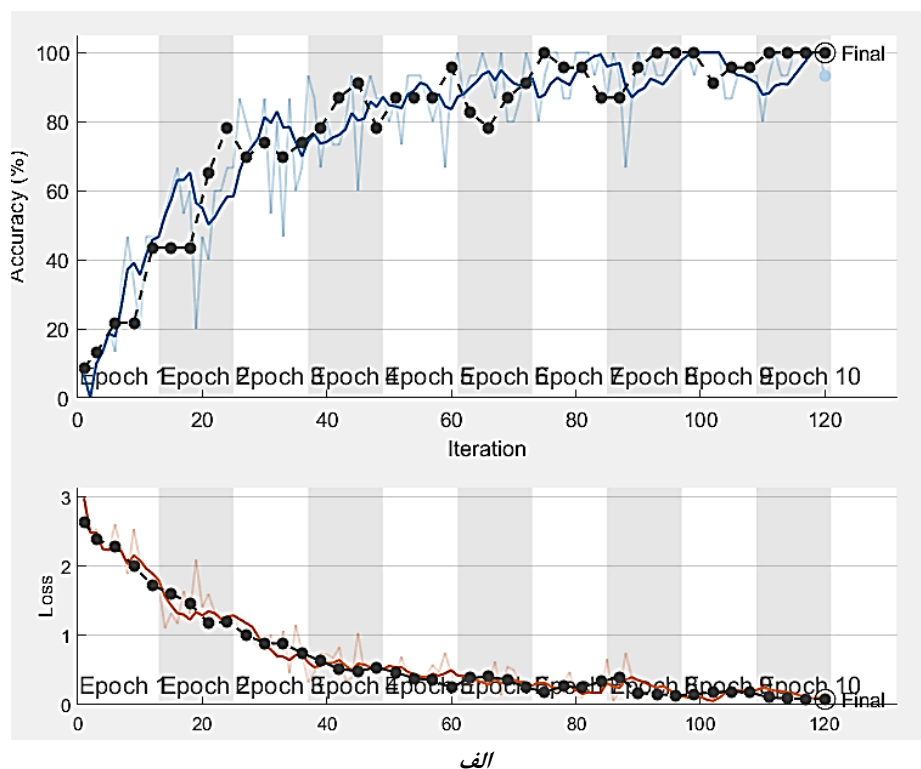


شکل ۱۰- نمودار تغییرات دقت صحت‌سنجی آموزش شبکه در مقابل درصد داده‌های صحت‌سنجی

۲-۳- آموزش شبکه یادگیری عمیق

با مشخص شدن مقادیر بهینه پارامترهای اساسی شبکه در بخش قبل، آموزش و صحت‌سنجی شبکه مورد بررسی قرار گرفت. آموزش شبکه دو بار به صورت مستقل انجام شد و نتایج آن در شکل ۱۱ (الف) نشان داده شده است. دقت صحت‌سنجی مورد اول ۱۰۰٪ و برای مورد دوم ۹۵٪ است که به معنی آموزش مناسب شبکه است. در بخش (ب) این شکل‌ها چند نمونه از تشخیص دانه‌بندی‌ها حین صحت‌سنجی نشان داده شده که در تطابق با درصدهای صحت‌سنجی به دست آمده است.

^۱ Pareto Principle

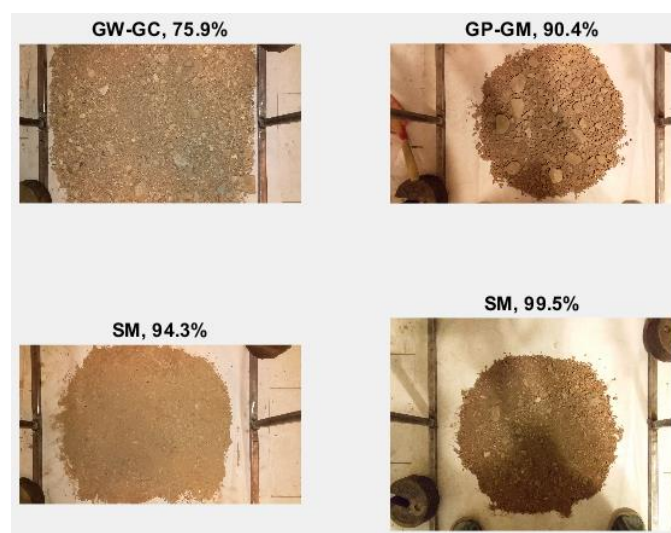
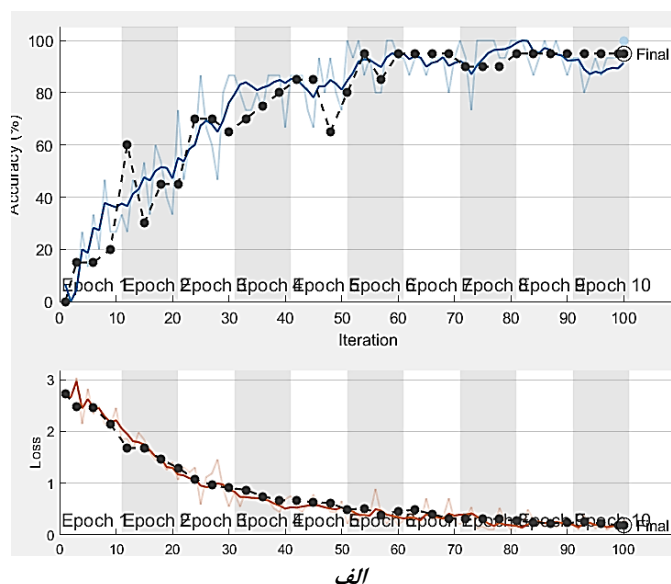


ب

شکل ۱۱- (الف) روند دقت صحت سنجی و تابع خطا در آموزش شماره ۱، (ب) چند نمونه نتایج پیش‌بینی شده و درصد دقت آن‌ها

۳-۳- آزمایش شبکه تعلیم یافته

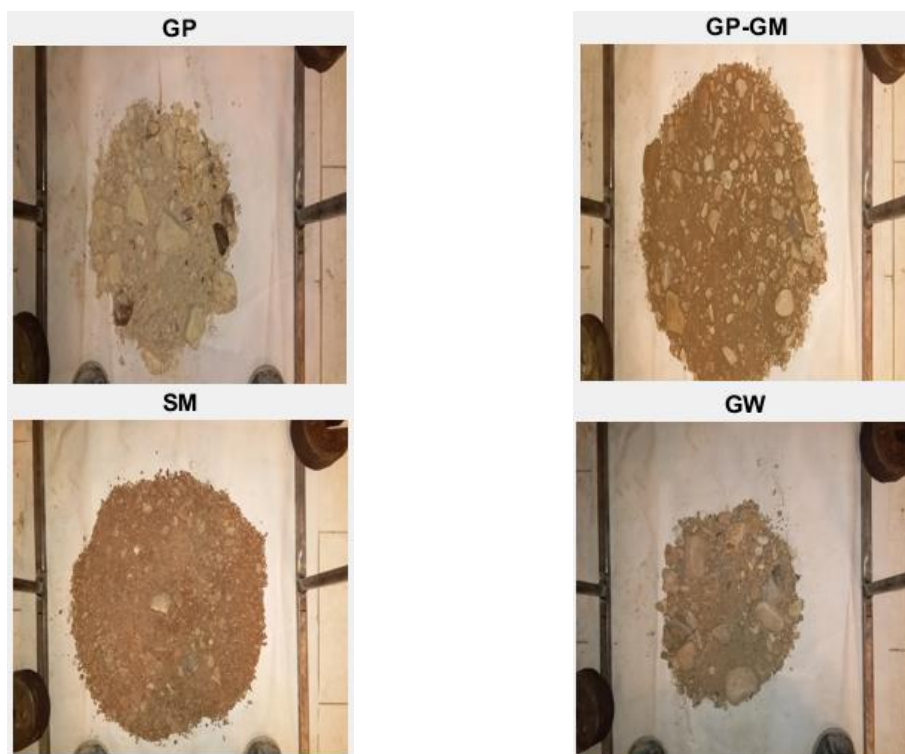
در این مرحله ابتدا شبکه یادگیری عمیق با دادن ۹۰٪ داده‌ها (تصاویر) موجود مورد تعلیم قرار گرفت که نتایج آن در شکل ۱۲ نشان داده شده است. سپس شبکه آموزش یافته بر روی ۱۰٪ داده‌های آزمایشی امتحان گردیده است. لازم به یادآوری است که داده‌های آزمایشی در مرحله آموزش شبکه به آن داده نشده‌اند و در حقیقت شبکه برای اولین بار در این مرحله عکس‌ها را مشاهده می‌کند.



ب

شکل ۱۲- (الف) روند دقت صحت سنجی و تابع خطا در آموزش روی ۹۰٪ داده، (ب) چند نمونه نتایج پیش‌بینی شده و درصد دقت آن‌ها

نتایج چند پیش‌بینی صحیح شبکه بر روی تصاویر جدید در شکل ۱۳ نشان داده شده است. شبکه آموزش دیده می‌تواند با دقت بالاتر از ۸۰٪ درصد طبقه‌بندی خاک در تصاویر جدید را به صورت کاملاً دقیق پیش‌بینی نماید. در شکل ۱۴ یک نمونه پیش‌بینی شده با کمی انحراف از طبقه‌بندی دقیق نشان داده شده است. این نمونه در حقیقت شن لای‌دار (GM) بوده است که توسط شبکه شن با دانه‌بندی خوب (GW) تشخیص داده شده است. مطابق مطالب ارائه شده در بخش‌های قبل، شن لای‌دار در حقیقت شنی است که درصد لای آن بیش از ۱۵٪ است که در این مورد به نظر می‌رسد درصد لای در همین حدود قرار دارد. به عبارت دیگر می‌توان گفت که با وجود عدم تطابق دقیق دانه‌بندی واقعی و پیش‌بینی شبکه، طبقه‌بندی خاک در گروه‌های اصلی چهارگانه (شن، ماسه، لای و رس) به درستی صورت گرفته است. این موضوع نشان می‌دهد که شبکه یادگیری عمیق حتی در صورت عدم انطباق دقیق پیش‌بینی با طبقه‌بندی واقعی، این قابلیت را دارد که نزدیک‌ترین طبقه ممکن خاک را اعلام نماید. در این حالت با توجه به نزدیک بودن رفتار گروه‌های مختلف موجود در هر کدام از گروه‌های اصلی چهارگانه خاک، حدود پارامترهای پیش‌بینی شده طبق آن مقادیر نسبتاً منطقی خواهند داشت.



شکل ۱۳- چند نمونه پیش‌بینی کاملاً صحیح شبکه روی داده‌های آزمایشی (داده‌های استفاده نشده در آموزش)



شکل ۱۴- پیش‌بینی نزدیک به صحیح شبکه بر روی داده‌های آزمایشی (طبقه‌بندی کاملاً صحیح: GM)

کارایی و دقت روش مورد استفاده را می‌توان با تحقیقات قبلی مقایسه نمود. به عنوان مثال، (Azizi et al. (2020) [۱۵] با استفاده از روش مشابه این تحقیق (شبکه‌های پیچشی عمیق) و معماری‌های مختلف برای تعیین اندازه دانه‌های حاصل از عملیات خاک‌ورزی به دقت بین ۹۵ تا ۹۸ درصد رسیدند. لازم به ذکر است در تحقیق آن‌ها دانه‌ها به صورت کاملاً مجزا از یک دیگر قرار گرفته و سپس عکس‌برداری انجام شد که می‌تواند دلیل دقت بالاتر نتایج آن‌ها در مقایسه با تحقیق حاضر باشد. در تحقیق (Sitton et al. (2017) [۲۲] از شبکه عصبی معمولی برای طبقه‌بندی خاک استفاده نمودند که دقت آن بستگی به روش و مقدار نویز اعمالی دارد و با افزایش تعداد نمونه‌های خاک دقت آن افزایش یافت. با وجود استفاده از ۶۲۴ نمونه خاک، حداکثر دقت روش آن‌ها به ۸۹٪ درصد رسید که نسبت به یادگیری عمیق با تعداد نمونه‌های بسیار کمتر، دقت قابل توجهی نمی‌باشد. علاوه بر این موارد، (Srivastava et al. (2021) [۲۳] با مرور روش‌های مختلف بینایی کامپیوتر و یادگیری عمیق دریافتند که برای طبقه‌بندی خاک، شبکه‌های عصبی مصنوعی معمولی، الگوریتم جنگل تصادفی، روش بردار پشتیبان و روش رگرسیون چند جمله‌ای به ترتیب دقتی در حدود ۹۰، ۷۷، ۹۵ و ۸۶ درصد دارند، در حالی که روش شبکه عصبی

پیچشی می‌تواند به دقتی تا بیش از ۹۹٪ دست یابد. این موضوع بیانگر قابلیت بسیار بالای روش یادگیری عمیق پیچشی برای استفاده در طبقه‌بندی خاک و مصالح دانه‌ای است که در این تحقیق نیز مورد استفاده قرار گرفته است.

۴- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

به منظور افزایش بهره‌وری در پروژه‌های ساخت ابنیه، در تحقیق حاضر یک رویکرد جدید برای انجام طبقه‌بندی خاک و مصالح دانه‌ای معرفی شده است. در این رویکرد نمونه‌های مختلف خاک و دانه‌های سنگی پس از جمع‌آوری و تهیه تصاویر مناسب از آن‌ها، دانه‌بندی می‌شوند. سپس این تصاویر و طبقه‌بندی‌های مربوطه به عنوان یک پایگاه داده برای آموزش یک شبکه یادگیری عمیق مورد استفاده قرار می‌گیرند. شبکه ذکر شده پس از آموزش قادر خواهد بود نتایج طبقه‌بندی نمونه‌های جدید را با دقت نسبتاً مناسبی پیش‌بینی نماید. لازم به ذکر است هر چقدر تعداد نمونه‌ها و عکس‌ها بیشتر باشد، پایگاه داده غنی‌تر و شبکه آموزش یافته دقت بالاتری در تشخیص تصاویر جدید خواهد داشت. خلاصه نتایج حاصل شده از این پروژه به صورت زیر قابل بیان است:

-در فرآیند آموزش شبکه لازم است ۱۰ الی ۱۵ درصد داده‌ها از داده‌ها (تصاویر) از داده‌های آموزشی جدا شده و در مرحله آزمایش مدل مورد استفاده قرار گیرند.

-در صورت استفاده از تصاویر اخذ شده با دوربین‌های متفاوت، ابعاد تصاویر باید با ابعاد تصاویر مورد استفاده برای آموزش شبکه منطبق گردند. برای این کار ابعاد بسته به وضوح و تعداد پیکسل‌ها مقیاس می‌شوند که در کد مربوطه گنجانده شده است.

-برای رسیدن به بالاترین دقت در صحت‌سنجی، لازم است در مرحله آموزش داده‌ها حدود ۹۰٪ تصاویر برای آموزش و مابقی برای صحت‌سنجی مورد استفاده قرار گیرند.

-در این پروژه شبکه یادگیری عمیق آموزش دیده می‌تواند با دقت بیش از ۸۰٪ درصد طبقه‌بندی تصاویر جدید را پیش‌بینی نمود.

-حتی در مواردی که طبقه‌بندی پیش‌بینی شده کاملاً منطبق بر دانه‌بندی خاک نبود، تشخیص گروه‌بندی‌های اصلی چهارگانه خاک (شن، ماسه، لای و رس) توسط شبکه به درستی صورت گرفت.

-برای تهیه تصاویر حتماً لازم است نمونه خاک جدا شوند و در محل بدون نور مستقیم خورشید عکس تهیه گردد. با تهیه تصاویر جدید از نمونه‌های خاک و ادامه آموزش شبکه حاضر می‌توان وسعت تشخیص شبکه آموزش دیده کنونی را ارتقاء بخشید و به دقت‌های بالاتر دست یافت.

در خصوص کاربرد این روش برای تشخیص درصد شن و ماسه در بتن، می‌توان نمونه‌هایی با درصدهای مختلف شن و ماسه تهیه نمود و تعلیم شبکه را بر اساس آن‌ها انجام داد. در این حالت شبکه آموزش یافته قادر خواهد بود درصد شن و ماسه نمونه‌های جدید را با دقت مناسبی انجام دهد. این روش در آینده می‌تواند به منظور افزایش سرعت اجرای پروژه‌های ساخت ابنیه و کاهش هزینه‌های مرتبط به عنوان جایگزین مناسب روش دانه‌بندی الک مد نظر قرار گیرد.

۵- تقدیر و تشکر

نویسندگان مقاله از پرسنل و کارشناسان محترم آزمایشگاه شرکت پی‌سازان لیدوما به جهت همکاری در انجام دانه‌بندی نمونه‌های خاک و فراهم نمودن فضای لازم برای آماده‌سازی و عکس‌برداری از نمونه‌ها کمال تشکر و قدردانی را می‌نمایند.

۶- مراجع

- [1] Withee, J. (2016). FHWA Highway Materials Engineering Course, Federal Highway Administration, Washington, DC.
- [2] Mora, C. F., Kwan, A. K. H., Chan, H. C. (1998). Particle size distribution analysis of coarse aggregate using digital image processing. Cement and Concrete Research, 28(6), 921-932.

- [3] Han, J., Wang, K., Wang, X., Monteiro, P. J. (2016). 2D image analysis method for evaluating coarse aggregate characteristic and distribution in concrete. *Construction and Building Materials*, 127, 30-42.
- [4] Mouret, M., Ringot, E., & Bascoul, A. (2001). Image analysis: a tool for the characterisation of hydration of cement in concrete—metrological aspects of magnification on measurement. *Cement and Concrete Composites*, 23(2-3), 201-206.
- [5] Baddeley, A., Jensen, E. B. V. (2004). *Stereology for statisticians*. CRC Press.
- [6] Ozen, M., Guler, M. (2014). Assessment of optimum threshold and particle shape parameter for the image analysis of aggregate size distribution of concrete sections. *Optics and Lasers in Engineering*, 53, 122-132.
- [7] Yang, J., Yu, W., Fang, H. Y., Huang, X. Y., & Chen, S. J. (2018). Detection of size of manufactured sand particles based on digital image processing. *PloS one*, 13(12).
- [8] Barman, U., & Choudhury, R. D. (2019). Soil texture classification using multi class support vector machine. *Information Processing in Agriculture*.
- [9] Gui, X., Zheng, X. Y., Song, J. W., & Peng, X. (2011). Automation bridge design and structural optimization. In *Applied Mechanics and Materials* (Vol. 63, pp. 457-460). Trans Tech Publications Ltd.
- [10] Alqedra, M., Arafa, M., & Ismail, M. (2011). Optimum cost of prestressed and reinforced concrete beams using genetic algorithms. *Journal of artificial intelligence*, 4(1).
- [11] Krizhevsky, A., Sutskever, I., & Hinton, G. E. (2012). Imagenet classification with deep convolutional neural networks. In *Advances in neural information processing systems* (pp. 1097-1105).
- [12] Meziane, S., Bahi, L., & Ouadif, L. (2018, November). Automatic Recognition of Pavement Degradation: Case of Rif Chain. In *International Congress and Exhibition "Sustainable Civil Infrastructures: Innovative Infrastructure Geotechnology"* (pp. 135-144). Springer, Cham.
- [13] de Oliveira Morais, P. A., de Souza, D. M., de Melo Carvalho, M. T., Madari, B. E., & de Oliveira, A. E. (2019). Predicting soil texture using image analysis. *Microchemical Journal*, 146, 455-463.
- [14] Cortina-Januchs, M. G., Quintanilla-Dominguez, J., Vega-Corona, A., Tarquis, A. M., & Andina, D. (2011). Detection of pore space in CT soil images using artificial neural networks. *Biogeosciences*, 8(2), 279-288.
- [15] Azizi, A., Gilandeh, Y. A., Mesri-Gundoshmian, T., Saleh-Bigdeli, A. A., & Moghaddam, H. A. (2020). Classification of soil aggregates: A novel approach based on deep learning. *Soil and Tillage Research*, 199, 104586.
- [16] ASTM D6913-04, "standard test methods for particle size distribution of soils," American Society for Testing of Materials, Pennsylvania, PA, USA
- [17] Szegedy, C., Liu, W., Jia, Y., Sermanet, P., Reed, S., Anguelov, Rabinovich, A. (2015). Going deeper with convolutions. In *Proceedings of the IEEE conference on computer vision and pattern recognition* (pp. 1-9).
- [18] Bishop, C. M. (2006). *Pattern recognition and machine learning*. Springer.
- [19] Shu, M. (2019). Deep learning for image classification on very small datasets using transfer learning.
- [20] Alqahtani, A., & Whyte, A. (2016). Estimation of life-cycle costs of buildings: regression vs artificial neural network. *Built Environment Project and Asset Management*.
- [21] Newman, M. E. (2005). Power laws, Pareto distributions and Zipf's law. *Contemporary physics*, 46(5), 323-351.
- [22] Sitton, J. D., Zeinali, Y., & Story, B. A. (2017). Rapid soil classification using artificial neural networks for use in constructing compressed earth blocks. *Construction and Building Materials*, 138, 214-221.
- [23] Srivastava, P., Shukla, A., & Bansal, A. (2021). A comprehensive review on soil classification using deep learning and computer vision techniques. *Multimedia Tools and Applications*, 1-28.

Effect of adding Combined Cementitious Zeolite and Silica Fume on Compressive and Flexural Strengths of Structural Light Weight Concrete Containing Expanded Polystyrene

Ali Yari

M.sc, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

Mohammad Kazem Sharbatdar*

Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran. (Corresponding Author)
msharbatdar@semnan.ac.ir

Ali Kheyroddin

Distinguished Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran.

Abstract:

The high weight is one of the most important deficiency of any building that has a direct role in damages caused during an earthquake, so the application of new lightweight material is one of the attractive research issues. The effectiveness of replacing Polystyrene spherical particles instead of regular aggregates on its density and adding silica fume and zeolite as part of Portland cement replacing material effectiveness on concrete strength were investigated in this paper. Three mix designs consisting of zeolite, silica fume, and polystyrene on cubic, cylinder compressive specimens, and flexural beam specimens were cast and tested. The test results indicated that the mix design with 20% zeolite and 5% silica fume resulted in concrete with a special density equal to 1756 kilogram per cubic meter and cylinder compressive strength equal to 27 MPa, indicating one special structural high-strength lightweight concrete.

Keywords: Structural Light Weight Concrete, Zeolite, Silica Fume, Polystyrene, Compressive Strength

تأثیر افزودن ترکیب مواد سیمانی ژئولیت و میکروسیلیس در مقاومت فشاری و خمشی بتن سبک سازه‌ای حاوی پلی استایرن منبسط شونده

دریافت مقاله: ۱۳۹۹-۱۲-۰۲

پذیرش مقاله: ۱۴۰۰-۰۲-۱۲

علی یاری

کارشناس ارشد سازه، دانشگاه سمنان

محمد کاظم شربتدار*

استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

msharbatdar@semnan.ac.ir

علی خیرالدین

استاد ممتاز، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

چکیده

یکی از معایب مهم ساختمان‌های بتنی وزن بسیار زیاد ساختمان می‌باشد که با میزان تخریب ساختمان در اثر زلزله نسبت مستقیم دارد، لذا به کارگیری مصالح نوین سبک با رویکرد مقاومتی از زمینه‌های تحقیقاتی می‌باشد. در این مقاله، تأثیر جایگزینی دانه‌های پلی استایرن به جای سنگ‌دانه‌ها در وزن مخصوص بتن و همچنین افزودن میکروسیلیس و ژئولیت بعنوان بخشی از سیمان پرتلند و تأثیر آن در مقاومت بتن بررسی می‌گردد. سه طرح اختلاط شامل ژئولیت به عنوان بخشی از سیمان پرتلند، میکروسیلیس و پلی استایرن به صورت نمونه‌های مکعبی و استوانه‌ای جهت آزمایش مقاومت فشاری و نمونه‌های تیرهای منشوری جهت آزمایش مقاومت خمشی و تعیین مدول خمشی ساخته شدند. پس از انجام آزمایش‌ها و تجزیه و تحلیل نتایج در ترکیب ۲۰ درصد ژئولیت و ۵ درصد میکروسیلیس، بتنی با وزن مخصوص حدود ۱۷۵۶ کیلوگرم بر مترمکعب (جمع مولفه‌ها) و مقاومت فشاری ۲۸ روزه با نمونه استوانه‌ای برابر ۲۷ مگاپاسکال بدست آمد که نوعی بتن سبک سازه‌ای مطابق آئین نامه‌های معتبر است. کلمات کلیدی: بتن سبک سازه‌ای، ژئولیت، میکروسیلیس، پلی استایرن، مقاومت فشاری

بتن بعنوان مهم‌ترین مصالح بکار رفته در صنعت ساختمان است که دارای مقاومت فشاری بالا، سازگاری مناسب با فولاد در سازه‌های بتن‌آرمه، مقاومت در برابر آتش‌سوزی، هزینه کمتر برای اجرا می‌باشد ولی تخریب محیط زیست، و وزن مخصوص بالای بتن از مهم‌ترین معایب آن است و از آنجائی‌که که نیروی زلزله ارتباط مستقیم با وزن سازه دارد باید از مصالح مرغوب دیگری مانند بتن سبک دانه پرمقاومت برای دال سقف ساختمان‌های بلند مرتبه، عرشه پل‌ها و دیگر کاربردهای خاص استفاده نمود [۱-۲]. تولید بتن سبک در ایران تا سال‌های اخیر به صورت سنتی با استفاده از دانه‌های سبکی چون رس شکفته، سنگ پا، پوکه معدنی و یا بتن‌های گازی تولید می‌گردید که هرکدام دارای معایبی بودند ولی استفاده از پلی استایرن که دارای مقاومت بسیار خوب در مقابل نفوذ رطوبت و بخار آب، جذب آب بسیار کم، وزن کم و نسبت استحکام به وزن بسیار عالی، و قابل بازیافت می‌باشد در کاربردهای مسکونی و صنعتی بکار می‌رود [۳]. بتن‌های سبک می‌توانند بصورت غیرسازه‌ای، با مقاومت متوسط، سازه‌ای تقسیم بندی و ساخته شوند که بتن‌های سبک غیرسازه‌ای به دو گروه اسفنجی و سنگ دانه سبک تقسیم‌بندی شده و جرم مخصوصی کمتر از ۸۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب و مقاومت فشاری کمتر از ۷ مگاپاسکال دارند و جرم مخصوص بتن‌های سبک با مقاومت متوسط بین ۸۰۰ تا ۱۴۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب است و فشرده تر هستند مقاومتی تا ۱۷ مگاپاسکال دارند و بتن‌های سبک سازه‌ای علی‌رغم دارا بودن چگالی کمتر از ۲۰۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب، مقاومت فشاری بیش از ۱۷ مگاپاسکال دارند [۴].

انتظاری و اسماعیلی خصوصیات بتن سبک (LWAC) سازه‌ای ساخته شده با مصالح سبک منطقه آذربایجان ایران را بررسی کردند و نتایج تحقیقات نشان داد که در شرایط مقاومت یکسان، مقاومت سنگدانه به عنوان عامل اصلی تعیین کننده مقاومت بتن سبک می‌باشد و برای مقاومت فشاری یکسان، مدول الاستیسیته بتن سبک کمتر از بتن معمولی بود و مقاومت کششی و مدول گسیختگی بتن سبک نیز کمتر از بتن معمولی تعیین شد [۵]. همچنین صدر ممتازی و نصرتی کاربرد بتن سبک سازه‌ای در تیرهای بتن مسلح با بتن خودتراکم بررسی کردند و نتیجه گرفتند که نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که استفاده از روابط آیین نامه ACI 318M11 درمورد به کارگیری بتن خودتراکم سبک سازه‌ای حاوی سبکدانه رس منبسط شده کاملاً در جهت اطمینان است [۶].

اولین استاندارد ملی برای استفاده از میکروسیلیس در بتن توسط ائتو در سال ۱۹۹۰ تعیین و میکروسیلیس در بتن تا ۱۵ درصد وزن سیمان مورد استفاده قرار گرفت و در سال‌های اخیر از دوده سیلیسی تولید داخل و خارج کشور در پروژه‌های مختلف عمرانی جهت افزایش مقاومت فشاری و دوام بکار رفته است [۷]. اثر همزمان لیکا، میکروسیلیس، ماسه بادی، و سبکدانه‌های پومیس بر وزن مخصوص، مقاومت فشاری، مدول الاستیسیته و مقاومت کششی بتن و اثرات مثبت آن بر کاهش خسارت زلزله در کارهای محققین بررسی شده است [۸،۳]. بصیرت و همکاران تاثیر افزودن میکروسیلیس بر روی مقاومت فشاری و جذب آب بتن سبک سازه‌ای را بررسی کردند و نتیجه گرفتند که افزودن ۸٪ بعنوان مقدار بهینه برای مقاومت فشاری بتن سبک سازه‌ای بود [۹]. زئولیت یک ماده‌ی آلومینوسیلیکاتی و دارای ساختار سه بعدی است که حفراتی با اندازه‌های منظم در ابعاد مولکولی را تشکیل داده و به بلورهای رشته‌ای، ستونی و مختلط و یا رسوبی و آتشفشانی تقسیم بندی شده که نسبت سیلیسیم به آلومینیم در رسوبی بیش از آتشفشانی است و زئولیت‌های موجود در ایران بیشتر از نوع رسوبی هستند در حالی که اکثر گونه‌های طبیعی زئولیت‌های موجود در جهان از نوع آتشفشانی هستند [۱۰]. در زئولیت مصنوعی، نسبت سیلیکا به آلومینا برابر با یک است ولی در زئولیت طبیعی این نسبت برابر ۵ است و زئولیت‌های طبیعی نیز دارای سیلیس با ساختار مقاوم هستند که باعث پایداری آن‌ها در محیط‌های اسیدی می‌شود [۱۱].

ییلماز و همکارانش در مطالعات خود توف‌های زئولیتی را موادی دانسته‌اند که شامل آلومین و سیلیس بوده و با داشتن خواص پوزولانی، به عنوان مواد آمیخته در سیمان مورد استفاده قرار می‌گیرند و خواص شیمیایی (دارا بودن SiO_2 و Al_2O_3 فعال)، خواص فیزیکی (سطح مخصوص بالا، ظرفیت تبادل کاتیونی و تخلخل)، خواص زیست محیطی

و مزیت‌های اقتصادی (ذخایر بالا و هزینه‌ی پایین برای تولید) زئولیت‌ها، باعث شده است که بعنوان ماده‌ای جالب توجه در صنعت ساخت و ساز مورد استفاده قرار گیرند [۱۲]. زئولیت‌ها مواد آلومینوسیلیکاتی کریستالی از فلزات قلیایی و قلیایی خاکی هستند که دارای خلل و فرج بسیار ریز بوده و تا ۴۰ درصد وزن خود، آب جذب می‌نمایند [۱۳-۱۴]. مشاهده می‌شود که قسمت اعظم ذرات دارای اندازه‌ای بین ۱ تا ۴۵ میکرومتر بوده و حدود ۲۸ درصد ذرات دارای اندازه‌ای بیشتر از ۴۵ میکرومتر می‌باشند [۱۵]. انواع مختلف زئولیت دارای مقادیر زیاد SiO_2 (بین ۶۰ تا ۷۰ درصد) و جرم مخصوص کمتر از سیمان پرتلند معمولی و سطح مخصوص آن معمولاً از سیمان بیشتر و از میکروسیلیس کمتر است [۱۶].

با آزمایش XRF، مشخص شده است که درصد Na در زئولیت نوع (GZ) (Gordes Zeolite) بیشتر از زئولیت نوع (BZ) (Bigadic Zeolite) و درصد Ca در نوع BZ بیشتر از نوع GZ بود که این دو عنصر، بر خصوصیات مختلف بتن مثلاً واکنش پوزولانی، تأثیرگذار خواهند بود همچنین تصویر SEM برای تشخیص دو نوع زئولیت GZ و BZ بکار رفته است [۱۷]. اساساً مواد پوزولانی مانند میکروسیلیس و خاکستر بادی، ترکیبات واکنش پذیرشان دارای ساختار آمورف (بی‌شکل) و شیشه‌ای (غیر متبلور) هستند ولی زئولیت با وجود داشتن ساختار کریستالین، می‌تواند به‌عنوان یک ماده‌ی پوزولانی عمل کند [۱۸]. محصولات واکنش پوزولانی باعث پر شدن فضاهای مؤئینه در بتن می‌شوند و در نتیجه باعث بهبود مقاومت و نفوذناپذیری نسبت به واکنش هیدراسیون می‌شوند [۱۹]. هرگاه زئولیت به مخلوط سیمان و آب اضافه شود ترکیبات هیدراته‌ی سیلیکات کلسیم و آلومینات کلسیم را به وجود می‌آورند و این ترکیبات، تمایل به افزایش مقاومت بتن را دارند [۲۰].

پراکی، کاکالی و کونتولون در تحقیق خود به بررسی اثر زئولیت بر هیدراسیون سیمان پرداختند و بیشترین واکنش-پذیری پوزولانی، در نمونه‌هایی مشاهده شد که دارای ۱۰٪ جایگزینی (از لحاظ وزنی) زئولیت به‌جای سیمان بودند [۲۱-۲۰]. احمدی و شکرچی زاده نیز در تحقیق خود به این نتیجه رسیدند که فعالیت پوزولانی زئولیت طبیعی (NZ) به‌اندازه‌ی میکروسیلیس (SF) نبوده ولی دارای واکنش پوزولانی بالایی می‌باشد و هرچه میزان جایگزینی زئولیت طبیعی به‌جای سیمان بیشتر شود، به مقدار فوق روان کننده‌ی بیشتری برای حفظ اسلامپ بتن نیاز است [۱۸]. در تحقیقی که توسط پون و همکارانش صورت گرفته است درجه واکنش پوزولانی زئولیت طبیعی (NZ) با خاکستر بادی (FA) و دوده سیلیسی (SF) مقایسه شده است و نتیجه گردید که وقتی زئولیت با خاکستر بادی مقایسه شد و مشاهده کرد که اولاً، جایگزینی سیمان توسط زئولیت طبیعی، باعث می‌شود در سنین اولیه، مقاومت فشاری، کمتر کاهش یابد. ثانیاً، در سنین بالاتر، زئولیت طبیعی، مقاومت فشاری را کمتر بهبود می‌دهد [۲۲]. کاپوتو، لیگوری و کوللا واکنش پوزولانی زئولیت‌ها را با استفاده از آزمایش فراتینی اندازه‌گیری کردند و نتیجه گرفتند که زئولیت دارای واکنش پوزولانی مطلوب می‌باشد به طوری که می‌توان اظهار کرد واکنش پوزولانی زئولیت بیشتر از خاکستر بادی و کمتر از میکروسیلیس می‌باشد [۲۳].

سالانه بیش از ۲۰۰ میلیون تن سیمان در چین تولید می‌شود و به دلیل اینکه زئولیت طبیعی در چین به مقدار فراوان یافت می‌شود، سالانه حدود ۳۰ میلیون تن زئولیت طبیعی جهت ساخت سیمان آمیخته در چین مصرف می‌شود [۲۲]. تأثیر زئولیت، خاکستر بادی آسیاب شده و دوده سیلیسی بر مقاومت فشاری دو دسته از نمونه‌ها و مقایسه آن‌ها با نمونه‌های شاهد ساخته شده از سیمان پرتلند معمولی توسط سامی و ژیهانگ مورد بررسی قرار گرفت و مشاهده شد که در تمام حالت‌های جایگزینی زئولیت، خاکستر بادی آسیاب شده و دوده سیلیسی باعث افزایش مقاومت فشاری ۲۸ روزه می‌شوند [۲۴]. آیکوتون و ایکولو در تحقیق خود تأثیر زئولیت و خاکستر بادی را روی مقاومت کششی نمونه‌های بتنی به روش دو نیم شدن در سنین ۲۸، ۹۰ و ۱۸۰ روزه مورد بررسی قرار دادند و نتایج آنان نشان داد که مقاومت کششی تمام طرح‌ها به جز طرح شاهد و طرح‌های حاوی ۱٪ زئولیت، افزایش پیدا کرد [۲۵]. همچنین، در تحقیقی که توسط کوانلین و نایکیان انجام شد تأثیر زئولیت اصلاح شده روی انبساط ناشی از واکنش قلیایی-سیلیسی مورد بررسی قرار گرفت و نتایج حاصله با پوزولان‌های دیگر مانند خاکستر بادی و سرباره

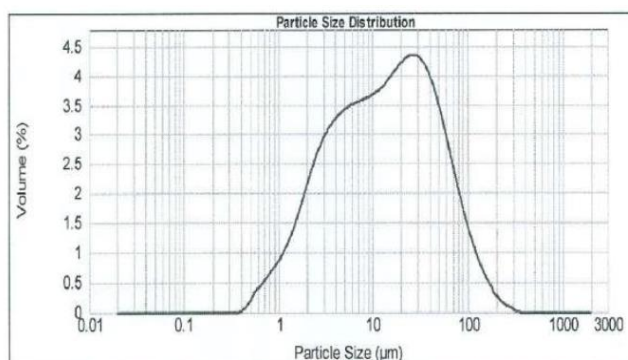
نسبت به طرح‌های شاهد (KB) مقایسه شد و نتایج نشان داد که تأثیر ۵٪ ژئولیت اصلاح شده بیشتر از تأثیر ۳۰٪ سرباره و کمتر از تأثیر ۳۰٪ خاکستر بادی و ۵۰٪ سرباره بود [۲۶]. قورچیان و همکاران [۲۷] عملکرد لیکا و سنگ‌دانه‌های ژئولیتی طبیعی را به‌عنوان موادی برای عمل آوری درونی بتن مورد بررسی قرار دادند. پروویس و همکاران [۲۸] به جنبه‌های ژئوپلیمری ژئولیت و شوای بن [۲۹] نیز به مدل‌سازی کامپیوتری ژئولیت‌ها پرداخته و جذب سطحی، انتشار و لایه لایه شدن ژئولیت‌ها را مورد بررسی قرار دادند. در آزمایشی که توسط رضانیان پور و همکاران انجام شد نقش پوزولان ژئولیت در دوام بتن بررسی گردید [۳۰] که در تمام سنین و تمام نسبت‌های آب به سیمان، افزودن ژئولیت سبب بهبود مقاومت کششی نمونه‌های بتنی نسبت به نمونه‌ی شاهد شده است. در این تحقیق سعی شده است تا با مطالعه آزمایشگاهی انواع بتن‌های سبک، ترکیبی با بتن سبک خاص بدست آید که علاوه بر سبک بودن، دارای مقاومت سازه‌ای مناسب بوده و از نظر اقتصادی نیز مقرون به‌صرفه باشد.

۲- طرح آزمایشگاهی

جهت ساخت بتن سبک سازه‌ای، علاوه بر طرح اختلاط بتن شاهد با پلی استایرن مناسب، ۳ طرح اختلاط دیگر با ترکیب میکروسیلیس و ژئولیت در نظر گرفته شدند و از هر طرح اختلاط نیز ۸ نمونه مکعبی، ۶ نمونه استوانه‌ای و یک نمونه تیر مسلح برای آزمایش‌ها ۷ و ۲۸ روزه ساخته شدند و در تحت آزمایش‌ها مختلف مقاومت فشاری، خمشی قرار داده شدند و نتایج آن‌ها با هم مقایسه و اثرات آن‌ها را بر روی وزن و مقاومت بتن سبک بررسی شدند.

۲.۱. مصالح مصرفی

سیمان استفاده شده برای ساخت کلیه مخلوط‌های بتنی این تحقیق، سیمان پرتلند تیپ ۴۲۵-۱ تولیدی کارخانه سیمان تهران و دارای مرغوبیت و کیفیت بالا بود و برای شناسایی ترکیبات شیمیایی و خواص فیزیکی، آنالیز XRF در آزمایشگاه مرکز تحقیقات فرآوری مواد معدنی ایران انجام و نتایج مطابق جدول ۱ تعیین شدند و نتایج با محدودیت‌های استاندارد ۳۸۹ ایران مقایسه شدند. ژئولیت مصرفی در این تحقیق، نوعی ژئولیت طبیعی به نام کلینوپتیلولایت بود که از معادن ژئولیت سمنان تهیه و آنالیز شیمیایی XRF برای تعیین ترکیب شیمیایی کلینوپتیلولایت آن انجام گردید که نتایج در جدول ۲ داده شده‌اند. نتایج آنالیز شیمیایی نشان داد که در این نوع ژئولیت، مجموع درصد وزنی SiO_2 و Al_2O_3 و Fe_2O_3 برابر با ۸۰/۲۵ درصد بود که طبق استاندارد ASTM C 618 بعنوان نوعی ژئولیت طبیعی و در گروه N از پوزولان‌های طبیعی قرار گرفت. در شکل ۱ و جدول ۳ توزیع اندازه ذرات ژئولیت مصرفی در این مطالعه، نشان داده شده‌اند که این نتایج با استفاده از آزمایش جذب سطحی متغیر با فشار (PSA) به دست آمده و همانطور که ملاحظه می‌شود اندازه دانه‌ها در محدوده مشخص شده از ۰/۴۱۷ تا ۳۶۳/۰۷۸ میکرومتر متغیر بوده و بیش از ۹۰٪ ذرات دارای اندازه‌ای بین ۱ تا ۱۰۰ میکرون بودند. بنابراین، فضای خالی بین ذرات سیمان توانست توسط ذرات ژئولیت پر شود اما نزدیک بودن بیشتر ذرات ژئولیت (۱۰۰ - ۱ میکرون) به یکدیگر، موجب فضای خالی شد. این فضاها خالی توسط ذرات میکروسیلیس که از ذرات ژئولیت ریزتر هستند پر گردید. نتایج آزمایش پراش اشعه ایکس (XRD) بر روی ژئولیت طبیعی در شکل ۲ نشان داده شده است.



شکل ۱- توزیع اندازه ذرات ژئولیت

جدول ۱- مشخصات سیمان مصرفی

اجزا و ترکیبات شیمیایی	درصد وزنی	درصد وزنی ترکیب شیمیایی	سیمان تیپ ۱-۴۲۵ تهران	محدودیت‌های استاندارد ۳۸۹ ایران
CaO	۶۲/۱۱			
SiO_2	۲۰/۱			
Al_2O_3	۴/۱۲			
Fe_2O_3	۳/۲۳			
K_2O	۰/۹۲			
MgO	۳/۰۹			
MnO	۰/۳			
P_2O_5	۰/۰۷			
SrO	۰/۱۹			
SO_3	۲/۴۶			
		MgO	3.09	<5
		SO_3	2.46	<3
		قلیایی‌ها	0.598	
		L.O.I (Loss on Ignition)	3.5	<3

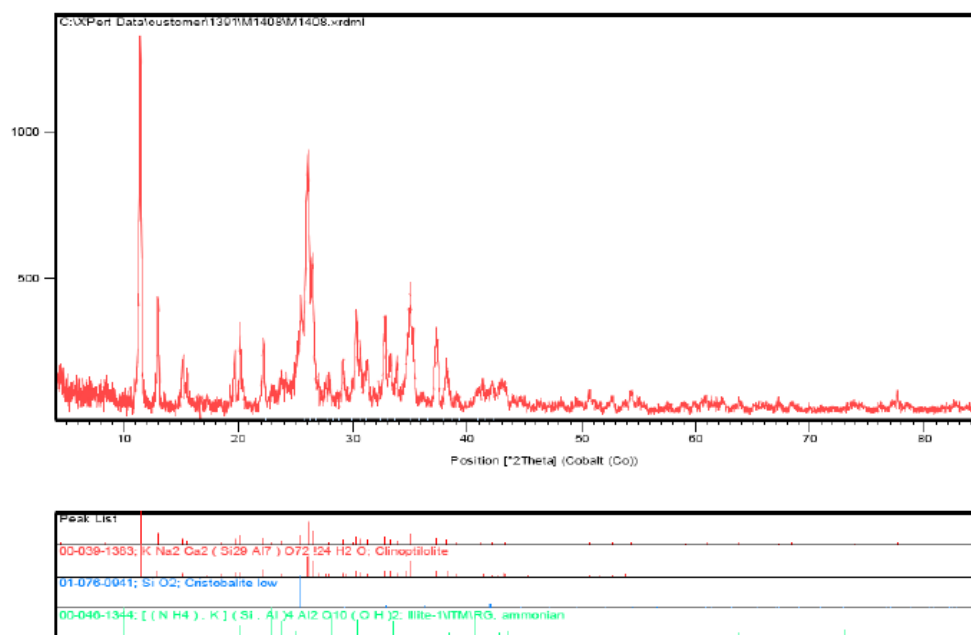
جدول ۲- ترکیب شیمیایی زئولیت کلینوپتیلولایت

اجزا و ترکیبات شیمیایی	درصد وزنی
CaO	۱/۵۳
SiO_2	۶۸/۳۳
Al_2O_3	۱۰/۹۸
Fe_2O_3	۰/۹۴
K_2O	۱/۶
MgO	۱/۱۵
Na_2O	37/2
SrO	۰/۱۵
SO_3	۰/۱۸

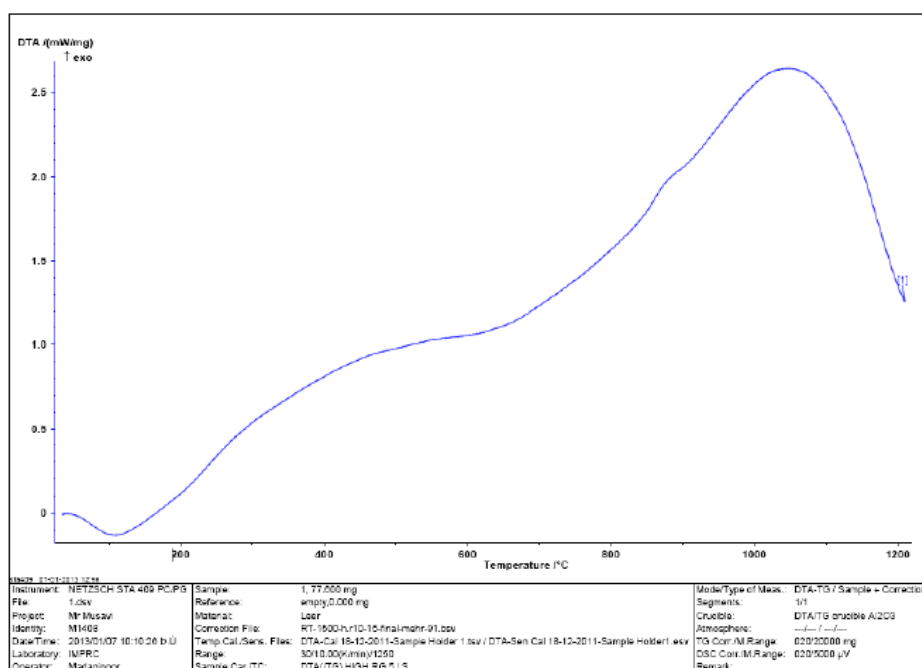
جدول ۳- توزیع اندازه ذرات زئولیت

اندازه (میکرون)	درصد حجمی (%)	اندازه (میکرون)	درصد حجمی (%)
۳۱۶	۰/۰۱	۳۰	۳/۸۳
۳۰۸	۰/۱۶	۱۵	۳/۶۲
۱۵۹	۰/۴۲	۱۰	۳/۳۴
۱۲۰	۰/۸	۷/۵	۳/۳۴
۹۱	۱/۳۶	۵	۳/۱۱
۶۰	۲/۵	۲/۱۸	۲/۲۴
۴۵	۳/۲۱	۱	۰/۸
۳۰	۳/۸۱	۰/۴۸	۰/۲

منحنی آزمایش آنالیز حرارتی افتراقی (DTA) در شکل ۳ که بر روی زئولیت مصرفی انجام شده است نشان می‌دهد که تغییر ساختار بلور در زئولیت مورد آزمایش دیده نشد زیرا منحنی DTA فاقد هرگونه پیک تیز بود و اولین تغییر در دمای ۱۱۰ سانتیگراد صورت گرفت که آن هم تدریجی و ناشی از دست دادن آب جذبی بوده است و دومین تغییر نیز در دمای حدود ۱۰۰۰ سانتیگراد بود که ناشی از خروج آب مولکولی از درون شبکه‌ی زئولیت بوده است.



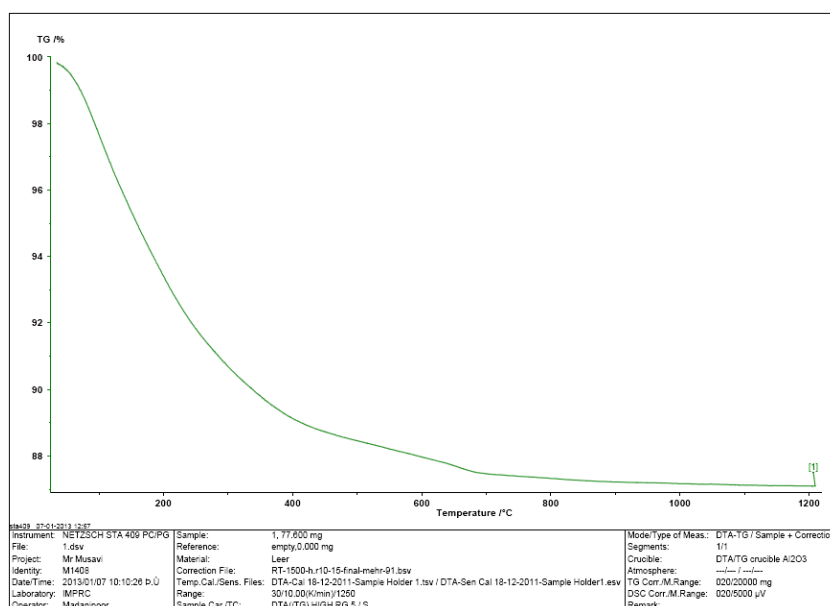
شکل ۲- نتایج حاصل از آزمایش XRD بر روی ژئولیت طبیعی



شکل ۳- نتایج آزمایش DTA بر روی ژئولیت مصرفی

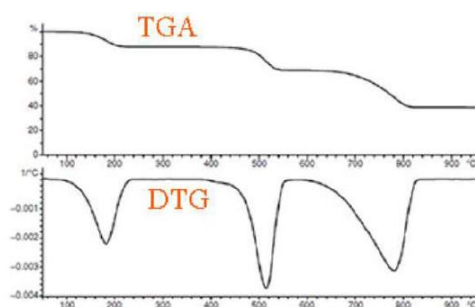
در شکل ۴ نیز نتایج حاصل از آنالیز توزین حرارتی (TGA) بر روی ژئولیت مصرفی نشان داده شده است که ساده‌ترین روش آنالیز حرارتی است که اساس آن بر اندازه‌گیری وزن نمونه در هنگام گرمایش استوار است. از منحنی توزین حرارتی می‌توان به دو صورت استفاده کرد، یکی تعیین دمای آغاز و پایان رویدادهای حرارتی که برای هر مرحله از تغییر وزن به صورت دمای ابتدایی و دمای پایانی نشان داده می‌شود و دیگری مقدار کاهش وزن برای هر مرحله از تغییر وزن که به صورت درصد نوشته خواهد شد. محور افقی، همواره دما را با مقیاس درجه سانتی‌گراد و محور عمودی درصد تغییر وزن را نشان می‌دهد. آنالیز توزین حرارتی تکنیکی است برای اندازه‌گیری

تغییرات جرمی مواد که در مقابلی تغییرات حرارتی منظم (نه ناگهانی) صورت می‌گیرد. تغییرات جرمی می‌تواند بر اثر فرآیندهای گوناگونی مانند هوازدگی، تغییر ترکیب شیمیایی، تصعید، تبخیر، جذب، دفع، اکسیداسیون و احیا صورت گیرد. در میان این‌ها بیشترین توجه به تعیین ترکیب شیمیایی و پایداری حرارتی مواد و همچنین ارزیابی سینتیک حرارتی و پیش‌بینی عمر مفید ماده و در نهایت واکنش‌پذیری مواد با گازها صورت گرفته است. طبق شکل ۴ بیشترین افت وزنی حرارتی در دمای کمتر از ۳۰۰ سانتیگراد اتفاق افتاده است که ناشی از تبخیر آب جذب سطحی و تبدیل یک سری مولکول‌ها به فاز بخار یا گاز می‌باشد بنابراین در دماهای بالاتر مقدار قابل توجهی افت وزنی حرارتی در زئولیت مشاهده نشده است که حاکی از درجه‌ی خلوص بالای این ماده‌ی پوزولانی انتخاب شده می‌باشد. لذا زئولیت حرارت داده شده خواص فیزیکی و شیمیایی خود را حفظ کرده است و به ماده‌ی دیگری تبدیلی نشده است که در مجموع نشانه از پایداری بالای این پوزولان است.



شکل ۴- نتایج آزمایش TGA بر روی زئولیت مصرفی

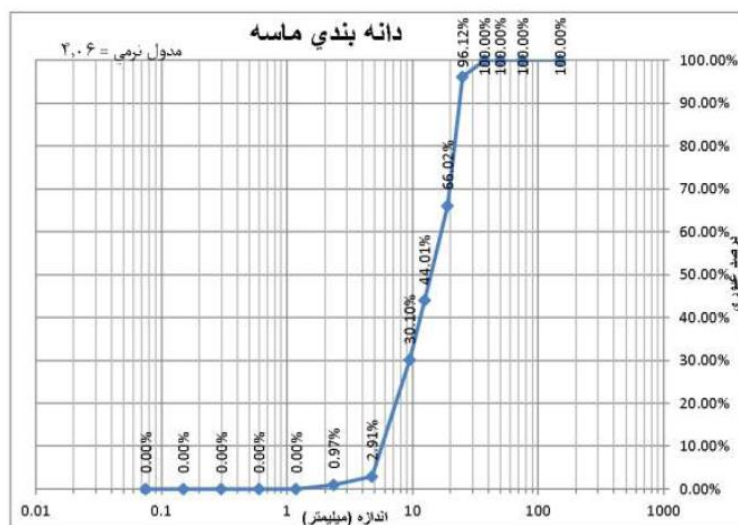
در آزمایش توزین حرارتی TGA، در صورتی که دمای دو رویداد حرارتی، نزدیک به هم باشد، جدا کردن آن‌ها در منحنی تغییر وزن بر حسب دما مشکل خواهد بود. از طرفی در منحنی‌های توزین حرارتی نمی‌توان دمای آغاز و پایان یک رویداد حرارتی را به‌آسانی مشخص کرد. این دو مشکل باعث شده‌اند که با اضافه کردن یک قسمت الکترونیکی به دستگاه توزین حرارتی، بتوان مشتق منحنی وزن بر حسب دما را رسم کرد. این حالت را مشتق توزین حرارتی DTG می‌نامند. نمونه‌ای از منحنی مشتق توزین حرارتی با منحنی توزین حرارتی در شکل ۵ مقایسه شده است.



شکل ۵- مقایسه بین گراف‌های TGA و نتایج حاصل از آنالیز DTG

میکروسیلیس با وزن مخصوص ۲/۱۲ نیز در این تحقیق بعنوان پوزولان پرکاربرد و با درصدهای مختلف جایگزین سیمان شده و به همراه با ژئولیت در بتن استفاده گردید تا خواص بتن را بهبود بدهد. سنگدانه‌های مصرفی در این تحقیق شامل شن و ماسه طبیعی تهیه شده از معادن شهریار بود و از شن با حداکثر اندازه ۲۰ میلیمتر و درصد جذب آب ۰.۲٪ و ماسه با مدول نرمی ۴ و درصد جذب ۳/۷ درصد با نمودار دانه‌بندی مطابق شکل ۶ استفاده شد. آب مصرفی نیز آب شرب شهری دارای کیفیت مطلوب بود.

از دانه‌های پلی استایرن سفید رنگ بعنوان سنگدانه سبک استفاده شد. دانه‌های پلی استایرن فشرده با اندازه ۵ تا ۵ میلیمتر یک نوع سبک دانه مصنوعی با چگالی پایین حدود ۳۰ کیلوگرم در مترمکعب و جذب آب ۱٪ است و نوعی اسفنج پایدار متشکل از فضاهای خالی هوای گسسته در یک ماتریس پلیمری است که برای ساخت بتن سبک در این تحقیق استفاده شده است.



شکل ۶- دانه بندی ماسه مصرفی

۲.۲. طرح‌های اختلاط بتن و روش ساخت

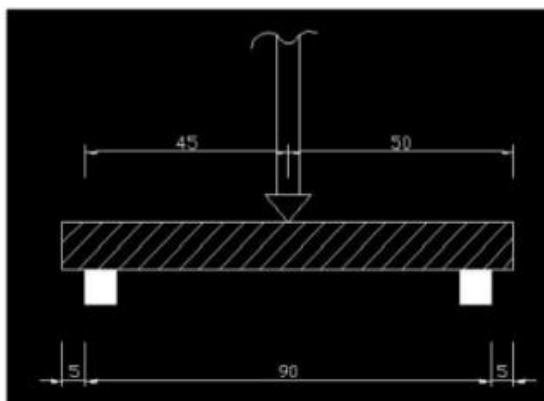
در این تحقیق ۴ طرح اختلاط مطابق جدول ۴ مورد آزمایش قرار گرفت و نسبت آب به مصالح سیمانی (مجموع وزن سیمان، ژئولیت و میکروسیلیس استفاده شده در هر طرح) در تمامی طرح‌های اختلاط برابر ۰/۴۸۵ با عیار سیمان اولیه ۳۵۰ کیلوگرم بود، درصد جایگزینی ژئولیت برابر ۲۰ درصد و جایگزینی میکروسیلیس برابر ۵ و ۱۰ درصد وزن سیمان بود. میزان مصرف دانه‌های پلی استایرن نیز حدود ۲۰ درصد حجم کل بتن در نظر گرفته شده که تقریباً ۶ کیلوگرم در هر متر مکعب بتن خواهد شد و جایگزین سنگدانه‌ها در بتن معمولی خواهد شد. وزن مخصوص همه بتن‌ها حدود ۱۷۵۶ کیلوگرم بر مترمکعب بود که در زمره بتن‌های سبک است. مقدار آب براساس سنگدانه SSD است ولی قبل از ساخت، رطوبت واقعی سنگدانه‌ها محاسبه گردید و به تناسب کمتر بودن از حالت اسباب با سطح خشک، به همان میزان آب اضافه شد. برای ساخت مخلوط بتن معمولی، ابتدا شن را درون دستگاه مخلوط کن که روشن بوده ریخته و مقداری از آب طرح اختلاط را به آن اضافه می‌شود سپس به ترتیب، ماسه و سیمان را درون دستگاه ریخته و در هر مرحله مقداری از آب را اضافه کرده و پس از گذشت ۳ دقیقه در حالی که دستگاه مخلوط کن در حال چرخش است، مخلوط را به طور کامل درون ظرف مخصوص خالی کرده و برای پرکن قالب‌ها استفاده می‌شود. برای مخلوط‌هایی که در آن‌ها از پوزولان استفاده می‌شود، باید پوزولان مورد نظر را به صورت دوغاب درآورد و در هر مرحله مقداری از آن را به شن، ماسه و سیمان اضافه کرد و مقدار پلی استایرن نیز در ابتدا با شن و ماسه ترکیب شده و پس از هم زدن اولیه، مصالح دیگر به ترتیب بالا اضافه می‌شوند.

جدول ۴- طرح اختلاط یک متر مکعب بتن سبک سازه ای (kg/m³)

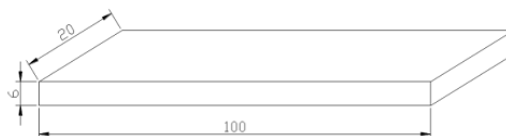
مواد اختلاط		طرح شاهد	طرح ۱	طرح ۲	طرح ۳
میکروسیلیس	۵ درصد	۰	۰	۱۷/۵	-
	۱۰ درصد			-	۳۵
زئولیت	۲۰ درصد	۰	۷۰	۷۰	۷۰
شن		۷۳۰	۷۳۰	۷۳۰	۷۳۰
ماسه		۵۰۰	۵۰۰	۵۰۰	۵۰۰
سیمان		۳۵۰	۲۸۰	۲۶۲/۵	۲۴۵
آب		۱۷۰	۱۷۰	۱۷۰	۱۷۰
پلی استایرن (۲۰٪ حجم کل)		۶	۶	۶	۶
مجموع		۱۷۵۶	۱۷۵۶	۱۷۵۶	۱۷۵۶

۳.۲. نمونه ها و روش های آزمایش

جهت بررسی تأثیر زئولیت و میکروسیلیس روی خصوصیات مکانیکی بتن های سبک حاوی پلی استایرن، نمونه های مختلفی ساخته شد که روی آن ها آزمایش های مقاومت فشاری و مقاومت خمشی برای سنین ۷ و ۲۸ روزه انجام شد. برای انجام آزمایش مقاومت فشاری از استاندارد ASTM C39 و از نمونه های استوانه ای به قطر ۱۵۰ و ارتفاع ۳۰۰ میلیمتر و همچنین نمونه های مکعبی به ابعاد ۱۵۰ میلیمتر استفاده شد [۳۱] و برای هر طرح، سه نمونه مورد آزمایش و بارگذاری مستقیم قرار داده و میانگین آن ها بدست آمد. در آزمایش مقاومت خمشی از نمونه های منشوری به شکل تیر با عرض و ارتفاع ۶۰ و ۲۰۰ میلیمتر و طول ۱۰۰۰ میلیمتر مطابق شکل ۷ و ابعاد تیر و شبکه آرماتور به شرح شکل ۸ استفاده شد بطوری که ۳ عدد میلگرد طولی به قطر ۶ میلیمتر و ۶ عدد میلگرد عرضی به قطر ۶ میلیمتر استفاده شد. تیر مورد آزمایش روی دو تکیه گاه به فاصله ۵۰ میلیمتر از لبه های تیر و با طول محاسباتی ۹۰۰ میلیمتر قرار داده شد و یک بار نقطه ای در وسط تیر اعمال شد تا بار گسیختگی تیر بدست آید که با قرار دادن آن در رابطه $M = \frac{PL}{4}$ ، مقاومت خمشی تیر به دست می آید.



شکل ۷- تصویر شماتیک از دستگاه خمشی دال بتنی



شکل ۸- ابعاد نمونه تیر (ابعاد بر حسب سانتیمتر)

۳- تجزیه و تحلیل نتایج

۳-۱- مقاومت فشاری

آزمایش مقاومت فشاری مهم‌ترین آزمایش روی نمونه‌های بتنی می‌باشد که می‌تواند نشان‌دهنده کیفیت بتن از نظر خصوصیات مکانیکی باشد. مقدار بدست آمده برای مقاومت فشاری یک نمونه بتنی که حاوی ماده پوزولانی است، بستگی به عوامل مختلفی از جمله شرایط سنی و درصد جایگزینی پوزولان دارد. در سنین پایین معمولاً اثر پراکندگی یک پوزولان می‌تواند باعث افزایش مقاومت فشاری و اثر رقیق‌کنندگی می‌تواند باعث کاهش مقاومت بتن شود. در سنین بالا نیز افزایش مقاومت می‌تواند به دلیل پیشرفت هیدراتاسیون و افزایش ژل سیلیسی ناشی از واکنش پوزولانی و کاهش مقاومت نیز می‌تواند ناشی از عملکرد پایین پوزولان مورد نظر در بتن باشد. مقاومت فشاری نمونه‌های مکعبی و استوانه‌ای بتن سبک شاهد و بتن طرح اختلاط یک (شامل تنها ۲۰ درصد جایگزینی زئولیت به جای سیمان) و متوسط مقاومت نمونه‌ها و نسبت مقاومت نمونه‌های استوانه‌ای به مکعبی (نمونه‌ها در حالت اشباع با سطح خشک) در جدول ۵ داده شده‌اند و نحوه شکست نمونه‌ها نیز در شکل ۹ نشان داده شده است.



شکل ۹ - نمونه‌های شکسته شده از طرح اختلاط شماره یک

جدول ۵ - مقاومت فشاری نمونه‌های طرح‌های اختلاط شاهد و اول (MPa)

مقاومت فشاری	طرح شاهد		طرح اول	
	۷ روزه	۲۸ روزه	۷ روزه	۲۸ روزه
نمونه مکعبی اول	۱۴/۱	۲۱/۱	۱۳/۴	۲۲/۵
نمونه مکعبی دوم	۱۳/۶	۲۱/۴	۱۳/۲	۲۲
نمونه مکعبی سوم	۱۴/۶	۲۰/۹	۱۳/۱	۲۲/۲
متوسط نمونه مکعبی	۱۴/۱	۲۱	۱۳/۲	۲۲/۳
نمونه استوانه‌ای اول	۱۱/۱	۱۶/۸	۱۰/۵	۱۸/۱
نمونه استوانه‌ای دوم	۱۱/۵	۱۶/۹	۱۰/۶	۱۷/۴
متوسط نمونه استوانه‌ای	۱۱/۳	۱۶/۹۵	۱۰/۵۵	۱۷/۷
نسبت متوسط نمونه استوانه‌ای به مکعبی	۰/۸	۰/۸۱	۰/۸	۰/۷۹

نتایج حاصله در جدول ۵ نشان می‌دهد که بتن طرح شاهد که دارای تنها مواد پلی استایرن است و مقاومت فشاری نزدیک به ۱۷ مگاپاسکال بعد از ۲۸ روز را بدست آورد مطابق آئین نامه مقررات ملی مبحث ۹ می‌تواند در زمره بتن سبک با مقاومت متوسط باشد [۴] ضمن اینکه پراکندگی زیادی بین نتایج نمونه‌های آزمایشی برای محاسبه متوسط مشاهده نشد. نتایج مقاومت فشاری طرح اختلاط شماره یک بیانگر آن است که در سن ۷ روز مقاومت نمونه‌های حاوی زئولیت بطور جزئی و حدود ۸ درصد کمتر از نمونه کنترل شاهد بوده که به دلیل کاهش مقدار

سیمان در این نمونه‌ها و واکنش پذیری کم پوزولان‌ها در این سن نسبت بود ولی با افزایش سن نمونه‌ها تا ۲۸ روز به دلیل تکمیل شدن واکنش‌های پوزولانی و بهبود ساختار حفرات نمونه‌های بتنی، مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی زئولیت رشد حدود ۷ درصدی نسبت به نمونه‌های شاهد داشته‌اند که با جایگزینی ۲۰ درصد زئولیت و کاهش مصرف سیمان، نه تنها مقاومت فشاری کاهش نیافت بلکه رشد جزئی هم داشت.

نسبت مقاومت‌های نمونه‌های استوانه‌ای به مکعبی برای نمونه‌های ۷ روزه و ۲۸ روزه به ترتیب برابر ۰/۷۹ و ۰/۷۹۴ می‌باشد که به عدد ۰/۸ موجود در آیین نامه بتن ایران برای بتن‌های معمولی بسیار نزدیک است [۴]. نتایج طرح اختلاط شماره دو و سه حاوی ۲۰ درصد جایگزینی زئولیت و به ترتیب دارای ۵ و ۱۰ درصد جایگزینی میکروسیلیس در جدول ۶ نشان داده شده است. با مقایسه نتایج جداول ۵ و ۶ نشان می‌دهد که مقاومت‌های ۷ روزه طرح‌های ۲ و ۳ تقریباً با طرح شاهد یکسان است که اثر منفی کاهش مقدار سیمان و واکنش پذیری کم پوزولان‌ها در نمونه شاهد و طرح یک با افزودن میکروسیلیس چبران شده است. به دلیل افزایش پوزولان‌ها مشاهده می‌شود که با افزایش سن نمونه‌ها تا ۲۸ روز به دلیل تکمیل شدن واکنش‌های پوزولانی و بهبود ساختار حفرات نمونه‌های بتنی مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی زئولیت طرح اختلاط دو با ۵٪ میکروسیلیس، رشد ۵۰ تا ۶۰ درصدی (به ترتیب نمونه‌های مکعبی و استوانه‌ای) نسبت به نمونه‌های شاهد و رشد ۴۰ تا ۵۲ درصدی (به ترتیب نمونه‌های مکعبی و استوانه‌ای) نسبت به نمونه‌های طرح اختلاط یک داشته‌اند.

نکته قابل توجه آن است که با افزایش میکروسیلیس از ۵ درصد به ۱۰ درصد، میزان مقاومت فشاری طرح اختلاط سه نسبت به طرح اختلاط دو، حدود ۱۰ تا ۱۸ درصد در نمونه‌های مکعبی و استوانه‌ای کاهش یافته است. نسبت مقاومت نمونه‌های استوانه‌ای به مکعبی برای نمونه‌های ۷ روزه و ۲۸ روزه طرح اختلاط دو با مقاومت فشاری بالاتر به ترتیب برابر ۰/۸۲ و ۰/۸۵۶ می‌باشد در حالیکه این مقادیر برای طرح اختلاط سه برابر ۰/۸۱ و ۰/۷۸۵ بود. برای نمونه‌های ۲۸ روزه این عدد در مقایسه با عدد ۰/۸ موجود در آیین نامه بتن ایران برای بتن‌های معمولی، اختلاف ۴ تا ۹ درصدی دارند لذا نسبت آئین نامه برای نمونه‌های بتن سبک حاوی زئولیت و دوده سیلیسی قابل کاربرد است. بنابراین بتن طرح اختلاط یک با مقاومت بیش و نزدیک به ۱۷ مگاپاسکال که حاوی تنها زئولیت به همراه پلی استایرن است در زمره بتن سبک سازه‌ای متوسط است ولی بتن‌های طرح‌های اختلاط ۲ و ۳ دارای مقاومت فشاری قابل توجه بیش از ۱۷ مگاپاسکال بعد از ۲۸ روز هستند در زمره بتن سبک سازه‌ای با مقاومت بالا هستند [۴]. در جدول ۷ نتایج برازش شده نمونه‌های بتنی ساخته شده با سه طرح اختلاط مذکور آورده شده است. همانطور که انتظار می‌رفت در تمامی طرح‌ها با افزایش سن، مقاومت فشاری افزایش پیدا کرده است که این افزایش ناشی از پیشرفت هیدراتاسیون، پیشرفت واکنش پوزولانی و بهبود خواص مکانیکی بتن می‌باشد. در سن ۷ روزه، هنوز پوزولان‌ها نتوانسته‌اند عملکرد خود را برای انجام واکنش پوزولانی و افزایش مقاومت نشان دهند. مقاومت ۲۸ روزه تمام طرح‌ها از نمونه شاهد بالاتر است که نشان‌دهنده وارد شدن پوزولان‌ها در آن زیاد است میکروسیلیس در واکنش‌های بتن می‌باشد. البته برای طرح اختلاط شماره سه که میزان پوزولان‌ها در آن زیاد است میزان مقاومت فشاری نسبت به طرح شماره دو میزان کمتری است که می‌تواند ناشی از اثر رقیق‌کنندگی باشد. به طور کلی بهترین طرح اختلاط، طرح اختلاط شماره دو با جایگزینی ۲۰ درصد زئولیت و ۵ درصد میکروسیلیس با مقاومت فشاری ۲۸ روزه حدود ۲۷ مگاپاسکال در نمونه‌های استوانه‌ای می‌باشد. نتایج طرح اختلاط شماره یک با نمونه شاهد برای بررسی تأثیر زئولیت بر روی مقاومت فشاری بتن و نتایج طرح اختلاط شماره یک، دو و سه برای بررسی تأثیر میکروسیلیس و میزان آن بر روی مقاومت فشاری بتن مقایسه گردیدند. مشخص است در سن ۷ روز مقاومت فشاری نمونه شاهد بالاتر از مقاومت فشاری نمونه طرح اختلاط شماره یک است ولی با افزایش سن نمونه‌ها تا ۲۸ روز به دلیل تکمیل شدن واکنش‌های پوزولانی و بهبود ساختار حفرات نمونه‌های بتنی مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی زئولیت رشد قابل توجه نسبت به نمونه‌های شاهد داشته‌اند.

جدول ۶- مقاومت فشاری مربوط به طرح اختلاط شماره دو و سه (MPa)

مقاومت فشاری	طرح ۲		طرح ۳	
	۷ روزه	۲۸ روزه	۷ روزه	۲۸ روزه
نمونه مکعبی اول	۱۴	۳۰/۴	۱۴	۲۸/۱
نمونه مکعبی دوم	۱۳/۹۵	۳۱/۲	۱۳/۲	۲۸/۳
نمونه مکعبی سوم	۱۳/۶	۳۲/۱	۱۳/۱	۲۸
متوسط نمونه مکعبی	۱۴/۳	۳۱/۲	۱۴/۱	۲۸/۱
نمونه استوانه‌ای اول	۱۱/۴	۲۶/۵	۱۰/۸	۲۲/۴
نمونه استوانه‌ای دوم	۱۱/۲	۲۷/۳	۱۰/۹	۲۱/۹
متوسط نمونه استوانه‌ای	۱۱/۷	۲۶/۹۵	۱۱/۵	۲۲/۱۵
نسبت متوسط نمونه استوانه‌ای به مکعبی	۰/۸۱	۰/۸۶	۰/۸۱	۰/۷۹

مقاومت فشاری نمونه‌های طرح اختلاط شماره دو از مقاومت فشاری طرح اختلاط شماره یک بیشتر است، دلیل آن را می‌توان استفاده از ۵ درصد میکروسیلیس در بتن نمونه طرح اختلاط شماره دو دانست. از طرفی در طرح شماره سه با افزودن میکروسیلیس به ۱۰ درصد به دلیل اثر رقیق‌کنندگی و در دسترس نبودن هیدروکسید کلسیم برای انجام واکنش پوزولانی، مقاومت فشاری بتن آن نسبت به طرح اختلاط شماره دو کاهش پیدا کرده است.

جدول ۷- مقایسه نتایج مقاومت فشاری متوسط نمونه‌ها در سه طرح اختلاط (MPa)

مقاومت نمونه مکعبی					
طرح اختلاط	۷ روزه	درصد افزایش یا کاهش نسبت به نمونه شاهد (//)	۲۸ روزه	درصد افزایش نسبت به نمونه شاهد (//)	۷ به ۲۸ روزه
شاهد	۱۴/۱	-	۲۱	-	۰/۶۷
اول	۱۳/۲	-۶/۴	۲۲/۳	۵/۹	۰/۵۹
دوم	۱۳/۹	-۲/۵	۳۱/۲	۴۹	۰/۴۵
سوم	۱۳/۴	-۲/۲	۲۸/۱	۳۴	۰/۴۸
مقاومت نمونه استوانه‌ای					
شاهد	۱۱/۳	-	۱۶/۹۵	-	۰/۶۶
اول	۱۰/۵۵	-۶/۶	۱۷/۷	۴	۰/۶
دوم	۱۱/۳	۰	۲۶/۹۵	۵۹	۰/۴۲
سوم	۱۰/۸۵	-۴/۱	۲۲/۱۵	۳۱	۰/۴۹

اثر زمان در رشد مقاومت فشاری نمونه‌ها حاوی انواع پوزولان در جدول ۷ نشان داده شده است بطوری‌که سرعت افزایش مقاومت فشاری ۷ به ۲۸ روز در طرح شماره دو بیشتر از سه طرح دیگر بود. نسبت مقاومت ۷ روزه به مقاومت ۲۸ روزه در نمونه شاهد ۰/۶۶ و لی در نمونه طرح اختلاط شماره یک، دو و سه به ترتیب برابر ۰/۵۹ ، ۰/۴۴ و ۰/۴۸ است که این بیانگر آن است که سرعت افزایش مقاومت نمونه طرح شماره دو بیش از بقیه نمونه‌ها بود.

۲-۳- آزمایش مقاومت خمشی بر روی تیرهای دال بتنی

در تحقیق حاضر، مقاومت خمشی (یا آزمایش مدول گسیختگی)، روی نمونه‌های منشوری با ابعاد $1000 \times 200 \times 60 \text{ mm}$ در سنین ۲۸ روزه صورت گرفت و نیروی ماکزیمم متمرکز بدست آمده از هریک از طرح‌های اختلاط و مقادیر ظرفیت خمشی (مدول گسیختگی)، در جدول ۸ داده شده است. طبق انتظار و همانند نتایج بدست آمده برای مقاومت فشاری، مقادیر ظرفیت خمشی نیز با افزایش سن افزایش پیدا می‌کند که نشان‌دهنده پیشرفت واکنش هیدراتاسیون بین سیمان و آب و همچنین عملکرد پوزولانی ژئولیت و میکروسیلیس در بتن می‌باشد. نتایج برای سن ۲۸ روزه نشان می‌دهد برای مقاومت خمشی طرح‌های اختلاط بتن سبک ۱ و ۲ و ۳ به ترتیب ۱۳، ۴۴، و ۳۰ درصد بیشتر از نمونه شاهد بدون ژئولیت و دوده سیلیسی است. بهترین نتیجه برای طرح اختلاط شماره دو بدست آمده که دلیل آن باید در عملکرد مطلوب ژئولیت و میکروسیلیس به‌عنوان پوزولان‌های جایگزین دانست. مقاومت خمشی (مدول گسیختگی)، برای طرح اختلاط شماره سه نسبت به طرح اختلاط شماره دو افت پیدا کرده است که احتمالاً می‌تواند به دلیل اثر رقیق‌کنندگی ناشی از افزودن بیش از حد میکروسیلیس در بتن باشد. در شکل ۱۰ نحوه شکست و الگوی ترک برای سه طرح اختلاط مذکور نشان داده شده است.



شکل ۱۰- نحوه شکست و الگوی ترک نمونه‌های تیر بتنی ساخته شده با سه طرح اختلاط

فرمول مدول گسیختگی بتن معمولی مطابق مبحث ۹ مقررات ملی ساختمان برابر $f_r = 0.62\sqrt{f'_c}$ است لذا برای بدست آوردن ضریب جذر مقاومت فشاری نمونه استوانه ای برای بتن سبک مورد نظر، مقادیر مربوطه در جدول ۸ محاسبه شده است که این مقادیر نشان می‌دهد که گرچه مقاومت فشاری بتن سبک نسبتاً عدد بالایی بدست آمده است ولی به همان نسبت افزایشی در مدول گسیختگی مانند بتن معمولی مشاهده نگردیده است.

جدول ۸- نتایج آزمایشگاهی مقاومت خمشی (مدول گسیختگی) ۲۸ روزه

طرح اختلاط	مقاومت خمشی (مدول گسیختگی) (kN.m)	درصد افزایش نسبت به نمونه شاهد (%)	مقاومت فشاری استوانه f'_c (MPa)	نسبت مدول گسیختگی به جذر مقاومت
شاهد	۰/۶۷۵	-	۱۶/۹۵	۰/۱۶۴
اول	۰/۷۶۵	۱۳	۱۷/۷	۰/۱۸۱
دوم	۰/۹۶۸	۴۴	۲۶/۹۵	۰/۱۸۶
سوم	۰/۸۷۸	۳۰	۲۲/۱۵	۰/۱۸۶

ظرفیت خمشی اسمی تئوری نمونه تیر مسلح ساخته شده بر اساس رابطه $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$ و $M_n = A_s f_y (d - \frac{a}{2})$ و

آئین نامه طراحی بدست می آید که عرض b و ارتفاع موثر d و مقاومت جاری شدن میلگردها f_y و مساحت میلگردها A_s برای همه نمونه ها برابر و معادل به ترتیب ۳۵، ۲۰۰، ۳۰۰ مگاپاسکال و ۸۵ میلیمتر مربع (۳ عدد میلگرد قطر ۶ میلیمتر) بودند و مقاومت فشاری f'_c متناسب با طرح اختلاط شاهد و ۱ و ۲ و ۳ برابر ۱۷، ۱۷/۷، ۲۷، و ۲۲/۲ مگاپاسکال بودند و لذا مقدار a محاسبه شده برای نمونه های طرح اختلاط های شاهد و ۱ و ۲ و ۳ به ترتیب برابر ۸/۸ و ۵/۶ و ۶/۸ میلیمتر بود. لذا ظرفیت خمشی تئوری محاسبه شده تیرها برای هر یک از طرح های اختلاط در جدول ۹ داده شده و با مقادیر ظرفیت خمشی آزمایشگاهی ۲۸ روزه مقایسه شده است بطوریکه مقاومت خمشی نمونه های ۲۸ روزه آزمایشگاهی نمونه های شاهد و طرح ۱ بدون میکروسیلیس از ۱۸ تا ۸ درصد کاهش نسبت مقاومت خمشی تئوری نشان داد ولی مقادیر آزمایشگاهی نمونه های طرح ۲ و ۳ دارای میکروسیلیس دارای افزایش تا ۱۹ درصدی نسبت به مقاومت های تئوری بودند ضمن اینکه تغییر زیادی بین مقادیر تئوری چهار نمونه با وجود تغییر در مقاومت فشاری آنها وجود ندارد.

۴- نتیجه گیری

- بر اساس نتایج بدست آمده از آزمایش های مقاومت فشاری و خمشی نمونه ها و تیرهای مسلح بتنی ساخته شده با سه نوع بتن سبک سازه ای با طرح اختلاط های حاوی دانه های پلی استایرن، ژئولیت و دوده سیلیسی و آنالیز عددی و اقتصادی، می توان به نتایج زیر رسید:
- به علت نقش ژئولیت در بتن، افزودن آن به بتن باعث افزایش مقاومت ۲۸ روزه بتن می گردد لذا طرح اختلاط حاوی دارای میکروسیلیس (۵٪ درصد وزن سیمان) و ژئولیت (۲۰٪ وزن سیمان) مقاومت بالاتری نسبت به سایر طرح های اختلاط داشت و از طرفی به علت استفاده از مقدار کمتری میکروسیلیس، از نظر اقتصادی نیز به صرفه تر است.
- براساس آزمایش های بدست آمده افزایش میکروسیلیس همواره باعث افزایش مقاومت فشاری بتن نمی شود. در این آزمایش با افزایش میکروسیلیس از ۵ درصد به ۱۰ درصد میزان مقاومت فشاری حدود ۱۳ درصد کاهش می یابد.
- بتن های سبک حاوی دانه های پلی استایرن دارای مقاومت فشاری استوانه ای ۲۸ روزه کمتر از ۱۷ مگاپاسکال بودند و افزایش ۲۰ درصد ژئولیت باعث افزایش تا ۸ درصدی مقاومت شد و در زمره بتن سبک مقاومت متوسط شدند ولی افزایش ۵ درصد میکروسیلیس باعث افزایش ۶۰ درصدی این مقاومت شد و بعنوان بتن سبک سازه ای مقاومت بالا محسوب شدند.
- نسبت مقاومت ۷ روزه فشاری به مقاومت ۲۸ روزه در بتن سبک ساخته شده با میکروسیلیس، ژئولیت و پلی استایرن برای طرح اختلاط پیشنهادی برابر ۰/۴۲ بود که این عدد با ضریب معرفی شده در آیین نامه ها اختلاف زیاد دارد. مقاومت ۷ روزه نمونه های حاوی ژئولیت و میکروسیلیس کمتر از نمونه کنترل می باشد. این موضوع را می توان به دلیل کاهش مقدار سیمان در این نمونه ها و واکنش پذیری کم پوزولان ها در این سن نسبت داد.
- مقاومت خمشی تیرهای بتن مسلح با طرح های اختلاط بتن سبک ۱ و ۲ و ۳ به ترتیب ۱۳، ۴۴، و ۳۰ درصد بیشتر از نمونه شاهد بدون ژئولیت و دوده سیلیسی بودند، به عبارتی طرح اختلاط حاوی ۵٪ دوده سیلیسی و ۲۰٪ ژئولیت عملکرد خمشی بهتری داشت.

۵. قدردانی

نویسندگان از حمایت و پشتیبانی معاونت پژوهشی دانشگاه سمنان و همچنین از همکاری و زحمات آقای مهندس بخشایی کارشناس آزمایشگاه بتن و سازه دانشکده مهندسی عمران دانشگاه سمنان تشکر و قدردانی می کنند.

- [1] Feng, N., 2005. "Applications of natural zeolite to construction and building materials in China", *Construction and Building Materials* 19:579–584.
- [2] Manifipour, M., Rapel, M., 1391. "Experimental Investigation of silica fume effect on compressive strength of light-weight concrete", 8th International Civil Eng Conference, Isfahan, Iran. (in Persian)
- [3] Khodaparast, M., Ashraffian, S.M., 1391. "Silica fume application effect on making light-weight concrete", 8th International Civil Eng Conference, Isfahan, Iran. (in Persian)
- [4] Iranian National Building Codes Compilation Office. Iranian National Building Code, Part 9: Reinforced Concrete Buildings Design, Ministry of Road and Urban Development, 2020. (in Persian)
- [5] Entezari, A.R., Esmahili, J., 1389. "Investigation of mechanical characteristics of structural light-weight concrete", *Civil Eng and Environment Journal*, Vol 40, No 2. (in Persian)
- [6] Sadrmomtazi, A., Nosrati, H., 1392. "Investigation of design equations of RC structural light-weight concrete beam containing light-weight clay aggregate", *Iran Concrete Research*, No2. (in Persian)
- [7] P.K. Mehta, P.J.M. Monteiro, 2014. "Concrete: Microstructure, Properties, and Materials", 4th Edition ed., McGraw-Hill, USA.
- [8] Jebel-Hameri, B., Shehrbaf, M.R., Sedaghat doust, A., 1391. "Investigation of Silica fume effect on mechanical characteristics and durability of structural light-weight concrete", *First national conference of Concret Industry*. (in Persian)
- [9] Basirat, Sh., Homrani, M., Behforouz, B., 1397. "Investigation of Silica fume effect on compressive strength water absorption of structural light-weight concrete", *Strucrure and Construction Journal*. No 2. (in Persian)
- [10] Cejka, J., Van Bakkum, H., Corma, A. and Schueth, F., 2007. "Introduction to zeolite molecular SIEVES", Edition: 3, Publisher: Elsevier.
- [11] Margeta, K., Zabukovec Logar, N., Šiljeg, N., and Farkaš, A., "Natural Zeolites in Water Treatment – How Effective is Their Use", ISBN 978-953-51-0928-0, Published: January 16, 2013.
- [12] Bu lent, Y., Uc-arb, A., Teyakab, B., Uza, V., 2007. "Properties of zeolitic tuff (clinoptilolite) blended ortland cement", *Building and Environment* 42:3808–3815.
- [13] Shuichi, H., 2003. "Zeolite photochemistry: impact of zeolites on photochemistry and feedback from photochemistry to zeolite science", *Journal of Photochemistry and Photobiology C: Photochemistry Reviews* 4:19–49.
- [14] Shekarchizade, M., Eftekharneshad, J., Ahmadi, B., 1388. "Improvement of concrete properties with admixtures", *Technical report, Teharn Unuversity*. (in Persian)
- [15] Najimi, M., Sobhani, J., Ahmadi, B., and Shekarchi, M., 2012. "An experimental study on durability properties of concrete containing zeolite as a highly reactive natural pozzolan", *Construction and Building Materials* 35:1023–1033.
- [16] Byung-Wan Jo, Ji-Sun Choi, Kwang-Won Yoon and Jung-Hoon Park, 2012. "Material characteristics of zeolite cement mortar", *Construction and Building Materials* 36:1059–1065.
- [17] Uzal, B., and Turanlı, L., 2012. "Blended cements containing high volume of natural zeolites: Properties, hydration and paste microstructure", *Cement & Concrete Composites* 34:101–109.
- [18] Ahmadi, B. and Shekarchi, M., 2010. "Use of natural zeolite as a supplementary cementitious material", *Cement & Concrete Composites* 32:134–141.

- [19] Karakurt, C, and Bekir Topcu, I., 2011. "Effect of blended cements produced with natural zeolite and industrial by-products on alkalisilica reaction and sulfate resistance of concrete", *Construction and Building Materials* 25:1789–1795.
- [20] Perraki, Th, Kakali, G., and Kontoleon, F., 2003. "The effect of natural zeolites on the early hydration", *Microporous and Mesoporous Materials* 61:205–212.
- [21] Perraki, T, Kontori, E., Tsivilis, S., and Kakali, G., 2010. "The effect of zeolite on the properties and hydration of blended cements", *Cement and Concrete Composites* 32:128–133.
- [22] Poon, C.S, Lam, L., Kou, S.C. and. Lin, Z.S., 1999. "A study on the hydration rate of natural zeolite blended cement pastes", *Construction and Building Materials* 13:427–432.
- [23] Caputo, D, Liguori, B., and Colella, C., 2008. "Some advances in understanding the pozzolanic activity of zeolites: The effect of zeolite structure", *Cement & Concrete Composites* 30:455–462.
- [24] Chan, Sammy Y.N and Xihuang Ji, 1999. "Comparative study of the initial surface absorption and chloride diffusion of high performance zeolite, silica fume and PFA concretes", *Cement & Concrete Composites* 21:293–300.
- [25] Ikotun, B.D and Ekol, S., 2010. "Strength and durability effect of modified zeolite additive on concrete properties", *Construction and Building Materials* 24:749–757.
- [26] Quanlina, N., and Naiqian, F., 2005. "Effect of modified zeolite on the expansion of alkaline silica reaction", *Cement and Concrete Research* 35:1784– 1788.
- [27] Ghourchian, S., Wyrzykowski, M., Lura, P., Shekarchi, M., and Ahmadi, B., 2013. "An investigation on the use of zeolite aggregates for internal curing of concrete", *Construction and Building Materials* 40:135–144.
- [28] Provis, J.L., Grant C. Lukey and Jannie S. J. van Deventer, 2005. "Do Geopolymers Actually Contain Nanocrystalline Zeolites? A Reexamination of Existing Results", *Chem. Mater.*, 17:3075–3085.
- [29] Ban, Sh., "Computer Simulation of Zeolites: Adsorption, Diffusion and Dealumination, Zeolite", PhD Thesis., 2005.
- [30] Ramezani pour, A.A., 1389. "Cement and Pozolane Roles on concrete durability and sustainable development", *Internation conference on Concrete*, Tehran, Iran. (in Persian)
- [31] ASTM (American Society for Testing and Materials) C 39, *Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*, ASTM Publication.

Experimental Study of Rotational-Friction Damper with Two Slip Load and Evaluation of its Performance in RC Frame under Cyclic Loading

Reza Moradi

Phd Student in structure Engineering, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Razi University, Kermanshah, Iran

Ebrahim Khalilzadeh Vahidi*

Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Razi University, Kermanshah, Iran
khalilzadeh@razi.ac.ir

Abstract:

The main purpose of this research is an experimental study of a type of rotational-friction dampers with two slip loads and numerical study of the behavior of reinforced concrete frames with this type of dampers under cyclic loading. For this purpose, first, the mechanism of action of the proposed damper will be explained. In the next step, two specimens of rotational-friction dampers with two different slip loads are investigated in the laboratory. Then, using the Opensees software, a behavioral model is proposed for it and validated using experimental results. In the final step, one story-one bay reinforced concrete frame in four states, (1) without damper, (2) with rotational-friction damper with one slip load (RFD), (3) with the rotational-friction damper with two slip load type S01 and (4) rotational-friction damper with two slip load type S02, under cyclic loading will be analyzed and the results will be investigated. The results of experimental studies show that the effective stiffness in the final cycle for specimens S01 and S02 were 109 and 128 tons per meter, respectively, while their effective damping in the final cycle is about 0.48, which indicates the appropriate ability of experimental specimens to absorb earthquake energy and reduce structural damage. Also, the results of numerical studies of reinforced concrete frame show that concrete frame with S01 damper has better seismic performance because its ultimate strength is 15% and its dissipated energy in the final cycle is 164% more than the ultimate strength and energy dissipation of the final cycle of the frame without damper.

Keywords: Slip load, Rotational-Friction, Damper, Energy Dissipated, Effective Stiffness, Effective Damping

بررسی آزمایشگاهی میراگر اصطکاکی-دورانی با دو بار لغزش و ارزیابی عملکرد آن در قاب بتن مسلح تحت بارگذاری چرخه‌ای

دریافت مقاله: ۲-۶-۱۴۰۰

پذیرش مقاله: ۲۱-۶-۱۴۰۰

رضا مرادی

دانشجوی دکتری سازه، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه رازی، کرمانشاه، ایران

ابراهیم خلیل زاده وحیدی*

استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه رازی، کرمانشاه، ایران

چکیده:

هدف اصلی در این تحقیق، بررسی آزمایشگاهی نوعی از میراگرهای اصطکاکی-دورانی با دو بار لغزش و بررسی عددی رفتار قاب بتن مسلح دارای این نوع میراگرها تحت بارگذاری چرخه‌ای می‌باشد. برای این منظور پس از مقدمه به توضیح سازوکار عملکرد میراگر پیشنهادی پرداخته خواهد شد. در گام بعدی دو نمونه میراگر اصطکاکی دورانی دارای دو بار لغزش متفاوت مورد بررسی آزمایشگاهی قرار می‌گیرد. سپس مدل رفتاری ای برای آن پیشنهاد و با استفاده از نتایج آزمایشگاهی اعتبار سنجی می‌شود. در گام آخر قاب بتن مسلح یک طبقه-یک دهانه در چهار حالت بدون میراگر، با میراگر اصطکاکی-دورانی دارای یک بار لغزش (RFD)، با میراگر اصطکاکی-دورانی دارای دو بار لغزش از نوع S01 و با میراگر اصطکاکی-دورانی دارای دو بار لغزش از نوع S02، تحت بارگذاری چرخه‌ای تحلیل و نتایج آن مورد بررسی قرار می‌گیرد. نتایج بررسی‌های آزمایشگاهی نشان می‌دهد که، مقدار سختی موثر در چرخه آخر برای نمونه S01 و S02 به ترتیب ۱۰۹ و ۱۲۸ تن بر متر بوده است، در حالیکه مقدار میرایی موثر آنها در چرخه آخر حدوداً ۰/۴۸ می‌باشد، که این مقادیر به معنی توانایی مناسب نمونه‌های آزمایشگاهی در جذب انرژی زلزله و کاهش خسارات سازه‌ای، می‌باشد. همچنین نتایج بررسی‌های عددی قاب بتن مسلح نشان می‌دهد که قاب بتن مسلح دارای میراگر S02 عملکرد لرزه‌ای بهتری داشته، زیرا مقاومت نهایی آن ۱۵ درصد و انرژی میرا شده آن در چرخه آخر ۱۶۴ درصد بیشتر از مقاومت نهایی و انرژی میرا شده چرخه آخر قاب بدون میراگر بوده است.

کلمات کلیدی: میراگر اصطکاکی، بار لغزش، انرژی میرا شده، سختی موثر، میرایی موثر

۱- مقدمه :

زلزله والدیویا^۱ شیلی در سال ۱۹۶۰ با بزرگای ۹/۵ ریشتر و ۱۷۱۶ نفر کشته، شدیدترین زلزله دنیا [۱] و زلزله هائیتی^۲ که در سال ۲۰۱۰، با بزرگای ۷ ریشتر و ۳۱۶۰۰۰ نفر کشته، مرگبارترین زلزله دنیا، بوده‌اند [۲]. بنابراین زلزله جزء یکی از حوادث غیرمترقبه است، که می‌تواند موجب خسارات جانی و مالی زیادی شود [۳]. مهمترین عامل بروز خسارات در زلزله‌ها، آسیب پذیری سازه‌ها و زیرساخت‌ها می‌باشد [۴]. هر چند که جلوگیری کامل از خسارات ناشی از زلزله‌های شدید دشوار است، اما با طراحی و ساخت اصولی سازه‌ها و همچنین نظارت مستمر بر ساخت آنها، می‌توان خسارات ناشی از زلزله‌های آینده را به میزان قابل توجهی کاهش داد [۵].

روش‌های مختلفی برای کنترل ارتعاش سازه وجود دارد که هدف اصلی آنها میرا کردن انرژی زلزله و کاهش تقاضای سازه است [۵-۷]. یکی از این روش‌ها، کنترل ارتعاش سازه به روش غیرفعال با استفاده از میراگرهای اصطکاکی است. اولین بار مهندسان مکانیک از نیروی اصطکاک به عنوان میرا کننده انرژی جنبشی در ماشین‌ها و ادوات مکانیکی استفاده کردند [۸]. سپس از این ایده به منظور میرا نمودن انرژی ورودی به سازه ناشی از زلزله و به شکل میراگرهای اصطکاکی، در صنعت ساختمان استفاده گردید. به دلیل اینکه سازوکار عملکرد میراگرهای اصطکاکی بر پایه اصطکاک بین دو صفحه می‌باشد، سامانه‌های سازه‌ای دارای این نوع میراگرها با هزینه کمتر، عملکرد بهتری از خود نشان می‌دهند [۹-۱۱]. از برتری‌های این میراگرها می‌توان به نمودار بار-جابجایی مستطیلی آنها اشاره کرد که باعث می‌شود توانایی بالایی در جذب انرژی ورودی ناشی از زلزله را داشته باشند. هنگامیکه سازه تحت ارتعاشات شدید زلزله قرار می‌گیرد، صفحات مربوط به میراگرهای اصطکاکی با رسیدن نیرو به نیروی لغزش، نسبت به هم حرکت کرده و باعث تغییر در بسامد طبیعی سازه و جلوگیری از آسیب به اجزاء دیگر سازه می‌شود [۱۲]. در میراگرهای اصطکاکی نیروی عمود بر سطح، توسط پیچ‌های پرمقاومت تامین می‌گردد. همچنین مقدار ضریب اصطکاک وابسته به جنس سطوحی که روی هم می‌لغزند، است [۱۳]. بررسی و توسعه میراگرهای اصطکاکی به دلیل رشد روزافزون استفاده از آنها در سازه‌های پراهمیت، ضروری به نظر می‌رسد. به همین دلیل این روش یکی از مواردی است که در طول سالیان گذشته مورد توجه محققین بسیاری بوده است. در سال ۲۰۱۹ انوشه‌ای و همکاران [۱۴] به ارزیابی لایه‌های اصطکاکی با جنس‌های مختلف در میراگرهای اصطکاکی-دورانی T شکل پرداختند. برای این منظور میراگرهای اصطکاکی-دورانی با لایه‌هایی از جنس آلومینیوم، فولاد روی‌اندود، فولاد ST37 و فولاد ضد زنگ مورد آزمایش بارگذاری چرخه‌ای قرار داده شده است. در ادامه نتایج آزمایش را بر اساس معیارهای پذیرش میراگرهای حساس به جابجایی، موجود در دستورالعمل FEMA356 ارزیابی کردند. نتایج مطالعات آنها حاکی از آنست که آلومینیوم و فولاد ST37، حلقه‌های نمودار بار-جابجایی پایداری با اندکی کاهش در بار لغزش دارند، همچنین سایدگی لایه اصطکاکی آلومینیومی نسبت به لایه‌های فولادی روی‌اندود و فولادی ST37 بیشتر است. البته بر اساس معیارهای پذیرش FEMA356 فقط لایه آلومینیومی قابل قبول است ولی به دلیل سایش زیاد بعد از زلزله شدید باید با لایه جدید جایگزین شود. در سال ۲۰۱۸ لاتور^۳ و همکاران [۱۵] به بررسی عددی و آزمایشگاهی دو نوع اتصال اصطکاکی در قاب فولادی پرداختند. برای این منظور ابتدا دو نوع اتصال دارای سطح لغزش افقی و قائم ساخته و مورد آزمایش قرار دادند. سپس با استفاده از نرم افزار Abaqus مدل آزمایشگاهی، راستی‌آزمایی و توسعه داده شد. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که هر دو اتصال، میرایی انرژی خوبی داشته‌اند. در سال ۲۰۱۷ پرز^۴ و همکاران [۱۶] با استفاده از الگوی بهینه سازی استوار^۵، روشی برای بهینه نمودن نیروی لغزش میراگرهای اصطکاکی و مکان یابی مناسب میراگرهای اصطکاکی در سازه، ارائه دادند. سپس با استفاده از این روش، سازه بتن مسلح واقع در شهر کلومبین^۶ را طراحی و تحلیل کردند. نتایج این پژوهش نشان داد که استفاده از روش

¹ Valdivia

² Haiti

³ Latour

⁴ Perez

⁵ Robust simultaneous optimization

⁶ Colombian

بهینه سازی استوار، باعث کاهش خرابی سازه در هنگام زلزله خواهد شد. در سال ۲۰۱۵ میرزایی فر و میرطاهری [۱۷] به ارزیابی لرزه ای و انتخاب بهینه حالت قرار گیری میراگر اصطکاکی استوانه ای پرداختند. برای این منظور ابتدا قاب ۶ طبقه ۳ دهانه، طراحی کردند و سپس بدون میراگر اصطکاکی و با میراگر اصطکاکی استوانه ای، که میراگرها به سه صورت قطری، زانویی و لوزی شکل در قاب قرار گرفته بودند، تحت زلزله السنترو، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی کردند. نتایج این تحقیق نشان می دهد که سازه دارای میراگر اصطکاکی استوانه ای نسبت به سازه بدون میراگر، عملکرد بهتری دارد. همچنین مقدار انرژی میرا شده و پاسخ لرزه ای سازه دارای میراگر که میراگر اصطکاکی استوانه ای به صورت قطری در آن قرار گرفته است، بهتر است.

با توجه به تحقیقات گذشتگان، در تغییر شکل های مساوی، میراگرهای اصطکاکی بیشترین انرژی را میرا می کنند و مقدار انرژی میرا شده توسط آن بستگی به پارامترهایی همچون شتاب ورودی به سازه، زبری و نرمی سطوح و ... دارد. از طرفی تمرکز اصلی تحقیقات گذشته بر روی بررسی میراگرهای اصطکاکی دارای یک بار لغزش بوده است. بنابراین ضرورت و اهمیت پرداختن به نسل جدید میراگرهای اصطکاکی که دارای دو بار لغزش هستند و توانایی بهتری در کنترل ارتعاشات را دارند، کاملاً مشهود و قابل احساس می باشد. بنابراین هدف اصلی در این تحقیق، بررسی آزمایشگاهی میراگر اصطکاکی- دورانی دارای دو بار لغزش و ارزیابی رفتار لرزه ای قاب بتن مسلح دارای آن، می باشد. برای این منظور پس از مقدمه، به توضیح طرح میراگر پیشنهادی پرداخته خواهد شد. در مرحله بعد مراحل انجام آزمایش ها شرح و نتایج به دست آمده مورد بحث قرار می گیرد. پس از آن با استفاده از نرم افزار OpenSees نتایج آزمایشگاهی راستی آزمایی خواهد شد. در نهایت قاب بتن مسلح بدون میراگر، با میراگر اصطکاکی- دورانی دارای دو بار لغزش و با میراگر اصطکاکی- دورانی دارای یک بار لغزش، مورد بارگذاری چرخه ای قرار گرفته و رفتار آنها ارزیابی و مقایسه خواهد شد.

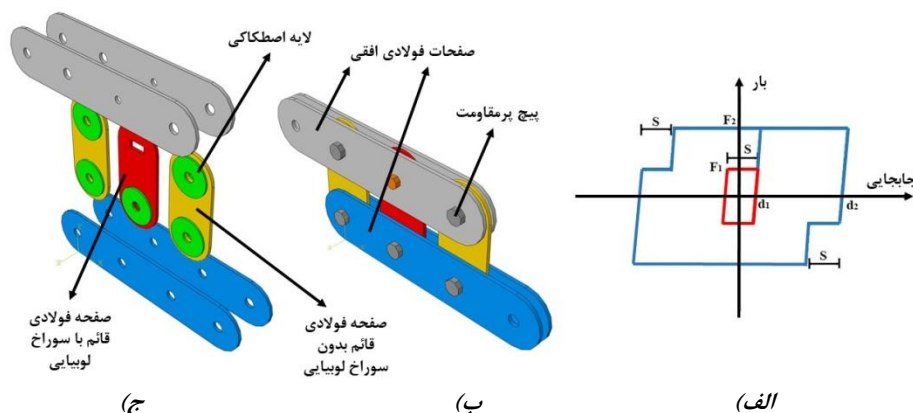
۲- سازوکار عملکرد میراگر اصطکاکی- دورانی پیشنهادی :

میراگرهای اصطکاکی از طریق پدیده اصطکاک بین ورق های فولادی و لایه های اصطکاکی که به وسیله پیچ های پرمقاومتی بهم متصل شده اند، انرژی ورودی به سازه را میرا می کنند. مقدار انرژی میرا شده ناشی از میراگرهای اصطکاکی در سازه، بستگی به مقدار نیروی لغزش میراگر اصطکاکی دارد. در صورتی که مقدار نیروی لغزش میراگر اصطکاکی کمتر از مقدار بهینه آن باشد، تحت تحریکات ضعیف باد یا زلزله فعال می شود و اگر مقدار نیروی لغزش بزرگتر از مقدار بهینه آن باشد، آنگاه میراگر اصطکاکی فعال نمی شود و سازه شبیه به سازه دارای مهاربند عمل می کند [۱۲، ۱۸، ۱۹]. از طرفی تعیین دقیق نیروی لغزش بهینه کار مشکلی است، به دلیل اینکه، طبق تحقیقات نبید^۱ و همکاران [۲۰] در سال ۲۰۱۹ مقدار نیروی لغزش بستگی به انرژی ورودی به سازه دارد. با افزایش مقدار انرژی ورودی به سازه، برای افزایش انرژی میرا شده، باید مقدار بار لغزش افزایش پیدا کند. بنابراین در این تحقیق میراگر اصطکاکی پیشنهاد شده است که دو نیروی لغزش داشته باشد و با افزایش انرژی ورودی به سازه مقدار انرژی میرا شده ناشی از میراگر اصطکاکی افزایش پیدا می کند. شکل ۱ میراگر اصطکاکی پیشنهادی در این تحقیق و نمودار بار-جابجایی آن را نشان می دهد.

همانطور که در شکل (۱) نشان داده شده است، این میراگر از بازوهای فولادی، لایه های اصطکاکی مدور، صفحات فولادی و پیچ های پرمقاومت، تشکیل شده است. در این میراگر مانند سایر انواع دیگر میراگرهای اصطکاکی نیروی عمودی که باعث به وجود آمدن اصطکاک بین سطح فولادی و لایه اصطکاکی مدور می شود، از طریق پیچ های پرمقاومت تامین خواهد شد. بر روی صفحه فولادی قرمز رنگ، سوراخ لوبیایی مستطیلی شکلی وجود دارد که باعث می شود بازوی فولادی قرمز رنگ، در تحریکات ضعیف تا متوسط فعال نشود. طول سوراخ مستطیلی به گونه ای است که، جوابگوی دامنه منفی و مثبت حرکت میراگر پیشنهادی در تحریکات ضعیف تا متوسط، باشد. در این نوع میراگر در صورتی که تغییر مکان وارد بر میراگر کمتر از نصف طول سوراخ مستطیلی باشد، آنگاه فقط بازوهای زرد

^۱ Nabid

رنگ فعال می‌شوند و بازوی قرمز رنگ غیر فعال است. همچنین اگر تغییر مکان وارد بر میراگر، بیش از نصف طول سوراخ مستطیلی باشد، در حالت رفت، ابتدا بازوهای فولادی زرد رنگ فعال می‌شوند، سپس بعد از رسیدن تغییر مکان میراگر به مقدار نصف طول سوراخ مستطیلی، بازوی فولادی قرمز رنگ نیز فعال می‌شود. در حالت برگشت، ابتدا بازوهای زرد رنگ فعال می‌شوند، سپس بعد از اینکه تغییر مکان میراگر به حد طول سوراخ مستطیلی رسید، آنگاه بازوی قرمز رنگ فولادی نیز فعال می‌شود. این میراگر مثل سایر میراگرهای اصطکاکی، وابسته به جابجایی است و قابلیت نصب آسان و به صورتهای گوناگون در سازه را دارد.



شکل (۱): (الف) نمودار بار-جابجایی ایده آل میراگر اصطکاکی دورانی با دو بار لغزش (ب) شکل کلی میراگر (ج) اجزای تشکیل دهنده میراگر اصطکاکی دورانی با دو بار لغزش

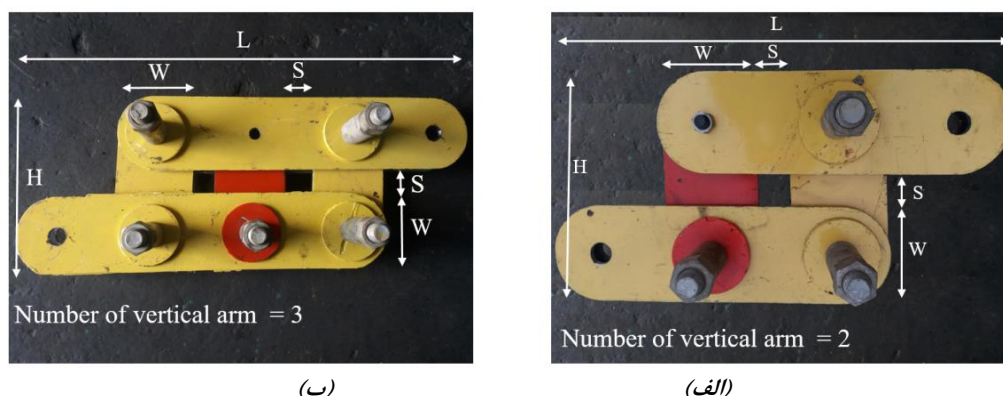
در شکل (۱) قسمت الف، S طول سوراخ لوبیایی، d_1 و d_2 به ترتیب حداکثر تغییر مکان میراگر تحت زلزله متوسط و شدید و همچنین F_1 و F_2 نیروی لغزش مورد نیاز برای میراگر در زلزله با شدت متوسط و شدید می‌باشد.

۳- برنامه آزمایشگاهی :

۳-۱- مشخصات هندسی نمونه های مورد مطالعه

در این تحقیق با توجه به هدف اصلی، که بررسی آزمایشگاهی میراگرهای اصطکاکی-دورانی با دو بار لغزش می-باشد، دو نمونه از میراگرهای پیشنهادی اصطکاکی-دورانی با دوبار لغزش متفاوت به نام $S01$ و $S02$ ، ساخته شده است. نمونه های آزمایشگاهی در شکل (۲) نشان داده شده‌اند.

برای هر دو نمونه ی آزمایشگاهی ظرفیت های جابجایی یکسانی در نظر گرفته شده است اما بار لغزش میراگرها با هم متفاوت می‌باشد. بارهای لغزش و ظرفیت های جابجایی بر اساس تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی انجام شده بر روی، قاب بتن مسلح ۷ طبقه با ۳ دهانه ی ۵ متری که ارتفاع هر طبقه ی آن ۳/۲ متر بوده، انتخاب شده است. در جدول (۱) مشخصات بارهای لغزش و ظرفیت های جابجایی همچنین مشخصات ابعادی هر نمونه، نشان داده شده است.



شکل (۲): (الف) نمونه آزمایشگاهی $S01$ (ب) نمونه آزمایشگاهی $S02$

جدول (۱): مشخصات هندسی و ظرفیت جابجایی و نیروی لغزش نمونه‌های آزمایشگاهی

Specimen	Displacement Capacity (mm)		H (mm)	L (mm)	W (mm)	T (mm)	S (mm)	N
	D 1	D 2						
S 01	15	70	350	500	150	12	50	2
S 02	15	70	350	750	150	12	50	3

T= Thickness of plates, N=Number of vertical arms

۳-۲- مصالح مورد استفاده برای ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی

برای ساخت بازوهای افقی و قائم، از فولاد ST37 استفاده شده است. ضخامت بازوهای افقی و قائم فولادی، دوازده میلیمتر می باشد، این ضخامت به گونه ای انتخاب شده است که میراگرهای ساخته شده در اتصالات اتکایی در اثر فشار تماسی ناشی از پیچ، ورق های فولادی دچار گسیختگی نشوند. ورق های فولادی با استفاده از دستگاه برش CNC^۱ و با دقت یک میلیمتر برشکاری شدند. پس از آن به منظور پرداختکاری و صیقلی نمودن بدنه سوراخ های استاندارد و لوبیایی در بازوهای افقی و قائم، از فرز انگشتی استفاده شده است. ابعاد سوراخ های استاندارد و لوبیایی با توجه به ضوابط مقررات ملی ساختمان ایران انتخاب شده اند. در همه ی نمونه های آزمایشگاهی از سوراخ استاندارد به قطر ۳۲ میلیمتر و از سوراخ لوبیایی به ارتفاع ۲۷ و عرض ۵۴ میلیمتر استفاده شده است. پس از برشکاری و سوراخکاری، قطعات فولادی رنگ آمیزی شدند.

لنت های مورد استفاده در این تحقیق به صورت دایره ای، به قطر داخلی ۳۲ میلیمتر و قطر خارجی ۱۵۰ میلیمتر و ضخامت ۶ میلیمتر می باشند. برای ساخت لنت ها از دو عدد تخته لنت کارخانه جهان ترمز به ابعاد ۶×۵۰×۵۰ میلیمتر از جنس لنت کم فلز با ضریب اصطکاک ۰/۵ استفاده شده است. تخته لنت های مورد نظر با استفاده از دستگاه CNC واتر جت برش داده شده اند.

در اجزای سازه ای تحت بارهای متناوب و پدیده خستگی، پیچ های پرمقاومت با عملکرد اصطکاکی کارایی بهتری دارند. به همین جهت در این تحقیق، در سوراخ های استاندارد از پیچ پرمقاومت M10.9 به قطر ۳۰ میلیمتر و طول ۲۰ سانتی متر و از جنس فولاد ضد زنگ و در سوراخ های لوبیایی از پیچ پرمقاومت M10.9 فولادی به قطر ۲۰ میلیمتر و طول ۷ سانتی متر استفاده شده است. پیچ های مورد استفاده به صورت شش گوشه و تمام رزوه هستند که دارای تنش تسلیم ۹۰۰ و تنش نهایی ۱۰۰۰ مگاپاسکال هستند.

همچنین در همه ی نمونه های ساخته شده، از واشرها به منظور ثابت ماندن نیروی عمودی اصطکاکی و پخش یکنواخت نیروی پیش تنیدگی در سطح تماسی، استفاده شده است. برای این منظور در زیر کله پیچ از واشر تخت فلزی به قطر داخلی ۳۲ میلیمتر و قطر خارجی ۵۰ میلیمتر و ضخامت ۲ میلیمتر استفاده شده است. همچنین در زیر آن از واشر تخت فلزی به قطر داخلی ۳۲ میلیمتر و قطر خارجی ۱۵۰ میلیمتر و ضخامت ۱۲ میلیمتر استفاده شده است. همچنین به منظور پخش یکنواخت تر نیروی عمودی اصطکاکی از بوش فلزی از جنس فولاد ضد زنگ به قطر داخلی ۳۵ میلیمتر و قطر خارجی ۴۰ میلیمتر و طول ۱۰ سانتیمتر استفاده شده است. پس از تهیه مصالح مورد نیاز نمونه های آزمایشگاهی با استفاده از آچار گشتاور سنج بسته شده اند.

۳-۳- پیکربندی آزمایش

تمامی نمونه ها در آزمایشگاه سازه، دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرمانشاه، مورد ارزیابی آزمایشگاهی قرار گرفته اند. نحوه برپایی نمونه ها در شکل ۳ قسمت الف و ب نشان داده شده است. همانطور که در شکل ۳ نشان داده شده است، برای آزمایش نمونه ها از یک تکیه گاه صلب استفاده شده است. پس از نصب تکیه گاه صلب در آزمایشگاه، با

^۱ Computer Numerical Control

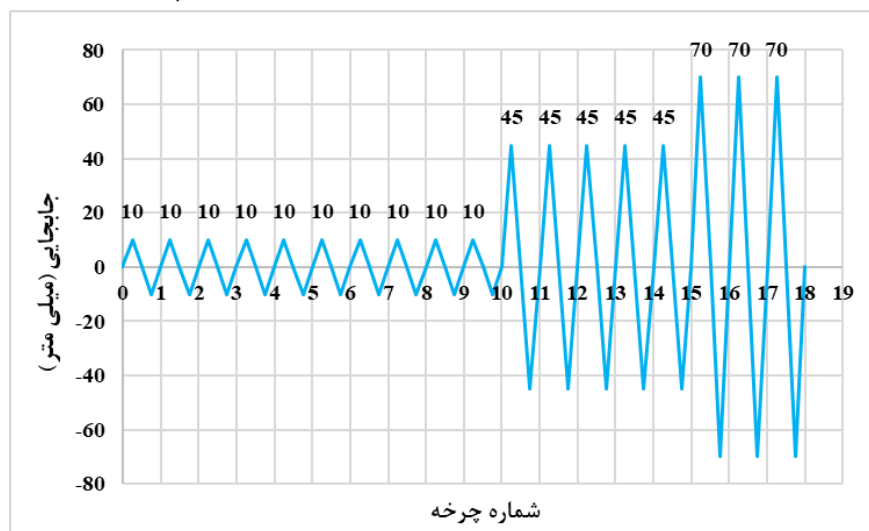
استفاده از صفحه اتصال کاملاً صلبی، نمونه‌های آزمایشگاهی به صورت مفصلی به تکیه گاه وصل شده‌اند. طرف دیگر نمونه‌های آزمایشگاهی نیز با استفاده از قطعه فولادی صلبی به سر جک هیدرولیکی به صورت مفصلی متصل شده است. برای ثبت مقدار تغییر مکان نمونه‌های آزمایشگاهی از تغییر مکان سنسور اهوومی (LTP^۱) استفاده شده است. در این تحقیق تغییر مکان سنسور بر روی جک هیدرولیکی نصب شده است. همچنین برای آزمایش نمونه‌ها از جک هیدرولیکی ۱۰۰ تن موجود در آزمایشگاه سازه دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرمانشاه استفاده شده است. پس از نصب پیکربندی آزمایش و قرار دادن نمونه‌ها، جهت انجام بارگذاری ابتدا جک هیدرولیکی را کالیبره نموده، سپس طبق الگوی بارگذاری در نظر گرفته شده که در شکل (۳) قسمت (ج) نشان داده شده است، بارگذاری اعمال می‌گردد.



(ب)



(الف)



(ج)

شکل (۳): (الف) پیکربندی آزمایش برای نمونه S01 (ب) پیکربندی آزمایش برای نمونه S02 (ج) پروتکل بارگذاری نمونه‌های آزمایشگاهی

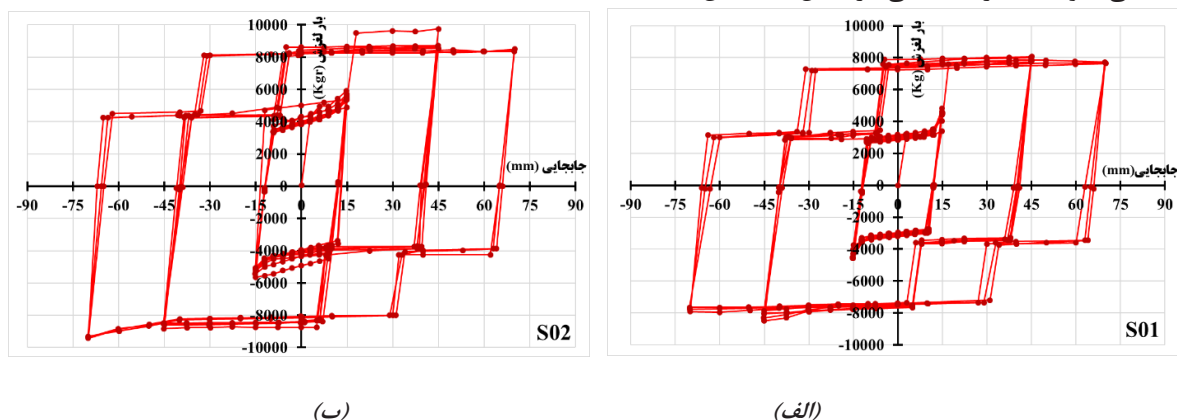
۴- بررسی نتایج آزمایشگاهی :

انرژی ورودی زلزله به سازه زمانی توسط میراگرها میرا می‌گردد که میراگر عملکرد مورد انتظار مهندس طراح را داشته باشد. به عبارت بهتر، تحت بار لغزش مورد انتظار شروع به لغزش کند و تا آخرین حد ظرفیت جابجایی، میراگر دچار آسیب نگردد. به همین جهت به منظور ارزیابی کیفیت میراگرهای پیشنهادی، نمودار بار-جابجایی میراگر، بار لغزش، سختی موثر، میرایی موثر نمونه‌های آزمایشگاهی مورد ارزیابی قرار خواهد گرفت.

^۱ Linear Transducers Potentiometer

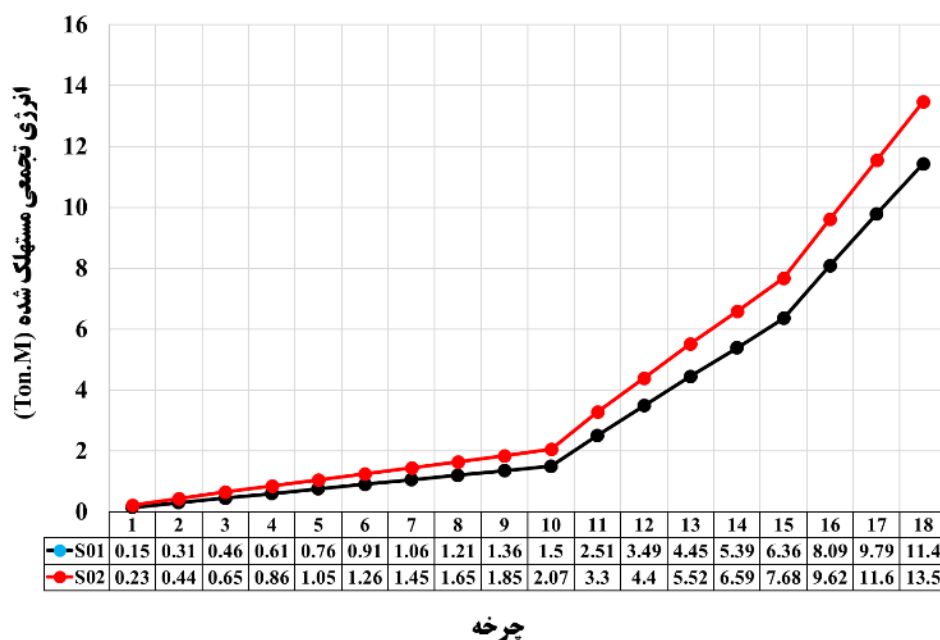
۴-۱- نمودار بار-جابجایی میراگر:

یکی از موارد مهمی که در بررسی رفتار میراگر مورد بررسی قرار می‌گیرد، نمودار بار-جابجایی است. نمودار بار-جابجایی نمونه‌های آزمایشگاهی در شکل (۴) نشان داده شده است.



شکل (۴): نمودار بار-جابجایی نمونه‌های آزمایشگاهی (الف) S01 (ب) S02

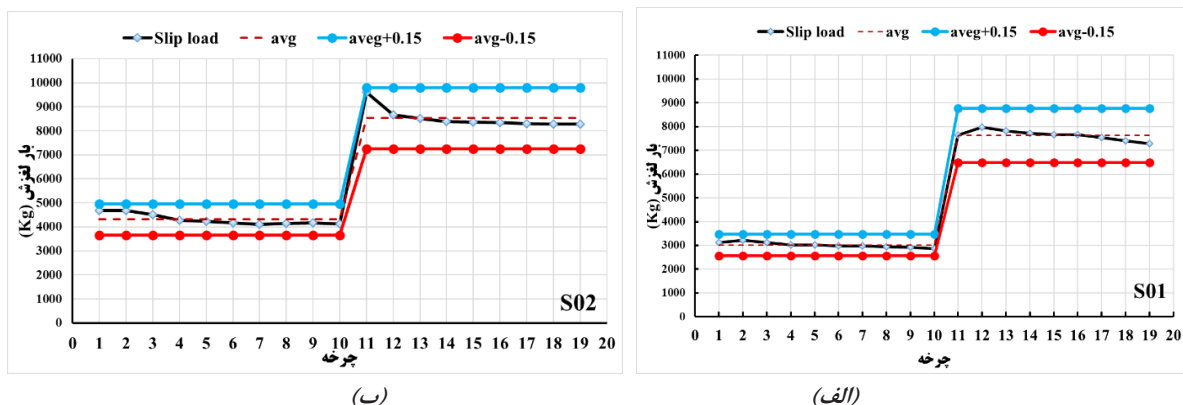
همانطور که در شکل (۴) مشاهده می‌شود، نمودار بار-جابجایی نمونه اول، منظم ولی نمودار بار-جابجایی نمونه دوم نامنظم است، البته از این نامنظمی می‌توان چشم پوشی کرد به دلیل اینکه برای قابل پیش بینی بودن رفتار و عملکرد میراگر اصطکاکی-دورانی پیشنهادی مشکلی پیش نخواهد آورد. همچنین همه ی نمونه ها در حین بارگذاری دچار هیچگونه آسیب و گسیختگی نشده اند. در شکل (۵) نمودار انرژی میرا شده تجمعی برای هر نمونه-ی آزمایشگاهی نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، پس از افزایش بار لغزش شیب نمودار انرژی میرا شده در همه ی نمونه‌ها افزایش پیدا کرده است. همچنین بر اساس شکل (۵) نمونه ی دوم مقدار انرژی میرا شده ی تجمعی بیشتری دارد.



شکل (۵): مقایسه انرژی میرا شده تجمعی نمونه‌های آزمایشگاهی

۴-۲- بار لغزش :

نیروی لغزش نمونه های آزمایشگاهی در شکل ۶ نشان داده شده است.



شکل (۶): مقایسه بار لغزش هر چرخه با بار لغزش میانگین نمونه آزمایشگاهی S01 (الف) S02 (ب)

طبق آیین نامه ASCE41-06 بار لغزش در هر چرخه نباید بیش از ۱۵ درصد با میانگین بار لغزش در همه ی چرخه ها تفاوت داشته باشد. همانطور که در شکل (۶) مشاهده می شود، در همه ی نمونه های آزمایشگاهی مقدار بار لغزش در محدوده ی مجاز آیین نامه ASCE41-06 می باشد. همچنین به مرور زمان مقدار هر دوی نیروی لغزش برای همه ی نمونه های آزمایشگاهی کاهش یافته است. این کاهش در نمونه دوم و در بار لغزش دوم بیشتر است که علت این اتفاق می تواند چسپندگی در سطوح تماس در ابتدای لغزش باشد. به عبارت بهتر، زمانیکه میراگر شروع به فعال شدن می کند، دو سطح به هم چسپیده هستند و برای فعال شدن میراگر باید به نیروی چسپندگی غلبه شود. در جدول (۲) مقدار میانگین بار لغزش برای هر نمونه نشان داده شده است.

جدول (۲): میانگین نیروی لغزش نمونه های آزمایشگاهی

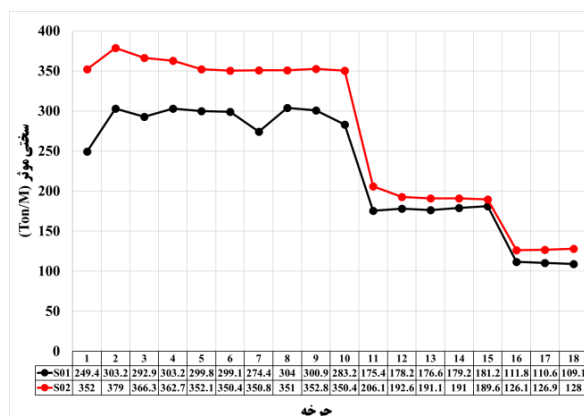
میانگین بار لغزش F2 (کیلوگرم)	میانگین بار لغزش F1 (کیلوگرم)	نمونه آزمایشگاهی
7629.7	3017.9	میراگر S01
8526.9	4310.8	میراگر S02

۳-۴- سختی موثر:

از سختی موثر برای شبیه سازی رفتار غیرخطی میراگر اصطکاکی در تحلیل غیرخطی سازه های دارای میراگر اصطکاکی استفاده خواهد شد. مقدار سختی موثر در هر چرخه را از رابطه زیر به دست می آورند.

$$K_{eff}^i = \frac{(|P_{i,max}^+| + |P_{i,max}^-|)}{(|\delta_{i,max}^+| + |\delta_{i,max}^-|)} \quad (1)$$

در رابطه (۱)، $\delta_{i,max}^+$ و $\delta_{i,max}^-$ به ترتیب حداکثر جابجایی مثبت و حداکثر جابجایی منفی در حداکثر نیروی مثبت ($P_{i,max}^+$) و حداکثر نیروی منفی ($P_{i,max}^-$) در هر چرخه می باشند. در شکل (۷) مقدار سختی موثر در هر چرخه برای هر نمونه آزمایشگاهی نشان داده شده است.



شکل (۷): مقدار سختی موثر در هر چرخه برای هر نمونه آزمایشگاهی

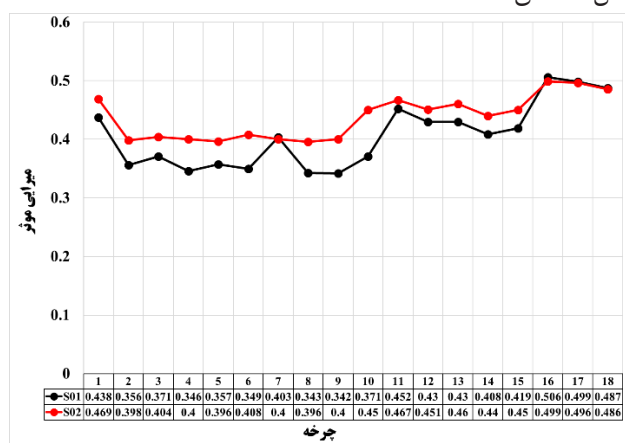
با توجه به شکل (۷)، افزایش بار لغزش سبب افزایش سختی خواهد شد، به گونه‌ای که بیشترین و کمترین سختی موثر در همه چرخه‌ها، مربوط به نمونه آزمایشگاهی S01 و S02 بوده است. همچنین با افزایش میزان جابجایی وارد بر نمونه‌های آزمایشگاهی میزان سختی موثر کاهش یافته است، به گونه‌ای که در همه‌ی نمونه‌های آزمایشگاهی کمترین مقدار سختی موثر مربوط به سه چرخه آخر بوده است.

۴-۴- میرایی موثر :

یکی دیگر از مشخصه‌هایی که برای شبیه‌سازی رفتار غیرخطی میراگرهای اصطکاکی در تحلیل سازه‌های دارای میراگر اصطکاکی مورد استفاده قرار می‌گیرد، میرایی موثر است. میرایی موثر در واقع بیانگر ظرفیت میرایی انرژی سازه است [۲۱، ۲۲]. در این تحقیق برای تعیین میرایی موثر از رابطه ارائه شده در آیین نامه FEMA356 استفاده شده است. این رابطه به صورت زیر است.

$$\beta_{eff}^i = \frac{1}{4\pi} \times \frac{E_{loop}^i}{E_{es}^i} = \frac{2}{\pi} \times \frac{E_{loop}^i}{K_{eff}^i (|\delta_{i,max}^+| + |\delta_{i,max}^-|)^2} \quad (2)$$

در رابطه (۲)، K_{eff}^i سختی موثر در هر چرخه و E_{loop}^i و E_{es}^i به ترتیب انرژی میرا شده و انرژی الاستیک در هر چرخه می‌باشد. همچنین، $\delta_{i,max}^+$ و $\delta_{i,max}^-$ به ترتیب حداکثر جابجایی مثبت و حداکثر جابجایی منفی در حداکثر نیروی مثبت ($P_{i,max}^+$) و حداکثر نیروی منفی ($P_{i,max}^-$) در هر چرخه می‌باشند. مقدار میرایی موثر در هر چرخه و برای هر نمونه آزمایشگاهی در شکل ۸ نشان داده شده است.



شکل (۸): مقدار میرایی موثر نمونه‌های آزمایشگاهی

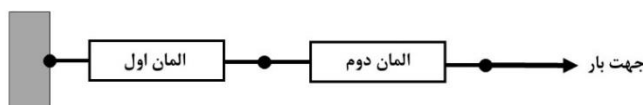
با توجه به شکل ۸، در پایان چرخه نهم، که هنوز بار لغزش دوم میراگرها فعال نشده است، مقدار میرایی موثر برای نمونه‌ی S01 و S02 به ترتیب برابر ۰/۳۴ و ۰/۴ می‌باشد و همچنین در پایان چرخه ۱۸ این مقدار برای هردوی آنها ۰/۴۸ خواهد رسید. بنابراین با توجه به این مقادیر، از این نوع میراگرها به منظور کاهش خسارات ناشی از زلزله، می‌توان استفاده نمود. همچنین با توجه به شکل (۸)، بر خلاف سختی موثر، میرایی موثر با افزایش میزان جابجایی وارد بر نمونه‌های آزمایشگاهی، مقدار میرایی موثر افزایش یافته است.

۵-مدلسازی عددی

پس از ارزیابی عملکرد نمونه‌های آزمایشگاهی در آزمایشگاه، اقدام به بررسی عددی تاثیر میراگر اصطکاکی دورانی دارای دوبار لغزش در قاب بتن مسلح و مقایسه آن با میراگر اصطکاکی دورانی معمولی پرداخته خواهد شد. برای این منظور ابتدا باید مدل پیشنهادی رفتاری برای میراگر اصطکاکی-دورانی دارای دوبار لغزش راستی آزمایی خواهد شد، پس از آن به بررسی رفتار لرزه‌ای قاب یک دهانه-یک طبقه بدون میراگر، دارای میراگر اصطکاکی-دورانی دارای دوبار لغزش و دارای میراگر اصطکاکی-دورانی دارای یک بار لغزش، تحت بارگذاری چرخه‌ای پرداخته خواهد شد. در نهایت پاسخ قاب‌ها مورد ارزیابی و مقایسه قرار خواهد گرفت.

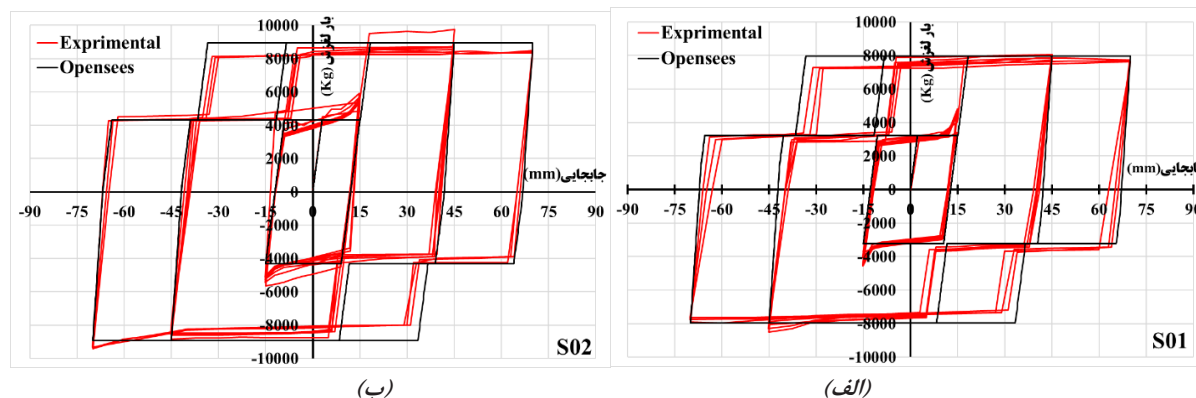
۵-۱- راستی آزمایی نمونه‌های آزمایشگاهی میراگر اصطکاکی دورانی دارای دو بار لغزش

برای مدلسازی میراگر پیشنهادی در نرم افزار Opensees از دو جزء^۱ فنر با طول صفر^۲ که به صورت سری به هم وصل شده‌اند، استفاده خواهد شد. به طوری که برای جابجایی‌های زیر ۱۵ میلیمتر در حالت بارگذاری و باربرداری فقط جزء اول فعال خواهد شد. برای جابجایی‌های بیش از ۱۵ میلیمتر، در حالت بارگذاری ابتدا جزء اول و سپس جزء دوم فعال خواهد شد و همچنین در حالت باربرداری ابتدا جزء اول فعال خواهد شد سپس جزء دوم فعال می‌گردد. در جزء اول، سه مصالح الاستوپلاستیک کامل، الاستوپلاستیک با گپ مثبت و الاستوپلاستیک با گپ منفی به صورت موازی استفاده شده‌اند، که مقدار گپ در هر دو جهت به اندازه مقدار سوراخ لوبیایی در نظر گرفته شده است. در شکل (۹) نحوه‌ی تشکیل مدل عددی میراگرها نشان داده شده است.



شکل (۹): مدل عددی نمونه‌های آزمایشگاهی

نتایج راستی آزمایی میراگر اصطکاکی دورانی دارای دو بار لغزش در شکل (۱۰) نشان داده شده است. بر مبنای شکل (۱۰)، مدل پیشنهادی رفتاری برای میراگر اصطکاکی-دورانی دارای دو بار لغزش تطابق خوبی با نمونه‌های آزمایشگاهی دارد. البته نیاز به پارامترهای مختلف و پیچیده موجب اختلاف اندک بار لغزش نمونه‌های آزمایشگاهی و عددی میراگر شده، که به نظر می‌رسد این اختلاف اندک در بار لغزش بر روی پاسخ لرزه‌ای قاب بتن مسلح دارای میراگر اصطکاکی تاثیر چشم گیری نخواهد داشت.



شکل (۱۰): نتایج راستی آزمایی در نرم افزار Opensees برای نمونه آزمایشگاهی الف (S01) ب (S02)

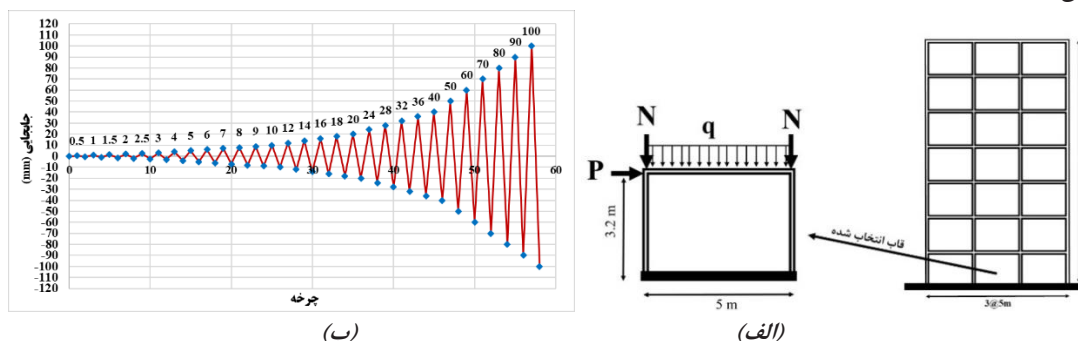
۵-۲- فرضیات طراحی و تحلیل قاب بتن مسلح

در این تحقیق پس از پیشنهاد میراگر اصطکاکی، به ارزیابی عملکرد آن در قاب بتن مسلح تحت بارگذاری چرخه‌ای پرداخته می‌شود. برای این منظور، در ابتدا برای اطمینان به مدلسازی قاب بتن مسلح در نرم افزار Opensees، ابتدا نمونه آزمایشگاهی قاب بتن مسلح یک دهانه-یک طبقه توفیق عیسی و همکاران [۲۳] مدلسازی و نتایج مدلسازی با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. پس از صحت سنجی مدلسازی قاب بتن مسلح، طبق مبحث ششم و مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ ایران، قاب بتن مسلح هفت طبقه، که در شکل (۱۱) نشان داده شده است، طراحی و تحلیل شده است. در تحلیل و طراحی این قاب مقدار بار مرده ۵۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار زنده ۲۵۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است. برای طراحی ساختمان مورد نظر از بتن با مقاومت فشاری مشخصه ۲۱ مگاپاسکال استوانه‌ای و از آرماتور رده S400 و S340 به ترتیب برای آرماتور طولی و عرضی استفاده

¹ Element

² Zero length element

شده است. در شکل (۱۱) قاب یک دهانه-یک طبقه انتخاب شده در این تحقیق، نشان داده شده است. عرض و ارتفاع مقطع تیر در قاب یک دهانه-یک طبقه انتخاب شده برای بارگذاری چرخه‌ای به ترتیب ۴۰ و ۵۰ سانتی متر و دارای ۴ آرماتور به قطر ۲۴ سانتی‌متر می‌باشد. همچنین مقطع ستون به صورت مربعی به ضلع ۶۰ سانتی متر است، که دارای ۱۶ آرماتور به قطر ۲۴ میلیمتر می‌باشد. میراگر اصطکاکی دورانی در این تحقیق به منظور بهسازی لرزه‌ای و به صورت قطری در قاب قرار می‌گیرد. دستورالعمل بارگذاری قاب بتن مسلح، در مدل‌های عددی در شکل (۱۱) نشان داده شده است.



شکل (۱۱): (الف) قاب یک دهانه-یک طبقه انتخاب شده برای بارگذاری چرخه‌ای (ب) دستورالعمل بارگذاری نمونه‌های عددی قاب بتن مسلح در مدل‌سازی قاب‌های بتن مسلح، نمودار تنش-کرنش بتن بر اساس مدل رفتاری هسو و همکاران (۱۹۹۴) [۲۴] در نظر گرفته شده، همچنین برای بتن محصور شده هسته تیر و ستون و بتن پوشش محصور نشده آنها از مصالح Concrete 01 استفاده شده است. در نمودار تنش-کرنش میلگرد فولادی، لاغرشوندگی^۱ در اثر نیروی فشاری، خرابی در اثر کمناش و کاهش مقاومت باید در نظر گرفته شود، بنابراین در این تحقیق، برای میلگردهای فولاد از مصالح Hysteretic استفاده شده است. برای تیر و ستون‌ها از جزء تیر ستون غیرخطی^۲ با مقطع الیافی^۳ استفاده شده است [۲۵].

۶- بحث و بررسی نتایج عددی

در این قسمت به بررسی نتایج حاصل از تحلیل چرخه‌ای قاب بدون میراگر اصطکاکی، قاب دارای میراگر اصطکاکی-دورانی با یک بار لغزش (RFD^۴) و قاب دارای میراگر اصطکاکی-دورانی با دو بار لغزش از نوع S01 و S02 پرداخته می‌شود. برای این منظور، نمودار بار-جابجایی قابهای بتن مسلح، انرژی میرا شده تجمعی قاب بتن مسلح، مقاومت نهایی قاب و نمودار بار-جابجایی میراگرهای موجود در قاب مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرند.

۶-۱- نمودار بار-جابجایی قاب بتن مسلح

نمودار بار-جابجایی قاب بتن مسلح، یکی از مهمترین مواردی است که می‌توان بر اساس آن رفتار لرزه‌ای قاب را مورد ارزیابی قرار داد. در شکل (۱۲)، نمودار بار-جابجایی قاب‌های بتن مسلح، نشان داده شده است.

بر اساس قسمت "الف" شکل (۱۲)، افزودن میراگر اصطکاکی-دورانی، سختی و شکل پذیری قاب را تغییر نداده است. همچنین هر دو نمودار از لحاظ باریک شدگی^۵ وسط نمودار و افت مقاومت شبیه هم هستند. اما نمودار مربوط به قاب دارای میراگر اصطکاکی-دورانی با یک بار لغزش (RFD) نسبت به نمودار قاب بدون میراگر دارای مقداری جهش است. بر اساس قسمت "ب" شکل (۱۲)، که در آن نمودار بار-جابجایی قاب بتن مسلح دارای میراگر اصطکاکی دورانی با یک بار لغزش و قاب بتن مسلح دارای میراگر اصطکاکی-دورانی از نوع S01 مقایسه شده است، بعد از فعال شدن نیروی لغزش دوم، نمودار بار-جابجایی قاب، مقداری جهش داشته است. به همین دلیل نمودار بار-جابجایی قاب دارای میراگر اصطکاکی-دورانی از نوع S01 نسبت به قاب

^۱ Pinching

^۲ Nonlinear Beam Column

^۳ Fiber

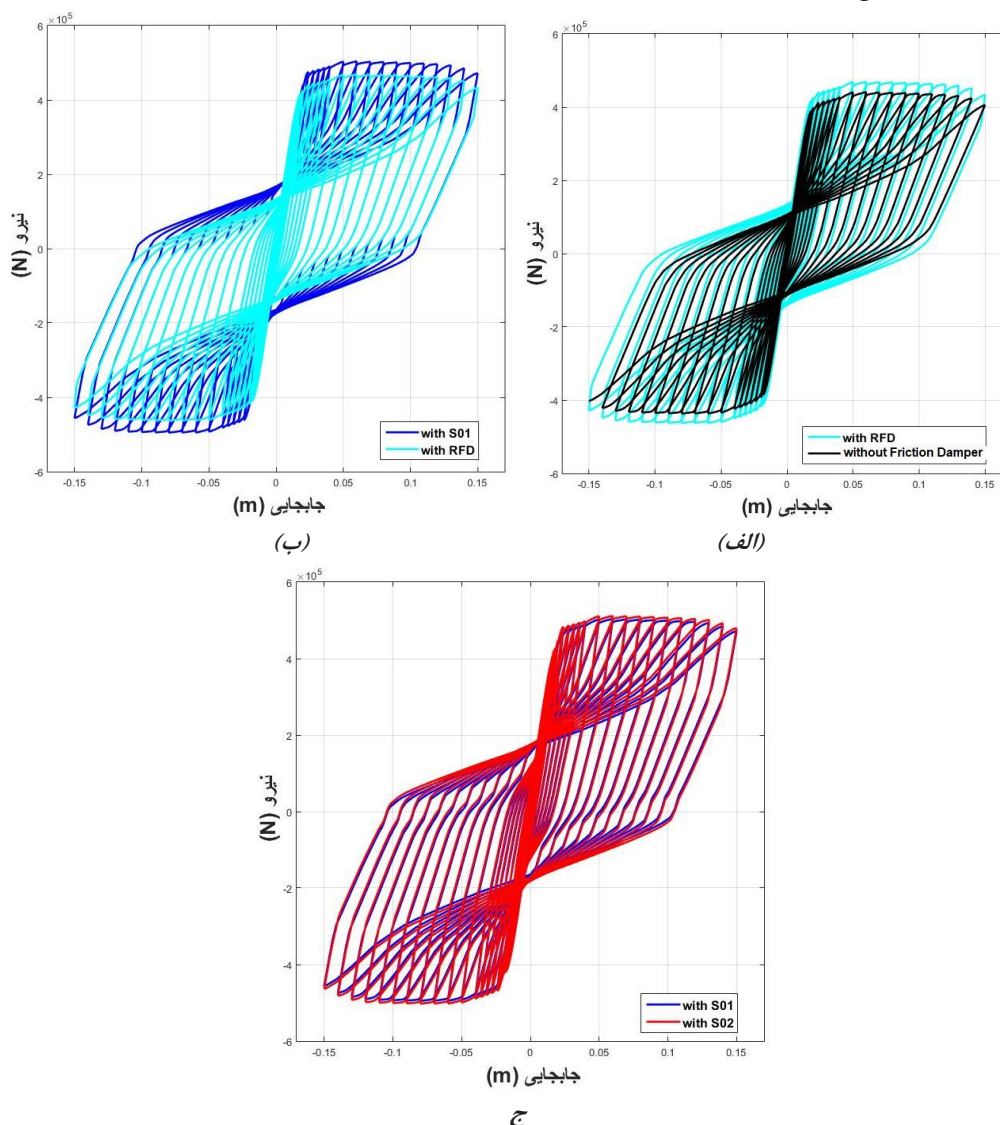
^۴ Rotational Friction Damper

^۵ Pinching

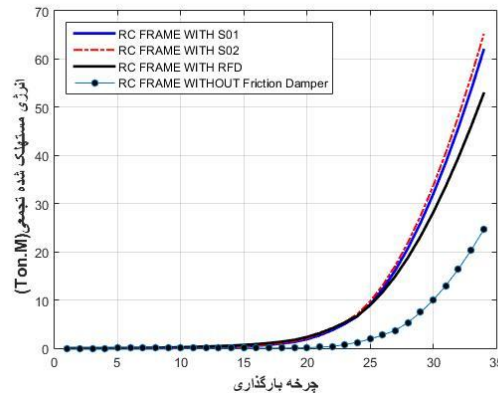
دارای میراگر اصطکاکی-دورانی دارای یک بار لغزش (RFD) چاقتر است. در قسمت "ج" شکل (۱۲)، نمودار بار-جابجایی قابهای بتن مسلح دارای میراگر اصطکاکی دورانی از نوع S01 و S02 مقایسه شده است. بر اساس قسمت "ج" شکل (۱۲)، نمودار بار-جابجایی قاب دارای میراگر اصطکاکی-دورانی S02 نسبت به نمودار بار-جابجایی قاب دارای میراگر اصطکاکی-دورانی S01 بهتر است.

۲-۶- انرژی تجمعی قاب بتن مسلح

انرژی میرا شده در هر چرخه، برابر سطح محصور شده به حلقه‌های محصور شده در آن چرخه است. در شکل (۱۳)، انرژی میرا شده تجمعی قاب‌های بتن مسلح نشان داده شده است. همانطور که در شکل (۱۳) نشان داده شده است، در هر چرخه انرژی تجمعی قاب دارای میراگر اصطکاکی-دورانی نسبت به قاب بدون میراگر بیشتر است. همچنین در قاب‌های دارای میراگر اصطکاکی-دورانی با دو بار لغزش، انرژی تجمعی مقدار بیشتری نسبت به قاب دارای میراگر اصطکاکی-دورانی با یک بار لغزش (RFD)، دارد. به بیان بهتر، انرژی میرا شده تجمعی چرخه آخر، در قاب بتن مسلح دارای میراگر اصطکاکی-دورانی با یک بار لغزش (RFD)، در قاب بتن مسلح دارای میراگر اصطکاکی دورانی S01 و در قاب بتن مسلح دارای میراگر اصطکاکی دورانی S02 به ترتیب ۱۱۴ و ۱۵۱ و ۱۶۴ درصد بیشتر از قاب بتن مسلح بدون میراگر می‌باشد. در جدول (۳)، مقدار انرژی تجمعی در چرخه آخر برای قاب‌ها نشان داده شده است.



شکل (۱۲): مقایسه نمودار بار-جابجایی برای الف) قاب بدون میراگر و قاب دارای میراگر اصطکاکی-دورانی دارای یک بار لغزش (RFD) ب) قاب های بتن مسلح دارای میراگر اصطکاکی-دورانی دارای یک بار لغزش و میراگر اصطکاکی-دورانی S01 ج) قاب های بتن مسلح دارای میراگر S01 و S02



شکل (۱۲): مقایسه نمودار انرژی تجمعی قاب‌های بتن مسلح

۳-۶- مقاومت نهایی قاب‌های بتن مسلح

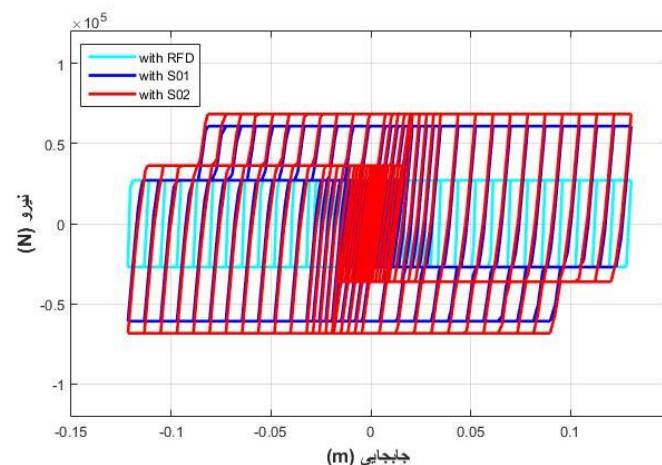
یکی دیگر از مهمترین پارامترها در بررسی رفتار لرزه‌ای قاب بتن مسلح، مقاومت نهایی آنها می‌باشد. مقدار مقاومت نهایی قاب‌ها در جدول ۳ نشان داده شده است. طبق جدول ۳، افزودن میراگر اصطکاکی-دورانی موجب افزایش مقاومت نهایی قاب بتن مسلح شده است، همچنین با افزایش بار لغزش، مقدار مقاومت نهایی قاب بتن مسلح افزایش می‌یابد. به گونه‌ای که افزودن میراگر اصطکاکی-دورانی با یک بار لغزش، افزودن میراگر اصطکاکی S01 و افزودن میراگر اصطکاکی S02 به قاب بدون میراگر، به ترتیب موجب افزایش ۶، ۱۳/۴ و ۱۵ درصدی مقاومت نهایی آن شده است.

جدول (۳): انرژی تجمعی قاب بتن مسلح در چرخه آخر و مقاومت نهایی قاب بتن مسلح

قاب بتن مسلح	مقاومت نهایی (ton)	اختلاف مقاومت نهایی به مقاومت نهایی قاب بدون میراگر (%)	انرژی تجمعی در چرخه آخر (ton.m)	اختلاف انرژی تجمعی در چرخه آخر به انرژی تجمعی چرخه آخر قاب بدون میراگر (%)
قاب بدون میراگر	۴۳/۷	۱	۲۴/۶	۱
قاب با میراگر دارای یک بار لغزش (RFD)	۴۶/۳	۶	۵۲/۸	۱۱۴
قاب با میراگر S01	۴۹/۵	۱۳/۴	۶۱/۹	۱۵۱
قاب با میراگر S02	۵۰/۲	۱۵	۶۵	۱۶۴

۴-۶- نمودار بار-جابجایی میراگرهای موجود در قاب

به منظور مطالعه کارایی میراگرهای اصطکاکی-دورانی در این تحقیق، در شکل (۱۴) نمودار بار-جابجایی هر یک از میراگرهای اصطکاکی-دورانی در قاب‌ها نشان داده شده است. بر اساس شکل (۱۴)، میراگرهای اصطکاکی در بار لغزش مورد انتظار فعال شده‌اند، همچنین ظرفیت جابجایی مورد انتظار را داشته‌اند. همانطور که در شکل (۱۴) قابل مشاهده است، میراگر اصطکاکی-دورانی S02 بیشترین میرایی انرژی را نسبت به سایر میراگرها، داشته است. به همین دلیل عملکرد لرزه‌ای قاب بتن مسلح دارای میراگر اصطکاکی-دورانی S02 از سایر قاب‌ها بهتر بوده است.



شکل (۱۴): نمودار بار-جابجایی میراگرهای اصطکاکی-دورانی

۷-نتایج:

در این پژوهش هدف اصلی، بررسی آزمایشگاهی نوعی از میراگرهای اصطکاکی با دو نیروی لغزش و مقایسه آن با میراگرهای اصطکاکی-دورانی بوده است. برای این منظور ابتدا به ارزیابی آزمایشگاهی سه نمونه میراگر اصطکاکی-دورانی دارای دو بار لغزش، پرداخته شده است. در گام بعدی مدل رفتاری برای نمونه‌های آزمایشگاهی، تهیه و در نرم افزار راستی آزمایی شده است. در ادامه با استفاده از نرم افزار Opensees قاب بتن مسلح یک طبقه-یک دهانه در چهار حالت، بدون میراگر اصطکاکی، با میراگر اصطکاکی-دورانی دارای یک بار لغزش (RFD) و با میراگر اصطکاکی-دورانی دارای دو بار لغزش از نوع S01 و S02 تحت بارگذاری چرخه‌ای تحلیل و رفتار لرزه‌ای آن مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج اصلی این پژوهش به صورت زیر می‌باشند:

۱. در همه‌ی نمونه‌های آزمایشگاهی، نمودار بار-جابجایی از پایداری و منظمی قابل قبولی برخوردار بوده است. همچنین مقدار بار لغزش آنها در محدوده‌ی مجاز آیین نامه بوده است.
۲. مقدار سختی موثر در چرخه آخر برای نمونه S01 و S02 به ترتیب ۱۰۹ و ۱۲۸ تن بر متر بوده است، در حالیکه مقدار میرایی موثر هر دوی آنها در چرخه آخر حدوداً ۰/۴۸ می باشد، که این مقادیر به معنی توانایی مناسب نمونه‌های آزمایشگاهی در جذب انرژی زلزله و کاهش خسارات سازه‌ای، می باشد.
۳. میراگرهای اصطکاکی-دورانی تأثیری بر روی سختی اولیه قاب بتن مسلح نداشته است اما باعث افزایش مقاومت نهایی قاب بتن مسلح شده است. به گونه‌ای که مقاومت نهایی در قاب بتن مسلح دارای میراگر اصطکاکی-دورانی با یک بار لغزش (RFD) و قاب دارای میراگر S01 و قاب دارای میراگر S02 به ترتیب ۶، ۱۳/۴ و ۱۵ درصد بیشتر از مقاومت نهایی قاب بدون میراگر بوده است.
۴. میراگرهای اصطکاکی-دورانی اثر بیشتری بر روی میرایی انرژی سازه دارند. در این خصوص انرژی تجمعی قاب دارای میراگر اصطکاکی دورانی با یک بار لغزش (RFD)، قاب دارای میراگر S01 و قاب دارای میراگر S02 به ترتیب ۱۱۴، ۱۵۱ و ۱۶۴ درصد بیشتر از انرژی میرا شده تجمعی قاب بدون میراگر بوده است.
۵. مقاومت نهایی قاب دارای میراگر S01 و قاب دارای میراگر S02 به ترتیب ۴۹/۵ و ۵۰/۲ تن و همچنین انرژی تجمعی در سیکل آخر برای آنها به ترتیب ۶۱/۹ و ۶۵ تن متر می‌باشد. علت تفاوت اندک مقاومت نهایی و انرژی تجمعی در سیکل آخر برای قاب دارای نمونه S01 و S02 اینست که اولاً این دو میراگر ظرفیت جابجایی یکسانی دارند، ثانیاً بار لغزش آنها تفاوت اندکی دارد.

۸- قدردانی و تشکر:

کلیه آزمایش های این تحقیق با همکاری کارشناسان آزمایشگاه سازه دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرمانشاه انجام شده است. نویسندگان این مقاله بدین وسیله از همکاری عوامل یاد شده، تشکر و قدردانی می کنند.

۹- منابع :

- [۱] H. Luo, B. Ambrosius, R.M. Russo, V. Mocanu, K. Wang, M. Bevis, R. Fernandes, A recent increase in megathrust locking in the southernmost rupture area of the giant 1960 Chile earthquake, *Earth and Planetary Science Letters*, 537 (2020) 116200.
- [۲] R. DesRoches, M. Comerio, M. Eberhard, W. Mooney, G.J. Rix, Overview of the 2010 Haiti earthquake, *Earthquake Spectra*, 27(1_suppl1) (2011) 1-21.
- [۳] Talebi, Ali and Jahangir, Hashem, 1396, Evaluation of the effect of geometric factors on the behavior of knee braces, *Fourth International Conference on New Technologies in Civil Engineering, Architecture and Urban Planning (in persian)*
- [۴] TAHERIAN, Iman and GHALEHNOVI, Mansour and JAHANGIR, Hashem, 1394, ANALYTICAL STUDY ON COMPOSITE STEEL PLATE WALLS USING A MODIFIED STRIP MODEL, 7th International Conference on Seismology and Earthquake Engineering, Tehran.
- [۵] H. Jahangir, M. Bagheri, S.M.J. Delavari, Cyclic behavior assessment of steel bar hysteretic dampers using multiple nonlinear regression approach, *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 45(2) (2021) 122.۷-۱۲۵۱
- [۶] Ghamari, A., Khaloo, A. (2020). Strengthening the RC Frames Using an Innovative Steel Damper with Shear Mechanism. *Journal of Concrete Structures and Materials*, 5(2), 16-31. doi: 10.30478/jcsm.2020.224892.1150 (in persian)
- [۷] H. Jahangir, M. Bagheri, Evaluation of seismic response of concrete structures reinforced by shape memory alloys, *International Journal of Engineering*, 33(3) (2020) 410-418.
- [۸] B. Kavyashree, S. Patil, V.S. Rao, Review on vibration control in tall buildings: from the perspective of devices and applications, *International Journal of Dynamics and Control*, (2020) 1-16.
- [۹] S.P. LARIMI, Seismic response of steel frames with rotational friction damper, (2020).
- [۱۰] S.S. Sanghai, P.Y. Pawade, Effectiveness of friction dampers on seismic response of structure considering soil-structure interaction.
- [۱۱] O. Hussien, M. Elamy, Optimal Placement of Dampers on Multistorey Frames Using Dynamic Analysis, *Strength of Materials*, 52(3) (2020) 470-479.
- [۱۲] H. Jarrahi, A. Asadi, M. Khatibinia, S. Etedali, A. Samadi, Simultaneous optimization of placement and parameters of rotational friction dampers for seismic-excited steel moment-resisting frames, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 136 (2020) 106193.
- [۱۳] A.F. Santos, A. Santiago, M. Latour, G. Rizzano, L.S. da Silva, Response of friction joints under different velocity rates, *Journal of Constructional Steel Research*, 168 (2020) 106004.
- [۱۴] M. Anoushehei, F. Daneshjoo, S. Mahboubi, M. Hashemi, Empirical evaluation of cyclic behavior of rotational friction dampers with different metal pads, *scientiairanica*, ۳۰(۲۱)-۳۰(۲۹) (۲۰۱۸) (۶) ۲۵
- [۱۵] M. Latour, M. D'Aniello, M. Zimbru, G. Rizzano, V. Piluso, R. Landolfo, Removable friction dampers for low-damage steel beam-to-column joints, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 115 (2018) 66-81.
- [۱۶] S.P. Ontiveros-Pérez, L.F.F. Miguel, L.F.F. Miguel, Robust Simultaneous Optimization of Friction Damper for the Passive Vibration Control in a Colombian Building, *Procedia engineering*, 199 (2017) 1743-1748.

- [۱۷] H. Mirzaeefard, M.M. Masoud Mirtaheri, *Evaluation of Seismic Behavior and Select Optimal Situation of Cylindrical Frictional Dampers in Steel Structures*, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 2(4) (2016) 18-30.
- [۱۸] S. Sanghai, P. Pawade, *Optimal placement of friction dampers in building considering nonlinearity of soil*, *Innovative Infrastructure Solutions*, 6(1) (2020) 1-18.
- [۱۹] N. Nabid, I. Hajirasouliha, M. Petkovski, *Multi-criteria performance-based optimization of friction energy dissipation devices in RC frames*, *Earthquakes and Structures*, 18(2.۱۸۵-۱۹۹ (۲۰۲۰) (
- [۲۰] N. Nabid, I. Hajirasouliha, M. Petkovski, *Simplified method for optimal design of friction damper slip loads by considering near-field and far-field ground motions*, *Journal of Earthquake Engineering*, (2019) 1-25.
- [۲۱] H. Jiang, S. Li, L. He, *Experimental study on a new damper using combinations of viscoelastic material and low-yield-point steel plates*, *Frontiers in Materials*, 6 (2019) 100.
- [۲۲] H.A. Amiri, E.P. Najafabadi, H.E. Estekanchi, *Experimental and analytical study of Block Slit Damper*, *Journal of Constructional Steel Research*, 141 (2018) 167-178.
- [۲۳] A.S.A. Tawfik Essa, M.R. Kotp Badr, A.H. El-Zanaty, *Effect of infill wall on the ductility and behavior of high strength reinforced concrete frames*, *HBRC Journal*, 10(3) (2014.۲۵۸-۲۶۴ (
- [۲۴] L. Hsu, C.-T. Hsu, *Complete stress—strain behaviour of high-strength concrete under compression*, *Magazine of concrete research*, 46(169) (1994) 301-312.
- [۲۵] moradi, R., khalilzadeh vahidi, E. (2018). *Comparison of Numerical Techniques of Masonry Infilled RC Frames for Lateral Loads*. *Journal of Concrete Structures and Materials*, 3(2), 102-118. doi: 10.30478/jcsm.2019.82172
- [۲۶] R. Moradi, E. Khalilzadeh Vahidi, *General Study of New Ideas and Practical of Friction Dampers for Passive Vibration Control of Structures*, *Karafan Quarterly Research Journal*, 17(4) (2021) 231-248.

A Novel Approach to the Parametric Study on the Effective Flange Width of Non-Rectangular Reinforced Concrete Shear Walls

*Alireza Khaloo**

*Distinguished Professor, Department of civil engineering, Sharif University of Technology, Tehran, Iran
khaloo@sharif.edu*

Hatef Abdoos

Ph.D. student of Structural Engineering, Sharif University of Technology, Tehran, Iran

Mohammad Tabiee

M.sc student of Structural Engineering, Sharif University of Technology, Tehran, Iran

Abstract

A paucity of parametric study does exist that demands to investigate the influential parameters affecting the effective flange width of non-rectangular reinforced concrete (RC) shear walls. Therefore, this paper attempts to present a novel approach to parametrically study the effective flange width of non-rectangular RC shear walls. In this regard, an analytical formulation has been established in the elastic region to estimate the effective flange width of a non-rectangular RC shear wall with a general geometry. Based on the proposed analytical formulation and by considering the shear-lag phenomenon, the influential parameters have then been determined which affect the stress distribution, and in turn, the effective width of the section. Moreover, a dimensional analysis has been carried out employing the Buckingham's Pi Theorem to derive the effective flange width of the section as a function of dimensionless parameters. The findings indicate that the influential parameters are respectively the flange width, axial as well as lateral force, and height of the wall which appear in the predictive formulations. Nevertheless, the existing codes neglect the effect of the applied loading to the wall structure which fail to accurately predict the effective flange width of the wall section.

Keywords: *Non-rectangular Reinforced Concrete Shear Wall, Effective Flange Width, Analytical Study, Parametric Study, Shear Lag.*

رویکردی جدید در مطالعه پارامتری و تعیین عرض مؤثر بال در دیوارهای برشی بتن آرمه غیرمستطیلی

دریافت مقاله: ۱۵-۰۴-۱۴۰۰

پذیرش مقاله: ۰۸-۰۶-۱۴۰۰

علیرضا خالو*

استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، ایران

khaloo@sharif.edu

هاتف عبدوس

دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، ایران

محمد طبعی

دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، ایران

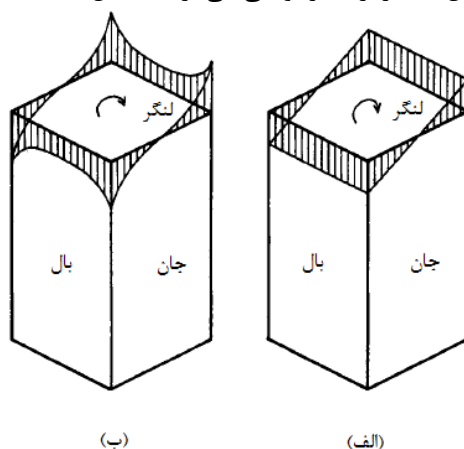
چکیده

در طی سال‌های اخیر به علت افزایش کاربرد دیوارهای برشی بتن‌آرمه غیرمستطیلی در سازه‌ها، مطالعات آزمایشگاهی و عددی بسیاری به منظور بررسی رفتار این دیوارها صورت پذیرفته است. نتایج این پژوهش‌ها نشان می‌دهد که بسیاری از ضوابط و مقررات آیین‌نامه‌های معتبر در خصوص طراحی دیوارهای برشی بتنی، در تحلیل و برآورد رفتار دیوارهای غیرمستطیلی ناکارآمد و بعضاً غیرمحافظه‌کارانه است. از جمله این موارد می‌توان به روابط پیشنهادی آیین‌نامه‌ها برای عرض مؤثر بال در دیوارهای برشی غیرمستطیلی اشاره کرد. از همین رو، محققان بسیاری در این سال‌ها به مطالعه پارامتری عرض مؤثر بال به کمک روش‌های عددی پرداخته و روابط پیشنهادی گوناگونی را برای تخمین آن ارائه کرده‌اند. با توجه به حجم محاسباتی قابل توجه روش‌های عددی و زمان بر بودن فرآیند انجام آن‌ها، پژوهشگران با دو چالش اساسی روبه‌رو می‌شوند. نخست آن‌که به علت تعداد اندک نمونه‌های عددی معمولاً دقت روابط حاصله نیز چندان مطلوب نبوده و دربرگیرنده همه شرایط ممکن نیست. مورد دیگر آن‌که محققان به دلیل کمبود داده‌های عددی عموماً در تشخیص پارامترهای اثرگذار و وارد نمودن آن‌ها در روابط پیشنهادی خود با مشکل مواجه می‌شوند. در این مقاله به منظور رفع این چالش‌ها از یک رویکرد تحلیلی جهت مطالعه پارامتری و مشخص نمودن پارامترهای اثرگذار در مقدار عرض مؤثر بال در دیوارهای برشی بتن آرمه غیرمستطیلی استفاده شده است. در این راستا، ابتدا یک رابطه تحلیلی به منظور برآورد عرض مؤثر یک دیوار برشی غیرمستطیلی با هندسه کلی پیش از ترک خوردگی و در ناحیه الاستیک حاصل شده است. سپس با تکیه بر این رابطه، میزان تأثیر پارامترهای به کار رفته در آن، بر روی عرض مؤثر بال ارزیابی می‌شود که بر اساس آن، طول بال مقطع و نیروی محوری وارده اثرگذارترین پارامترها در تعیین عرض مؤثر مقطع محسوب می‌شوند. سپس با استفاده از آنالیز ابعادی، عرض مؤثر به صورت تابعی از کمیت‌های بی‌بعد ارائه شده است. در پایان، نیز با توجه به نتایج به دست آمده، بر روی کارایی هریک از روابط پیشنهادی توسط آیین‌نامه‌های معتبر برای عرض مؤثر بال، بحث و مقایسه‌ای صورت گرفته است.

واژه‌های کلیدی: دیوار برشی بتن آرمه غیرمستطیلی، عرض مؤثر بال، مطالعه تحلیلی، مطالعه پارامتری، پدیده تأخیر برشی.

با پیشرفت تکنولوژی ساخت، امروزه امکان استفاده از انواع دیوارهای برشی بتن آرمه غیرمستطیلی، به منظور دستیابی به یک طرح معماری مشخص و یا به علت افزایش سختی جانبی سازه کاملاً مهیاست. این موضوع سبب افزایش به کارگیری این دست دیوارهای برشی و بالاحص دیوارهای برشی بالدار^۱ در سازه‌های بتن آرمه گشته که در نتیجه این امر، پژوهش‌های متعدد آزمایشگاهی و عددی پیرامون بررسی رفتار دیوارهای برشی بتن آرمه غیرمستطیلی انجام شده است. یافته‌های این تحقیقات نشان می‌دهد که پاسخ دیوارهای برشی غیرمستطیلی تحت اثر بارهای معمول وارده، تفاوت عدیده‌ای با دیوارهای برشی مستطیلی دارد. از جمله این موارد می‌توان به بروز پدیده تأخیر برشی^۲ در دیوارهای برشی غیرمستطیلی اشاره کرد.

مهندسان طراح معمولاً در تحلیل خمشی سطح مقطع یک دیوار از فرض اویلر - برنولی^۳، مبنی بر این که سطح مقطع پس از خمش نیز به صورت یک صفحه باقی می‌ماند، استفاده می‌کنند. این در حالی است که در دیوارهای بالدار، در هنگام انتقال جریان برش از جان به بال، مقطع بال دچار تغییر شکل برشی شده و به تبع آن، کرنش و تنش محوری در محدوده اتصال جان به بال بیشتر از سایر نواحی می‌گردد (شکل ۱) [۱].



شکل ۱: نحوه توزیع کرنش‌ها در یک دیوار غیرمستطیلی: الف) با فرض اویلر - برنولی، ب) با در نظر گرفتن اثر تأخیر برشی [۲].

در نظر گرفتن این پدیده در هنگام آنالیز خمشی مقطع، فرآیند تحلیل را بسیار پیچیده می‌سازد، به همین دلیل آیین‌نامه‌های معتبر، طولی از بال را به عنوان عرض مؤثر^۴ در نظر می‌گیرند و سپس تحلیل خمشی را به صورت معمول بر روی این مقطع انجام می‌دهند.

نحوه برآورد عرض مؤثر بدین صورت است که نخست با اتکا به روش‌های تجربی یا عددی، توزیع تنش در مقطع به دست آمده و سپس با به کارگیری رابطه (۱) در بال مقطع، عرض مؤثر مقطع (b_e) به طور تخمینی محاسبه می‌شود:

$$b_e = \frac{\int_{flange} \sigma_x dy}{\sigma_{max}} \quad (1)$$

در رابطه فوق، σ_x بیانگر تابع توزیع تنش محوری در بال مقطع و σ_{max} نماینده بیشینه مقدار آن است. مطابق شکل (۲)، با تکیه بر همین رابطه و با در دست داشتن توزیع تنش محوری، می‌توان در بال‌های فوقانی و تحتانی به ترتیب با طول‌های b_t و b_b از یک مقطع بالدار، مقادیر عرض مؤثر بال فوقانی (b_{et}) و تحتانی (b_{eb}) را مورد

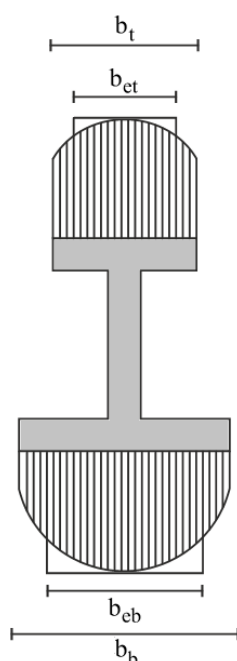
¹ Flanged shear wall

² shear lag

³ Euler- Bernoulli's' assumption

⁴ Effective width

محاسبه قرار داد. شایان ذکر است که پژوهش‌های متعدد تجربی و عددی حاکی از این است که روابط پیشنهاد شده از سوی آیین‌نامه‌های مختلف تحت بسیاری از شرایط کارایی مطلوب را نداشته و بعضاً غیرمحافظة کارانه هستند [۳]. علت این امر در واقع نشأت گرفته از ماهیت روش به‌دست آوردن طول عرض مؤثر در دیوارهای برشی غیرمستطیلی است. عمده روابط پیشنهاد شده در آیین‌نامه‌ها و مراجع مختلف مبتنی بر انجام مطالعات پارامتری بر روی داده‌های حاصل از شبیه‌سازی‌های عددی هستند. نظر به این که حجم محاسبات مدل‌سازی عددی دیوارهای برشی بتن آرمه نسبتاً بالاست و فرآیند انجام آن نیز زمان‌بر است، در نتیجه غالباً مطالعات پارامتری متکی بر حجم اندکی از شبیه‌سازی‌ها بوده و از همین رو پژوهشگران با دو چالش اساسی روبه‌رو هستند. اول آن که به علت کمبود داده‌ها دقت روابط حاصله چندان مطلوب نیست و ضمن آن که به کمک این روش تنها می‌توان برخی مقاطع خاص را مورد پوشش قرار داد. دوم آن که در این شیوه تشخیص کلیه پارامترهای اساسی و اثرگذار در عرض مؤثر بسیار دشوار است و از همین رو مشاهده می‌شود که در بسیاری از روابط پیشنهادی، پارامترهای کافی و تأثیرگذار در مقدار عرض مؤثر لحاظ نشده است.



شکل ۲: تعیین عرض مؤثر براساس توزیع تنش محوری.

در این پژوهش به منظور رفع این چالش‌ها از رویکرد جدیدی استفاده شده است. راهبرد اصلی این پژوهش ارائه یک رابطه تحلیلی برای عرض مؤثر بال در ناحیه الاستیک با رفتار خطی دیوار و سپس انجام مطالعات پارامتری به همراه تعیین پارامترهای مؤثر بر آن است.

اگرچه بیشتر پژوهش‌های انجام گرفته حول موضوعات تأخیر برشی و تعیین عرض مؤثر از نوع مطالعات آزمایشگاهی یا عددی بوده‌اند، اما در طی این سال‌ها و بالاخص در سال‌های اخیر تحقیقاتی نیز از منظر تحلیلی به بررسی این مباحث پرداخته‌اند که در ادامه به برخی از آن‌ها اشاره شده است.

در سال ۱۹۴۶، ریزنر اثر تأخیر برشی را به صورت تحلیلی در تیرهای با مقطع توخالی^۱ بررسی نمود که در آن، یک توزیع درجه دوم برای تغییر شکل محوری ناشی از تأخیر برشی لحاظ شد و سپس با اتکا به اصل کمینه انرژی

^۱ Box beams

پتانسیل^۱، چهار مثال پایه‌ای در علم سازه تحلیل شد. نتایج این پژوهش نشان داد که تأخیر برشی در مقادیر خیز و توزیع تنش در تیرها اثر قابل ملاحظه‌ای دارد و در نظر نگرفتن آن سبب ایجاد اختلاف قابل توجهی در برآورد مقادیر مزبور می‌شود [۴].

سونگ و اسکوردلیس در سال ۱۹۹۰ با استفاده از روابط بنیادین تئوری الاستیسیته و به کمک سری فوریه، اثرات تأخیر برشی را برای تیرهای با مقاطع T-شکل، I-شکل و توخالی^۲ به صورت تحلیلی واکاوی نمودند. روابط حاصل شده در این پژوهش، کارایی قابل قبولی در توصیف اثرات ناشی از پدیده تأخیر برشی بر تیرهای بتنی با مقاطع فوق در ناحیه الاستیک و پیش از ایجاد ترک خوردگی در بتن داشت [۵].

در سال ۲۰۰۲، حاجی کاظمی و کمپانی با لحاظ کردن تأثیر تأخیر برشی در توابع تنش ابری^۳ و به کمک سری-های توانی به حل معادلات تعادل و سازگاری در یک سازه بلند قوطی شکل^۴ پرداختند. سپس روابط تحلیلی حاصل را با نتایج به دست آمده از مطالعه عددی این سازه مقایسه نمودند که از دقت بسیار بالایی برخوردار بود [۶].

شی و ونگ در سال ۲۰۱۶، به منظور یافتن رابطه‌ای تحلیلی برای تعیین عرض مؤثر (b_e) در حالت الاستیک در دیوارهای T-شکل، تغییر شکل اعوجاجی^۵ ناشی از تأخیر برشی را به صورت یک تابع درجه سه در نظر گرفته و سپس به کمک اصل کمینه انرژی پتانسیل، روابطی تحلیلی برای توزیع تنش و عرض مؤثر مقطع پیشنهاد نمودند. در پایان نیز با انجام یک مطالعه عددی به روش المان محدود بر روی یک دیوار برشی بتن آرمه T-شکل، روابط تحلیلی حاصل را ارزیابی نمودند که نشان‌دهنده سازگاری مطلوب روابط تحلیلی با نتایج عددی بود [۷]. مشابه این روند را لیو و همکاران نیز در سال ۲۰۱۷، با تمرکز بر دیوارهای برشی بتن آرمه T-شکل، در پژوهش خود پیاده-سازی کردند. نتایج حاصله مؤید اثر قابل توجه پدیده تأخیر برشی در مقادیر تغییر شکل و توزیع تنش محوری در دیوارهای برشی بتنی T-شکل بود [۸].

همچنین، در سال ۲۰۱۸، نی و کائو اثر تأخیر برشی را به صورت تحلیلی در تیرها و دیوارهای برشی با مقاطع I-شکل دارای دو بال نابرابر، مورد بررسی قرار دادند. در این پژوهش نخست تغییر شکل اعوجاجی ناشی از تأخیر برشی به صورت یک تابع درجه دوم در نظر گرفته شد و سپس با استفاده از اصل کمینه انرژی پتانسیل، مقطع مورد نظر تحلیل و روابطی جهت تعیین توزیع تنش، حاصل گشت. در این تحقیق، با توجه به هندسه کلی در نظر گرفته شده برای مقاطع I-شکل، روابط حاصله برای مقاطع T-شکل نیز قابل تعمیم بود [۹].

لو و لی در سال ۲۰۲۰ و در قالب پژوهشی جامع، روابطی را به منظور محاسبه عرض مؤثر دیوارهای برشی بتنی T-شکل ارائه کردند. در این تحقیق، ابتدا در ناحیه الاستیک عرض مؤثر مقطع با استفاده از روش‌های انرژی محاسبه و سپس در ناحیه غیرخطی نیز از یک مطالعه پارامتریک بر مبنای مدل‌سازی به روش المان محدود برای ارائه یک رابطه جهت برآورد عرض مؤثر مقطع استفاده شد [۱۰].

در سال ۲۰۲۱، خالو و همکاران در قالب یک پژوهش تحلیلی، نخست رابطه‌ای بر اساس توزیع‌های مختلف از تغییر شکل اعوجاجی ناشی از تأخیر برشی در نظر گرفته و سپس بر مبنای آن توزیع کرنش و تنش محوری را در دیوارهای برشی بتن آرمه، با یک هندسه کلی از مقطع I-شکل، محاسبه نمودند. از مقایسه نتایج تحلیلی در این تحقیق با مطالعات آزمایشگاهی موجود در ادبیات فنی، چندجمله‌ای مرتبه دوم به عنوان مناسب‌ترین توزیع برای تغییر شکل اعوجاجی ناشی از پدیده تأخیر برشی، در دیوارهای برشی غیرمستطیلی تشخیص داده شد [۱۱].

¹ Minimum Potential Energy

² Box

³ Airy Stress Functions

⁴ Tube structure

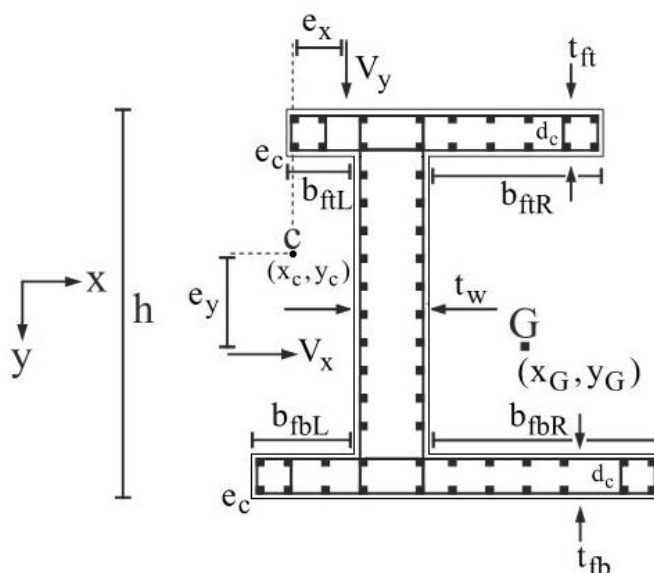
⁵ Warping

مشاهده می‌شود که مطالعات تحلیلی انجام شده، اغلب به بررسی مقاطعی خاص پرداخته و همچنین به ارائه روابط تحلیلی پیچیده در ناحیه الاستیک بسنده کرده‌اند این در حالی است که طراحی سازه‌های بتن آرمه بر مبنای مقاومت نهایی و در ناحیه غیر خطی صورت می‌پذیرد و علت اهمیت روابط تحلیلی در ناحیه خطی، شناخت رفتار و دستیابی به پارامترهای اثرگذار مسئله است.

در این مقاله ابتدا توزیع تنش محوری در دیوارهای بالدار با هندسه عمومی حاصل می‌شود و سپس با استفاده از آن و رابطه (۱)، عرض مؤثر به صورت تحلیلی و در ناحیه خطی به دست می‌آید. در گام بعد، با توجه به پارامترهای به کار رفته در این رابطه، تغییرات عرض مؤثر به ازای تغییرات پارامترهای آن مورد مطالعه قرار می‌گیرد و از این طریق، مجموعه پارامترهای اساسی و اثرگذار در عرض مؤثر تشخیص داده می‌شود. سپس به کمک آنالیز ابعادی، عرض مؤثر به صورت تابعی از کمیت‌های بی بعد، برگرفته از پارامترهای اساسی تعریف می‌شود. مزیت اصلی این روش حجم محاسباتی بسیار اندک آن در قیاس با روش‌های عددی متداول است، چرا که بررسی تغییرات یک تابع به ازای تغییرات پارامترهای ورودی آن از منظر زمانی و محاسباتی به صرفه تر است. همچنین در صورت داشتن یک رابطه مشخص، کلیه پارامترهای مؤثر به همراه میزان تأثیر آن‌ها به آسانی قابل شناسایی است. از همین رو، انجام مطالعات پارامتری بر مبنای این رویکرد، دقت مطالعه را به طور قابل توجهی افزایش می‌دهد. در پایان این مطالعه، با توجه به نتایج به دست آمده روابط پیشنهادی آیین‌نامه‌های معتبر مورد مقایسه قرار گرفته و در نهایت در بخشی مجزا نتیجه‌گیری‌های لازم ارائه شده است.

۲- روابط تحلیلی توزیع تنش و عرض مؤثر

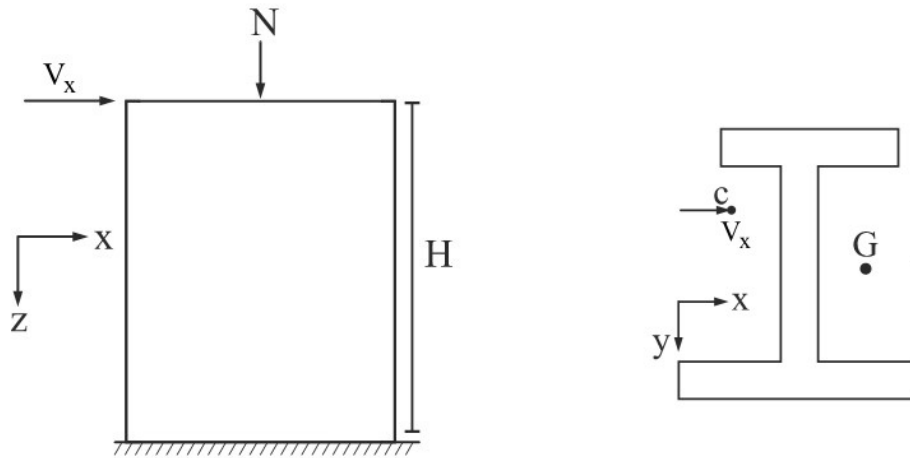
همان‌طور که اشاره شد، در این پژوهش بناست تا یک دیوار برشی بالدار با هندسه کلی از منظر توزیع تنش با لحاظ اثر تأخیر برشی، بررسی شود. در شکل (۳) هندسه عمومی مقطع دیوار برشی بالدار به همراه نحوه آرماتورگذاری آن نمایش داده شده است.



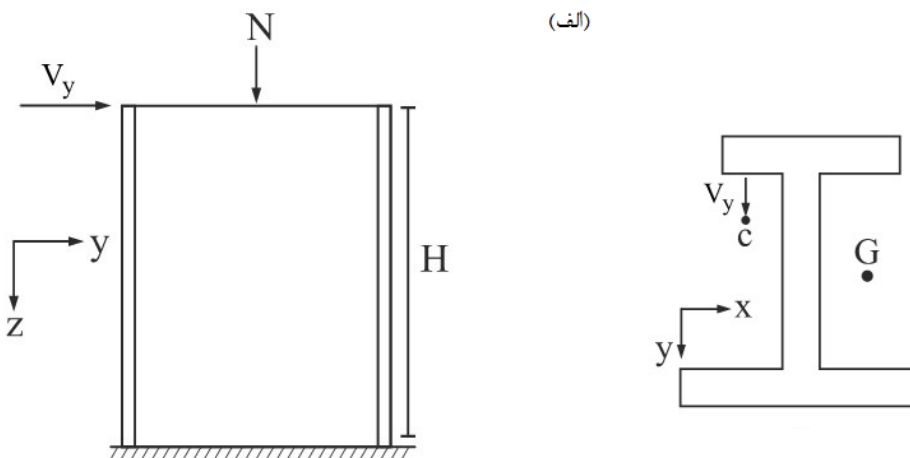
شکل ۳: مشخصات هندسی و نحوه آرماتورگذاری در دیوار برشی بتن آرمه غیرمستطیلی

در شکل (۳)، b_{ftL} , b_{ftR} , b_{fbL} , b_{fbR} به ترتیب نماینده عرض نیم‌بال‌های تحتانی و فوقانی در سمت چپ و راست جان مقطع، t_{ft} , t_{fb} و t_w نیز به ترتیب نمایش‌دهنده ضخامت بال‌های تحتانی و فوقانی به همراه ضخامت جان مقطع، e_y , e_x به ترتیب نشانگر خروج از مرکزیت بارهای قائم و افقی و پارامترهای h , d_c , e_c و G نیز به ترتیب نشان‌دهنده ارتفاع مقطع، طول ناحیه محصور شده، ضخامت بتن پوششی و مرکز سطح مقطع بالدار هستند.

گفتنی است که در این مطالعه توزیع تنش محوری تحت اثر پدیده تأخیر برشی ناشی از بارهای جانبی در راستای x و y (به ترتیب V_x, V_y) به تفکیک ارائه شده است. ضمناً در شکل (۴) مشخصات هندسی دیوار در ارتفاع نمایش داده شده است، همان طور که مشاهده می شود، در این تصویر، H بیانگر ارتفاع و N نماینده بار محوری وارده به سازه دیوار است.



(الف)



(ب)

شکل ۴: نمایش نحوه بارگذاری دیوار در هر حالت: (الف) بار جانبی در راستای x (ب) بار جانبی در راستای y
 لازم به ذکر است که به منظور عدم تداخل اثر اعوجاج پیچشی بر پدیده تأخیر برشی، بارهای جانبی وارده در مرکز برش سطح مقطع (c) وارد گشته اند. تحت اثر بارهای جانبی وارده در هر راستا، سازه دچار تغییر شکل جانبی می شود که با برقراری فرض اویلر - برنولی از روابط زیر تبعیت می کند:

$$W_x(z) = \frac{V_x}{6EI_y} (z^3 - 3H^2z + 2H^3) \quad (2)$$

$$W_y(z) = \frac{V_y}{6EI_x} (z^3 - 3H^2z + 2H^3) \quad (3)$$

از آن جا که سازه های بتن آرمه اساساً سازه هایی ناهمگن تلقی می شوند، لذا برای تخمین مدول الاستیسیته معادل در آن ها، از رابطه (۴) استفاده می گردد:

$$E = \frac{E_{sft} A_{sft} + E_{sfb} A_{sfb} + E_{sw} A_{sw} + E_c A_c}{A} \quad (4)$$

در این رابطه E_{sft} ، E_{sfb} ، E_{sw} و E_c به ترتیب مدول الاستیسیته میلگردهای واقع در بال فوقانی، بال تحتانی، جان مقطع و نیز بتن مصرفی است و A_{sft} ، A_{sfb} ، A_{sw} و A_c نیز به ترتیب مساحت نظیر آن‌ها در مقطع بوده و A نیز نماینده مساحت کل مقطع است.

از سوی دیگر در اثر اعمال بارهای جانبی و تأخیر برشی متناظر با آن‌ها، تغییر شکل جانبی مازاد نیز در هر راستا در سازه دیوار ایجاد می‌گردد که از اصل کمینه انرژی پتانسیل^۱ قابل محاسبه بوده و از روابط (۵) و (۶) تبعیت می‌کند [۱۱]:

$$s_x(z) = \frac{V_x}{EI_{wx} \lambda_x} \left(\frac{\sinh(\lambda_x z)}{\lambda_x \cosh(\lambda_x H)} - z - \frac{\tanh(\lambda_x H)}{\lambda_x} + H \right) \quad (5)$$

$$s_y(z) = \frac{V_x}{EI_{wy} \lambda_y} \left(\frac{\sinh(\lambda_y z)}{\lambda_y \cosh(\lambda_y H)} - z - \frac{\tanh(\lambda_y H)}{\lambda_y} + H \right) \quad (6)$$

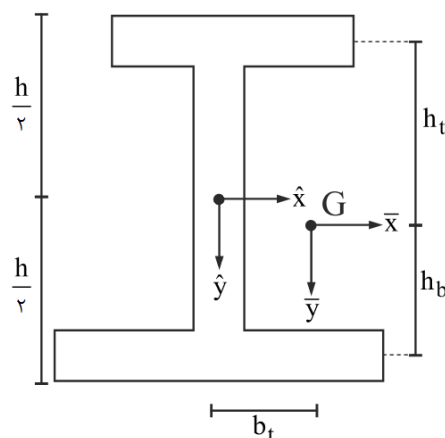
در این رابطه، ثابت‌های I_{wx} ، I_{wy} ، λ_x و λ_y متناظر با ویژگی‌های هندسی مقطع و مصالح به کار رفته در آن هستند که در پیوست مقاله به تعاریف آن‌ها اشاره شده است. ضمناً همان‌طور که در مقدمه اشاره شد، در اثر تأخیر برشی ناشی از بارهای جانبی، یک تغییر شکل اعوجاجی در مقطع دیوار پدید می‌آید که با فرض توزیع مرتبه دوم، از روابط (۷) و (۸) تبعیت می‌نماید:

$$u_{wx}(\hat{x}, \hat{y}) = \beta_x - \alpha_x b_t \left(\frac{|\hat{y} - \frac{h}{2} + t_{fb}| |\hat{y} + \frac{h}{2} - t_{ft}|}{(\frac{h}{2} - t_{fb})(\frac{h}{2} - t_{ft})} - \frac{<\hat{y} + \frac{h}{2} - t_{ft}>}{\hat{y} + \frac{h}{2} - t_{ft}} \right) \left(1 - \frac{<\hat{y} - \frac{h}{2} + t_{fb}>}{\hat{y} - \frac{h}{2} + t_{fb}} \right) \quad (7)$$

$$\begin{aligned} u_{wy}(\hat{x}, \hat{y}) = & \beta_y + \alpha_y h_b \left(1 - \left(\frac{\hat{x} - \frac{t_w}{2}}{b_{fbR}} - 1 \right)^2 \right) \left(\frac{<\hat{y} - \frac{h}{2} + t_{fb}>}{\hat{y} - \frac{h}{2} + t_{fb}} \right) \left(\frac{<\hat{x} - \frac{t_w}{2}>}{\hat{x} - \frac{t_w}{2}} \right) \\ & + \alpha_y h_b \left(1 - \left(\frac{\hat{x} + \frac{t_w}{2}}{b_{fbL}} + 1 \right)^2 \right) \left(\frac{<\hat{y} - \frac{h}{2} + t_{fb}>}{\hat{y} - \frac{h}{2} + t_{fb}} \right) \left(1 - \frac{<\hat{x} + \frac{t_w}{2}>}{\hat{x} + \frac{t_w}{2}} \right) \\ & - \alpha_y h_t \left(1 - \left(\frac{\hat{x} - \frac{t_w}{2}}{b_{ftR}} - 1 \right)^2 \right) \left(1 - \frac{<\hat{y} + \frac{h}{2} - t_{ft}>}{\hat{y} + \frac{h}{2} - t_{ft}} \right) \left(\frac{<\hat{x} - \frac{t_w}{2}>}{\hat{x} - \frac{t_w}{2}} \right) \\ & - \alpha_y h_t \left(1 - \left(\frac{\hat{x} + \frac{t_w}{2}}{b_{ftL}} + 1 \right)^2 \right) \left(1 - \frac{<\hat{y} + \frac{h}{2} - t_{ft}>}{\hat{y} + \frac{h}{2} - t_{ft}} \right) \left(1 - \frac{<\hat{x} + \frac{t_w}{2}>}{\hat{x} + \frac{t_w}{2}} \right) \end{aligned} \quad (8)$$

^۱ Minimum Potential Energy (MPE)

شایان ذکر است که در روابط (۷) و (۸)، عبارت $\langle f \rangle$ نمایندهٔ براکت ماکالی^۱ است. به این ترتیب اگر مقدار درون آن منفی باشد، خروجی براکت صفر و در غیر این صورت، مقدار آن برابر با عبارت مندرج در داخل براکت است. دستگاه مختصات $\hat{x}$ و $\hat{y}$ و همچنین پارامترهای هندسی h_t و h_b و b_t در شکل (۵) نمایش داده شده است.



شکل ۵: نمایش دستگاه مختصات $\hat{x}$ و $\hat{y}$.

لازم به ذکر است که در روابط (۷) و (۸)، ثابت‌های α_x ، α_y ، β_x و β_y نیز از چهار معادلهٔ زیر تعیین می‌شوند:

$$\int_A u_{wx}(\hat{x}, \hat{y}) dA = 0 \quad (9)$$

$$\int_A u_{wy}(\hat{x}, \hat{y}) dA = 0 \quad (10)$$

$$\int_A u_{wx}(\hat{x}, \hat{y})(x - x_G) dA = \bar{I}_y \quad (11)$$

$$\int_A u_{wy}(\hat{x}, \hat{y})(y - y_G) dA = \bar{I}_x \quad (12)$$

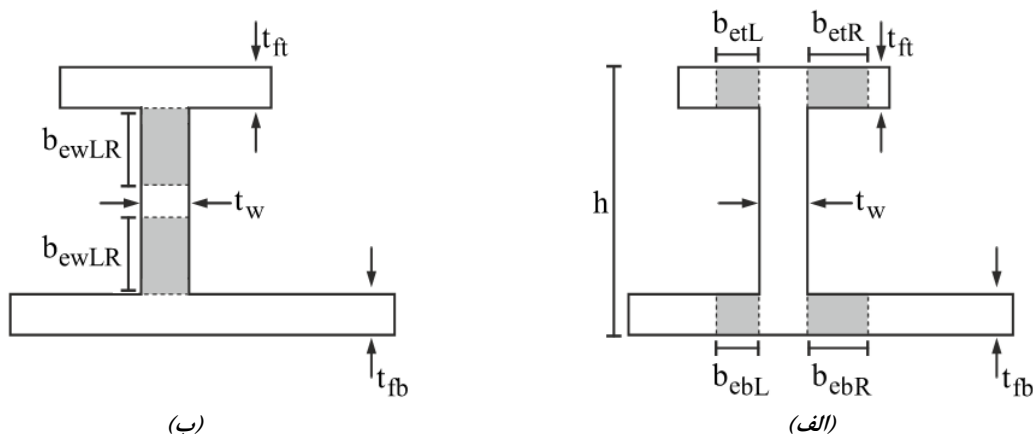
به این ترتیب، توزیع تنش محوری ناشی از بارگذاری نیروی محوری N و بارهای جانبی V_x و V_y به ترتیب برابر است با:

$$\sigma_x = -E(x - x_G)W_x''(z) + E[u_{wx}(x, y) - x + x_G]s_x''(z) - \frac{N}{A} \quad (13)$$

$$\sigma_y = -E(y - y_G)W_y''(z) + E[u_{wy}(x, y) - y + y_G]s_y''(z) - \frac{N}{A} \quad (14)$$

اکنون پس از تعیین توزیع تنش محوری در مقطع بناست تا عرض مؤثر در بخش‌های مختلف بال و جان مقطع محاسبه گردد. با توجه به هندسهٔ عمومی و نامتقارن مقطع در نظر گرفته شده، لازم است تا برای تعیین عرض مؤثر در بال‌ها و جان، از پارامترهای کمکی b_{etL} ، b_{etR} ، b_{ebL} ، b_{ebR} و b_{ewLR} استفاده شود. پارامترهای هندسی مذکور در شکل (۶) تعریف شده‌اند.

^۱ Macaulay bracket



شکل ۶: نمایش پارامترهای هندسی کمکی در تعیین عرض مؤثر: (الف) در بال‌های مقطع (ب) در جان مقطع.

باید توجه داشت که عمدتاً به عنوان فرض محافظه کارانه در طراحی سازه‌های بتن آرمه از مقاومت کششی آن صرف نظر می‌شود و در واقع میلگردهای طولی مقطع مقاومت لازم در برابر بار کششی را ایجاد می‌کند. بنابراین، تعیین عرض مؤثر در نواحی فشاری حائز اهمیت است. گفتنی است که در برخی تحقیقاتی که پیرامون محاسبه عرض مؤثر بال صورت گرفته، این کمیت در نواحی کششی برابر کل عرض بال پیشنهاد شده است. از این رو، کلیه روابط (۱۵) تا (۱۹) بر مبنای این فرض که بخش موردنظر از مقطع به تمامی در نواحی فشاری واقع شده، استخراج گشته‌اند.

$$b_{ewLR} = \frac{h - t_{ft} - t_{fb}}{2} \left(1 - \frac{\alpha_x b_t (h - t_{ft} - t_{fb})^2 s_x''(z)}{\epsilon \left(\frac{h}{2} - t_{fb} \right) \left(\frac{h}{2} - t_{ft} \right) (x_G W_x''(z) + (\beta_x + x_G) s_x''(z) - \frac{N}{AE})} \right) \quad (15)$$

$$b_{etL} = b_{ftL} \left(1 - \frac{2\alpha_y h_t s_y''(z)}{3 \left(\left(\frac{h}{2} - \frac{t_{ft}}{2} + y_G \right) W_y''(z) + [\beta_y + y_G + \frac{h}{2} - \frac{t_{ft}}{2}] s_y''(z) - \frac{N}{AE} \right)} \right) \quad (16)$$

$$b_{etR} = b_{ftR} \left(1 - \frac{2\alpha_y h_t s_y''(z)}{3 \left(\left(\frac{h}{2} - \frac{t_{ft}}{2} + y_G \right) W_y''(z) + [\beta_y + y_G + \frac{h}{2} - \frac{t_{ft}}{2}] s_y''(z) - \frac{N}{AE} \right)} \right) \quad (17)$$

$$b_{ebL} = b_{fbL} \left(1 - \frac{2\alpha_y h_b s_y''(z)}{3 \left(\left(\frac{h}{2} - \frac{t_{fb}}{2} - y_G \right) W_y''(z) - [\beta_y + y_G - \frac{h}{2} + \frac{t_{fb}}{2}] s_y''(z) + \frac{N}{AE} \right)} \right) \quad (18)$$

$$b_{ebR} = b_{fbR} \left(1 - \frac{2\alpha_y h_b s_y''(z)}{3 \left(\left(\frac{h}{2} - \frac{t_{fb}}{2} - y_G \right) W_y''(z) - [\beta_y + y_G - \frac{h}{2} + \frac{t_{fb}}{2}] s_y''(z) + \frac{N}{AE} \right)} \right) \quad (19)$$

اکنون با محاسبه پارامترهای فوق، عرض مؤثر در جان و بال‌ها از روابط (۲۰) تا (۲۲) تبعیت می‌کند:

$$b_{ew} = 2b_{ewLR} + \frac{t_{ft}}{2} + \frac{t_{fb}}{2} \quad (20)$$

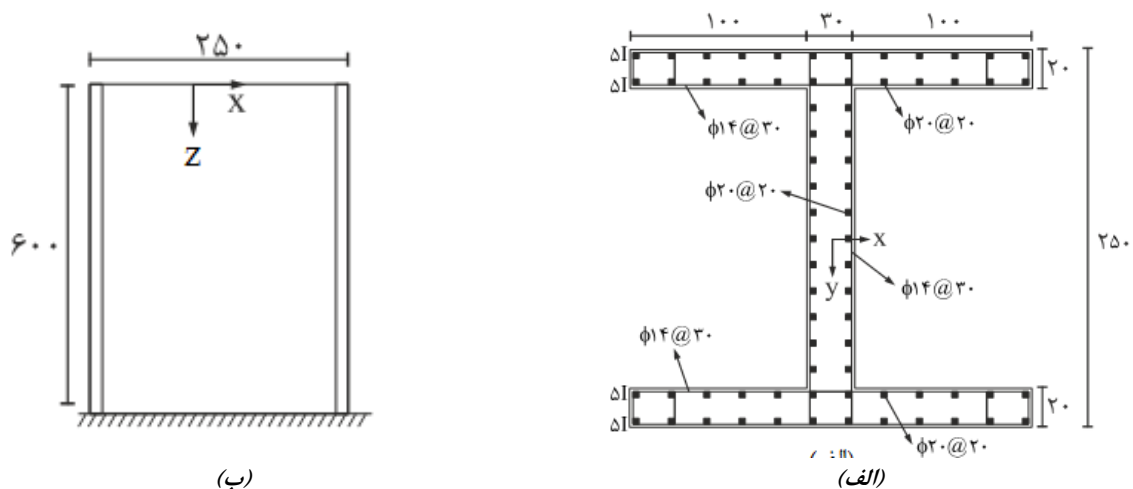
$$b_{eft} = b_{etL} + b_{etR} + t_w \quad (21)$$

$$b_{efb} = b_{ebL} + b_{ebR} + t_w \quad (22)$$

مشاهده می‌شود که در حالت کلی رابطه تحلیلی مبین عرض مؤثر مقطع بسیار پیچیده است و از این رو امکان به کارگیری آن در محاسبات مهندسی وجود ندارد و همچنین پارامترهای اساسی و مقدار تأثیر آن‌ها نیز در این روابط آشکار نیست. به همین جهت، در بخش بعد در قالب مطالعه پارامتری، اثر هر یک از کمیت‌های مرتبط با مصالح و هندسه مقطع ارزیابی خواهد شد.

۳- مطالعه پارامتری

به منظور انجام مطالعه پارامتری بر روی مقادیر عرض مؤثر، نخست یک دیوار برشی I- شکل با مشخصات هندسی و نحوه آرماتورگذاری متداول در نظر گرفته شده و سپس با تغییر کمیت‌های اثرگذار بر مقدار عرض مؤثر در بازه‌های معمول به لحاظ اجرایی، نحوه تغییرات آن‌ها بر اساس دو رویکرد (الف) بررسی مرتبه تغییرات عرض مؤثر با برآزش یک تابع مناسب و (ب) رگرسیون خطی ارزیابی می‌شوند.



شکل ۷: نمایش دیوار برشی I- شکل، الف) نحوه آرماتورگذاری، ب) ابعاد هندسی دیوار (کلیه ابعاد بر حسب سانتی‌متر است).

مشخصات بتن و میلگردهای مورد استفاده در دیوار برشی I- شکل در جدول (۱) آورده شده و نیز در جدول (۲) کمیت‌ها و پارامترهای هندسی مورد نیاز جهت انجام محاسبات مربوط به روابط عرض مؤثر ارائه شده است.

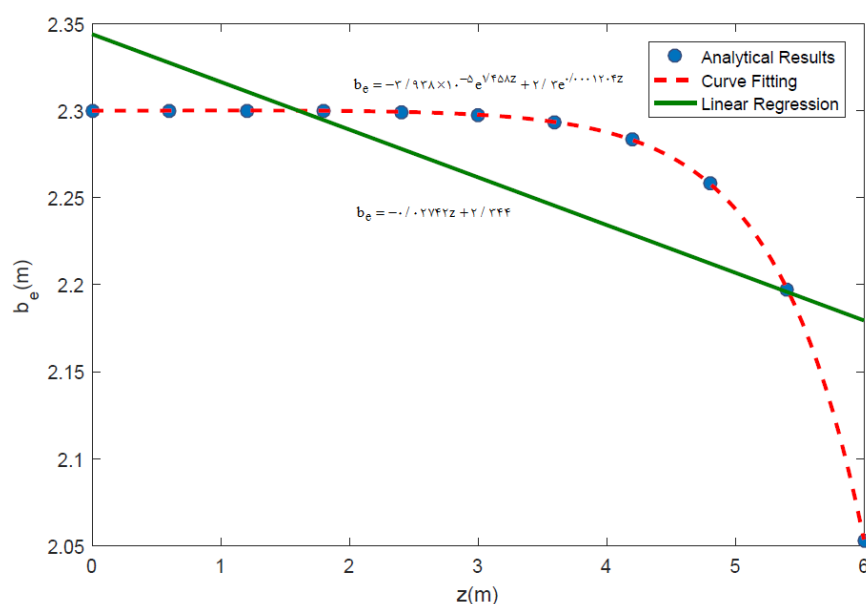
جدول ۱: مشخصات مصالح مصرفی در دیوار برشی I- شکل.

مقدار متناظر	مشخصات مصالح
۳۰۰	مقاومت مشخصه بتن (کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع)
۳۵	مقاومت کششی بتن (کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع)
۴۰۰۰	تنش تسلیم فولاد (کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع)
$2/62 \times 10^5$	مدول الاستیسیته بتن (کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع)
$2/04 \times 10^6$	مدول الاستیسیته فولاد (کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع)
$3/50 \times 10^5$	مدول الاستیسیته معادل مقطع (کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع)
۰/۱۵	ضریب پواسون
$1/52 \times 10^5$	مدول برشی (کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع)

جدول ۲: پارامترهای هندسی لازم برای محاسبه عرض مؤثر

$A \text{ (m}^2\text{)}$	۱/۵۵۰	$J \text{ (m}^4\text{)}$	۰/۰۳۱
$x_G \text{ (m)}$	۰	$\beta_x \text{ (m)}$	۰
$y_G \text{ (m)}$	۰	$\beta_y \text{ (m)}$	۰
$h_t \text{ (m)}$	۱/۱۵۰	α_x	۰
$h_b \text{ (m)}$	۱/۱۵۰	α_y	۲/۰۵۷
$\bar{I}_x \text{ (m}^4\text{)}$	۱/۴۵۱	$I_{wc} \text{ (m}^4\text{)}$	۰/۹۳۸
$\bar{I}_y \text{ (m}^4\text{)}$	۰/۴۱۰	$I_{ec} \text{ (m}^2\text{)}$	۵/۹۷۲

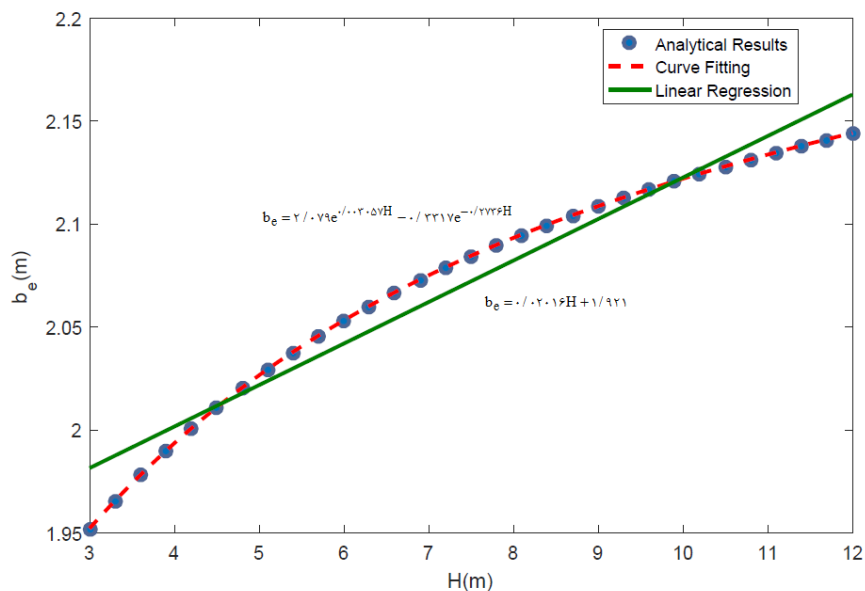
برای بررسی عرض مؤثر در راستای x بار جانبی ۱۵ تن و بار محوری ۲۵۰ تن، و نیز جهت بررسی عرض مؤثر در راستای y ، بار جانبی و محوری وارده به دیوار برشی به ترتیب ۶۰ و ۲۵۰ تن در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است که عرض مؤثر در جان مقطع در اثر بار وارده در راستای x به علت تقارن، در ارتفاع دیوار ثابت بوده و برابر ۲/۳ متر است. در مقابل، عرض مؤثر بال در اثر بار جانبی در راستای y ، در طول ارتفاع در حال تغییر بوده و نحوه تغییرات آن در شکل ۸ نمایش داده شده است.



شکل ۸: تغییرات مقدار عرض مؤثر بال در طول ارتفاع دیوار.

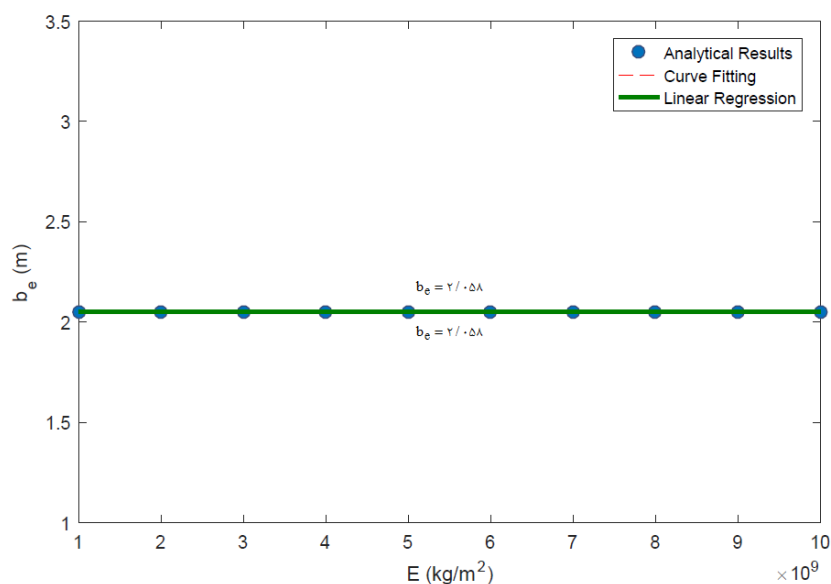
ملاحظه می‌شود که بیشترین تأثیر پدیده تأخیر برشی در کاهش عرض مؤثر مقطع در پای دیوار رخ می‌دهد. از این رو، در تمامی نمودارهای پیش رو و در جهت محافظه کارانه، عرض مؤثر در پای دیوار (محل لنگر بیشینه) بررسی خواهد شد.

حال چنانچه تغییرات عرض مؤثر به ازای تغییر مقادیر ارتفاع دیوار در ناحیه الاستیک ارزیابی شود، شکل ۹ حاصل می‌گردد. مشاهده می‌شود که اگرچه رفتار تغییر مقادیر عرض مؤثر از تابعی نمایی تبعیت می‌کند، اما استفاده از الگوهای خطی مشابه ضوابط بسیاری از آیین‌نامه‌ها، تا حدودی قابل قبول است.

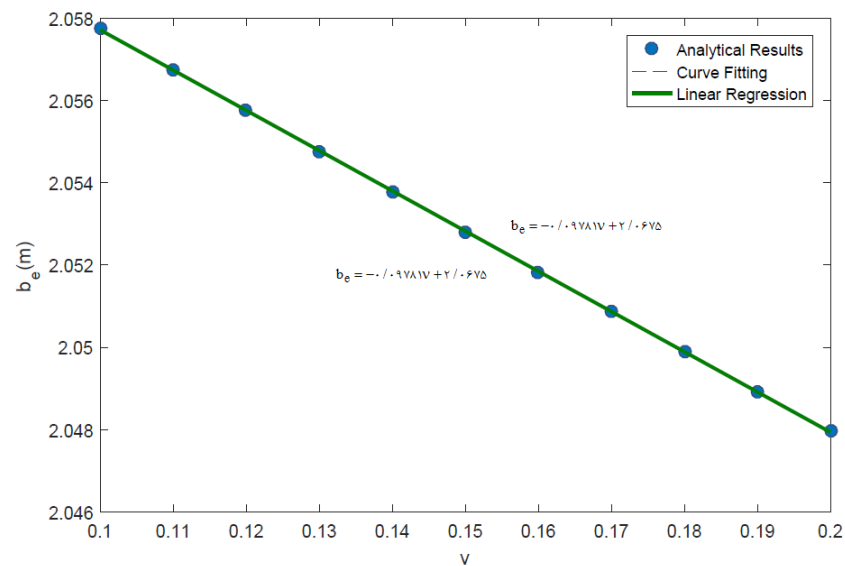


شکل ۹: تغییرات مقدار عرض مؤثر بال به ازای تغییر ارتفاع دیوار.

مورد دیگری که مطالعه آن حائز اهمیت است، تأثیر ویژگی‌های مصالح مصرفی در مقدار عرض مؤثر مقطع دیوارهای برشی غیرمستطیلی است. از همین رو، در شکل‌های ۱۰ و ۱۱ تغییرات عرض مؤثر در ازای تغییر مدول الاستیسیته معادل و ضریب پواسون بررسی خواهد شد. پدیده‌ای که تأثیر مدول الاستیسیته معادل در ناحیه خطی بر عرض مؤثر تقریباً ناچیز و قابل صرف نظر کردن است. از طرفی اگرچه شیب تغییرات عرض مؤثر در ازای تغییرات ضریب پواسون سازه قابل توجه است، اما از آنجا که این کمیت در سازه‌های بتن آرمه معمولاً در بازه کوچک ۰/۱ تا ۰/۲ متغیر است، بنابراین در مجموع اثر قابل توجهی در مقدار عرض مؤثر ندارد.

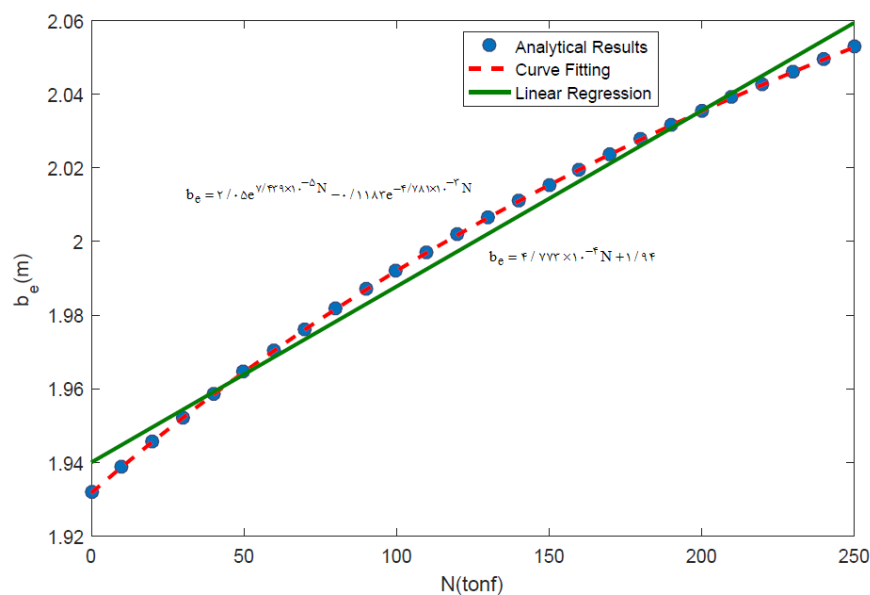


شکل ۱۰: تغییرات مقدار عرض مؤثر بال به ازای تغییر مدول الاستیسیته معادل (E).

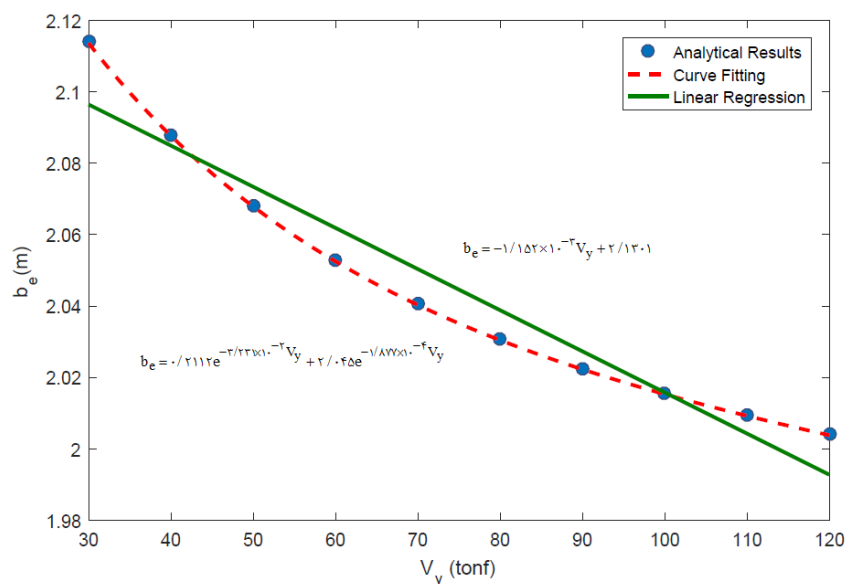


شکل ۱۱: تغییرات مقدار عرض مؤثر بال به ازای تغییر ضریب بواسون (v).

پژوهش‌های آزمایشگاهی و عددی انجام شده بر روی دیوارهای برشی بتن آرمه غیرمستطیلی نشان می‌دهد که نحوه بارگذاری و مقدار آن بر روی عرض مؤثر بال اثرگذار است [۱۲، ۱۳]. به منظور بررسی صحت این موضوع، در شکل‌های ۱۲ و ۱۳ به ترتیب اثر بارگذاری محوری و نیز بارگذاری جانبی در راستای جان مقطع، بر مقدار عرض مؤثر بال نمایش داده شده است.

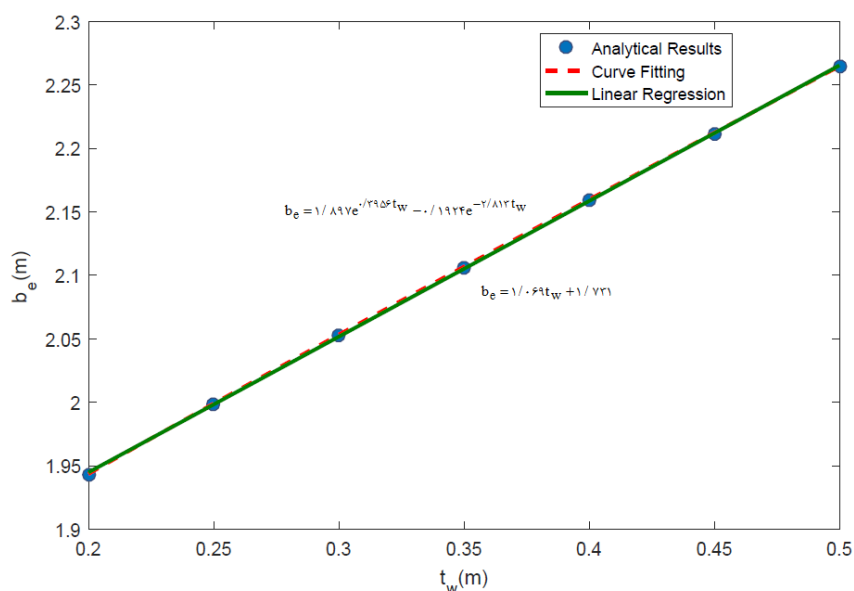


شکل ۱۲: تغییرات مقدار عرض مؤثر بال به ازای تغییر بار محوری.

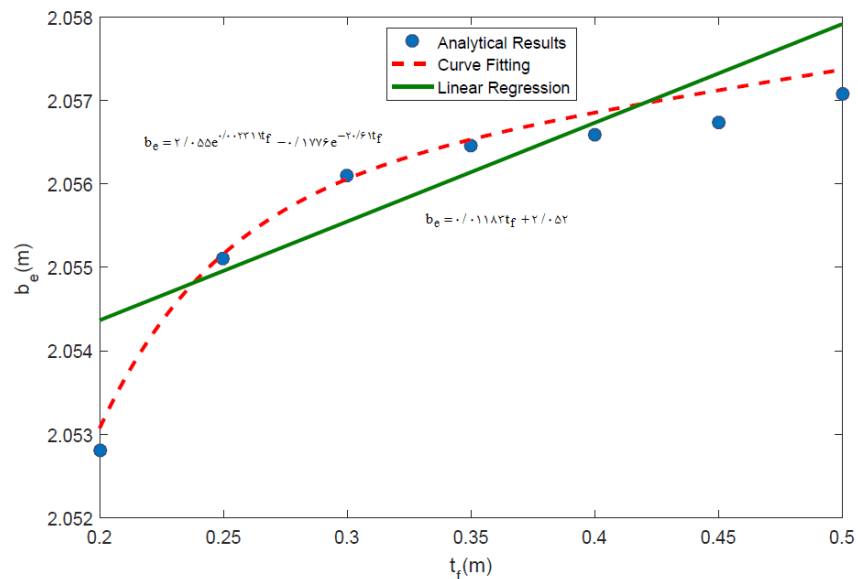


شکل ۱۳: تغییرات مقدار عرض مؤثر بال به ازای تغییر بار جانبی.

با بررسی نمودارهای فوق پیداست که با توجه به روند نمایی حاکم با افزایش قابل توجه مقدار بارهای وارده، عرض مؤثر به طور چشمگیری تغییر خواهد کرد. همچنین، باید توجه داشت که محدوده مورد بررسی این مطالعه، ناحیه الاستیک و پیش از ترک خوردگی بتن بوده و بنابراین مقدار بارهای وارده در قیاس با بارهای نهایی ناچیز هستند. بررسی اثر ویژگی‌های هندسی مقطع دیوار نظیر ضخامت بال، ضخامت جان به همراه طول بال و ارتفاع مقطع بر عرض مؤثر نیز موضوعی قابل ملاحظه است. در شکل‌های ۱۴ و ۱۵ به ترتیب تأثیر تغییرات ضخامت بال و جان بر مقدار عرض مؤثر بال نشان داده شده است.

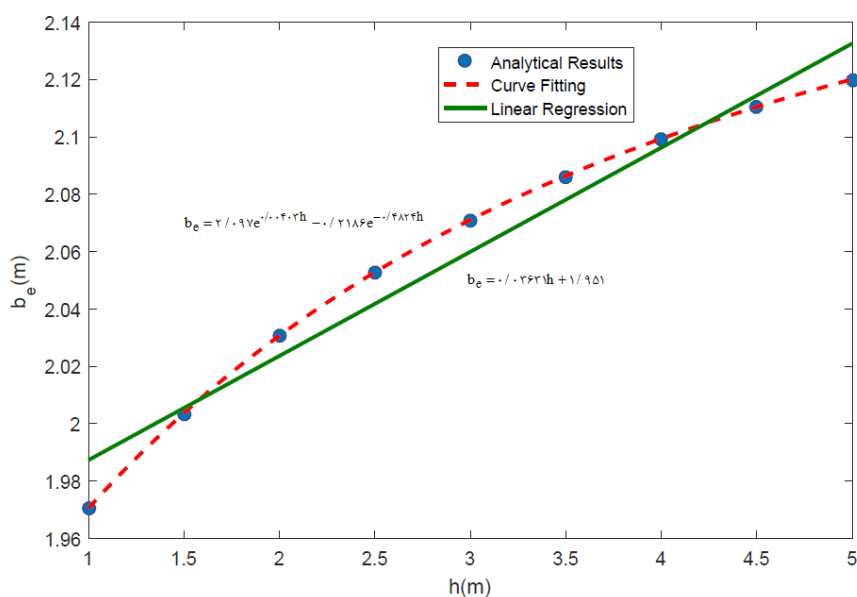


شکل ۱۴: تغییرات مقدار عرض مؤثر بال به ازای تغییر ضخامت جان.

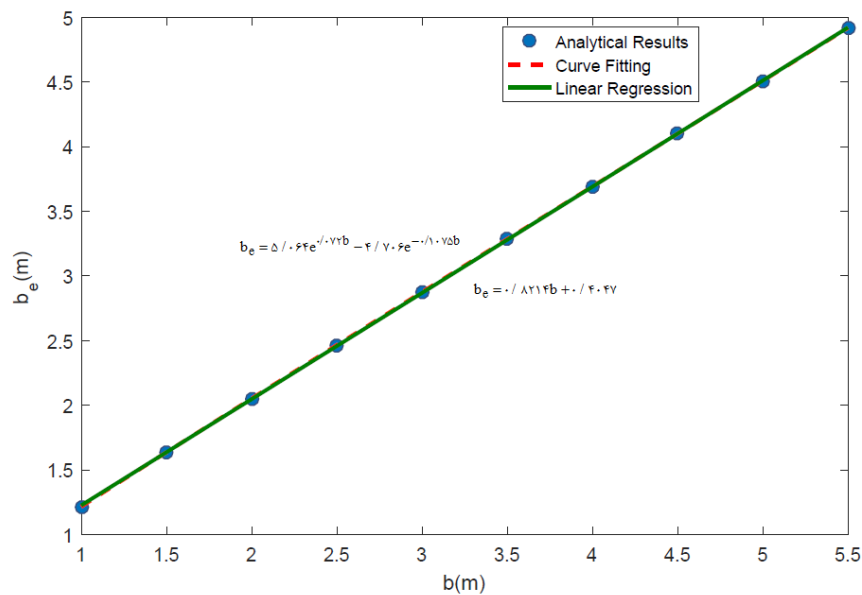


شکل ۱۵: تغییرات مقدار عرض مؤثر بال به ازای تغییر ضخامت بال تحتانی.

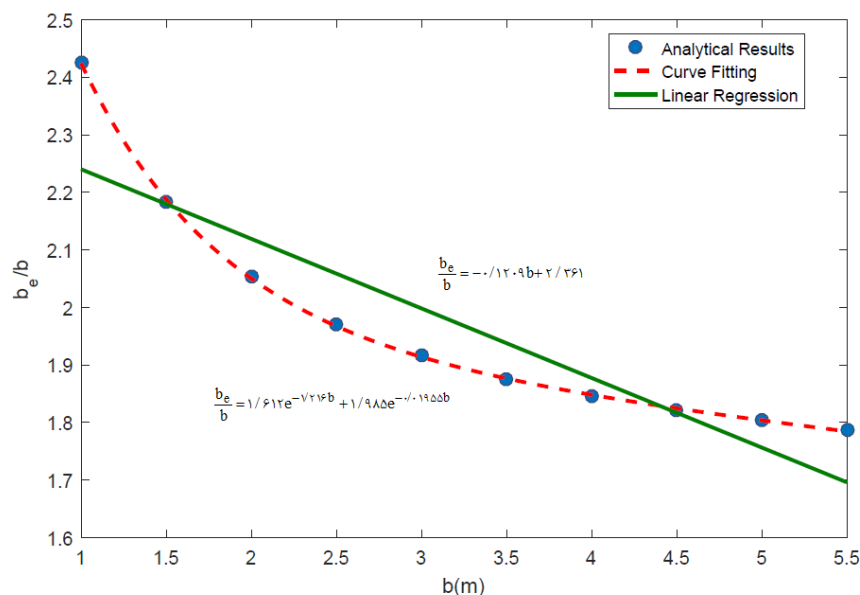
با مشاهده شکل ۱۴ در نگاه اول این گونه برداشت می‌شود که ضخامت جان تأثیر قابل توجهی بر عرض مؤثر بال دارد، اما باید توجه داشت که این اثر ناشی از ورود مستقیم این متغیر در معادلات مربوط به عرض مؤثر بال (روابط ۲۱ و ۲۲) است و ضخامت جان تأثیر قابل ملاحظه‌ای در اثر تأخیر برشی و تغییر در توزیع تنش محوری مقطع ندارد. نزدیکی شیب خط برازش شده در این شکل به عدد یک نیز مؤید این موضوع است. همچنین بررسی شکل ۱۵ به خوبی نشان می‌دهد که ضخامت بال نقش ناچیزی در تغییرات عرض مؤثر ایفا می‌کند. گفتنی است که ضخامت جان و بال‌ها معمولاً در بازه‌های عددی اندکی تغییر می‌کنند که این امر نیز مزید بر علت است. در ادامه و در شکل‌های ۱۶ و ۱۷ اثر ارتفاع مقطع و طول بال بر مقدار عرض مؤثر بال بررسی شده است.



شکل ۱۶: تغییرات مقدار عرض مؤثر بال به ازای تغییرات ارتفاع مقطع.



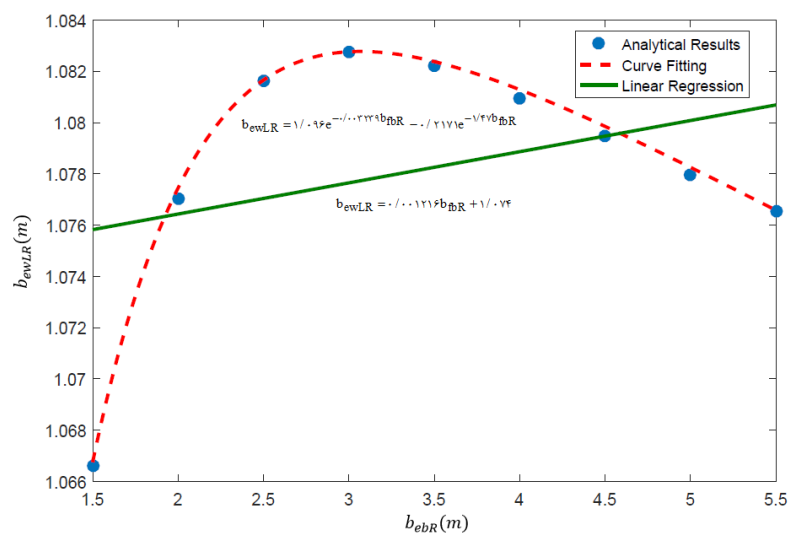
(الف)



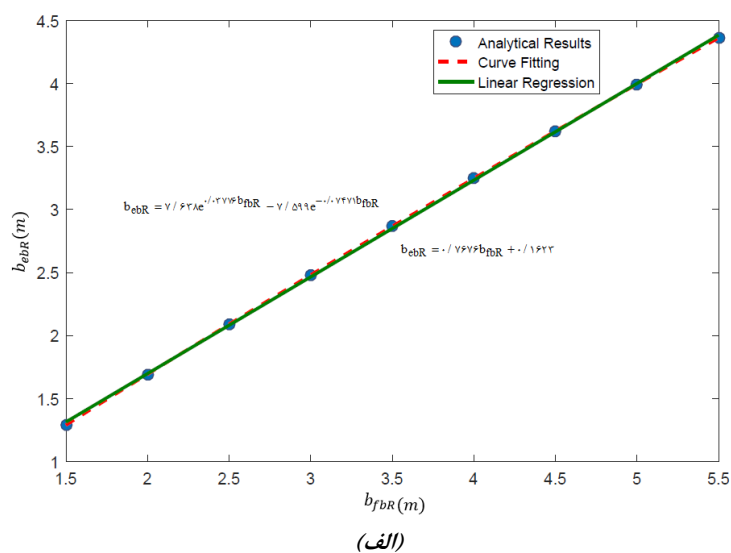
(ب)

شکل ۱۷: تغییرات مقدار عرض مؤثر بال در ازای تغییرات بال تحتانی: (الف) عرض مؤثر، (ب) نسبت b_e/b .

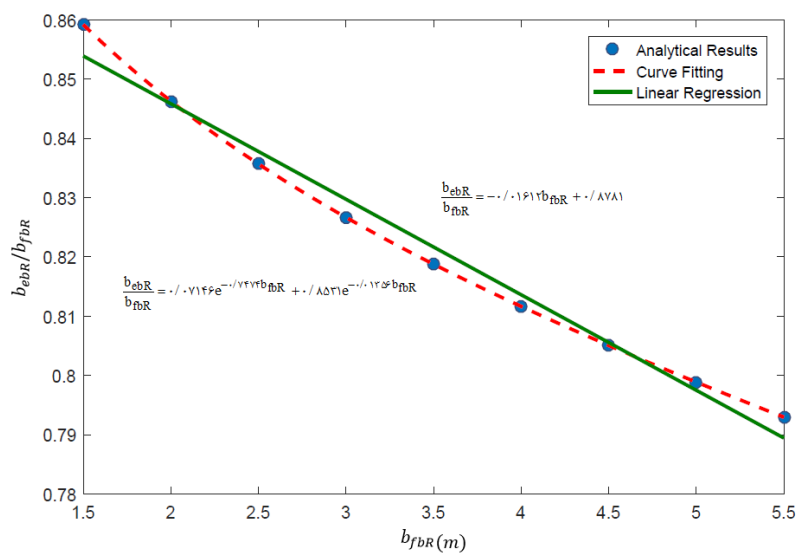
همان‌طور که انتظار می‌رفت، اثر تغییر در مقدار ارتفاع مقطع و طول بال، در عرض مؤثر بال کاملاً محسوس است. لازم به ذکر است که در شکل ۱۷، طول بال تحتانی به صورت متقارن افزایش یافته است، چنانچه طول بال تنها از یک سمت و به صورت نامتقارن اضافه گردد، روند تغییرات عرض مؤثر بال و عرض مؤثر جان به ترتیب مطابق شکل‌های ۱۸ و ۱۹ خواهد بود.



شکل ۱۸: تغییرات مقدار عرض مؤثر بال در ازای تغییرات بال تحتانی از یک سمت.



(الف)



(ب)

شکل ۱۹: تغییرات مقدار عرض مؤثر جان در ازای تغییرات بال تحتانی از یک سمت.

مشاهده می‌شود که اثر افزایش طول بال در عرض مؤثر جان بسیار ناچیز است. همچنین از بررسی دو نمودار (۱۷-ب) و (۱۹-ب) نیز می‌توان نتیجه گرفت که اثر طول بال علاوه بر حضور به عنوان ضریب در روابط تحلیلی، در تأخیر برشی نیز مؤثر بوده و بنابراین نسبت عرض مؤثر به طول بال نیز کمیتی ثابت نخواهد بود و به صورت نمایی کاهش می‌یابد.

پس از مطالعه اثر پارامترهای مختلف بر عرض مؤثر، در بخش آتی ضمن مقایسه میزان تأثیر این پارامترها و انتخاب کمیت‌های اساسی به عنوان پارامترهای اثرگذار در تعیین عرض مؤثر، با استفاده از آنالیز ابعادی، عرض مؤثر به صورت تابعی از این پارامترها مطرح می‌گردد.

۴- آنالیز ابعادی

در بخش قبل نحوه تغییرات عرض مؤثر به ازای تغییر هر یک از پارامترهای حاضر در روابط تحلیلی بررسی و در هر مورد یک تابع خطی به نتایج تحلیلی برازش شد. شیب خط برازش شده در واقع نماینده میانگین تغییرات عرض مؤثر به ازای تغییر پارامتر مزبور است. بنابراین، از حاصل ضرب مقدار این شیب در تغییرات متغیر موردنظر، برآوردی از میزان اثرگذاری این پارامتر حاصل می‌گردد. در جدول ۳، میزان تأثیر متغیرهای مورد مطالعه در بخش قبل به کمک این روش با یکدیگر مقایسه شده‌اند.

جدول ۳: مقایسه میزان اثرگذاری پارامترها.

پارامتر	نماد	مرتبه تغییرات پارامتر	شیب خط برازش شده	مرتبه اثرگذاری پارامتر
تراز ارتفاعی	$z \text{ (m)}$	۱۰	-۰٫۰۲۷۴۲	۰٫۲۷۴۲
ارتفاع دیوار	$H \text{ (m)}$	۱۰	۰٫۰۲۰۱۶	۰٫۲۰۱۶
مدول الاستیسیته	$E \text{ (kg / m}^2\text{)}$	۱۰ ^۹	۰	۰
ضریب پواسون	ν	۱۰ ^{-۱}	-۰٫۰۹۷۸۱	۰٫۰۹۷۸۱
بار محوری	$N \text{ (tonf)}$	۱۰ ^۳	$۴٫۷۷۳ \times ۱۰^{-۴}$	۰٫۴۷۷۳
بار جانبی	$V_y \text{ (tonf)}$	۱۰ ^۲	-۰٫۰۱۱۵۲	۰٫۱۱۵۲
ضخامت جان	$t_w \text{ (m)}$	۱۰ ^{-۱}	۱٫۰۶۹	۰٫۱۰۶۹
ضخامت بال	$t_f \text{ (m)}$	۱۰ ^{-۱}	۰٫۱۱۸۳	۰٫۱۱۸۳
ارتفاع مقطع	$h \text{ (m)}$	۱۰ ^۰	۰٫۰۳۶۳۱	۰٫۰۳۶۳۱
طول بال	$b \text{ (m)}$	۱۰ ^۰	۰٫۸۲۱۴	۰٫۸۲۱۴
طول جان	$b_{fbR} \text{ (m)}$	۱۰ ^۰	۰٫۰۰۱۲۱۶	۰٫۰۰۱۲۱۶

با بررسی و مقایسه اثرگذاری پارامترهای جدول (۳) مشاهده می‌شود که کمیت‌هایی مانند مدول الاستیسیته، ضریب پواسون، ضخامت بال و ارتفاع مقطع سهم چندانی در تعیین عرض مؤثر یک دیوار ندارد. از طرفی، در نمودارهای ارائه شده در بخش قبل مشخص شد که اثر ضخامت جان صرفاً به علت ورود مستقیم این پارامتر در روابط مربوط به محاسبه عرض مؤثر مقطع است. بنابراین چنانچه به جای عرض مؤثر، پارامترهای کمکی b_{ewLR} ، b_{etL} ، b_{etR} و b_{ebL} و b_{ebR} برای محاسبه در نظر گرفته شود، دیگر نیازی به لحاظ کردن ضخامت جان نخواهد بود. از دیگر پارامترهای اثرگذار در تعیین عرض مؤثر، طول بال مقطع است که در نمودارهای بخش قبل ملاحظه شد که ارتباط آن با عرض مؤثر با تقریب قابل قبولی به صورت خطی است از همین رو، با دقت مناسبی می‌توان کمیت b_e/b را مستقل از بال در نظر گرفت. لذا، در حالت کلی برای پارامترهای کمکی عرض مؤثر می‌توان نوشت:

$$\frac{b_{ewLR}}{h-t_{ft}-t_{fb}} = \phi(z, H, N, V_x, \frac{A_{lw}}{s_w}, \frac{A_{vw}}{s'_w}) \quad (23)$$

$$\frac{b_{etR}}{b_{ftR}} = \phi_\lambda(z, H, N, V_y, \frac{A_{lftR}}{s_{ftR}}, \frac{A_{vftR}}{s'_{ftR}}) \quad (24)$$

$$\frac{b_{etL}}{b_{ftL}} = \phi_\lambda(z, H, N, V_y, \frac{A_{lftL}}{s_{ftL}}, \frac{A_{vftL}}{s'_{ftL}}) \quad (25)$$

$$\frac{b_{ebR}}{b_{fbR}} = \phi_\lambda(z, H, N, V_y, \frac{A_{lfbR}}{s_{fbR}}, \frac{A_{vfbR}}{s'_{fbR}}) \quad (26)$$

$$\frac{b_{ebL}}{b_{fbL}} = \phi_\lambda(z, H, N, V_y, \frac{A_{lfbL}}{s_{fbL}}, \frac{A_{vfbL}}{s'_{fbL}}) \quad (27)$$

در روابط فوق ϕ ، ϕ_λ و ϕ_π به ترتیب معرف سه تابع دلخواه هستند که از بررسی عددی مقاطع بالدار حاصل می گردند. A_{lx} و A_{vx} نماینده مقدار آرماتورهای طولی و عرضی و نیز s_x و s'_x به ترتیب بیانگر فواصل آرماتورهای طولی و عرضی در ناحیه x از دیوار برشی است.

در خصوص این روابط ذکر چند نکته ضروری است. نخست آن که در روابط تحلیلی در ناحیه خطی و پیش از ترک خوردگی، اثر آرماتورهای طولی و عرضی در رفتار سازه چندان قابل توجه نیست و از همین رو استفاده از مدول الاستیسیته معادل خطای قابل توجهی در برآورد پاسخ سازه ایجاد نمی کند [۸،۹]. به همین جهت این احتمال وجود دارد که در ناحیه غیرخطی و پس از تقسیم آرماتورها، توزیع تنش و کرنش محوری تابعی از آرایش میلگردهای طولی و عرضی نیز باشد. از این رو دو پارامتر A_{lx} / s_x و A_{vx} / s'_x نیز در روابط (۲۳) تا (۲۷) لحاظ شده است. با این وجود، در مطالعات عددی که پیرامون بحث اثر تأخیر برشی و عرض مؤثر انجام گرفته، آرایش میلگردها به عنوان یک کمیت اثرگذار معرفی نشده است [۱]. از سوی دیگر، با افزایش تراز ارتفاعی (z)، عرض مؤثر مقطع کاهش می یابد. لذا، برای ارائه مقدار محافظه کارانه ای از عرض مؤثر، تراز موردنظر در پای دیوار ($z = H$) در نظر گرفته می شود.

همچنین با توجه به شکل های (۱۷-ب) و (۱۹-ب)، برای افزایش دقت در برآورد عرض مؤثر مقطع، پارامترهای مرتبط به طول بال نیز بهتر است در توابع ϕ تا ϕ_π لحاظ شوند. به این ترتیب، در مسئله یافتن عرض مؤثر مجموعاً پنج متغیر مؤثر (H, N, V, b_e, b) وجود دارند که این پنج متغیر از دو کمیت اصلی (L, M) تشکیل شده اند. بنابراین طبق قضیه پای باکینگهام [۱۴] و نتایج به دست آمده در بخش قبل، ۳ پارامتر بی بعد $\pi_1 = b_e / b$ ، $\pi_2 = N / V$ و $\pi_3 = H / b$ در نظر گرفته می شوند. در نتیجه برای محاسبه پارامترهای کمکی می توان نوشت:

$$\frac{b_{ewLR}}{h-t_{ft}-t_{fb}} = \lambda_1\left(\frac{N}{V_x}, \frac{H}{h-t_{ft}-t_{fb}}\right) \quad (28)$$

$$\frac{b_{etR}}{b_{ftR}} = \lambda_\lambda\left(\frac{N}{V_y}, \frac{H}{b_{ftR}}\right) \quad (29)$$

$$\frac{b_{etL}}{b_{ftL}} = \lambda_\lambda\left(\frac{N}{V_y}, \frac{H}{b_{ftL}}\right) \quad (30)$$

$$\frac{b_{ebR}}{b_{fbR}} = \lambda_3 \left(\frac{N}{V_y}, \frac{H}{b_{fbR}} \right) \quad (31)$$

$$\frac{b_{ebL}}{b_{fbL}} = \lambda_3 \left(\frac{N}{V_y}, \frac{H}{b_{fbL}} \right) \quad (32)$$

لازم به ذکر است که λ_1 ، λ_2 و λ_3 نشانگر توابعی هستند که به صورت تجربی با استفاده از نتایج آزمایشگاهی یا مطالعات عددی حاصل می‌شوند. اکنون که پارامترهای اساسی و تأثیرگذار در مقدار عرض مؤثر بال و جان مشخص شد و با توجه به نتایج حاصل شده در این بخش، در ادامه ضوابط مختلف آیین‌نامه‌ها برای محاسبه مقدار عرض مؤثر مقطع ارائه و مقایسه‌ای میان آن‌ها انجام خواهد شد.

۵- ضوابط آیین‌نامه‌های معتبر برای محاسبه عرض مؤثر مقطع

ضوابط ارائه شده در آیین‌نامه‌های مختلف برای تعیین عرض مؤثر، اگرچه در برخی جزئیات با هم تفاوت دارند، اما کلیت آن‌ها غالباً مشابه یکدیگر است. برای نمونه، آیین‌نامه¹ ACI-318، یک چهارم ارتفاع دیوار را به عنوان عرض مؤثر دیوارهای برشی بتن آرمه بالدار پیشنهاد می‌دهد [۱۵] که آیین‌نامه بتن ایران (آبا) نیز از همین ضابطه جهت محاسبه عرض مؤثر بال استفاده نموده است [۱۶].

از سوی دیگر آیین‌نامه² CEN برای دیوارهای غیرمستطیلی که از به هم پیوستن چند دیوار مستطیلی به وجود آمده‌اند، کمترین مقدار از بین (الف) طول بال مقطع، (ب) نصف فاصله میان دو جان مجاور، و (ج) یک‌چهارم ارتفاع دیوار را به عنوان عرض مؤثر در نظر می‌گیرد [۱۷]. این در حالی است که در آیین‌نامه³ UBC، عرض مؤثر تا حداکثر یک دهم ارتفاع دیوار لحاظ شده است [۱۸]. همچنین، از عرض مؤثر پیشنهاد شده برای تیرها در آیین‌نامه⁴ BS، جهت محاسبه عرض مؤثر در دیوارها استفاده می‌شود. در این ضابطه، نخست ضریب بی‌بعدی به نام ψ بر مبنای مقدار b/H تعریف شده و سپس از حاصل ضرب مقدار ψ در طول بال (البته با در نظر گرفتن ملاحظات) عرض مؤثر برآورد می‌شود [۱۹،۲۰].

ملاحظه می‌شود که اکثر روابط پیشنهاد شده، ارتفاع دیوار را به عنوان پارامتر تعیین‌کننده مدنظر قرار می‌دهند. این در حالی است که مطابق جدول ۳، مرتبه اثرگذاری بار محوری و طول بال به مراتب بیشتر از ارتفاع دیوار است. در نظر نگرفتن پارامترهای تأثیرگذار و کافی در این روابط سبب بروز ابهاماتی می‌شود. به عنوان مثال، نتایج تحقیقات مختلف نشان می‌دهد که رابطه پیشنهادی در آیین‌نامه UBC مقادیر بسیار اندکی را برای عرض مؤثر مقطع در نظر گرفته و طراحی بر مبنای آن غیراقتصادی است. در مقابل، ضوابط آیین‌نامه‌های ACI-318 و CEN نیز در مواردی عرض مؤثر مقطع را بیشتر از آنچه هست ارائه می‌دهد، و از این رو، استفاده از این روابط در طراحی غیرمحافظه‌کارانه خواهد بود. با توجه به مطالب عنوان شده می‌توان نتیجه گرفت که کارایی رابطه ارائه شده برای عرض مؤثر بر مبنای آیین‌نامه BS، با توجه به لحاظ کردن دو پارامتر اساسی طول بال و ارتفاع دیوار، در قیاس با روابط دیگر عملکرد بهتری دارد. همچنین گفتنی است که روابطی که در سال‌های اخیر به عنوان جایگزین برای تعیین عرض مؤثر ارائه شده‌اند، بعضاً فرم کلی این ضابطه را الگو قرار داده و روابطی را مشابه آن پیشنهاد کرده‌اند [۱].

¹ American Concrete Institute (ACI)

² European Seismic design code

³ Uniform Building Code

⁴ British Standard

۶- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

هدف این پژوهش انجام مطالعه پارامتری بر روی عرض مؤثر بال مقطع در دیوارهای برشی بتن آرمه بالدار به کمک روابط تحلیلی است. اولین گام در جهت ایجاد روابطی به منظور برآورد یک متغیر، تشخیص پارامترهای مؤثر و تخمین میزان اثرگذاری آن‌ها است. تاکنون مطالعات بسیاری پیرامون ارائه روابطی جهت تعیین عرض مؤثر بال مقطع در دیوارهای برشی انجام گرفته است که عمدتاً مبنای آزمایشگاهی یا عددی دارند. لازم به ذکر است که استفاده از این دو رویکرد دشواری‌های متعددی در پی دارد که در نتیجه آن تعداد نمونه‌های بررسی شده و داده‌های به‌دست آمده بسیار محدود شده و این امر سبب کاهش قابل توجه کارایی روابط پیشنهاد شده می‌گردد.

در این مطالعه به کمک روابط تحلیلی، توزیع تنش محوری با در نظر گرفتن اثر تأخیر برشی حاصل شده و سپس بر مبنای آن رابطه‌ای تحلیلی به منظور تخمین عرض مؤثر بال مقطع در ناحیه الاستیک به دست می‌آید. در گام بعد، جهت بررسی میزان تأثیر متغیرهای رابطه پیشنهادی بر عرض مؤثر مقطع، مطالعه‌ای پارامتری انجام گرفت که نتایج آن به شرح زیر است:

- پارامترهای مدول الاستیسیته معادل مقطع، ضریب پواسون، ضخامت بال و نیز ارتفاع مقطع اثر قابل‌توجهی بر عرض مؤثر ندارند.

- متغیرهای اساسی در تعیین عرض مؤثر بال مقطع به ترتیب عبارتند از طول بال مقطع، بار محوری و بار جانبی وارده و ارتفاع دیوار که با در دست داشتن آن‌ها می‌توان عرض مؤثر را با دقت بالایی تعیین نمود.

- در ناحیه خطی و پیش از ترک‌خوردگی اثر آرماتورها در رفتار دیوارهای برشی غیرمستطیلی ناچیز ارزیابی شد. در مطالعات مختلف آزمایشگاهی و عددی که پیرامون تعیین عرض مؤثر انجام شده، از ورود متغیرهای مرتبط با میلگردهای طولی و عرضی و روابط پیشنهادی، اجتناب شده که مؤید این موضوع است.

پس از تعیین پارامترهای مؤثر، به کمک آنالیز ابعادی، پارامترهای بی بعدی از متغیرهای مسئله تعریف و عرض مؤثر مقطع به صورت تابعی از این پارامترها ارائه و سپس نتایج حاصل با ضوابط آیین‌نامه‌های معتبر مقایسه شد. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که رابطه اصلاح شده بر مبنای ضوابط تدوین‌شده برای عرض مؤثر تیرها در آیین‌نامه BS، عملکرد و دقت بهتری نسبت به سایر ضوابط در تخمین مقدار عرض مؤثر در دیوارهای برشی بتن آرمه غیرمستطیلی داشته و مبنای بسیاری از روابطی است که امروزه برای محاسبه عرض مؤثر توصیه می‌گردد.

مراجع

- [1] R.D. Hoult, Shear lag effects in reinforced concrete C-shaped walls, *Journal of Structural Engineering*. 145 (2019) 4018270.
- [2] A.K.H. Kwan, Shear lag in shear/core walls, *Journal of Structural Engineering*. 122 (1996) 1097–1104.
- [3] Khaloo, A. R., Tabiee, M, Abdoos, H. Shear lag effect on non-rectangular RC shear walls: a review of the literature, 7th international congress on civil engineering, architecture and urban development, Tehran, Iran, 2021: p. 11 [In Persian].
- [4] E. Reissner, Analysis of shear lag in box beams by the principle of minimum potential energy, *Quarterly of Applied Mathematics*. 4 (1946) 268–278.
- [5] Q. Song, A.C. Scordelis, Shear-lag analysis of T-, I-, and box beams, *Journal of Structural Engineering*. 116 (1990) 1290–1305.

- [6] H. Haji-Kazemi, M. Company, *Exact method of analysis of shear lag in framed tube structures*, *The Structural Design of Tall Buildings*. 11 (2002) 375–388.
- [7] Q. Shi, B. Wang, *Simplified calculation of effective flange width for shear walls with flange*, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*. 25 (2016) 558–577.
- [8] C. Liu, X. Wei, H. Wu, Q. Li, X. Ni, *Research on shear lag effect of t-shaped short-leg shear wall*, *Periodica Polytechnica Civil Engineering*. 61 (2017) 602–610.
- [9] X. Ni, S. Cao, *Shear lag analysis of I-shaped structural members*, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*. 27 (2018) e1471.
- [10] N. Lu, W. Li, *Analytical Study on the Effective Flange Width for T-shaped Shear Walls*, *Periodica Polytechnica Civil Engineering*. 64 (2020) 253–264.
- [11] Khaloo, A. R., Tabiee, M., Abdoos, H. *Analytical study of distribution of shear lag-induced stress in non-rectangular reinforced concrete shear walls*, 12th international congress on civil engineering, Mashhad, Iran. 2021: p. 8 [In Persian].
- [12] R. Constantin, K. Beyer, *Behaviour of U-shaped RC walls under quasi-static cyclic diagonal loading*, *Engineering Structures*. 106 (2016) 36–52.
- [13] R. Constantin, K. Beyer, *Non-rectangular RC walls: A review of experimental investigations*, in: *2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, 2014.
- [14] P.M. Gerhart, A.L. Gerhart, J.I. Hochstein, Munson, Young and Okiishi's *Fundamentals of Fluid Mechanics*, John Wiley & Sons, 2020.
- [15] A.C.I. Code, *Building code requirements for structural concrete and commentary*, ACI318M–2011, American Concrete Institute, Detroit, Michigan. (2011).
- [16] *Iranian Concrete Code of Practice (ABA)*, Planning and Management Organization, PN, 120, 2001.
- [17] E. CEN, 8—*Design of structures for earthquake resistance—Part 1: General rules, seismic actions and rules for building*, Br. Stand. Institute, London, UK. (2004).
- [18] I. Staff, *Uniform Building Code*, 1994, International Code Council, 1994.
- [19] B.S. BS5400, *Steel, concrete and composite bridges, Part 5, Code of practice for design of composite bridges*, British Standards Institution, London. (1979).
- [20] S.S. Ray, *Reinforced Concrete: analysis and design*, Cambridge University Press, 1995.

پیوست

در ادامه ضرایب و ثابت‌های لازم جهت محاسبات مربوط به تعیین اثر تأخیر برشی در دیوارهای برشی غیرمستطیلی در قالب جدول زیر ارائه شده است.

جدول پ-۱: ضرایب و ثابت‌های محاسباتی مربوط به اثر تأخیر برشی در دیوارهای غیرمستطیلی

$$\bar{I}_x = \int_A (x - x_G)^2 dA \quad (\text{پ-۱})$$

$$\bar{I}_y = \int_A (y - y_G)^2 dA \quad (\text{پ-۲})$$

$$I_{ex} = \int_A \left(\frac{\partial u_{wx}(x, y)}{\partial y} \right)^2 dA \quad (\text{پ-۳})$$

$$I_{ey} = \int_A \left(\frac{\partial u_{wy}(x, y)}{\partial x} \right)^2 dA \quad (\text{پ-۴})$$

$$I_{wx} = \int_A (u_{wx}(x, y) - x + x_G)^2 dA \quad (\text{پ-۵})$$

$$I_{wy} = \int_A (u_{wy}(x, y) - y + y_G)^2 dA \quad (\text{پ-۶})$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (\text{پ-۷})$$

$$\lambda_x = \sqrt{\frac{GI_{ex}}{EI_{wx}}} \quad (\text{پ-۸})$$

$$\lambda_y = \sqrt{\frac{GI_{ey}}{EI_{wy}}} \quad (\text{پ-۹})$$

Effect of Iron Concentrate on Permeability and Compressive Strength of Concrete

*Reza Mohammadpour**

Assistant professor, of department of civil engineering, Estahban Branch, Islamic Azad University, Estahban

Shafi odin javadi

Department of civil engineering, Estahban Branch, Islamic Azad University, Estahban

Abstract

One of the most important issues in the design of concrete structures that are exposed to water is the reduction of permeability and water proofing. The innovation of this research is using iron concentrate as an inexpensive material for reduction of permeability. To determine permeability coefficient and compressive strength of concrete, 140 cubic samples with 7 mixing plan and different iron concentrate percentage (between 5 to 30%) have been studied in the laboratory. The results showed that the addition of iron concentrate has a significant effect on permeability reduction where for 5% to 10% iron concentrate, the permeability coefficient decreases from 78.76% to 96.44%, respectively. On the other hand, the compressive strength of concrete decreases with increasing iron concentrate. A comparison between the compressive strength and permeability diagrams showed that the optimal value of iron concentrate is between 5 to 15% by weight of cement. The failure results of the samples show that the percentage of iron concentrate has no effect on the failure of concrete.

Keywords: Iron Concentrate, Concrete Permeability, Compressive Strength, Hydraulic Structures, Penetration Rat

بررسی تاثیر کنسانتره آهن بر نفوذپذیری و مقاومت فشاری بتن

دریافت مقاله: ۱۳۹۹-۰۸-۲۶

پذیرش مقاله: ۱۴۰۰-۰۹-۰۱

رضا محمد پور*

استادیار گروه آب واحد استهبان، دانشگاه آزاد اسلامی واحد استهبان

Reza564@gmail.com

شفیع الدین جوادی

فارغ التحصیل کارشناسی ارشد مهندسی عمران- آب، دانشگاه آزاد اسلامی واحد استهبان

چکیده

یکی از مسائل بسیار مهم در طراحی سازه‌های بتنی که در معرض آب قرار دارند کاهش نفوذپذیری و آب‌بند کردن بتن است. نوآوری این تحقیق استفاده از کنسانتره آهن به عنوان یک ماده ارزان قیمت جهت کاهش نفوذپذیری می باشد. جهت بررسی آزمایشگاهی ضریب نفوذپذیری و مقاومت فشاری بتن، تعداد ۱۴۰ نمونه مکعبی با ۷ طرح اختلاط و درصدهای مختلف کنسانتره بین ۵ تا ۳۰ درصد مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج نشان داد که افزودن کنسانتره تاثیر بسزایی در کاهش نفوذ پذیری بتن دارد و به ازاء ۵٪ الی ۱۰٪ کنسانتره، میزان ضریب نفوذپذیری به ترتیب ۷۸/۷۶٪ الی ۹۶/۴۴٪ کاهش می یابد. از طرفی، با افزایش کنسانتره، میزان مقاومت فشاری بتن کاهش می یابد. مقایسه همزمان نمودارهای مقاومت فشاری و نفوذپذیری نشان داد که بهینه ترین میزان مصرف کنسانتره آهن بین ۵ الی ۱۵ درصد وزنی سیمان می باشد. نتایج شکست نمونه های نشان می دهد که میزان درصد کنسانتره تاثیری بر نحوه شکست بتن نخواهد داشت. واژه های کلیدی: کنسانتره آهن، نفوذ پذیری بتن، مقاومت فشاری، سازه های هیدرولیکی، نرخ نفوذ.

امروزه بتن به عنوان یکی از پرمصرفترین مصالح جهان و به عنوان ماده ساختمانی قرن بیست و یکم شناخته شده است. از سوی دیگر از مشکلات مهم در طراحی سازه های هیدرولیکی که عموماً بتنی بوده و در معرض آب قرار دارند، بحث نفوذپذیری و آب بند کردن بتن است. پرواضح است عمده مشکلات بتن از منظر دوام را می توان به نفوذپذیری در برابر گاز و آب نسبت داد. از این رو بدیهی است که با کنترل و کاهش نفوذ آب به درون بتن می توان تا حدود زیادی بتن را در برابر عوامل مخرب حفظ نمود. ضمن اینکه در برخی سازه ها با توجه به فشار هیدروستاتیکی بالا نیازمند بتن آب بند است و آب بند بودن بتن جزء اصول طراحی آن ها به شمار می آید. امروزه اضافه کردن مواد جدید به بتن جهت کاهش نفوذپذیری رواج چشمگیری داشته و بررسی اثر این مواد بر خواص بتن از اهمیت زیادی برخوردار است. یکی از روش های آب بند کردن سازه های آبی استفاده از افزودنی های آب بندکننده و یا پرایمرها و پوشش های آب بندکننده است که معمولاً دارای هزینه های بالایی هستند. بنابراین، استفاده از موادی که هزینه آن ها پایین بوده و به راحتی در دسترس باشد، دارای اهمیت می باشد. با توجه به اهمیت این موضوع، در این پژوهش به بررسی تأثیر کنسانتره آهن بر نفوذپذیری و مقاومت فشاری بتن پرداخته شده است.

حسینی و آزادی [۱] جهت کاهش نفوذپذیری بتن غلتکی از دوده سیلیسی استفاده کردند. نتایج تحقیق آن ها نشان داد که جایگزینی دوده سیلیس به جای سیمان باعث کاهش نفوذپذیری و افزایش مقاومت فشاری نمونه های بتن غلتکی می گردد. باقری و بابایی [۲] به منظور بهبود دوام و خواص مقاومتی بتن پلاستیک به بررسی تأثیر کاربرد درصدهای مختلف دوده سیلیسی پرداختند. نتایج تحقیقات آنها نشان داد که کاربرد دوده سیلیسی باعث افزایش مقاومت در بتن های پلاستیک و کاهش ضریب نفوذپذیری می شود. شیرگیر و همکاران [۳] در تحقیقی تأثیر نوع دانه بندی بر خواص فیزیکی و نفوذپذیری بتن متخلخل در روسازی را مورد بررسی قرار دادند. نتایج این تحقیق نشان داد که نوع دانه بندی می تواند مقاومت فشاری را تا حدود ۳۳ درصد تغییر دهد و با کاهش قطر ذرات نفوذپذیری نیز کاهش می یابد. خوشروش و همکاران [۴] به بررسی عملکرد خاکستر لجن فاضلاب به همراه نانوذرات سیلیس در خواص مصالح پایه سیمانی خود تراکم پرداختند. آنها نشان دادند که با افزودن خاکستر لجن فاضلاب، خواص رئولوژیک و مکانیکی نمونه ها افت پیدا کرده و خواص دوامی آنها در حضور درصدهای پایین این پزولان بهبود می یابد و با افزودن نانوسیلیس نیز خواص مکانیکی و دوامی نمونه ها بهبود می یابد. همچنین حضور نانوسیلیس در کنار ذرات خاکستر لجن باعث افزایش واکنش پذیری این پزولان شده و عملکرد این ماده را بهبود می بخشد. عازمی [۵] برای بهبود خواص دوام و مقاومتی دیوارهای آب بند بتن پلاستیکی اقدام به تغییر منابع کانی رس و درصد رس مصرفی کرد. این بررسی نشان داد که مقاومت فشاری نسبت مستقیم با زمان عمل آوری و نسبت عکس با درصد رس دارد. همچنین میزان عمق نفوذ آب معمولاً با افزایش زمان عمل آوری و عیار رس کاهش می یابد. محمدی و عزتی [۶] به بررسی تأثیر نانوسیلیس بر نفوذپذیری بتن خود متراکم در محیط سولفات پراختند. نتایج آزمایشها حاکی از آن بود که افزودن نانوسیلیس میتواند بر خواص مکانیکی بتن خود متراکم تأثیرگذار باشد و همچنین دوام بتن را در برابر عامل مخرب سولفاتی افزایش دهد. آنها نشان دادند که نانوسیلیس تخلخل در سیمان هیدراته را به وسیله ی پرکردن فضاهای خالی بین ذرات به حداقل رسانده و نفوذپذیری را تا حد زیادی کاهش می دهد. آوریده [۷] به بررسی نفوذپذیری بتن با افزودنی پودر سنگ آهک در برابر یون کلر پرداخت و نشان داد افزودن ۱۵٪ پودر سنگ آهک تأثیر مطلوبی بر کاهش نفوذ یون کلرید و میزان جذب آب و عمق نفوذ آب دارد. صفایی [۸] به تأثیر الیاف پلی پروپیلن و سیلیکات سدیم بر نفوذپذیری و مقاومت تک محوری بتن پلاستیک پرداخت. در این تحقیق نشان داده شد که الیاف پلی پروپیلن و سیلیکات سدیم باعث افزایش مقاومت تک محوری و کاهش نفوذپذیری می شود. تحقیق مشابهی در خصوص تأثیر الیاف پلی پروپیلن توسط شیخ رشی [۹] انجام شد و نتایج مشابهی در خصوص تأثیر بر خواص دوام و

مقاومتی بتن حاصل گردید. مردان [۱۰] به تاثیر نانوسیلیس بر استحکام فشاری و نفوذپذیری و دوام بتن پرداخت و بیان کرد که تولید بتن با استفاده از میکروسیلیکا و نانوسیلیکا به عنوان جایگزین جزئی از سیمان امکان پذیر است و باعث بهبود خواص دوام و مقاومت فشاری آن می شود. در تحقیق دیگری موسوی و قره داغی [۱۱] به بررسی اثر نانوتیوب کربنی و ابروژل سیلیس بر مقاومت فشاری، دوام و انتقال حرارت بتن پرداختند و نتیجه گرفتند که ترکیبی از دو ماده نانوتیوب کربنی و ابروژل سیلیکا علاوه بر بهبود شرایط مقاومت و دوام، باعث کاهش ضریب انتقال حرارت در بتن می گردد. بهفرنیا و رستمی گله دار [۱۲] تاثیر نسبت محلول قلیایی به سرباره بر نفوذپذیری بتن قلیا فعال سرباره ای را مورد بررسی قرار دادند. آنان نشان دادند که نسبت های محلول قلیایی به سرباره برابر با ۰/۴۵ و ۰/۵ برای تولید بتن قلیا فعال سرباره ای از لحاظ دوام و نفوذپذیری مقادیر بهینه می باشند. قربانی و همکاران [۱۳] در تحقیق خود به بررسی مقاومت فشاری و نفوذپذیری در بتن های خود تراکم با و بدون رنگ پلی اورتان پرداختند و نشان دادند با افزایش این نانو مواد، مقاومت فشاری افزایش و نفوذپذیری کاهش می یابد.

کنسانتره آهن یکی از محصولات ثانویه تولید شده از سنگ آهن است و هدف از تولید آن پرعیارسازی سنگ آهن کم عیار و بی کیفیت است تا از این طریق سنگ آهن های باطله و بلا استفاده را مجدداً به چرخه تولید بازگردانند. کنسانتره به پودری اطلاق می شود که از سنگ آهن استحصال شده و کاملاً سیاه و در صنایع مختلف مرتبط با ذوب آهن بکار برده می شود و برای تولید انواع گندله آهن، آهن اسفنجی و یا سایر محصولات فلزی بکار می رود. کنسانتره آهن با بافتی ریز مشابه بافت بنتونیت و با پایه طبیعی قادر است منافذ ریز بتن را پر کرده و به دلیل عدم چسبندگی زیاد از لخته شدن سیمان در بتن جلوگیری کند و به صورت یکنواخت همراه با سیمان در سراسر بتن پخش شود. در نتیجه انتظار می رود میزان نفوذ پذیری بتن را به مقدار بسیار زیادی کاهش دهد.

بررسی تحقیقات پیشین نشان می دهد که تاکنون تحقیقی در رابطه به تاثیر کنسانتره آهن صورت نگرفته لذا بررسی تاثیر آن بر میزان نفوذ پذیری و مقاومت فشاری بتن بسیار حائز اهمیت می باشد. از طرفی در پژوهش هایی که هدف آنها تولید بتن آب بند بوده معمولاً از بتن پلاستیک استفاده شده است که دارای مقاومت فشاری چندانی نمی باشد. لذا استفاده از بتنی که علاوه بر مقاومت فشاری کافی دارای ضریب نفوذ پذیری کمی باشد در پروژه هایی آبی بسیار ضروری می باشد.

در این تحقیق، برای بررسی میزان تاثیر کنسانتره آهن به عنوان فیلر بر ضریب نفوذپذیری و مقاومت فشاری یکسری مطالعه آزمایشگاهی انجام شده است. مجموعاً تعداد ۱۴۰ نمونه مکعبی با ۷ طرح اختلاط متفاوت و درصد های متفاوت کنسانتره مورد آزمایش و بررسی قرار گرفت. در انتها تاثیر درصد های متفاوت کنسانتره بر میزان نفوذپذیری و مقاومت فشاری بصورت نمودار ارائه شده تا میزان بهینه مصرف کنسانتره بدست آید.

۲- مطالعات آزمایشگاهی

۲-۱- معرفی مصالح مصرفی و طرح اختلاط بتن

در این تحقیق ۷ نوع طرح اختلاط مورد بررسی و مقایسه قرار گرفت که در تمامی طرح اختلاط ها مقدار کنسانتره تغییر پیدا کرده است. همچنین تغییر درصد استفاده از کنسانتره آهن بر ضریب نفوذپذیری و مقاومت فشاری بتن ۷، ۲۸ و ۹۰ روزه مورد بررسی قرار گرفت. در شکل ۱ نمونه ای از کنسانتره آهن و دیپوی آن در کارخانه تولید کنسانتره آهن نشان داده شده است.

جهت طرح اختلاط بتن از سیمان تیپ ۲ کرمان، آب آشامیدنی شهر سیرجان، شن و ماسه شهر ریزاب قطرویه و کنسانتره آهن تولید شده در شرکت سنگ آهن گهر زمین سیرجان استفاده شده است. طرح اختلاط مورد استفاده در جدول ۱ نشان داده شده است. در کلیه طرح های اختلاط، مقدار سیمان ثابت و برابر 400 Kg/m^3 و همچنین نسبت آب به سیمان برابر با ۰/۴۲ برای حصول مقاومت فشاری C25 در نظر گرفته شده است. کنسانتره آهن همان

طور که در جدول ۲ نشان داده شده است. با توجه به بافت بسیار ریز و خواص خمیری آن که فاقد PI می باشد به عنوان فیلر با درصدهای مختلف به بتن افزوده شد. آزمایشات فوق در محل آزمایشگاه خاک و بتن پروژه خط ۳ کنسانتره گهرزمین انجام گرفت.



شکل ۱- کنسانتره آهن: الف) نمونه کنسانتره آهن ب) دپو کنسانتره آهن در کارخانه

جدول ۱- طرح اختلاط مورد استفاده در این تحقیق

نمونه	کنسانتره	جذب آب	آب	کنسانتره آهن	سیمان	ماسه شسته	شن بادی	شن نخودی
	(%)	(Lit)	(Lit)	(Kg)	(Kg/m ³)	(Kg)	(Kg)	(Kg)
C0	۰	۳۰.۱۶	۱۶۸	۰/۰۰	۴۰۰	۹۹۰	۳۸۸	۳۸۸
C5	۵	۳۰.۶۸	۱۶۸	۲۰	۴۰۰	۹۹۰	۳۸۸	۳۸۸
C10	۱۰	۳۱.۲	۱۶۸	۴۰	۴۰۰	۹۹۰	۳۸۸	۳۸۸
C15	۱۵	۳۱.۷۲	۱۶۸	۶۰	۴۰۰	۹۹۰	۳۸۸	۳۸۸
C20	۲۰	۳۲.۲۴	۱۶۸	۸۰	۴۰۰	۹۹۰	۳۸۸	۳۸۸
C25	۲۵	۳۲.۷۶	۱۶۸	۱۰۰	۴۰۰	۹۹۰	۳۸۸	۳۸۸
C30	۳۰	۳۳.۲۸	۱۶۸	۱۲۰	۴۰۰	۹۹۰	۳۸۸	۳۸۸

جدول ۲- مشخصات توزیع دانه بندی کنسانتره تولیدی شرکت گهرزمین سیرجان

مشخصات دانه بندی (mic)	درصد وزنی تجمعی عبوری از سرنده ((%) passing)	درصد وزنی مواد باقی مانده روی سرنده ((%) .Wt)	سایز دهانه سرنده (Screen) (Size(mic))
d₉₇=182	۵۸.۹۸	۴۲.۱	۲۱۲
	۲۸.۹۵	۲۹.۳	۱۵۰
	۱۰.۸۸	۱۹.۷	۱۰۶
d₈₀=81	۹۸.۷۷	۱۲.۱	۷۵
	۵۴.۷۱	۴۵.۶	۶۳
	۳۸.۶۵	۱۶.۶	۵۳
	۹۵.۵۸	۴۳.۶	۴۵
d₅₀=35	۶۸.۵۲	۲۷.۶	۳۸
	۷۹.۴۱	۸۹.۱	۲۵
	۰	۷۹.۴۱	-۲۵

با توجه به اینکه در هر آزمایش احتمال خطا وجود دارد بنابراین تعداد نمونه های مکعبی ساخته شده در هر طرح اختلاط برابر با ۱۰ عدد می باشد. تعداد ۳ عدد از این نمونه ها برای بررسی میزان نفوذپذیری و تعداد ۷ نمونه باقی مانده ارزیابی مقاومت فشاری مورد استفاده قرار گرفته است. به این ترتیب که برای تعیین مقاومت فشاری نمونه های ۷ و ۲۸ روزه، از میانگین نتایج سه نمونه و برای نمونه ۹۰ روزه، تنها از نتایج یک نمونه استفاده شده است. در این تحقیق تعداد آزمایشهای انجام شده بر روی نمونه ها ۱۴۰ عدد بوده که تعداد ۹۸ عدد برای آزمایش مقاومت فشاری (جدول ۳) و ۴۲ عدد جهت بررسی نفوذپذیری می باشد. شکل ۳ مراحل نمونه گیری و نمونه های مکعبی نهایی را نشان می دهد. لازم به توضیح است که جهت بررسی میزان نفوذ پذیری از نمونه های ۹۰ روزه استفاده شده است.



شکل ۲- (a) نمونه گیری بتن ؛ (b) نمونه ها مکعبی در پایان نمونه گیری

۲-۲- آزمایش تعیین ضریب نفوذپذیری

روش کار جهت بررسی تاثیر کنسانتره آهن بر نفوذپذیری بتن، آزمایش بار افتان طبق استاندارد BS1377 و بدست آوردن ضریب نفوذپذیری می باشد که رابطه مستقیم با مقدار نفوذپذیری دارد. روش آزمایش بدین گونه است که نمونه ها را در حوضچه بتن جهت حفاظت و عمل آوری به مدت نود روز کاملاً غرق آب کرده تا نمونه به صورت کامل عمل آوری و اشباع گردد. سپس نمونه را داخل قالب دستگاه بار افتان گذاشته و بوسیله قیر آب بند کرده و بعد از شش ساعت قیر کاملاً سرد و جامد شده سپس قالب دستگاه در جای خود قرار داده و سپس با قیر منافذ آن را بسته تا هیچ گونه روزه ای برای فرار آب وجود نداشته باشد. سپس شیر آب را باز کرده و با استفاده از شیر هواگیری دستگاه کاملاً هواگیری می شود. در مرحله بعد نمونه را حدود هفت روز تحت گرادیان هیدرولیکی قرار داده و میزان تغییرات لوله پیزومتری را مورد بررسی قرار داده تا از اشباع بودن نمونه کاملاً مطمئن شده و از هر گونه خطایی جلوگیری شود (شکل ۳). سطح آب را درون لوله پیزومتر اندازه گیری کرده و ثبت می گردد، این بازه زمانی حدود سه هفته است. سپس با توجه به داده های بدست آمده و فرمول بار افتان ضریب نفوذ پذیری بدست می آید.



شکل ۳- (الف) نمای داخل دستگاه تست نفوذپذیری (ب) نمونه در حال آزمایش

فرمول بار افتان برای بدست آوردن ضریب نفوذپذیری به صورت رابطه (۱) است:

$$K = \frac{a \times l \times \ln\left(\frac{H_1}{H_2}\right)}{A \times (T_2 - T_1)} \quad (1)$$

که در آن K (m/s) = ضریب نفوذپذیری؛ a (cm²) = سطح مقطع لوله پیزومتر؛ A (cm²) = سطح مقطع نمونه؛ l (m) = طول نمونه؛ T_1 (s) و T_2 (s) = به ترتیب زمان قرائت اول و دوم؛ H_1 (cm) و H_2 (cm) = اختلاف سطح آب مخزن خروجی و لوله پیزومتر به ترتیب در زمان T_1 و T_2 .

در این تحقیق برای بیان میزان کاهش مقاومت فشاری از دو پارامتر درصد کاهش مقاومت نسبت به نمونه اولیه (R_f) و درصد نرخ کاهشی (N) از روابط زیر استفاده شده است:

$$R_f = \frac{Fc_n - Fc_f}{Fc_f} \times 100 \quad (2)$$

$$N = \frac{Fc_{n-1} - Fc_n}{Fc_n} \times 100 \quad (3)$$

در این روابط Fc_f = مقاومت فشاری نمونه اولیه (بدون کنسانتره)؛ Fc_n = مقاومت فشاری نمونه مورد بررسی؛ Fc_{n-1} = مقاومت فشاری نمونه قبل.

۳-۲- آزمایش تعیین مقاومت فشاری

در این تحقیق آزمایش های مقاومت فشاری جهت کنترل میزان تغییرات مقاوت فشاری قبل و بعد از افزودن کنسانتره به بتن انجام شده است. بدین صورت که پس از گذشت زمانهای عمل آوری ذکر شده (۷ و ۲۸ و ۹۰ روزه) بتن ها از آب بیرون آورده و در حالت اشباع سطح خشک درآمدند. سپس نمونه ها جهت تعیین وزن مخصوص وزن شده و در نهایت زیر جک بتن شکن جهت تعیین مقاومت فشاری قرار گرفتند.

۳- تجزیه و تحلیل نتایج

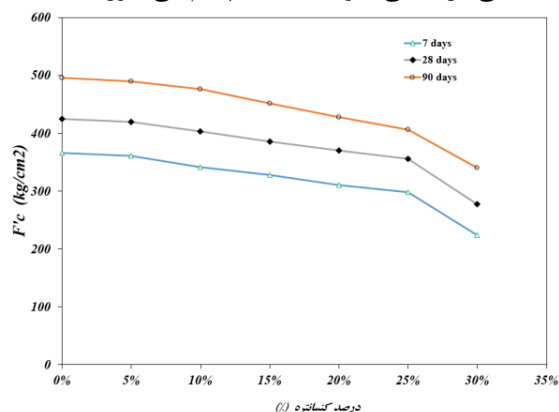
۳-۱- بررسی تاثیر افزودن کنسانتره آهن بر مقاومت فشاری بتن

در این قسمت به بررسی تاثیر کنسانتره آهن بر مقاومت فشاری بتن پرداخته شده است. همانطور که قبلاً ذکر شد، کنسانتره آهن با درصدهای متفاوت برابر با ۰، ۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰، ۲۵ و ۳۰ درصد وزنی سیمان مورد استفاده قرار گرفته است. جهت آزمایش مقاومت فشاری، برای هر طرح اختلاط هفت نمونه مکعبی ساخته شده و جهت به حداقل رساندن خطای احتمالی، تعداد نمونه گیری ها متفاوتی در هر مرحله انجام شد که نتایج آنها در جدول ۳ نشان داده شده است. همانگونه که در این جدول نشان داده شده است، برای تعیین مقاومت فشاری ۷ و ۲۸ روزه، هر مرحله شامل میانگین نتایج سه آزمون ($3 \times 7 = 21$) و جهت تعیین مقاومت فشاری ۹۰ روزه، هر مرحله شامل یک آزمون ($1 \times 90 = 90$) می باشد. بطور کلی مجموع آزمایشهای مقاومت فشاری برابر با ۹۸ عدد بوده است.

جدول ۳- مقاومت فشاری نمونه ها و میانگین آنها

نمونه	آزمایش	درصد کنسانتره آهن						
		۰٪	۵٪	۱۰٪	۱۵٪	۲۰٪	۲۵٪	۳۰٪
۷ روزه	مرحله اول (میانگین ۳ آزمون)	369	362	339	332	310	302	228
	مرحله دوم (میانگین ۳ آزمون)	363	360	344	324	312	294	220
	میانگین مرحله اول و دوم	366	361	341.5	328	311	298	224
۲۸ روزه	مرحله اول (میانگین ۳ آزمون)	426	424	400	380	374	359	288
	مرحله دوم (میانگین ۳ آزمون)	424	416	407	392	366	352	267
	میانگین مرحله اول و دوم	425	420	403.5	386	370	355.5	277.5
۹۰ روزه	مرحله اول (یک آزمون)	499	490	472	453	433	401	345
	مرحله دوم (یک آزمون)	492	490	480	450	422	411	335
	میانگین مرحله اول و دوم	495.5	490	476	451.5	427.5	406	340

در شکل ۴ مقایسه میانگین مقاومت فشاری ۷ و ۲۸ و ۹۰ روزه نمونه بتن با وجود درصد های کنسانتره متفاوت نشان داده شده است. همانگونه که ملاحظه می شود با افزایش درصد کنسانتره آهن، مقاومت فشاری میانگین با یک روند نزولی کاهش می یابد. این روند کاهشی در تمامی نمونه های به چشم می خورد.

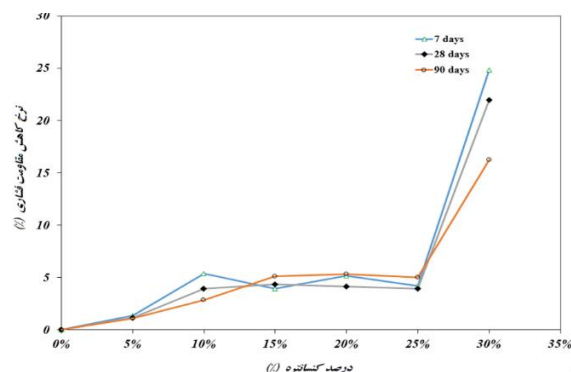


شکل ۴: مقایسه میانگین مقاومت فشاری بتن بر حسب درصدهای متفاوت کنسانتره

در جدول ۴ و شکل ۵ میزان نرخ کاهشی مقاومت فشاری با تغییر مقدار کنسانتره آهن نشان داده شده است. با افزایش میزان کنسانتره نرخ کاهش مقاومت فشاری، افزایش می یابد. نتایج نشان بیانگر آن است که نرخ کاهشی مقاومت فشاری برای ۱۰ الی ۲۵ درصد کنسانتره تقریباً برابر با ۵ درصد می باشد. این در حالی است که میزان نرخ کاهشی برای مقدار ۳۰٪ کنسانتره از مقادیر ماقبل آن بسیار بیشتر می باشد. بطور مثال برای مقاومت فشاری ۹۰ روزه، با افزایش میزان کنسانتره از ۲۰ به ۲۵ درصد، مقاومت فشاری به ترتیب از $427/5 \text{ kg/cm}^2$ به 406 kg/cm^2 و از ۲۵ به ۳۰ درصد مقاومت فشاری به ترتیب از 406 kg/cm^2 به 340 kg/cm^2 رسیده که حاکی از میزان افتی برابر با 66 kg/cm^2 می باشد.

جدول ۴: میانگین و درصد نرخ کاهش مقاومت فشاری

نرخ درصد کاهش	میانگین مقاومت	نرخ درصد کاهش	میانگین	نرخ درصد کاهش	میانگین	درصد	نمونه
مقاومت فشاری	فشاری ۹۰ روزه	مقاومت فشاری	مقاومت فشاری	مقاومت فشاری	مقاومت فشاری	کنسانتره (%)	
نمونه ۹۰ روزه (%)	(kg/cm²)	نمونه ۲۸ روزه	نمونه ۷ روزه (%)	(kg/cm²)	(kg/cm²)		
0	495.5	0	425	0	366	0	C0
1.11	490	1.18	420	1.37	361	5	C5
2.86	476	3.93	403.5	5.40	341.5	10	C10
5.15	451.5	4.34	386	3.95	328	15	C15
5.32	427.5	4.15	370	5.18	311	20	C20
5.03	406	3.92	355.5	4.18	298	25	C25
16.26	340	21.94	277.5	24.83	224	30	C30

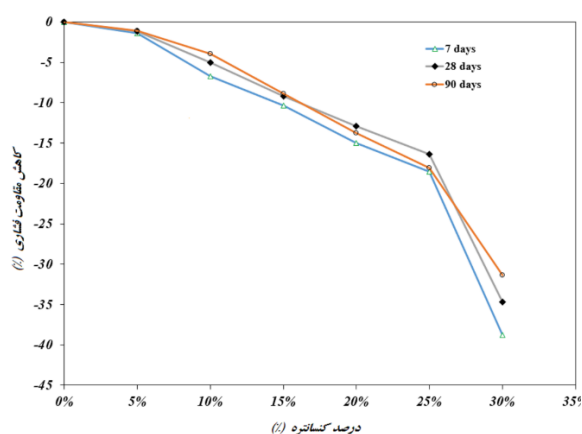


شکل ۵: نرخ تغییرات مقاومت فشاری بر حسب درصد کنسانتره

در جدول ۵ و شکل ۶، میانگین درصد کاهش مقاومت فشاری برای نمونه های ۷ و ۲۸ و ۹۰ روزه بر حسب درصد های متفاوت کنسانتره ارائه شده است. نتایج نشان می دهند که با افزودن ۵٪ کنسانتره به بتن، میزان مقاومت فشاری به مقدار کمی یعنی حدود ۱٪ کاهش می یابد. این در حالی است که با افزایش بیشتر کنسانتره، مقاومت فشاری به شدت کاهش می یابد و در بازه بین ۲۵ الی ۳۰ درصد، این کاهش به مقدار حداکثر خود خواهد رسید. بطور مثال در بتن با مقاومت ۹۰ روزه، با افزایش ۵٪ کنسانتره مقدار مقاومت فشاری ۱/۱۱ درصد کاهش مییابد (کاهش از $495/5 \text{ kg/cm}^2$ به مقدار 490 kg/cm^2 ، جدول ۴)، در حالیکه با افزایش مقدار کنسانتره به ۳۰٪ مقاومت فشاری از $495/5 \text{ kg/cm}^2$ به 340 kg/cm^2 می رسد و عبارت دیگر مقاومت فشاری به میزان ۳۱/۳۸٪ کاهش می یابد.

جدول ۵: درصد کاهش مقاومت فشاری بتن بر حسب درصدهای مختلف کنسانتره

درصد کنسانتره	0%	5%	10%	15%	20%	25%	30%
درصد کاهش میانگین مقاومت فشاری ۷ روزه نسبت به نمونه فاقد کنسانتره	0	-1.37	-6.69	-10.38	-15.03	-18.58	-38.8
درصد کاهش میانگین مقاومت فشاری ۲۸ روزه نسبت به نمونه فاقد کنسانتره	0	-1.18	-5.06	-9.18	-12.94	-16.35	-34.71
درصد کاهش میانگین مقاومت فشاری ۹۰ روزه نسبت به نمونه فاقد کنسانتره	0	-1.11	-3.94	-8.88	-13.72	-18.06	-31.38



شکل ۶: کاهش مقاومت فشاری بتن بر حسب مقادیر متفاوت کنسانتره

۳-۲- بررسی تاثیر کنسانتره آهن بر ضریب نفوذپذیری بتن

همانطور که ذکر شد یکی از اهداف این تحقیق بررسی تاثیر کنسانتره بر نفوذپذیری بتن می باشد. جهت ارزیابی نفوذپذیری از بتن ۹۰ روزه استفاده شده و برای مقادیر مختلف کنسانتره دو مرحله (مرحله اول و دوم) آزمایش صورت گرفته است. لازم به توضیح است که در هر مرحله، سه نمونه مختلف تحت آزمایش قرار گرفته و میانگین آنها در جدول ۶ ارائه شده است. جزییات پارامترهای این جدول در رابطه (۱) توضیح داده شده است.

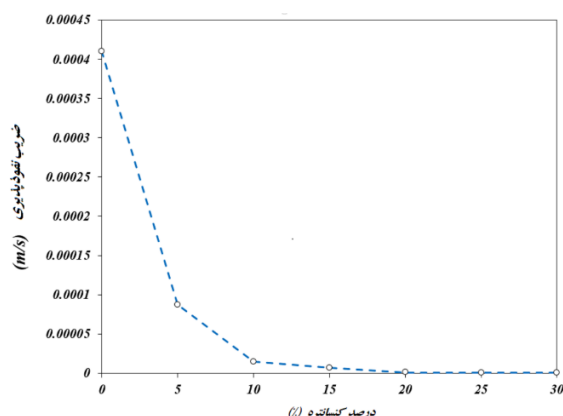
جدول ۶: نتایج اولیه آزمایشهای مربوط به ضریب نفوذپذیری بتن

درصد کنسانتره	مرحله آزمایش	H1 (cm)	H2 (cm)	A (cm ²)	A (cm ²)	L (m)	T1 (s)	T2 (s)
0	مرحله اول (میانگین ۳ آزمون)	2090	40	0.785	225	0.15	0	5.10
	مرحله دوم (میانگین ۳ آزمون)	2090	40	0.785	225	0.15	0	5.00
5%	مرحله اول (میانگین ۳ آزمون)	2090	40	0.785	225	0.15	0	24.36
	مرحله دوم (میانگین ۳ آزمون)	2090	40	0.785	225	0.15	0	23.21
10%	مرحله اول (میانگین ۳ آزمون)	2040	40	0.785	225	0.15	0	205.76
	مرحله دوم (میانگین ۳ آزمون)	2040	40	0.785	225	0.15	0	107.73
15%	مرحله اول (میانگین ۳ آزمون)	2040	40	0.785	225	0.15	0	290.21
	مرحله دوم (میانگین ۳ آزمون)	2040	40	0.785	225	0.15	0	285.79
20%	مرحله اول (میانگین ۳ آزمون)	2040	40	0.785	225	0.15	0	1887.76
	مرحله دوم (میانگین ۳ آزمون)	2040	40	0.785	225	0.15	0	1853.74
25%	مرحله اول (میانگین ۳ آزمون)	2040	40	0.785	225	0.15	0	2506.28
	مرحله دوم (میانگین ۳ آزمون)	2040	40	0.785	225	0.15	0	2552.92
30%	مرحله اول (میانگین ۳ آزمون)	2040	40	0.785	225	0.15	0	3990.02
	مرحله دوم (میانگین ۳ آزمون)	2040	40	0.785	225	0.15	0	3987.45

در جدول ۷ میزان ضریب نفوذ پذیری هر نمونه، میانگین آنها و همچنین درصد کاهش نفوذپذیری به ازای مقادیر مختلف کنسانتره ارائه شده است. نتایج بیانگر آن است که با افزودن کنسانتره آهن ضریب نفوذپذیری به شدت کاهش می یابد. در شکل ۷ میزان ضریب نفوذ پذیری بر حسب درصدهای مختلف کنسانتره ارائه شده است. همانگونه که در این شکل نشان داده شده است با افزایش ۵٪ و ۱۰٪ کنسانتره، میزان ضریب نفوذپذیری به شدت کاهش می یابد؛ اما، پس از آن با افزایش درصد کنسانتره، میزان تغییرات ضریب نفوذپذیری ناچیز می باشد.

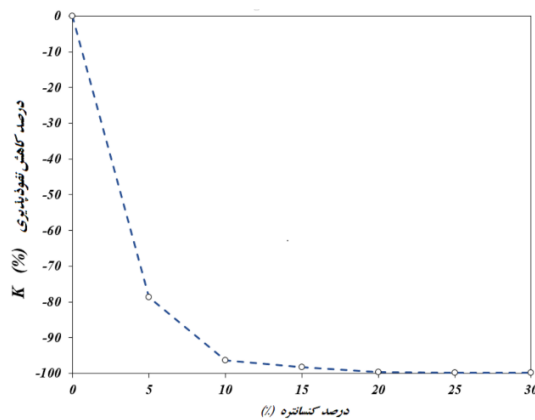
جدول ۷: میانگین و درصد کاهش ضریب نفوذپذیری

درصد کاهش ضریب نفوذپذیری میانگین (%)	میانگین ضریب نفوذپذیری (m/s)	ضریب نفوذپذیری مرحله دوم (m/s)	ضریب نفوذپذیری مرحله اول (m/s)	درصد کنسانتره (%)
0	4.10E-04	4.14E-04	4.06E-04	0
-78.76	8.71E-05	8.92E-05	8.50E-05	5
-96.44	1.46E-05	1.91E-05	1.00E-05	10
-98.26	7.15E-06	7.20E-06	7.09E-06	15
-99.73	1.10E-06	1.11E-06	1.09E-06	20
-99.8	8.14E-07	8.06E-07	8.21E-07	25
-99.87	5.15E-07	5.15E-07	5.15E-07	30



شکل ۷: میانگین ضریب نفوذپذیری بتن برحسب درصدهای مختلف کنسانتره آهن

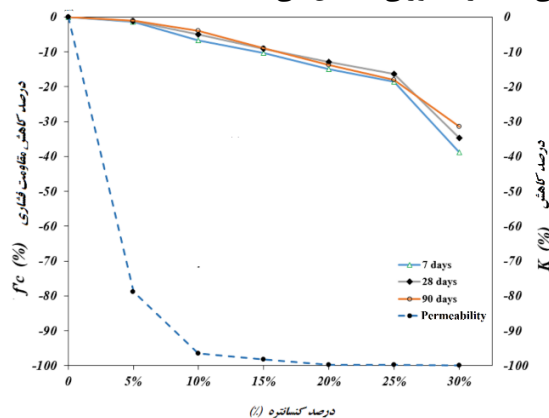
شکل ۸ درصد کاهش ضریب نفوذپذیری بتن بازاء مقادیر مختلف کنسانتره آهن را نشان می دهد. نتایج نشان می دهد که میزان کاهش نفوذپذیری به ازاء ۵ درصد کنسانتره آهن برابر با ۷۶/۷۸٪ می باشد. این در حالی است که با افزایش کنسانتره از ۵ به ۱۰ و ۱۵ درصد، میزان کاهش ضریب نفوذ پذیری به ترتیب برابر با ۴۴/۹۶٪ و ۲۶/۹۸٪ خواهد بود. نتایج نشان میدهد که با افزایش میزان کنسانتره به ۲۰٪ میزان نفوذ پذیری ۹۹/۷۳٪ کاهش خواهد یافت و با افزایش بیشتر کنسانتره آهن تغییر محسوسی در میزان کاهش نفوذپذیری بوجود نخواهد آمد. همانگونه که این شکل نشان داده شده است، بیشترین شیب کاهش نفوذ پذیری به ترتیب مربوط به ۵٪ و ۱۰٪ کنسانتره آهن می باشد و پس از آن شیب نمودار تقریباً افقی بوده که بیانگر عدم تغییر محسوس نفوذ پذیری می باشد.



شکل ۸: درصد کاهش ضریب نفوذپذیری بتن بر حسب میزان کسانتره

۳-۳- ارزیابی تاثیر همزمان مقاومت فشاری بتن و ضریب نفوذپذیری بتن

شکل ۹ مقایسه ای بین درصد کاهش مقاومت فشاری و ضریب نفوذپذیری بر حسب مقادیر مختلف کسانتره را نشان می دهد. نتایج نشان می دهد که با افزایش کسانتره، درصد کاهش نفوذپذیری بسیار بیشتر از کاهش مقاومت فشاری بتن می باشد. بطور مثال برای بتن ۹۰ روزه، مقدار کاهش نفوذپذیری و مقاومت فشاری با افزودن ۵٪ کسانتره به ترتیب برابر با ۷۸/۷۶ و ۱/۱۱ درصد می باشد. این در حالی است که مقادیر ذکر شده برای ۱۰٪ کسانتره به ترتیب برابر با ۹۶/۴۴ و ۳/۹۴ درصد و برای ۱۵٪ کسانتره ۹۸/۲۶ و ۸/۸۸ درصد می باشد. همانطور که در شکل ۹ نشان داده شده است با افزایش میزان کسانتره بیش از ۱۵٪ میزان نفوذ پذیری کاهش چندانی نخواهد داشت اما مقدار مقاومت فشاری به شدت کاهش می یابد. بنابراین می توان نتیجه گرفت جهت کاهش میزان نفوذ پذیری، بهینه ترین میزان مصرف کسانتره آهن بین ۵ الی ۱۵ درصد وزنی سیمان می باشد.

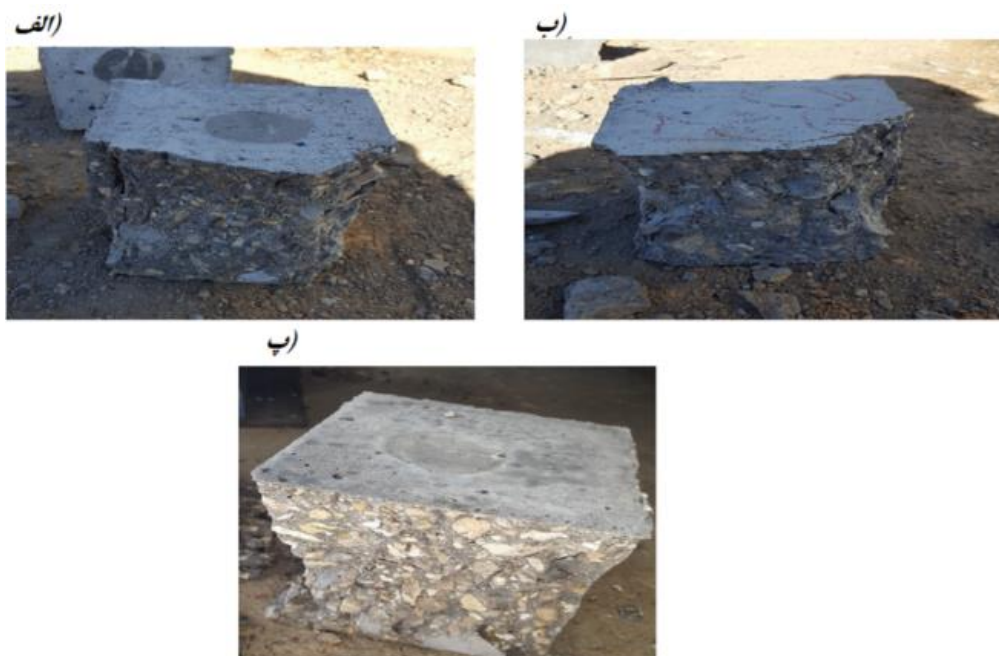


شکل ۹: مقایسه درصد کاهش ضریب نفوذپذیری و مقاومت فشاری بتن بر حسب مقادیر مختلف کسانتره

۳-۴- اثر افزودن کسانتره آهن بر نحوه شکست نمونه ها

افزودن کسانتره آهن به بتن با توجه به حالات و خواص خمیری کسانتره باعث می شود که هنگام اختلاط با سیمان به خوبی و به طور یکنواخت مخلوط گردد. بعبارت دیگر کسانتره به همراه خمیر سیمان در بین سنگدانه های بتن قرار گرفته و باعث نرمی و خمیری شدن بتن می شود که این موضوع در زمان پرداخت بتن بسیار حائز اهمیت است. پس از تهیه نمونه های آزمایشگاهی و عمل آوری آنها و انجام آزمایش مقاومت فشاری نمونه ها از لحاظ نحوه شکست

مورد بررسی قرار گرفتند. همان طور که در شکل های ۱۰ قابل مشاهده است، تفاوت خاصی در نحوه و چگونگی شکست نمونه ها با درصدهای مختلف کنسانتره وجود ندارد. این موضوع به دلیل آن است که کنسانتره آهن به صورت یکنواخت در مخلوط بتن پخش گردیده و به عنوان فیلر با پر کردن خلل و فرج ریز بتن، همچون یک بتن معمولی با کسب مقاومت مشخصه طرح شکست طبیعی و نرمال داشته است. با توجه به دانه بندی ارائه شده از کنسانتره آهن در جدول ۱ که نشان دهنده بافت بسیار ریز کنسانتره آهن می باشد خود گواهی بر این کاهش نفوذپذیری بسیار عالی بتن است، با این نگاه که استفاده بیش از حد از فیلر به دلیل کاهش چسبندگی سیمان باعث تشدید کاهش مقاومت بتن می شود.



شکل ۱۰: نحوه شکست نمونه بتن با (الف) صفر درصد کنسانتره آهن؛ (ب) ۱۰ درصد کنسانتره آهن؛ (پ) ۲۰ درصد کنسانتره آهن

۴- نتیجه گیری

عموما در پروژه های آبی استفاده از بتنی که علاوه بر مقاومت فشاری کافی دارای ضریب نفوذ پذیری کمی باشد بسیار ضروری می باشد. استفاده از پرایمرها و پوشش های آب بند معمولا دارای هزینه های بالایی هستند، بنابراین استفاده از موادی که هزینه آنها پایین بوده و به راحتی در دسترس باشد دارای اهمیت می باشد. نوآوری این پژوهش استفاده از کنسانتره در بتن معمولی بوده که به علت بافت بسیار ریز قادر است منافذ درون بتن را پر کند و میزان نفوذ پذیری را کاهش دهد. برای بررسی میزان تاثیر کنسانتره آهن بر ضریب نفوذپذیری و مقاومت فشاری، یکسری مطالعه آزمایشگاهی با استفاده از ۱۴۰ نمونه مکعبی با ۷ طرح اختلاط متفاوت انجام شد. آزمایشهای مقاومت فشاری بر روی بتن در سنین ۷، ۲۸ و ۹۰ روزه با مقادیر متفاوت کنسانتره برابر با ۰، ۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰، ۲۵ و ۳۰ درصد وزنی سیمان انجام شد. نتایج بدست آمده نشان داد که افزودن کنسانتره آهن به عنوان فیلر تاثیر بسزایی در کاهش نفوذ پذیری بتن دارد. این نتایج نشان می دهد که با اِزاء ۵٪ و ۱۰٪ کنسانتره، میزان ضریب نفوذپذیری به ترتیب ۷۸/۷۶٪ و ۴۴٪/۹۶ کاهش می یابد. بیشترین شیب کاهش نفوذ پذیری مربوط به مقادیر ذکر شده می باشد و پس از آن با افزایش میزان کنسانتره بیش از ۱۵٪، شیب نمودار تقریبا افقی بوده که بیانگر عدم کاهش محسوس نفوذ پذیری بتن می باشد. لازم به توضیح است که با افزودن ۵٪ کنسانتره به بتن، میزان مقاومت فشاری به مقدار کمی یعنی حدود

۱٪ کاهش می یابد. این در حالی است که با افزایش کنسانتره، مقاومت فشاری به شدت کاهش یافته و در بازه بین ۲۵ الی ۳۰ درصد، این کاهش به مقدار حداکثر خود خواهد رسید. مقایسه همزمان نمودارهای مقاومت فشاری و نفوذپذیری نشان داد که بهینه ترین میزان مصرف کنسانتره آهن بین ۵ الی ۱۵ درصد وزنی سیمان می باشد، در این شرایط برای بتن ۹۰ روزه علاوه بر کاهش مناسب نفوذپذیری، میزان کاهش مقاومت فشاری ناچیز (۱/۱۱ الی ۸/۸۸ درصد) خواهد بود. نتایج بدست آمده از آزمایشهای شکست نشان داد که درصد کنسانتره تأثیری بر نحوه و چگونگی شکست بتن نداشته و شکست نمونه ها مشابه با بتن طبیعی و نرمال می باشد.

تشکر و قدردانی

در انتها نویسندگان این مقاله بر خود لازم می دانند از دانشگاه آزاد اسلامی واحد استهبان به خاطر حمایت های این واحد تشکر و قدردانی نمایند.

مراجع

- [1]-Hasani, A. and Azadi, A. 2005. laboratory study of permeability and compressive strength of roller compacted concrete mixes with silica fume. *modares technical and engineering (In presian)*.
- [2] Bagheri, A.R., Alibabae M. and Babaie. 2006. Resuction in permeability of plastic concrete for cut-off walls through utilization of silica fume. *Amirkabir Journal*. P35-44(In presian).
- [3] Shirgir, B., Hhasany, Aa. & Alizadeh goodarzi, H. 2011. The Influence of Aggregate Gradation on the Permeability and Mechanical Properties of Porous Concrete. *Modares Civil Engineering journal*, 11, (In presian).
- [4] Kkhoshraves, A., Bahadori, H. and Manafpour, A. R. 2014. the effect of using sewage sludge ash with and without nano silica particles on properties of self-compacting cement based materials. *water and wastewater*, 25 (In presian).
- [5] Azami. S. 2015. Plastic concrete cut-off walls in earthen dams. From the perspective of clay mineral resources in arid areas, Master thesis, Sirjan university, Iran(In presian).
- [6] Mohammadi, Y. and Ezzati, S. 2016. Effect of Nanosilica on The permeability of Self Compacting Concrete in Sulfate Environment. *Concrete Research*, 8, 47-60(In presian).
- [7] Avarideh, S. and Hosseini, S. 2016. Investigation of concrete permeability with the addition of limestone powder against chlorine ion, National conference of practical researches in modern horizons of civil engineering and architectural, Bushar, Iran (In presian).
- [8] Safei, M. 2016. Experimental study of the effect of polypropylene and sodium silicate fibers on the permeability and uniaxial strength of plastic concrete for use in dam cut-off walls. 2016. Master thesis, Estahban University (In presian).
- [9] Sheiykh rashi, R. Effect of polypropylene fibers on mechanical properties, permeability, strength and thermal resistance of concrete, 2016. 2nd international conference on new research achievements in civil engineering, architecture & urban management. Tehran. Iran (In presian).
- [10] Mardan, P. and Fakher ghaleh jough M. 2016. Investigation of the effect of nanosilica on compressive strength, permeability and durability of concrete. 2nd international conference on civil engineering, architecture & crisis management. Alameh majlesi university, Tehran, Iran(In presian).
- [11] Mousavi, S. and Gharedaghi, F. 2019. Effect of Carbon Nanotube and Silica Aerogel on Compressive Strength, Durability and Thermal Conductivity of Concrete. *Concrete Research*, 12, 71-79 (In presian).
- [12] Behfarnia, K. and Rostami Galehdar, M. 2018. The Effect of Alkaline Solution-to-Slag Ratio on Permeability of Alkali Activated Slag Concrete. *journal of civil engineering (journal of school of engineering)*, 31(In presian).
- [13] Ghorbani, A., Ghorbani, A. & Shokati, F. 2019 Investigation of compressive strength and permeability in self-compacting concrete with and without polyurethane paint. *Civil and Project Journal*, 1, 68-79 (In presian).

A study of alkali silica reactivity of some of aggregates used in concrete in the west of Iran (Research Note)

*Ali Dousti**

*Assistant Professor, Faculty member of Road, Housing & Urban Development Research Center, Tehran, Iran
a.dousti@bhrc.ac.ir*

sohrab Veisesh

Assistant Professor, Faculty member of Road, Housing & Urban Development Research Center, Tehran, Iran

Abstract

The aggregates as a prominent part of concrete mixture have significant impact on durability and strength of concrete. One of the most important problems attributed to some part of aggregates in Iran are reported to possibly deleterious alkali silica reaction between the hydroxyl ions (OH⁻) in the pore solution and reactive silica in the aggregate over the time. So, investigation of alkali-silica reaction potential for aggregate in this area is so invaluable because of high consumption of these suspicious materials in the construction of varied hydraulic structures.

In present study, alkali silica reactivity of aggregate in a number of mines in West of Iran including Zanjan, Kermanshah and Kordestan province has been investigated comprehensively. In this regard, in order to evaluate alkali silica reactivity of aggregates, petrography examination of aggregate according to ASTM C295, alkali silica reactivity mortar bar testing according to ASTM C1260 and determination of length change of concrete due to alkali silica reaction according to ASTM C1293 was used. Based on results obtained in present study, it was concluded that alkali silica reactivity was observed at a number of aggregates placed in every three studied province. Furthermore, in order to using of these aggregate at concrete structures exposed to water, preventive action including using low alkali cement or pozzolan could be useful.

Keywords: Concrete durability, Aggregate, Concrete structures, Hydraulic structure, Alkali silica reaction..

مطالعه پتانسیل واکنش زایی قلیایی سیلیسی سنگدانه های تعدادی از معادن شن و ماسه مورد استفاده در بتن در غرب ایران (یادداشت فنی)

دریافت مقاله: ۱۴۰۰-۰۹-۰۱

پذیرش مقاله: ۱۴۰۰-۰۹-۲۸

علی دوستی

استادیار، عضو هیئت علمی مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی
a.dousti@bhrc.ac.ir

سهراب ویسه

استادیار، عضو هیئت علمی مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

چکیده

سنگدانه‌ها به عنوان یکی از اجزاء اصلی بتن، تاثیر بسزایی بر مقاومت و دوام بتن خواهند داشت. یکی از مشکلات مهم سنگدانه‌های برخی نقاط کشور، احتمال واکنش‌زایی قلیایی سیلیسی بین سیلیس سنگدانه‌ها و قلیایی‌های موجود سیمان در آب حفره ای بتن در طول زمان است. به دلیل استفاده این سنگدانه‌ها در ساخت و سازهای مختلف به ویژه سازه‌های هیدرولیکی، ارزیابی دقیق این مصالح از نظر واکنش‌زایی با قلیایی‌های سیمان از اهمیت قابل توجهی برخوردار است.

در پژوهش حاضر، به مطالعه و ارزیابی پتانسیل سنگدانه‌های تعدادی از معادن استان زنجان، کرمانشاه و کردستان پرداخته شده است. در این مطالعه جهت ارزیابی پتانسیل واکنش‌زایی مصالح از آزمون‌های پتروگرافی بر روی سنگدانه مطابق استاندارد ASTM C295، آزمون تسریع شده منشور ملات طبق استاندارد ASTM C1260 و آزمون تعیین تغییر طول منشور بتنی طبق استاندارد ASTM C1293 استفاده شد. بر اساس نتایج، مشاهده گردید که پتانسیل واکنش‌زایی در برخی از معادن سطح هر سه استان وجود دارد. بنابراین در جهت استفاده از این سنگدانه‌ها در سازه‌های بتنی در تماس با رطوبت، اقدامات پیشگیرانه همچون استفاده از سیمان‌های کم قلیا یا پوزولان با مقدار مشخص و بهینه می‌تواند مفید باشد. کلمات کلیدی: دوام بتن، سنگدانه، سازه بتنی، سازه هیدرولیکی، واکنش قلیایی سیلیسی..

یکی از مباحث مهم و اساسی در بسیاری از کشورها ارزیابی اثرات خرابی ناشی از وقوع واکنش‌های قلیایی سیلیسی و انبساط ناشی از آن در سازه‌های بتنی است. امروزه با توجه به رشد، آگاهی و پیشرفت دانش بشری در همه زمینه‌ها این انتظار وجود دارد تا دست اندرکاران صنعت ساخت اقدام به شناسایی عوامل ایجاد کننده واکنش‌های قلیایی سیلیسی نمایند، فعالیت سنگدانه‌ها را قبل از استفاده در سازه‌ها تعیین کنند و مانع از خطر بروز واکنش‌زایی و انبساط و ترک در بتن شوند. از طرفی دوام بتن می‌تواند تحت تأثیر سنگدانه‌هایی قرار گیرد که در ترکیب آن استفاده می‌شوند. سنگدانه برای مصرف در بتنی که در معرض رطوبت، سیکلهای متداوم تر و خشک شدن یا در تماس با رطوبت قرار خواهد گرفت، نباید حاوی موادی باشد که با قلیایی‌های سیمان، واکنش زیان‌آور ایجاد نماید و نهایتاً باعث انبساط شدید بتن گردد. اگر چنین موادی در مقادیر زیان‌آور وجود داشته باشند، مصرف سنگدانه تنها به شرطی مجاز است که نشان داده شود با استفاده از سیمان حاوی قلیایی‌های کم یا با افزودن یک افزودنی خاص، از انبساط مضر حاصل از واکنش قلیایی سنگدانه جلوگیری می‌شود. به علاوه برای سنگدانه‌های فعال، واکنش‌زایی و انبساط حاصل از آن، به عوامل مختلفی همچون یون‌های موجود در آب حفره‌ای بتن، نوع سیمان و پوزولان مصرفی، شرایط محیطی ساخت، منابع و محل تجمع یون‌ها به همراه رطوبت و دمای محیط وابسته است [۱-۳].

هدف از این پژوهش، بررسی واکنش‌زایی قلیایی سیلیسی سنگدانه‌های تعدادی از معادن با اهمیت سطح سه استان زنجان، کرمانشاه و کردستان به کمک روشهای آزمایشگاهی است. در انتخاب این معادن سعی شده است تا پارامترهایی همچون میزان تولید زیاد، گستردگی معادن در سطح استان، مورد استفاده در پروژه‌های عمرانی بزرگ و از جهتی ملی و غیره لحاظ شده است. جهت اطمینان از واکنش‌زایی، در این پژوهش از سه آزمون پتروگرافی سنگدانه طبق استاندارد ASTM C295، آزمون کوتاه مدت و تسریع شده منشور ملات مطابق استاندارد ASTM C1260 و آزمون دراز مدت منشور بتنی مطابق استاندارد ASTM C1293 استفاده شده است.

۲- ساز و کار واکنش قلیایی سیلیسی سنگدانه:

واکنش قلیایی سیلیسی بین سیلیس بی‌شکل فعال (آمورف) در سنگدانه‌ها و قلیایی‌های سیمان که به صورت محلول در آب حفره‌ای خمیر سیمان وجود دارد، رخ می‌دهد. در اثر این واکنش، یک نوع ژل سیلیسی تشکیل و با جذب رطوبت در طول زمان، منبسط می‌شود و نهایتاً منجر به ترک‌خوردگی در بتن می‌شود. پارامترهایی که باعث بروز واکنش قلیایی سیلیسی می‌شوند شامل سیلیس فعال در سنگدانه، قلیایی به میزان کافی در آب حفره‌ای و رطوبت می‌باشند که در ادامه درخصوص هر یک توضیحاتی ارائه شده است.

الف) سیلیس فعال در سنگدانه: به طور کلی دو گروه کلی از کانی‌های سیلیسی شامل (۱) سیلیس‌های ناپایدار (شامل اپال، کالسدونی، تری‌دیمیت و کریستوبالیت) که شامل تعدادی از شکل‌های کوارتز نامنظم هستند و (۲) آلومینو سیلیکات‌های شیشه‌ای قادر هستند تا با قلیایی‌ها واکنش شدیدی انجام دهند [۴-۵]. مطالعات مختلف و موجود در ادبیات فنی نشان می‌دهد که در شرایط مساعد سیلیس‌های بی‌شکل در pH‌های بالا خیلی راحت‌تر از کوارتزهای بلورین حل می‌شوند [۶]. فراوان‌ترین نوع سنگدانه خطرناک و مورد استفاده آنهایی هستند که سیلیس غیربلورین یا به طور ضعیف یا ناقص متبلور شده می‌باشند. به همین منظور همواره توصیه شده است که اولین قدم در شناسایی و آزمون واکنش‌زایی سنگدانه‌ها انجام بررسی سنگ‌شناسی باشد. به دلیل تفاوت تاریخیچه زمین‌شناسی هر منطقه با منطقه دیگر این امکان وجود دارد که یک نوع سنگ در یک ناحیه واکنش‌زا و همان سنگ در ناحیه دیگری غیرواکنش‌زا تشخیص داده شود. بنابراین طبقه‌بندی سنگ‌ها به لحاظ واکنش‌زایی باید از الگوی محلی ویژه همان ناحیه یا بخش پیروی کند. بر اساس طبقه‌بندی [7] IRILEM AAR-1 سنگدانه‌ها به سه

دسته تقسیم می‌شوند که عبارتند از: (۱) سنگدانه‌هایی که احتمال واکنش‌زایی کمی دارند (۲) سنگدانه‌هایی که از نظر واکنش‌زایی مشکوک هستند و (۳) سنگدانه‌هایی که احتمال واکنش‌زایی زیادی دارند. همچنین باید خاطر نشان کرد که علاوه بر خاصیت کانی شناسی سنگدانه، میزان تخلخل و نفوذپذیری سنگدانه نقش به سزایی در واکنش‌پذیری آنها ایفا خواهد کرد [۵، ۸].

ب) وجود قلیایی‌ها به میزان کافی در آب حفره‌ای بتن: مهمترین منبع داخلی قلیایی بتن، سیمان است. در حالی که اجزای دیگری همچون سنگدانه، مواد سیمانی و افزودنی‌های معدنی و شیمیایی نیز ممکن است موجب افزایش قلیایی بتن شوند. اگرچه پوزولان‌ها در ساختار خود دارای مقداری قلیایی هستند و این مسئله به لحاظ واکنش‌های قلیایی سیلیسی نکته‌ای منفی است، با این حال مطالعات اخیر نشان داده است که نهایتاً آنچه که موجب خواهد شد تا استفاده از پوزولان‌ها باعث کاهش انبساط ناشی از واکنش‌های قلیایی سیلیسی شود مربوط به کاهش مقدار قلیایی موجود در آب حفره‌ای بتن است [۴]. به منظور بررسی قلیایی‌ها در آب حفره‌ای بتن بر اساس استاندارد باید از قلیایی معادل ($\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}} = \text{Na}_2\text{O} + 0.658 \text{ K}_2\text{O}$) بر حسب درصد وزنی استفاده نمود. همواره برای یک سنگدانه مشخص حداکثری برای مقدار معادل قلیایی تعریف می‌شود که برای مقادیر کمتر از آن، سنگدانه واکنش نشان نخواهد داد. بنابراین با کاهش میزان pH آب حفره‌ای بتن می‌توان از رخداد واکنش قلیایی سیلیسی جلوگیری به عمل آورد [۹-۱۲]. مطابق ادبیات فنی حاضر محققین مختلفی این غلظت را ۲۰۰ تا ۳۰۰ میلی مول بر لیتر یا مقدار pH نزدیک به ۱۳/۳ تا ۱۳/۵ گزارش کرده اند [۱، ۱۴-۱۷].

ج) رطوبت: عموماً برای رخداد واکنش قلیایی سیلیسی، یک منبع رطوبت مورد نیاز می باشد. این منبع رطوبت علاوه بر سبب شکل‌گیری ژل موجب خواهد شد تا همواره در طول عمر سازه بتنی ژل با جذب رطوبت انبساط بیشتر و تخریب و ترک بیشتری را همراه داشته باشد. بر اساس مشاهدات عینی مشخص شده است که در محیطی با رطوبت کمتر از ۸۰٪، مشروط بر این که تنها منبع رطوبت، هوا باشد به‌طور کلی یا آسیبی متوجه سازه بتنی نخواهد شد و یا پیشرفت واکنش پس از طی مدتی عملاً متوقف خواهد شد [۱۷].

با توجه به توضیحات ارائه شده بنابراین بهترین راهکار جهت جلوگیری از رخداد این واکنش تشخیص امکان رخداد آن از طریق تعیین پتانسیل واکنش‌زایی سنگدانه پیش از استفاده در بتن می باشد. به طور کلی آزمایش‌های ارزیابی واکنش قلیایی-سیلیسی سنگدانه‌ها به دو دسته روش‌های مستقیم ارزیابی سنگدانه و روش‌های غیرمستقیم تقسیم بندی می‌شوند. روش‌های مستقیم ارزیابی عبارتند از:

- آزمایش سنگ‌شناسی (ASTM C295) [۱۸]

و آزمایش‌های غیرمستقیم عبارتند از:

- واکنش‌زایی قلیایی بالقوه ترکیب‌های سیمان - سنگدانه (روش منشور ملات- ASTM C227) [۱۹]

- آزمایش کوتاه‌مدت روی منشور ملات در سود ۱ نرمال (ASTM C1260) [۲۰]

- آزمایش درازمدت بتن ساخته شده از سنگدانه‌های مورد نظر در بخار آب و سود ۱ نرمال (ASTM C1293) [۲۱]

باید خاطر نشان کرد که استاندارد ASTM C227 [۱۹] تقریباً به دلیل ضعف آن در پوشش نقش سنگدانه‌هایی که واکنش‌زایی کندی دارند قابل استفاده نیست. زیرا اندازه کوچک نمونه و شرایط آزمایش به گونه‌ای است که موجب افزایش استخراج قلیایی‌ها از منشور ملات خواهد شد [۲۲]. بر اساس مطالعات مختلف انجام شده در مورد روش‌های مختلف اندازه‌گیری پتانسیل واکنش قلیایی سیلیسی [۲۳] آزمایشی که امروزه بیشتر برای ارزیابی تاثیر مواد سیمانی بر کنترل واکنش‌های قلیایی سیلیسی توصیه و استفاده می‌شود نمونه‌های منشور بتنی طبق استاندارد ASTM C1293 و یا آزمایش تسریع شده ملات طبق ASTM C1260 است. به همین منظور در مطالعه حاضر از این دو روش استفاده گردید.

۳- برنامه آزمایشگاهی:

۳-۱- مواد مورد استفاده در آزمایش اندازه گیری پتانسیل واکنش قلیایی سیلیسی مطابق استاندارد ASTM C1260

به منظور بررسی واکنش‌زایی قلیایی سیلیسی سنگدانه‌های استان‌های زنجان، کرمانشاه و کردستان، به ترتیب از سنگدانه‌های ریز و درشت ۴ معدن در سطح استان زنجان، ۷ معدن در سطح استان کرمانشاه و ۴ معدن در سطح استان کردستان نمونه برداری به عمل آمد. همانطور که پیش تر توضیح داده شد نمونه برداری‌ها از سطح استان و از شهرستان‌های مختلف بعمل آمد. همچنین نمونه برداری از سنگدانه‌های ریز و درشت در محل کارگاه از زیر نوار نقاله صورت پذیرفت و سپس در آزمایشگاه مقدار نمونه صحرائی برای رسیدن به مقدار لازم نمونه‌های آزمایشگاهی مطابق با ASTM C702 [۲۴] کاهش یافت. آنگاه به منظور ساخت منشورهای ملات سنگدانه ریز مطابق استاندارد ASTM C1260، دانه بندی گردیدند.

سیمان: به منظور اندازه‌گیری پتانسیل واکنش قلیایی سیلیسی مطابق استاندارد ASTM C1260 باید از سیمانی استفاده گردد که بعدا در پروژه‌های ساخت مورد استفاده قرار خواهد گرفت. با توجه به دردسترس بودن سیمان تهران، در مطالعه حاضر از سیمان تیپ ۲ تهران استفاده گردید که در جدول ۱ آنالیز شیمیایی آن گزارش شده است. همچنین طبق جدول ۱ مشاهده می‌شود که معادل قلیایی سیمان تیپ ۲ تهران کمتر از ۰/۶ درصد محاسبه شده است که در گروه سیمان‌های کم قلیا قرار دارد.

جدول ۱. آنالیز شیمیایی سیمان‌های مورد استفاده

نوع سیمان	SiO ₂	CaO	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	SO ₃	L.O.I	Na ₂ O+0.658K ₂ O
سیمان تیپ ۲ تهران	۲۱/۶	۶۳/۳	۴/۴۵	۴/۴	۱/۴	۲/۶	۱/۱	۰/۴۴
سیمان تیپ ۱-۴۲۵	۲۲/۰	۶۲/۲	۴/۹	۳/۸	۱/۸	۲/۹	۱/۶	۰/۵۸

آب مصرفی: از آب شرب برای ساخت آزمون‌های منشوری ملات استفاده شد.

۳-۲- مواد مورد استفاده در آزمایش اندازه گیری پتانسیل واکنش قلیایی سیلیسی مطابق استاندارد ASTM C1293

سنگدانه مصرفی: به منظور بررسی بلند مدت واکنش‌زایی قلیایی سیلیسی سنگدانه‌های معادن مذکور، پس از مشخص شدن نتایج پتانسیل واکنش‌زایی مطابق ASTM C1260، ساخت منشور بتنی برای آزمایش بلند مدت تنها بر روی مصالح ریزدانه و درشت دانه ای انجام گردید که طبق استاندارد ASTM C1260 واکنش‌زا یا مشکوک به واکنش‌زایی گزارش شدند. به همین منظور برای بررسی واکنش‌زایی ریزدانه مشکوک در ساخت مخلوط بتن، از مصالح ریزدانه مشکوک به واکنش‌زایی با درشت دانه غیرواکنش‌زا مطابق تعریف مطرح شده در استاندارد استفاده شد. در مورد مصالح درشت دانه مشکوک به واکنش‌زایی نیز مطابق تعریف استاندارد از مصالح ریزدانه غیرواکنش‌زا استفاده گردید.

سیمان: به منظور اندازه‌گیری پتانسیل واکنش قلیایی سیلیسی مطابق استاندارد ASTM C1293 از سیمان تیپ ۱ تهران با رده ۴۲۵ و با مشخصات و آنالیز شیمیایی ارائه شده در جدول ۱ استفاده شد. آب مصرفی: از آب شرب برای ساخت آزمون‌های منشوری بتن استفاده شد.

۳-۳- طرح‌های مخلوط ساخته شده:

در مطالعه حاضر همانطور که پیش تر توضیح داده شد به منظور بررسی مستقل واکنش‌زایی سنگدانه‌های ریز و درشت از تولیدات ۱۵ معدن مختلف و فعال در سطح استان‌های زنجان (۴ کارگاه)، کرمانشاه (۷ کارگاه) و کردستان

(۴ کارگاه) نمونه برداری بعمل آمد و بر روی تولیدات شن و ماسه هر ۱۵ معدن آزمون پتروگرافی سنگدانه و ملات منشور تسریع شده طبق استاندارد ASTM C1260 انجام پذیرفت. در ادامه و با مشخص شدن نتایج آزمون تسریع شده، بر روی نمونه‌های مشکوک به واکنش زایی یا واکنش را آزمون بلندمدت منشور بتنی طبق استاندارد ASTM C1293 انجام پذیرفت که در بخش بعدی نتایج حاصل به تفصیل ارائه شده است. لازم به ذکر است که کارگاه‌های مورد مطالعه در استان زنجان در این مقاله با نام‌های Z1 تا Z4، کارگاه‌های استان کرمانشاه با نام‌های K1 تا K7 و کارگاه‌های استان کردستان با نام‌های C1 تا C4 نام گذاری شده اند.

۴- نتایج حاصل به همراه بحث و بررسی:

مطابق جدول ۲ و بطور خلاصه شکل‌های ۱ تا ۳، به منظور بررسی پتانسیل واکنش‌زایی معادن مختلف مطابق استاندارد ASTM C1260 برای هر دو محصول ریزدانه و درشت دانه ملات منشوری ساخته شد و مطابق استاندارد روش آزمون، اندازه‌گیری‌ها و قرائت انبساط منشورها تا مدت زمان ۳۵ روز به عمل آمد. همان طور که مشاهده می‌شود مطابق تعریف استاندارد، برای سنگدانه‌های ریز کارگاه‌های Z1 از استان زنجان، K1، K2، K4، K6 و K7 از استان کرمانشاه و C1 و C3 از استان کردستان و سنگدانه‌های درشت Z1، Z2 و Z3 از استان زنجان، K1 تا K7 از استان کرمانشاه و C1 و C3 از استان کردستان پس از مدت زمان ۱۴ روز، انبساطی کمتر از ۰/۱ درصد گزارش گردید. لذا طبق استاندارد، این سنگدانه‌ها احتمالاً غیرواکنش‌زا می‌باشند. درحالی‌که برای سنگدانه ریز کارگاه‌های Z2، K3، K5 و C2 و سنگدانه درشت کارگاه‌های Z2، Z3 و C2 پس از ۱۴ روز میزان انبساط منشور ملات بزرگتر از ۰/۱ و کوچکتر از ۰/۲ درصد گزارش شده که در رده مشکوک به واکنش‌زایی قرار دارند. در نهایت میزان انبساط منشور ملات برای سنگدانه ریز کارگاه‌های Z3، Z4 و C4 و سنگدانه درشت کارگاه‌های Z4 و C4، مقدار انبساط منشور ملات عملاً بزرگتر از ۰/۲ درصد محاسبه شده است و طبق استاندارد این سنگدانه‌ها واکنش‌زا تلقی می‌گردند. همانطور که در شکل‌ها مشخص می‌باشد به منظور شناخت و اطمینان بیشتر از رفتار این مصالح، قرائت انبساط منشور ملات‌ها تا مدت زمان ۳۵ روز ادامه داده شد و مطابق شکل‌های ۱ تا ۳، مشاهده گردید که شیب نمودار انبساط برای اغلب طرح‌ها همواره تند محسوب می‌شود لذا به منظور اطمینان از واکنش‌زایی سنگدانه‌های مشکوک به واکنش‌زایی و سنگدانه‌های واکنش‌زا همانطور که پیش‌تر ذکر شد آزمایش‌های تکمیلی همچون آزمون دراز مدت منشور بتن مطابق ASTM C1293 و آزمون پتروگرافی سنگدانه مطابق ASTM C295 انجام پذیرفت که در ادامه توضیح داده خواهد شد. همچنین مطابق شکل‌های ۱ تا ۳، براساس نتایج حاصل مشاهده می‌گردد که شدت واکنش‌زایی مصالح (میزان انبساط منشور ملات‌ها) در استان زنجان به مراتب نسبت به دو استان کرمانشاه و کردستان شدیدتر می‌باشد. از طرف دیگر براساس نتایج حاصل مشاهده می‌گردد که اغلب، شدت واکنش‌زایی و پتانسیل منشورهای ملات برای نمونه‌های ماسه نسبت به شن به مراتب بیشتر می‌باشد. در واقع با ریزتر شدن دانه‌ها علاوه بر تاثیر شکست و خردشدگی دانه‌ها بر مورفولوژی و ساختار سنگدانه‌ها، موجب افزایش سطح تماس آنها با خمیر سیمان و نهایتاً افزایش واکنش‌زایی گردد. لذا این مسئله باعث شده است که در عمل، این واکنش برای ماسه از اهمیت بیشتری نسبت به شن برخوردار گردد.

در خصوص نتایج آزمون بلند مدت، مطابق شکل‌های ۱ تا ۳، نمودارهای انبساط قرائت شده تا مدت زمان یک سال برای برخی از منشورهای بتنی ساخته شده با سنگدانه‌های ریز و درشت مشکوک به واکنش‌زایی در کنار نمودارهای آزمون تسریع شده ملات منشوری ارائه شده است. از طرف دیگر مقدار انبساط منشورهای بتنی برای تمامی طرح‌ها مطابق جدول ۳ ارائه شده است. همچنین نتایج آزمون پتروگرافی بر روی سنگدانه‌های ریز و درشت مورد آزمون مطابق جدول ۴ با جزئیات کامل ارائه شده است. همانطور که مشاهده می‌گردد برای استان زنجان سنگدانه‌های ریز و درشت کارگاه‌های Z2، Z3 و Z4 واکنش‌زا (دارای انبساط بزرگتر از ۰/۰۴ درصد) گزارش شده است. در واقع نتایج آزمون دراز مدت مطابق ASTM C1293 هم راستا با آزمون تسریع شده طبق استاندارد ASTM C1260،

سنگدانه‌هایی را که مشکوک به واکنش زایی بودند واکنش را گزارش نموده است. مطابق شکل‌های ۲ و ۳، برای بقیه مصالح سنگی ریز و درشت در استان‌های کرمانشاه و کردستان که آزمون دراز مدت برای آنها انجام شده، به جز یک مورد (شن کارگاه K4)، نتایج حاصل از این دو آزمون کاملاً هم راستا و منطبق برهم می‌باشند بطوریکه در مواردی که سنگدانه طبق آزمون ASTM C1260 غیر واکنش زا بوده بر اساس ASTM C1293 نیز غیر واکنش زا گزارش شده است و در اغلب مواردیکه سنگدانه طبق استاندارد ASTM C1260 واکنش‌زا یا مشکوک به واکنش‌زایی بوده در نهایت واکنش‌زا گزارش شده است. این همراهی و هم راستا بودن، نتیجه مهمی است که پیش‌تر در استاندارد ASTM C1778 به آن اشاره شده است. البته بر اساس این استاندارد مواردی نیز بصورت استثناء ذکر شده است که طبق استاندارد ASTM C1260 واکنش‌زا یا غیر واکنش‌زا گزارش گردیده و در ادامه طبق ASTM C1293 عکس آن گزارش شده است. به همین منظور همواره توصیه شده است که در کنار آزمون‌هایی چون پتروگرافی و منشور تسریع شده ملات جهت اطمینان کافی و عدم پذیرش ریسک در محاسبات بعدی، آزمون درازمدت انجام پذیرد.

جدول ۲. مقادیر انبساط منشورهای ملات طبق استاندارد ASTM C1260

کارگاه	۳ روزه	۷ روزه	۱۴ روزه (%)	۲۱ روزه (%)	۲۸ روزه	۳۵ روزه
سنگدانه ریز						
Z1	۰/۰۰۱	۰/۰۰۴	۰/۰۵۱	۰/۰۵۱	۰/۰۵۹	۰/۰۶۷
Z2	۰/۰۱۷	۰/۰۵۱	۰/۱۳۵	۰/۱۶۵	۰/۱۸۸	۰/۲۲۷
Z3	۰/۰۸۱	۰/۲۵۸	۰/۳۹۸	۰/۴۴۱	۰/۴۷۴	۰/۵۲۹
Z4	۰/۱۱۴	۰/۳۳۲	۰/۴۲۵	۰/۴۹۸	۰/۵۴۳	۰/۶۰۱
K1	۰/۰۰۱	۰/۰۰۷	۰/۰۴۴	۰/۰۴۵	۰/۰۵۱	۰/۰۵۵
K2	۰/۰۰۲	۰/۰۱۸	۰/۰۲۰	۰/۰۳۸	۰/۰۳۹	۰/۰۴۲
K3	۰/۰۰۱	۰/۰۶۶	۰/۱۸۷	۰/۲۳۹	۰/۲۴۸	۰/۲۶۲
K4	۰/۰۰۳	۰/۰۵۳	۰/۰۵۵	۰/۰۵۹	۰/۰۶۳	۰/۰۶۷
K5	۰/۰۱۰	۰/۰۷۰	۰/۱۱۷	۰/۱۵۲	۰/۱۹۵	۰/۱۹۸
K6	۰/۰۳۰	۰/۰۳۸	۰/۰۴۱	۰/۰۴۷	۰/۰۵۱	۰/۰۵۷
K7	۰/۰۰۱	۰/۰۰۴	۰/۰۰۹	۰/۰۱۶	۰/۰۲۰	۰/۰۲۷
C1	۰/۰۰۹	۰/۰۲۹	۰/۰۴۱	۰/۰۴۹	۰/۰۸۴	۰/۰۹۱
C2	۰/۰۱۴	۰/۰۷۵	۰/۱۳۲	۰/۲۴۱	۰/۳۱۹	۰/۳۲۱
C3	۰/۰۰۴	۰/۰۲۱	۰/۰۹۸	۰/۱۰۷	۰/۱۱۳	۰/۱۱۹
C4	۰/۰۳۱	۰/۱۶۷	۰/۲۰۶	۰/۲۹۹	۰/۳۵۵	۰/۳۶۶
سنگدانه درشت						
Z1	۰/۰۱۳	۰/۰۴۷	۰/۰۶۰	۰/۰۶۵	۰/۰۷۳	۰/۰۷۵
Z2	۰/۰۲۲	۰/۰۹۰	۰/۱۶۸	۰/۲۱۵	۰/۲۸۰	۰/۳۰
Z3	۰/۰۴۰	۰/۰۹۸	۰/۱۳۰	۰/۱۴۶	۰/۱۵۲	۰/۱۶۰
Z4	۰/۰۸۰	۰/۲۰۸	۰/۳۲۰	۰/۳۸۳	۰/۴۴۵	۰/۴۵۰
K1	۰/۰۰۲	۰/۰۰۴	۰/۰۱۰	۰/۰۲۰	۰/۰۳۰	۰/۰۴۰
K2	۰/۰	۰/۰۰۹	۰/۰۰۹	۰/۰۱۱	۰/۰۱۳	۰/۰۱۸
K3	۰/۰۰۴	۰/۰۱۱	۰/۰۱۵	۰/۰۱۹	۰/۰۲۶	۰/۰۴۰
K4	۰/۰۲۶	۰/۰۷۷	۰/۰۸۳	۰/۱۱۴	۰/۱۸۶	۰/۲۲۶
K5	۰/۰	۰/۰۰۲	۰/۰۰۵	۰/۰۰۷	۰/۰۱۱	۰/۰۱۸
K6	۰/۰۰۷	۰/۰۲۴	۰/۰۳۲	۰/۰۵۶	۰/۰۶۰	۰/۰۹۳
K7	۰/۰۰۲	۰/۰۰۴	۰/۰۱۰	۰/۰۲۰	۰/۰۳۰	۰/۰۴۰
C1	۰/۰۰۱	۰/۰۰۴	۰/۰۰۶	۰/۰۰۶	۰/۰۰۸	۰/۰۱۱
C2	۰/۰۳۶	۰/۱۳۹	۰/۱۶۰	۰/۲۵۸	۰/۳۹۹	۰/۴۹۴
C3	۰/۰	۰/۰۰۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱۳	۰/۰۵۲	۰/۰۵۸
C4	۰/۰۴۵	۰/۲۰۲	۰/۲۴۸	۰/۳۶۶	۰/۳۶۶	۰/۴۰۸

جدول ۳. نتایج انبساط منشورهای بتنی طبق استاندارد ASTM C1293

کارگاه	مقدار انبساط (%)						
	هفته ۱	هفته	هفته	هفته	هفته	هفته	هفته
سنگدانه ریز							
Z2	۰/۰۰۴	۰/۰۱۰	۰/۰۱۷	۰/۰۳۶	۰/۰۸۶	۰/۱۱۴	۰/۱۳۷
Z3	۰/۰۰۵	۰/۰۱۰	۰/۰۱۹	۰/۰۳۲	۰/۰۵۰	۰/۰۷۴	۰/۰۸۱
Z4	۰/۰۰۰	۰/۰۰۴	۰/۰۱۲	۰/۰۲۵	۰/۰۳۸	۰/۰۴۳	۰/۰۴۷
K3	۰/۰۰۲	۰/۰۰۷	۰/۰۱۱	۰/۰۴۰	۰/۰۵۵	۰/۰۷۲	۰/۰۸۵
K5	۰/۰۰۴	۰/۰۱۰	۰/۰۲۳	۰/۰۳۲	۰/۰۵۲	۰/۰۶۵	۰/۰۸۳
K7	۰/۰۰۱	۰/۰۰۵	۰/۰۰۹	۰/۰۱۰	۰/۰۱۳	۰/۰۱۵	۰/۰۲۰
C1	۰/۰۰۰	۰/۰۰۲	۰/۰۰۸	۰/۰۰۸	۰/۰۱۴	۰/۰۲۲	۰/۰۳۴
C2	۰/۰۰۰	۰/۰۰۳	۰/۰۱۵	۰/۰۲۷	۰/۰۳۳	۰/۰۴۱	۰/۰۴۹
C4	۰/۰۰۷	۰/۰۱۴	۰/۰۳۵	۰/۰۴۰	۰/۰۵۹	۰/۰۶۱	۰/۰۷۱
سنگدانه درشت							
Z2	۰/۰۱۰	۰/۰۲۹	۰/۰۶۴	۰/۰۹۹	۰/۱۰۹	۰/۱۱۵	۰/۱۲۷
Z3	۰/۰۰۷	۰/۰۱۶	۰/۰۳۹	۰/۰۵۱	۰/۰۷۸	۰/۰۹۰	۰/۰۹۴
Z4	۰/۰۰۹	۰/۰۱۹	۰/۰۶۱	۰/۰۸۱	۰/۰۸۸	۰/۰۹۱	۰/۰۹۷
K4	۰/۰۰۶	۰/۰۱۱	۰/۰۲۱	۰/۰۴۸	۰/۰۷۳	۰/۰۷۷	۰/۰۹۱
K5	۰/۰۰۵	۰/۰۱۰	۰/۰۱۸	۰/۰۲۲	۰/۰۲۶	۰/۰۳۰	۰/۰۳۲
K7	۰/۰۰۱	۰/۰۰۴	۰/۰۱۰	۰/۰۱۴	۰/۰۲۲	۰/۰۲۵	۰/۰۳۱
C2	۰/۰۰۰	۰/۰۰۲	۰/۰۱۴	۰/۰۲۳	۰/۰۳۲	۰/۰۴۷	۰/۰۶۱
C3	۰/۰۰۰	۰/۰۰۳	۰/۰۱۵	۰/۰۲۷	۰/۰۳۳	۰/۰۴۱	۰/۰۴۹
C4	۰/۰۰۵	۰/۰۱۳	۰/۰۳۴	۰/۰۴۶	۰/۰۵۵	۰/۰۵۹	۰/۰۶۵

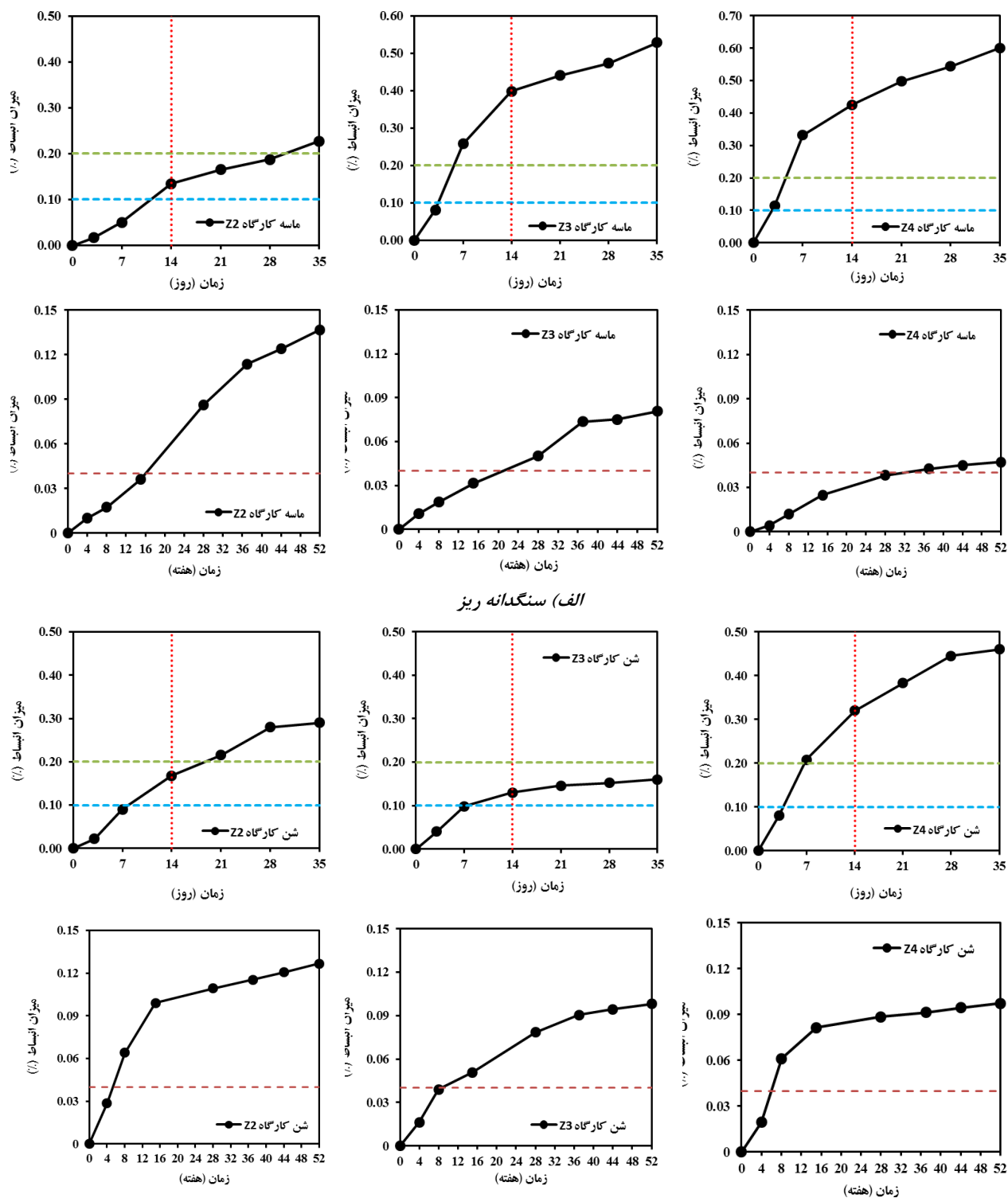
از مقایسه نمودار نتایج انبساط آزمونه‌ها طبق دو استاندارد ASTM C1260 و ASTM C1293، می‌توان نتیجه‌گیری کرد که جدا از هم راستا و هماهنگ بودن این دو آزمون، برای آزمون دراز مدت، اغلب (نه در همه موارد)، نتیجه قرائت‌های ۶ ماهه اول می‌تواند تا حدی حاکی از واکنش‌زا یا غیرواکنش‌زا بودن مصالح باشد. لذا می‌توان در مدت زمان کمتری در صورت آماده بودن پاسخ آزمون‌های جانبی دیگر همچون پتروگرافی و منشور تسریع شده ملات، از واکنش‌زایی اطمینان حاصل نمود زیرا شیب نمودار در ۶ ماهه اول اغلب شدیدتر از ۶ ماهه دوم می‌باشد بطوریکه حاکی از سرعت بیشتر واکنش و نهایتاً انبساط بیشتر در این مدت می‌باشد. موضوع مهم دیگری که از مقایسه نتایج این دو آزمون بدست می‌آید این است که میان نتیجه مشکوک به واکنش‌زایی با واکنش‌زا بودن سنگدانه طبق استاندارد ASTM C1260 نمی‌بایست تفاوت چندانی قائل شد یا به عبارتی در واقع این تصور که بعضاً در میان جامعه مهندسی فرض می‌شود که مصالح مشکوک به واکنش‌زایی را می‌توان مادامیکه میزان انبساط ملات از ۰/۲ درصد بیشتر نشده و در ناحیه مشکوک به واکنش‌زایی قرار دارند تا حدی غیرواکنش‌زا تلقی نمود بسیار خطرناک

می‌باشد زیرا نتایج این مطالعه نشان می‌دهد که تمامی نمونه‌های مشکوک به واکنش‌زایی طبق آزمون دراز مدت واکنش را گزارش شده است.

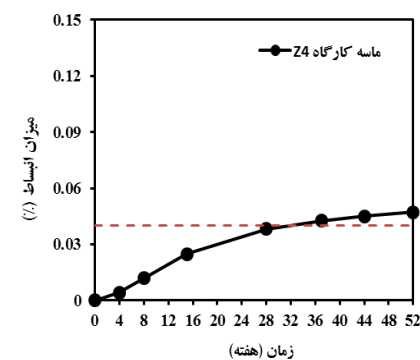
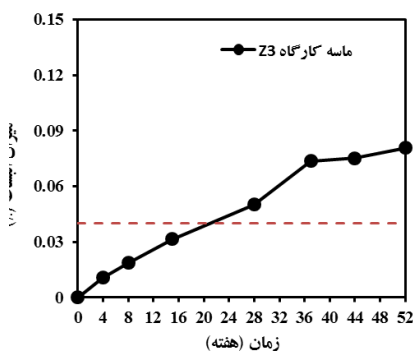
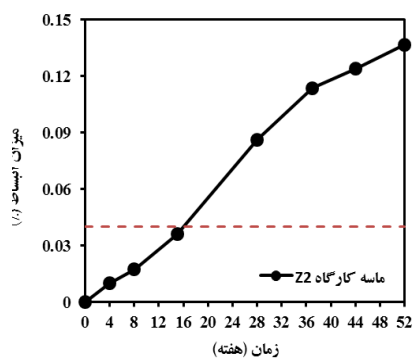
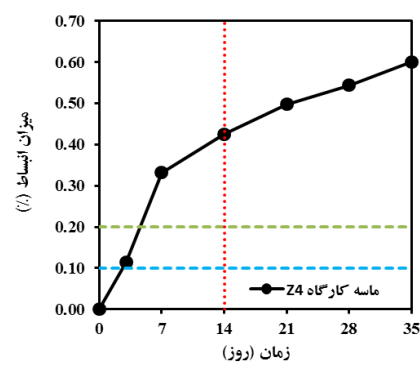
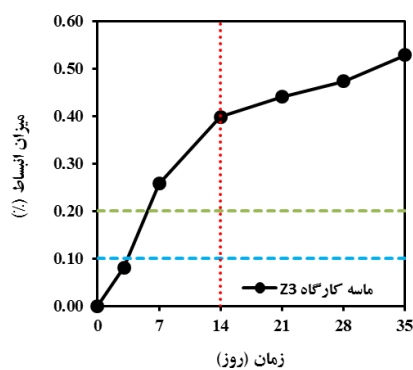
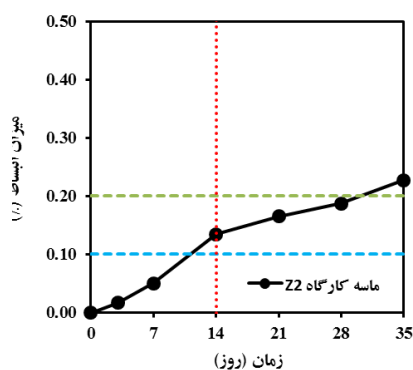
مطابق شکل ۲ و ۳، نمونه شن و ماسه کارگاه K7 و ماسه کارگاه C1 طبق آزمون تسریع شده منشور ملات غیر واکنش‌زا تلقی گردیده‌اند. مطابق آزمون پتروگرافی پتانسیل واکنش‌زایی در کارگاه K7 ضعیف و برای کارگاه C1 متوسط گزارش شده است. لذا جهت اطمینان از واکنش‌زایی مورد بررسی و آزمون دراز مدت قرار گرفتند که نتیجه این آزمون هم راستا با آزمون تسریع شده حاکی از غیرواکنش‌زا بودن سنگدانه‌های ریز و درشت ذکر شده می‌باشد منتها می‌بایست خاطر نشان کرد که مطابق استاندارد ASTM C1778 این امکان وجود دارد که یک سنگدانه طبق استاندارد ASTM C1260 غیر واکنش‌زا گزارش گردد در حالیکه طبق استاندارد ASTM C1293 همان سنگدانه واکنش‌زا گزارش گردد. به عنوان مثال مطابق شکل ۲ برای نمونه شن کارگاه K4 مشاهده می‌گردد که آزمون تسریع شده حاکی از غیرواکنش‌زا بودن سنگدانه می‌دهد در حالیکه بر اساس نتایج آزمون دراز مدت این سنگدانه واکنش‌زا گزارش شده است. با مراجعه به جدول ۴ و نتایج آزمون پتروگرافی، مشاهده می‌گردد که علت واکنش‌زایی و انبساط منشور بتنی، رخداد واکنش قلیایی کربناتی بوده است بطوریکه امکان ردیابی آن در آزمون تسریع شده عملاً فراهم نبوده است. به همین منظور در استاندارد ASTM C1778 تاکید شده است که مادامیکه آزمون دراز مدت انجام نشود همواره گزارش و اعلام واکنش‌زا یا غیرواکنش‌زا بودن یک سنگدانه همراه با پذیرفتن درصدی ریسک می‌باشد. از طرف دیگر انجام آزمون‌های جانبی همچون پتروگرافی (که توصیه می‌گردد پیش از دو آزمون دیگر انجام پذیرد) می‌تواند در تفسیر نتایج و آگاهی و اطمینان از وضعیت واکنش‌زایی بسیار مفید باشد.

نتایج حاصل از سه آزمون پتروگرافی، منشور ملات و منشور دراز مدت بتنی برای کلیه معادن بطور خلاصه در جدول ۵ جمع بندی شده است. با مشاهده نتایج آزمون پتروگرافی، همانطور که انتظار می‌رفت میزان شدت پتانسیل واکنش‌زایی برای سنگدانه‌های موجود از بسیار ضعیف تا زیاد درجه بندی شده است. شدت پتانسیل واکنش‌زایی برای اغلب سنگدانه‌ها (به جز کارگاه C4) ضعیف و متوسط گزارش شده است و با نتایج دو آزمون دیگر کاملاً هم راستا می‌باشد، منتها به نظر می‌رسد آزمون پتروگرافی در قیاس دو آزمون دیگر شدت واکنش‌زایی را کمتر گزارش کرده است. به عنوان مثال برای کارگاه‌های Z2 (برای سنگدانه درشت) Z3 (برای سنگدانه درشت دانه) یا K3 (برای سنگدانه ریز)، آزمون پتروگرافی احتمال واکنش‌زایی را ضعیف پیش بینی نموده است در حالیکه هر سه نمونه بر اساس دو آزمون دیگر، واکنش‌زا گزارش شده‌اند. بنابراین همانطور که انتظار می‌رفت آزمون پتروگرافی به عنوان یکی از آزمون‌های ابتدایی، می‌تواند پتانسیل واکنش‌زایی را بصورت کیفی پیش از دو آزمون دیگر گزارش دهد، منتها نتایج این مقاله بخوبی نشان می‌دهد که به تنهایی و بدون انجام دو آزمون دیگر اتخاذ تصمیم در خصوص واکنش‌زایی مصالح با استفاده از آن با ریسک بسیار بالا همراه می‌باشد.

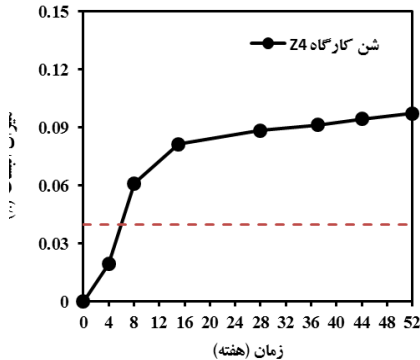
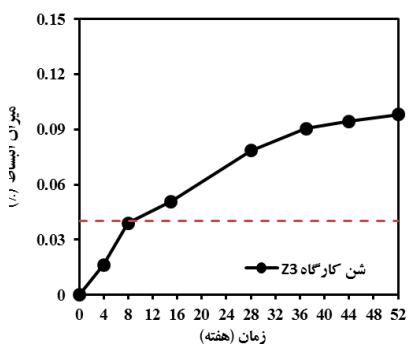
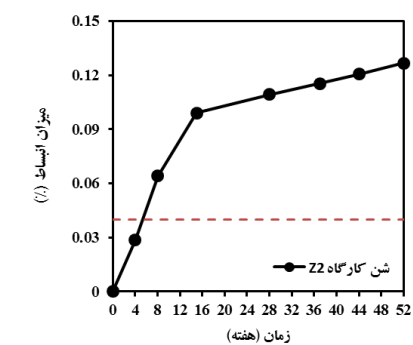
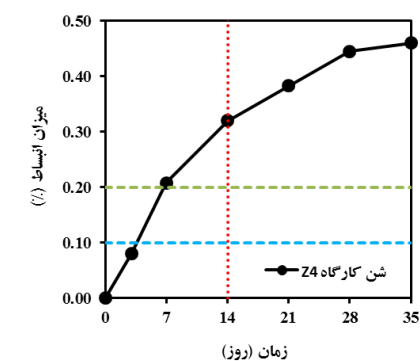
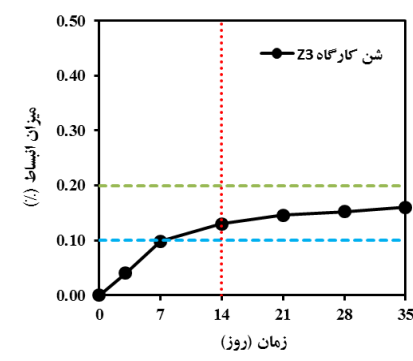
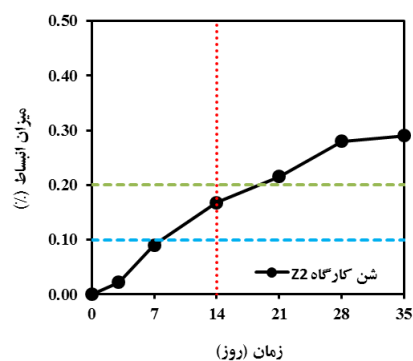
یکی از موارد مهم و مطرح دیگر بر اساس مطالعه حاضر این است که در برخی موارد این امکان وجود دارد که برای یک معدن یک نوع سنگدانه (معمولاً ماسه) واکنش‌زا و دیگری غیرواکنش‌زا گزارش گردد به عنوان مثال مطابق شکل ۲ و جدول ۵، برای کارگاه K5 مشاهده می‌گردد که واکنش‌زایی ماسه طبق آزمون تسریع شده مشکوک و طبق آزمون دراز مدت قطعی گزارش شده است در حالیکه برای همین معدن برای سنگدانه درشت طبق هر دو آزمون و استاندارد، سنگدانه غیر واکنش‌زا گزارش شده است. بنابراین نمی‌توان برای یک کارگاه بر اساس یک رده از شن یا ماسه برای بقیه تولیدات تصمیم‌گیری کرد. همانطور که پیش‌تر بیان گردید اغلب انتظار می‌رود که واکنش‌زایی برای یک معدن در سنگدانه‌های ریز گزارش گردد ولی این یک قانون کلی نیست و قطعاً استثناء وجود دارد.



شکل ۱. نمودارهای انبساط منشور ملات مطابق استاندارد ASTM C1260 و منشور بتنی مطابق ASTM C1293 برای سنگدانه های ریز و درشت استان زنجان

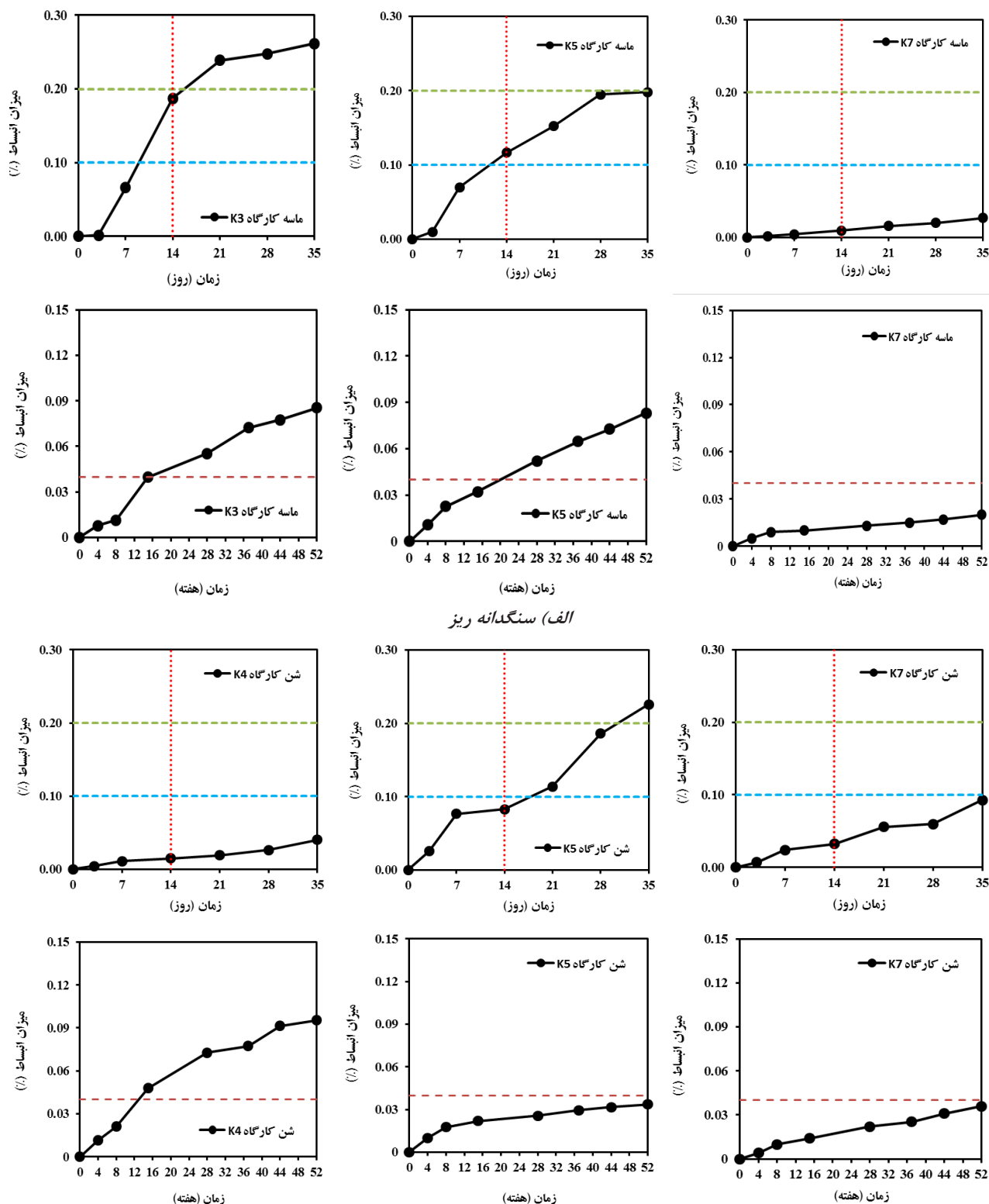


الف) سنگدانه ریز

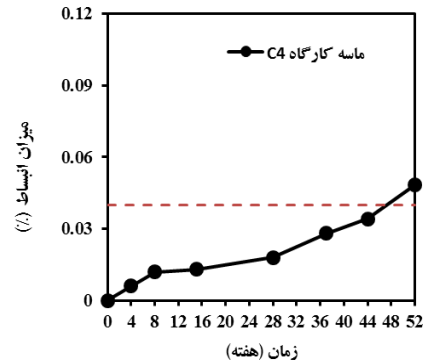
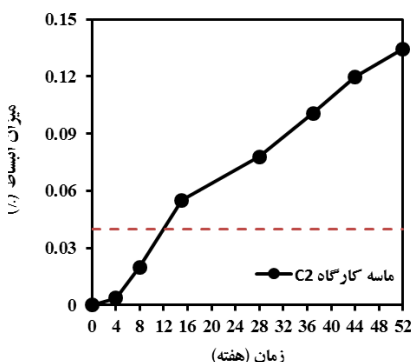
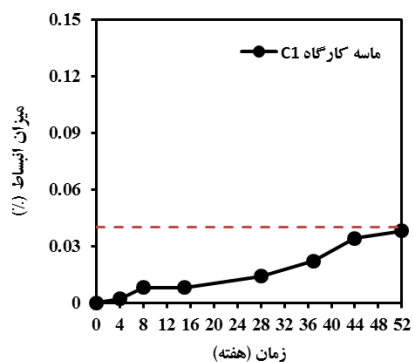
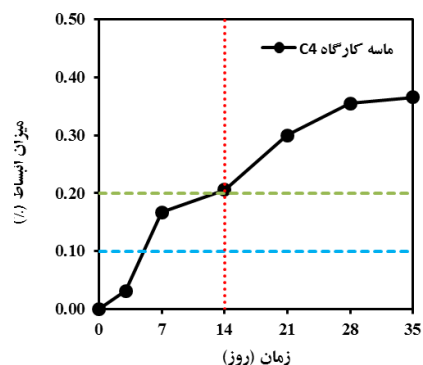
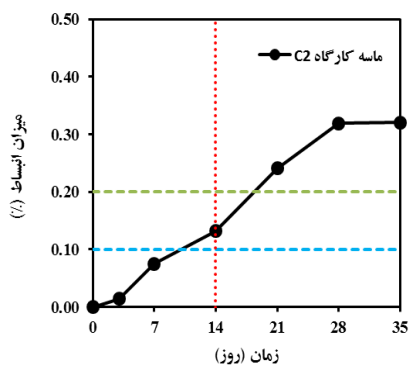
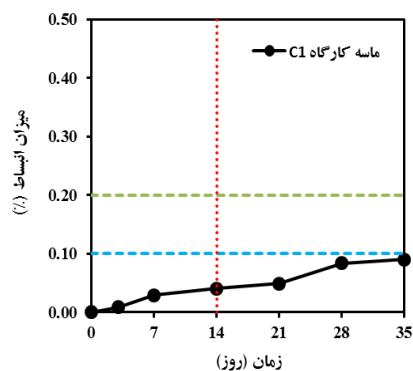


ب) سنگدانه درشت

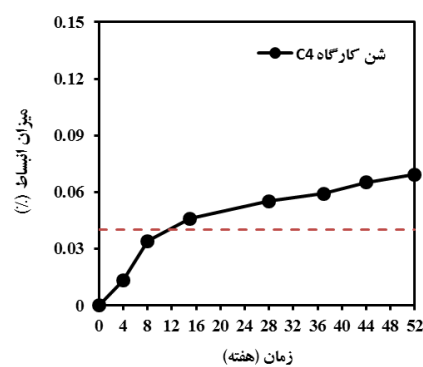
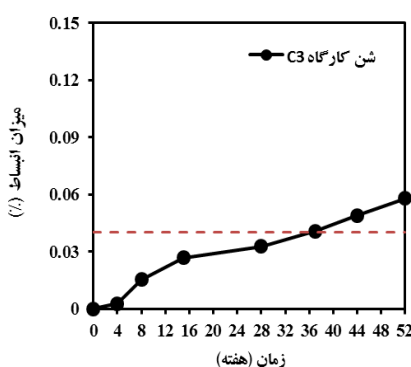
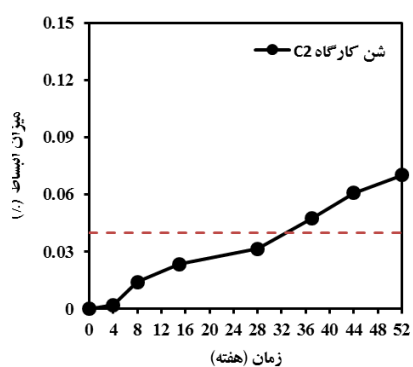
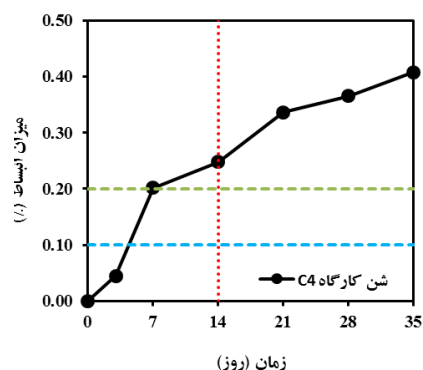
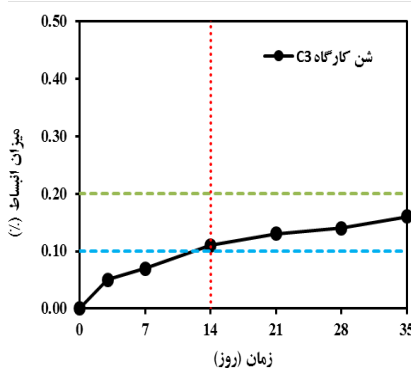
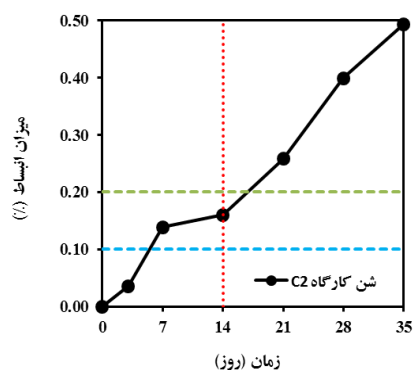
شکل ۱. نمودارهای انبساط منشور ملات مطابق استاندارد ASTM C1260 و منشور بتنی مطابق ASTM C1293 برای سنگدانه های ریز و درشت استان زنجان



شکل ۲. نمودارهای انبساط منشور ملات مطابق استاندارد ASTM C1260 و منشور بتنی مطابق ASTM C1293 برای سنگدانه های ریز و درشت استان کرمانشاه



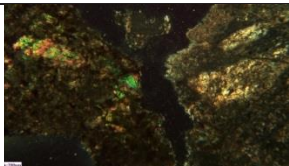
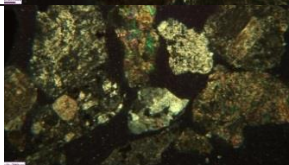
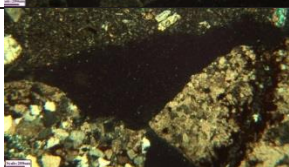
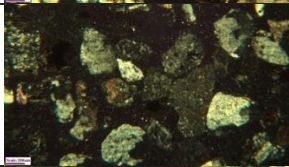
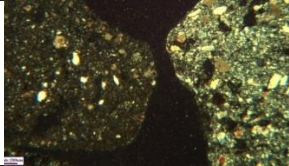
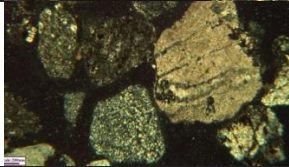
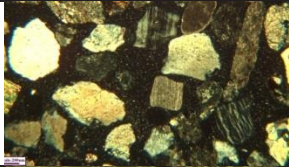
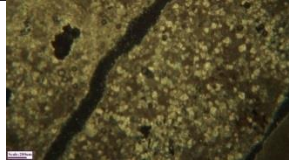
الف) سنگدانه ریز

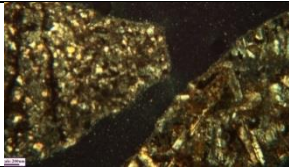
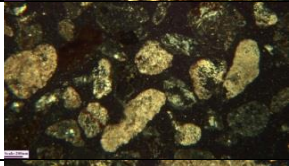
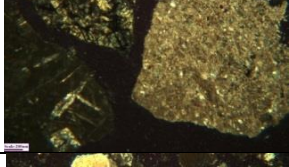
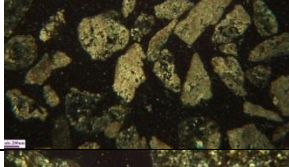
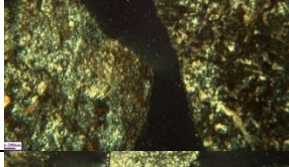
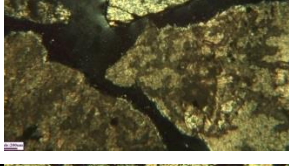
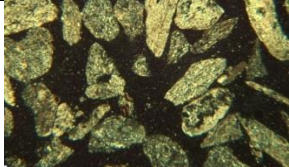


ب) سنگدانه درشت

شکل ۳. نمودارهای انبساط منشور ملات مطابق استاندارد ASTM C1260 و منشور بتنی مطابق ASTM C1293 برای سنگدانه های ریز و درشت استان کردستان

جدول ۴. نتایج حاصل از آزمون پتروگرافی طبق ASTM C295 بر روی برخی از سنگدانه‌های ریز و درشت استان‌های زنجان (Z)، کرمانشاه (K) و کردستان (C)

کارگاه	سنگدانه	نوع خرده سنگ ها و کانی های موجود	تصویر میکروسکوپی	شدت واکنش زایی قلیایی سیلیسی
Z2	درشت دانه	- قطعات ولکانیک با محدوده ترکیبی مافیک - آندزیت، آندزی بازالت، تراکی آندزیت، بازالت، دیاباز،		ضعیف
	ریزدانه	- قطعات ولکانیک، کمتر ساب ولکانیک، کربناته و آواری - آندزیت، آندزی بازالت، تراکی آندزیت، بازالت، دیاباز		متوسط
Z3	درشت دانه	- ترکیبی از سنگ های ولکانیک - ساب ولکانیک مافیک - حدواسط - اسیدی، سنگ های پیروکلاستیک، رسوبی شیمیایی و آواری - پلاژیوکلاز، فلدسپار آلکان، کوارتز، کلسیت، دولومیت، پیروکسن، کلریت، سریسیت، اپیدوت، کانی های رسی و شیشه آتشفشانی نیمه آتره و ...		ضعیف
	ریزدانه	- قطعات ولکانیک با ترکیب اسیدی تا بازیک - بازالت، آندزیت، داسیت، ریوداسیت، گرانودیوریت، دولومیت آهکی، لیتیک، میکرودیوریت، قطعات کوارتز میکروکریستالین تا پلی کریستالین و بعضاً فرم کلسدونی، قطعات خرده کانی از نوع کوارتز، فلدسپار، اپیدوت و پیروکسن و ...		متوسط
Z4	درشت دانه	- قطعات خرده سنگی عمدتاً شامل بایومیکریت، ریوداسیت، تراکی آندزیت، آندزیت، کریستال ویتریک توف کربناته تا آرزپلتی شده - کوارتز به فرم های تک کریستال، میکرو تا کریپتو کریستال، کلسیت، پلاژیوکلاز، آلکالی فلدسپار، پیروکسن، بیوتیت، مسکویت، شیشه آتشفشانی نیمه آتره و ...		متوسط
	ریزدانه	- قطعات ولکانیک با ترکیب حدواسط - مافیک - کریستال ویتریک توف، آندزیت، آندزی بازالت، کریستال ویتریک توف کربناته، میکریت، یک قطعه کوارتز دیوریت، یک قطعه میکروگرانیت و قطعات خرده کانی از نوع فلدسپارها و قطعات کوارتز پلی تا میکروکریستالین و ...		متوسط
K3	ریزدانه	- قطعات خرده سنگی شامل میکریت، ریوداسیت، کریستال ویتریک توف، آندزیت، کوارتز آندزیت، دیوریت، میکرودیوریت، دیاباز، گرانیت، اسلیت و ... - قطعات خرده کانی از نوع کوارتز، فلدسپار پلاژیوکلاز، قطعات کوارتز پلی کریستالین و میکروکریستالین، فلدسپار آلکان نوع میکروکلین و اورتوز و ...		ضعیف
K4	درشت دانه	قطعات خرده سنگی عمدتاً از نوع رسوبی کربناته بوده؛ شامل میکریت، بایومیکریت، دولومیت، آهک دولومیتی، دولومیت آهکی و آهک کریستالین است. کانی های تشکیل دهنده قطعات یادشده شامل کلسیت به دو فرم میکریتی و میکرواسپاری، دولومیت، به ندرت پلاژیوکلاز، آمفیبول و قطعات اوپاک می باشد		واکنش زای قلیایی کربناتی

شدت واکنش زایی قلیایی سیلیسی	تصویر میکروسکوپی	نوع خرده سنگ ها و کانی های موجود	سنگدانه	کارگاه
بسیار ضعیف		قطعات خرده سنگی شامل بایو میکرایت، سنگ آهک ناخالص حاوی قطعات آواری کوارتز، آهک کریستالین، آندزیت، آهک سیلیسی، دیاباز با ترکیب میکرودیوریتی آلتره، کریستال ویتریک توف، میکرو کوارتز دیوریت آلتره و قطعات خرده سنگی کربناته حاوی سیدریت	درشت دانه	K5
ضعیف		- قطعات خرده سنگی میکرایت، آهک کریستالین حاوی کوارتز، کریستال ویتریک توف، میکرودیوریت آلتره، مونزونیت نیمه آلتره و ... - کانی های کلسیت، فلدسپات نوع پلاژیوکلاز، کوارتز، کلریت، اپیدوت، سریسیت، شیشه آتشفشانی نیمه آلتره، سیدریت و ...	ریزدانه	K5
ضعیف		- قطعات تشکیل دهنده عمدتاً از نوع ولکانیک بوده؛ در مرتبه های بعد قطعات ساب ولکانیک و سپس پلوتونیک قرار دارند - خرده سنگ های تشکیل دهنده شامل دیاباز، آندزیت، بازالت، آمفیبولیت، میکرودیوریت، میکروگابرو، گابرو، ماسه سنگ و توف کربناتی	درشت دانه	K7
متوسط		- اغلب قطعات از نوع ولکانیک و آلتره بوده، دگرسانی های پروپیلیتی، کربناتی و کلریتی را نشان می دهند. - قطعات خرده سنگی شامل آندزی بازالت، آندزیت، بازالت با دگرسانی شدت بالا؛ قطعات خرده کانی نیز شامل فلدسپات ها و سرپانتین است	ریزدانه	C1
ضعیف		- قطعات خرده سنگی عمدتاً از نوع کربناته بوده؛ شامل قطعات میکرایت، بایومیکرایت واسپارایت است. کلسیت به دو فرم میکرایتی و اسپارایتی؛ در مقادیر اندک، کوارتز به فرم تک کریستال آواری و نیز قطعات پلی کریستالین تا میکروکریستالین، پراکنده در زمینه قطعات کربناته وجود دارد.	درشت دانه	C2
متوسط		قطعات خرده سنگی عمدتاً از دو نوع کربناته و پیروکلاستیک می باشند. در قطعات کربناته کلسیت کانی تشکیل دهنده اصلی و در قطعات پیروکلاستیک، کانی های تشکیل دهنده عمده شامل کوارتز، میکاها، کلسیت، شیشه آتشفشانی نیمه تا تماماً آلتره به کانی های رسی و کانی های خانواده زئولیت و ... می باشد.	ریزدانه	C2
متوسط		قطعات خرده سنگی عمدتاً از نوع ولکانیک - ساب ولکانیک با ترکیب حدواسط بوده؛ در مقادیر کمتر قطعات پیروکلاستیک، رسوبی و پلوتونیک وجود دارد. مجموعه قطعات خرده سنگی شامل: آندزیت، بازالت، کوارتز دیوریت، ویتریک کریستال توف، میکرایت، ماسه سنگ، گری وک، بایومیکرایت و ... می باشد	درشت دانه	C3
زیاد		قطعات خرده سنگی عمدتاً از نوع پیروکلاستیک می باشند. کانی های تشکیل دهنده قطعات موجود شامل کوارتز به فرم های میکرو تا کریپتوکریستالین و تک بلور، فلدسپار، سریسیت، کلسیت مسکویت، شیشه آتشفشانی نیمه آلتره به کانی های رسی و کانی های خانواده زئولیت ها و ... می باشد.	درشت دانه	C4
زیاد		قطعات خرده سنگی عمدتاً از نوع پیروکلاستیک می باشند. قطعات خرده سنگی عمدتاً شامل کریستال ویتریک توف کربناته، ریولیت نیمه تا تماماً آلتره (سریسیتی شدن و آرژیلیتی شدن)، میکرایت، آهک کریستالین و قطعات خرده کانی از نوع کوارتز و فلدسپات می باشد	ریزدانه	C4

جدول ۵. نتیجه گیری کلی از وضعیت کارگاه‌های مورد بررسی به لحاظ واکنش‌زایی قلیایی سیلیسی

نام کارگاه	احتمال واکنش‌زایی بر اساس نتیجه آزمون	نتیجه آزمون کوتاه مدت مطابق ASTM C1260	نتیجه آزمون بلند مدت مطابق ASTM C1293
استان زنجان			
ماسه کارگاه Z1	-	غیر واکنش‌زا	-
ماسه کارگاه Z2	متوسط	مشکوک به واکنش‌زایی	واکنش‌زا
ماسه کارگاه Z3	-	واکنش‌زا	واکنش‌زا
ماسه کارگاه Z4	متوسط	واکنش‌زا	واکنش‌زا
شن کارگاه Z1	-	غیر واکنش‌زا	-
شن کارگاه Z2	ضعیف	مشکوک به واکنش‌زایی	واکنش‌زا
شن کارگاه Z3	ضعیف	مشکوک به واکنش‌زایی	واکنش‌زا
شن کارگاه Z4	متوسط	واکنش‌زا	واکنش‌زا
استان کرمانشاه			
ماسه کارگاه K1	-	غیر واکنش‌زا	-
ماسه کارگاه K2	-	غیر واکنش‌زا	-
ماسه کارگاه K3	ضعیف	مشکوک به واکنش‌زایی	واکنش‌زا
ماسه کارگاه K4	-	غیر واکنش‌زا	-
ماسه کارگاه K5	ضعیف	مشکوک به واکنش‌زایی	واکنش‌زا
ماسه کارگاه K6	-	غیر واکنش‌زا	-
ماسه کارگاه K7	-	غیر واکنش‌زا	-
شن کارگاه K1	-	غیر واکنش‌زا	-
شن کارگاه K2	-	غیر واکنش‌زا	-
شن کارگاه K4	بسیار ضعیف	غیر واکنش‌زا	واکنش‌زا
شن کارگاه K5	ضعیف	غیر واکنش‌زا	غیر واکنش‌زا
شن کارگاه K6	-	غیر واکنش‌زا	-
شن کارگاه K7	ضعیف	غیر واکنش‌زا	غیر واکنش‌زا
استان کردستان			
ماسه کارگاه C1	متوسط	غیر واکنش‌زا	غیر واکنش‌زا
ماسه کارگاه C2	متوسط	مشکوک به واکنش‌زایی	واکنش‌زا
ماسه کارگاه C3	-	غیر واکنش‌زا	-
ماسه کارگاه C4	متوسط با بالا	واکنش‌زا	واکنش‌زا
شن کارگاه C1	متوسط	غیر واکنش‌زا	-
شن کارگاه C2	ضعیف	مشکوک به واکنش‌زایی	واکنش‌زا
شن کارگاه C3	متوسط	غیر واکنش‌زا	واکنش‌زا
شن کارگاه C4	متوسط به بالا	واکنش‌زا	واکنش‌زا

۵- نتیجه گیری:

در پژوهش حاضر پس از بازدید و نمونه برداری از سنگدانه‌های ریز و درشت جمعاً ۱۵ معدن در غرب کشور شامل استان‌های زنجان، کردستان و کرمانشاه، سه آزمون مهم به ترتیب شامل پتروگرافی بر روی سنگدانه مطابق استاندارد ASTM C295، منشور تسریع شده ملات طبق استاندارد ASTM C1260 و منشور دراز مدت بتنی طبق

استاندارد ASTM C1293 جهت تعیین پتانسیل واکنش زایی انجام پذیرفت. نتایج حاصل از جمع‌بندی این آزمون‌ها برای کارگاه‌های مختلف عبارتند از:

۱- برای تعدادی از کارگاه‌های نمونه برداری شده در هر سه استان، واکنش‌زایی سنگدانه‌ها بر اساس نتایج هر سه آزمون پتروگرافی، ملات منشوری تسریع شده و منشور دراز مدت بتنی محرز گردید. لذا به نظر می‌رسد جهت ساخت بتن برای سازه‌های هیدرولیکی در این مناطق بکاربردن اقدامات پیشگیرانه همچون استفاده از سیمان کم قلیا یا پوزولان الزامی است؛

۲- بر اساس نتایج بدست آمده، مشاهده گردید که تصمیم‌گیری درخصوص واکنش‌زایی سنگدانه‌ها با اتکاء بر نتایج آزمون پتروگرافی کاری بسیار پر ریسک می‌باشد؛

۳- دو آزمون پتروگرافی و تسریع‌شده در کنار هم اگرچه ریسک تصمیم‌گیری درخصوص واکنش‌زایی سنگدانه‌ها را کمتر می‌کنند منتها به تنهایی کافی نیستند و اعلام نظر قطعی در خصوص واکنش‌زایی یک نمونه سنگدانه با انجام آزمون دراز مدت میسر خواهد بود و چنانچه تنها به انجام آزمون تسریع شده یا پتروگرافی اکتفا گردد مقداری ریسک در تصمیم‌گیری پذیرفته شده است؛

۴- بر اساس نتایج موجود در این مطالعه، نشان داده شده است که اعلام نظر قطعی در خصوص واکنش‌زایی یک نمونه سنگدانه بعد از انجام آزمون درازمدت مطابق استاندارد ASTM C1293 امکان‌پذیر است؛

۵- براساس نتایج قطعی حاصل در این مطالعه و همچنین براساس تعداد کارگاه‌های نمونه برداری شده، به نظر می‌رسد پتانسیل واکنش‌زایی در استان زنجان بیشتر از دو استان دیگر می‌باشد. اگرچه تعداد نمونه‌های اخذ شده در این مطالعه یکسان نمی‌باشد و جهت اظهار نظر قطعی نیاز به نمونه برداری‌های با تعداد بیشتر و یکسان می‌باشد، منتها نتایج حاصل تا حدی شرایط را برای استان زنجان نسبت به دو استان دیگر بدتر نمایش می‌دهد.

۶- قدردانی:

در این بخش جا دارد از زحمات کلیه همکاران در بخش مصالح و فرآورده‌های ساختمانی مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی که ما را در انجام این پروژه یاری رساندند، کمال تشکر و قدردانی بعمل آید.

۷- منابع:

- [1] Diamond S et al. On the physics and chemistry of alkali-silica reactions. In: *Proc. 5th Conf. Alkali-Aggregate Reaction in Concrete* 1981;S252/22:1-11.
- [2] Buck, A. D. Houston, B. J. Pepper, L. Effectiveness of mineral admixtures in preventing excessive expansion of concrete due to alkali-aggregate reaction, *Journal of the American Concrete Institute*, 1953, 30 (10); pp. 11-60.
- [3] Ramlochan, T. Thomas, M. Gruber, K. A. The effect of metakaolin on alkali-silica reaction in concrete, *Cement and Concrete Research*, 2000, 30; pp. 339- 344.
- [4] Lindgård, J. Andiç-Çakır, O. Fernandes, I. Rønning, T. F. Thomas, M. D. A. Alkali-silica reactions (ASR): Literature review on parameters influencing laboratory performance testing, *Cement and Concrete Research*, 42 (2012) 223-243.
- [5] St John D.A., Poole A.B., I. Sims, *Concrete Petrography—A Handbook of Investigative Techniques*, Arnold, U.K, 1998, p. 474.
- [6] Dove, P.M. Rimstidt, J.D. Silica-water interactions, in: P.J. Heaney, C.T. Prewitt, G.V. Gibbs (Eds.), *Silica: physical behaviour, geochemistry and materials applications Reviews in Mineralogy*, Mineralogical Society of America, 1994, pp. 259-308.
- [7] RILEM TC 191-ARP: 'Alkali-reactivity and prevention—assessment, specification and diagnosis of alkali-reactivity', RILEM recommended test method AAR-1: detection of potential alkali-reactivity of aggregates—petrographic method, *Mater. Struct.* 36 (2003) 480-496.
- [8] Broekmans M.A.T.M., *The alkali-silica reaction: mineralogical and geochemical aspects of some Dutch concretes and Norwegian mylonites*, PhD. Thesis, in, University of Utrecht, 2002, pp. 144.

- [9] Böhm, M. Baetzner, S. The effect of the alkalinity of the pore solution on ASR, in: M.A.T.M. Broekmans, B.J. Wigum (Eds.), 13th International Conference on Alkali–Aggregate Reactions in Concrete, Trondheim, Norway, 2008, pp. 501–510.
- [10] Rivard, P. Bérubé, M.-A. Ollivier, J.-P. Ballivy, G. Alkali mass balance during the accelerated concrete prism test for alkali–aggregate reactivity, *Cem. Concr. Res.* 33 (2003) 1147–1153.
- [11] Leemann, A. Lothenbach, B. The influence of potassium–sodium ratio in cement on concrete expansion due to alkali–aggregate reaction, *Cem. Concr. Res.* 38 (2008) 1162–1168.
- [12] Leemann, A. Lothenbach, B. The Na₂O-equivalent of cement: a universal parameter to assess the potential alkali–aggregate reactivity of concrete? in: M.A.T.M. Broekmans, B.J. Wigum (Eds.), 13th International Conference on Alkali–Aggregate Reactions in Concrete, Trondheim, Norway, 2008, pp. 909–919.
- [13] Kollek, J.J. Varma, S.P. Zaris, C. Measurement of OH[–] concentrations of pore fluids and expansion due to alkali–silica reaction in composite cement mortars, 8th International Congress on the Chemistry of Cement, Rio de Janeiro, 1986, pp. 183–189.
- [14] Thomas, M.D.A. Review of the effect of fly ash and slag on alkali–aggregate reaction in concrete, BRE Report, Building Research Establishment Report, BR 314, Construction Research Communications, UK, 1996, p. 117.
- [15] Kagimoto, H. Inoshita, I. Kawamura, M. Threshold OH[–] concentration in pore solution of mortar using alkali reactive aggregates, in: M. Tang, M. Deng (Eds.), 12th International Conference on Alkali–Aggregate Reaction in Concrete, Beijing, China, 2004, pp. 728–735.
- [16] Shehata, M.H. Thomas, M.D.A. Alkali release characteristics of blended cements, *Cem. Concr. Res.* 36 (2006) 1166–1175.
- [17] Larive, C. Laplaud, A. Coussy, O. The role of water in alkali–silica reaction, in: M.-A. Bérubé, B. Fournier, B. Durand (Eds.), 11th International Conference on Alkali–Aggregate Reaction, Québec, Canada, 2000, pp. 61–69.
- [18] ASTM C295–12: "Practice for Petrographic Examination of Aggregates for Concrete", American Society for Testing and Materials.
- [19] ASTM C227: Test Method for Potential Alkali Reaction of Cement-Aggregate Combinations (Mortar-Bar Method), American Society for Testing and Materials
- [20] ASTM C 1260 Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Aggregates (Mortar-Bar Method)
- [21] ASTM C1293-95: Test Method for Concrete Aggregates by Determination of Length Change of Concrete Due to Alkali-Silica Reaction, American Society for Testing and Materials
- [22] Thomas, M.D.A. Fournier, B. Folliard, K. Ideker, J. Shehata, M. Test methods for evaluating preventive measures for controlling expansion due to alkali-silica reaction in concrete, *Cem. Concr. Res.* 36 (10) (2006) 1842–1856.
- [23] Thomas M.D.A., The effect of supplementary cementing materials on alkali–silica reaction: a review, *Cem. Concr. Res.* 41 (2011) 1224–1231.
- [24] ASTM C702 – 87: "Practice for Reducing Field Samples of Aggregate to Testing Size", American Society for Testing and Materials.