دانشگاه قم

مجله

پژوهش های زیرساخت های عمرانی

دوفصلنامه، سال هفتم، شماره ۱، بهار و تابستان ۱۴۰۰

۰۱-۱۶ بررسی آزمایشگاهی خصوصیات بتن خودتراکم الیافی مقاومت بالا ساخته شده از سنگدانه کاملا بازیافتی
امیر ارسلان زمانی، مسعود احمدی و احمد دالوند

۱۷-۳۶ ارائه ضرایب طراحی لرزه‌ای دیوارهای مرکزگرای گهواره‌ای چندگانه تحت رکوردهای حوزه دور و نزدیک گسل
اسماعیل محمدی ده‌چشمه و وحید بروجردیان

۳۷-۵۱ ارزیابی عوامل مؤثر بر انتخاب شیوهٔ سفر دوچرخه‌سواری در سفرهای خانه- مبنای کوتاه‌تر از سه کیلومتر
علی فرزانه موحد و سید محمدحسین دهناد

۵۳-۶۵ تأثیر تغییر کاربری زمین و گسترش کشاورزی بر روی خشک شدن دریاچه‌های بختگان و طشک
زینب حسینی، مرتضی مظفری و الهام فیجانی

۶۷-۷۵ بررسی اثر موقعیت ترک و مشخصات مقاومتی مصالح بر پایداری شیب‌های خاکی همگن
احمدرضا مظاهری، بابک طهماسبی راد، مهدی کماسی و مسعود نصیری

۷۷-۹۱ مقایسه رفتار آرماتورهای FRP با فولادی در ستون‌های بتن مسلح تحت بارگذاری انفجار
رضا حیدری مال امیری و داود توکلی

۹۳-۱۰۹ توسعه مدل پیش‌بینی مدول برجهندگی خاک بستر رسی براساس نتایج آزمایش نفوذ مخروط با استفاده از روش رگرسیون چندجمله‌ای تکاملی
علیرضا غنی‌زاده و علی دل‌آرام

۱۱۱-۱۲۹ بررسی تأثیر انواع طرح مخلوط و بافت درشت بر مقاومت لغزشی رویه بتن غلتکی
مصطفی آدرسی، محمدعلی قنبری و علیرضا امیدی

۱۳۱-۱۵۱ شبیه‌سازی اثرات ورق‌های FRP روی رفتار غیرخطی اتصالات تیر- ستون بتن‌مسلح
مهدی نعمت‌زاده، سینا بهارلو، جواد شایان‌فر و سیدمحمدرضا حسنی

۱۵۳-۱۷۱ ساخت دستگاه استوانه توخالی برای بررسی رفتار کششی خاک‌های رسی با نگاهی بر اثر شاخص خمیری
عباس قلندرزاده، محمودرضا عبدی و لیلا شفیعی چافی

۱۷۳-۱۸۸ بررسی رفتار دیوار برشی فولادی کمانش‌تاب تحت اثر حریق
فریدون معصومی زهندی، محمد حسین‌زاده، سپیده رحیمی و مهدی عبادی جامخانه

۱۸۹-۲۱۰ آنالیز ریسک‌های قراردادی در پروژه‌های زیربنایی حمل‌ونقل مبتنی بر روش مشارکت بخش عمومی- خصوصی (PPP)
امید پورافشار، بهنود برمایه‌ور، رضا اسمعیل آبادی و احسان اثنی عشری

چاپ الکترونیکی: ۲۷۸۳-۱۴۰X

به نام خدا

پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی

مجله علمی

سال هفتم، شماره اول

بهار و تابستان ۱۴۰۰

صاحب امتیاز

دانشگاه قم

مدیر مسئول:

دکتر علی‌محمد رجبی، دانشیار، گروه زمین‌شناسی مهندسی، دانشگاه تهران

سردبیر:

دکتر علی قنبری، استاد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه خوارزمی

سردبیر همکار:

دکتر سید روح الله حسینی واعظ، دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه قم

ویراستار:

طاهره عارف زاده، کارشناس ارشد مهندسی عمران، گروه مهندسی عمران، دانشگاه قم

طرح روی جلد: سید محمد جواد حسینی واعظ

صفحه آرایی: طاهره عارف زاده

ناظر چاپ: محمد رضا شجاعی

شاپا الکترونیکی: ۲۷۸۳-۱۴۰X

هیأت تحریریه

دکتر مرتضی اسکندری قادی

استاد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه تهران

دکتر سید روح الله حسینی واعظ

دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه قم

دکتر ماشاء اله خامه چیان

استاد، گروه زمین شناسی مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس

دکتر مهدی خداپرست

دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه قم

دکتر طاهر رجایی

استاد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه قم

دکتر علی محمد رجبی

دانشیار، گروه زمین‌شناسی مهندسی، دانشگاه تهران

دکتر علی قنبری

استاد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه خوارزمی

دکتر وحید نورانی

استاد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

هیأت تحریریه بین‌المللی

Janusz Wasowski

Professor, National Research Council, Roma, Italy

Hakim S. Abdelgader

Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Tripoli, Tripoli, Libyan Arab Jamahiriya

نشانی: قم، جاده قدیم اصفهان، دانشگاه قم، دانشکده فنی و مهندسی، گروه مهندسی عمران، دفتر مجله پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی

کدپستی: ۳۷۱۶۱۴۶۶۱۱

تلفن: ۰۲۵-۳۲۱۰۳۵۹۰

نمابر: ۰۲۵-۳۲۸۵۴۲۲۸

نشانی سایت: http://cer.qom.ac.ir/

پست الکترونیک: cer@qom.ac.ir

قیمت: ۱۰۰۰۰۰ ریال

مقالات این شماره

بررسی آزمایشگاهی خصوصیات بتن خودتراکم الیافی مقاومت بالا ساخته شده از سنگدانه کاملا بازیافتی ۱
امیر ارسلان زمانی، مسعود احمدی و احمد دالوند

ارائه ضرایب طراحی لرزه‌ای دیوارهای مرکزگرای گهواره‌ای چندگانه تحت رکوردهای حوزه دور و نزدیک گسل ۱۷
اسماعیل محمدی ده‌چشمه و وحید بروجردیان

ارزیابی عوامل مؤثر بر انتخاب شیوهٔ سفر دوچرخه‌سواری در سفرهای خانه- مبنای کوتاه‌تر از سه کیلومتر ۳۷
علی فرزانه موحد و سید محمدحسین دهناد

تأثیر تغییر کاربری زمین و گسترش کشاورزی بر روی خشک شدن دریاچه‌های بختگان و طشک ۵۳
زینب حسینی، مرتضی مظفری و الهام فیجانی

بررسی اثر موقعیت ترک و مشخصات مقاومتی مصالح بر پایداری شیب‌های خاکی همگن ۶۷
احمدرضا مظاهری، بابک طهماسبی راد، مهدی کماسی و مسعود نصیری

مقایسه رفتار آرماتورهای FRP با فولادی در ستون‌های بتن مسلح تحت بارگذاری انفجار ۷۷
رضا حیدری مال امیری و داود توکلی

توسعه مدل پیش‌بینی مدول برجهندگی خاک بستر رسی براساس نتایج آزمایش نفوذ مخروط با استفاده از روش رگرسیون چندجمله‌ای تکاملی ۹۳
علیرضا غنی‌زاده و علی دل‌آرام

بررسی تأثیر انواع طرح مخلوط و بافت درشت بر مقاومت لغزشی رویه بتن غلتکی ۱۱۱
مصطفی آدرسی، محمدعلی قنبری و علیرضا امیدی

شبیه‌سازی اثرات ورق‌های FRP روی رفتار غیرخطی اتصالات تیر- ستون بتن‌مسلح ۱۳۱
مهدی نعمت‌زاده، سینا بهارلو، جواد شایان‌فر و سیدمحمدرضا حسنی

ساخت دستگاه استوانه توخالی برای بررسی رفتار کششی خاک‌های رسی با نگاهی بر اثر شاخص خمیری ۱۵۳
عباس قلندرزاده، محمودرضا عبدی و لیلا شفیعی چافی

بررسی رفتار دیوار برشی فولادی کمانش‌تاب تحت اثر حریق ۱۷۳
فریدون معصومی زهندی، محمد حسین‌زاده، سپیده رحیمی و مهدی عبادی جامخانه

آنالیز ریسک‌های قراردادی در پروژه‌های زیربنایی حمل‌ونقل مبتنی بر روش مشارکت بخش عمومی- خصوصی (PPP) ۱۸۹
امید پورافشار، بهنود برمایه‌ور، رضا اسمعیل آبادی و احسان اثنی عشری

درباره نشریه

نشریه علمی گروه مهندسی عمران دانشگاه قم با عنوان «**پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی**» افتخار دارد دستاوردهای علمی-پژوهشی محققان کشور را به نحو شایسته‌ای در اختیار پژوهشگران و محققان فعال در زمینه‌های مرتبط با زیرساخت‌های عمرانی قرار دهد. این نشریه سعی دارد زمینه‌ای را برای مجموعه گسترده‌ای از مطالعات علمی و فنی فراهم کند تا نیازهای در حال تحول در حوزه زیرساخت‌های مهندسی عمران را منعکس نماید.

مجوز انتشار این نشریه علمی در سال ۱۳۹۳ براساس مصوبه شماره ۹۳/۱۲۹۹ مورخ ۱۳۹۳/۱/۲۶ وزارت فرهنگ و ارشاد اسلامی تحت عنوان «پژوهش‌های عمران و محیط‌زیست» صادر شد. در ادامه این نشریه در سال ۱۳۹۹ به «پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی» با مجوز شماره ۲۴۱۶۳ وزارت و ارشاد اسلامی تغییر نام داده شد. مقالات پژوهشی، مروری و کوتاه در این نشریه به زبان فارسی و به‌صورت دوفصلنامه به چاپ می‌رسد. تمامی مقالات منتشر شده در این نشریه تحت فرآیند داوری به‌صورت «اطلاعات یک جانبه بسته» قرار گرفته‌اند. همچنین تمامی متون اصلی فارسی این مقالات به‌وسیله مشابهت‌یاب سمیم نور و متن انگلیسی چکیده آنها به‌وسیله مشابهت‌یاب iThenticate به منظور منحصر به‌فرد بودن این مطالعات، مورد بررسی قرار گرفته‌اند. در راستای تحقق دستیابی به سطوح بین المللی، درج شناسه دیجیتال مقاله (DOI) با پیش‌شماره اختصاصی ۱۰/۲۲۰۹۱ به صاحب امتیازی دانشگاه قم، برای کلیه مقالات منتشر شده در این نشریه، به‌صورت رایگان صورت می‌پذیرد.

به منظور تسهیل در دریافت مقالات، انجام داوری و پیگیری‌های بعدی، نویسندگان محترم بایستی ضمن ثبت نام در پایگاه نشریه، مقالات خود را از طریق سامانه ارسال نمایند. اعضای هیات تحریریه نشریه پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی مصمم هستند که فرآیند مکاتبات و داوری مقالات در کوتاه‌ترین زمان ممکن صورت گیرد و نتیجه در اولین فرصت به اطلاع نویسندگان محترم برسد.

مخاطبان این نشریه تحت مجوز حق انتشار بین المللی و اجازه دسترسی ۴/۰ (CC BY 4.0) می‌توانند مطالب و یا قالب موجود را نسخه‌برداری و توزیع نمایند. همچنین دسترسی به مقالات این نشریه رایگان است (Open Access).

نشریه پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی برای ارسال، داوری و چاپ مقاله از نویسندگان هزینه‌ای دریافت نمی‌کند.

اصول اخلاقی نشریه و مصادیق سوء رفتار در نشر

سیاست‌های اخلاقی نشریه «**پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی**» براساس اصول کمیته بین‌المللی اخلاق نشر (COPE) و رعایت منشور اخلاقی نشریات وزارت علوم، تحقیقات و فناوری می‌باشد که سردبیر نشریه، خوانندگان، نویسندگان، داوران و دبیران علمی به آن متعهد هستند. براساس این منشور اخلاقی، نشریه برای انواع مقالات ارسال شده، صلاحیت تعیین شماره مورد نظر برای چاپ را دارد. به‌علاوه، مؤلفان، داوران، دبیران علمی و سردبیر هنگام همکاری با نشریه «**پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی**» باید این اصول اخلاقی را رعایت کنند. مشروح اصول کمیته بین‌المللی اخلاق نشر (COPE)، در آدرس http://publicationethics.org قابل دسترسی می‌باشد.

وظایف و مسئولیت‌های سردبیر و دبیران علمی:

۱. سردبیر و دبیران علمی این نشریه وظیفه و مسئولیت قبول یا رد مقاله را به‌عهده می‌گیرند.
۲. سردبیر و دبیران علمی این نشریه باید رونوشت‌های ارسال شده را تا هنگام انتشار، محرمانه نگه دارند.
۳. سردبیر و دبیران علمی تصمیمات نهایی مورد نظر در رابطه با انتشار یا عدم انتشار یک رونوشت را اتخاذ می‌کنند.
۴. سردبیر و دبیران علمی این نشریه باید اصل بینامی داوران را حفظ کنند.
۵. سردبیر و دبیران علمی این نشریه باید از تعارض منافع جلوگیری کنند.
۶. سردبیر و دبیران علمی این نشریه ملزم به رعایت صیانت علمی و تلاش برای رفع نیازهای علمی خوانندگان خود هستند.
۷. سردبیر و دبیران علمی این نشریه سرقت ادبی و تقلب و کلاهبرداری‌های احتمالی را شناسایی کنند و در موارد نیاز اصلاحات، توضیحات، و واپس‌گیری‌ها و عذرخواهی‌ها را ارائه دهند.
۸. سردبیر و دبیران علمی این نشریه باید به محتوای پژوهشی مرتبط، متمرکز و محدود باشند.
۹. سردبیر و دبیران علمی این نشریه نباید اطلاعات رونوشت‌ها را برای افرادی غیر از نویسندگان، نویسنده مسئول و داوران فاش کنند.
۱۰. رونوشت‌های منتشر نشده توسط سردبیر و دبیران علمی و یا اعضای دیگر برای مقاصد شخصی مورد استفاده قرار نخواهد گرفت.

وظایف و مسئولیت‌های داوران:

۱. داوران این نشریه می‌بایست با سردبیر و دبیران علمی برای تصمیم‌گیری در رابطه با انتشار رونوشت‌های ارسال شده همکاری کنند.
۲. داوران باید نظرات خود را به سردبیر و دبیران علمی برای تصمیم‌گیری در رابطه با انتشار یا عدم انتشار رونوشت، در زمان لازم ارائه دهند.
۳. داوران دعوت شده به این نشریه مسئولیت محرمانه نگه داشتن رونوشت‌های ارسال شده را بر عهده دارند.
۴. داوران ملزم به رعایت محرمانه نگه داشتن رونوشت‌های ارسال شده و عدم استفاده از اطلاعات آنان برای مقاصد شخصی هستند.
۵. نظرات داوران در رابطه با رونوشت‌های ارسال شده باید فنی و تخصصی باشد.
۶. داوران نباید رونوشت‌هایی که در آنها تعارض علایق با یکی از نویسندگان، شرکت‌ها، یا مؤسسات وجود دارد را داوری کنند.

۷. داوران باید تعارض منافع را بیان و از رخداد آن جلوگیری کنند.

وظایف و مسئولیت‌های نویسندگان:

۱. رونوشت‌ها باید فقط به زبان فارسی و با نگارش صحیح و با اصطلاحات مناسب ارسال شود.
۲. رونوشت‌ها نباید در جای دیگری (بجز در قالب چکیده یا بخشی از یک سخنرانی، مقاله مروری، یا پایان‌نامه) چاپ شده باشند یا هم زمان توسط نشریه دیگری تحت بررسی باشند.
۳. نویسنده مسئول باید از رضایت دیگر مؤلفان همکار مطمئن بوده و نوشتار به تایید کلیه نویسندگان رسیده باشد.
۴. یکی دیگر از مسئولیت‌های نویسندگان، حصول اطمینان و کسب اجازه موسسه ایست که رونوشت ارسال شده مربوط به آن است.
۵. یکی از شرایط ارسال رونوشت اینست که مؤلفان اجازه ویرایش آن را برای قابلیت خوانایی بیشتر بدهد.
۶. از نویسندگان انتظار می‌رود تا حامی مالی را برای اجرا و آماده‌سازی روند تحقیق به طور خلاصه بیان کنند.
۷. فرم تعهد اخلاقی و حق نشر می‌بایست که توسط مولفان قبل از پذیرش مقالات امضا و تایید شود.
۸. در نشریه‌های دسترسی آزاد، مؤلفان حق مالکیت مقاله خود را دارند اما در کنار آن به عموم افراد اجازه دانلود، چاپ، و توزیع مقاله خود را نیز می‌دهند.
۹. همه مؤلفان یک رونوشت می‌بایست بر سر اینکه نویسنده مسئول فرآیندهای بازنگری بعدی را پس از ارسال رونوشت و تایید نهایی پیش از چاپ بر عهده گیرد، توافق کنند.
۱۰. هنگامی که نویسنده یا نویسندگان، رونوشت خطای مهمی را در کارشان دیدند، لازم است سریعاً دبیر علمی نشریه را برای تصحیح آن مطلع کنند.
۱۱. از آنجاکه سرقت ادبی یکی از خطاهای جدی و غیراخلاقی محسوب می‌شود، همه نویسندگان می‌بایست بدانند که رونوشت‌های ارسال شده به این نشریه ممکن است توسط نرم‌افزارهای سرقت ادبی مورد تحلیل قرار گیرد.
۱۲. همه نویسندگان لازم است فرآیند ارسال یک رونوشت را در این نشریه مطالعه کنند.

مصادیق نقض اصول اخلاقی انتشار توسط نویسندگان:

۱. سرقت ادبی: سرقت ادبی به معنای استفاده عمدی از مقالات یا ایده‌های شخص دیگر به نام خود است. حتی استفاده از یک جمله شخص دیگر یا جملات قبلی خود بدون ذکر منبع، سرقت محسوب می‌شود. تمامی رونوشت‌های ارسال شده به این نشریه توسط نرم‌افزارهای سرقت ادبی مورد بازبینی قرار می‌گیرند.
۲. داده‌سازی و تحریف: داده‌سازی هنگامی است که محقق در عمل، مطالعه‌ای را انجام نداده اما داده و نتیجه‌گیری ارائه می‌دهد. تحریف نیز هنگامی رخ می‌دهد که تحقیقی را انجام داده اما داده‌ها و نتایج آن را تغییر می‌دهد.
۳. ارسال همزمان: هنگامی است که یک رونوشت به دو نشریه ارسال می‌شود.
۴. ارسال دو نسخه‌ای (المثنی): هنگامی رخ می‌دهد که دو یا چند مقاله دارای فرضیات، داده‌ها و نتایج یکسان هستند.
۵. ارسال تکراری (اضافی): به معنی تقسیم یک مطالعه به مقالات متعدد و ارسال آنها می‌باشد.
۶. سهیم کردن نادرست نویسنده دیگر: همه نویسندگان لیست شده در مقاله می‌بایست در انجام آن سهیم باشند.
۷. دستکاری منابع: هنگامی است که در قسمت پایانی یک رونوشت منابع متعددی ذکر می‌شود، در حالی‌که در محتوای متن نامی از آنها برده نشده است.

اهداف

- تقویت رشد تحقیقات علمی در بین مهندسان و دانشمندان ایرانی
- ایفای نقش رابطی جهت در دسترس قرار دادن ثمره این تحقیقات در جوامع ملی و بین‌المللی مهندسی عمران
- تمرکز در زمینه‌های پژوهشی مرتبط با زیرساخت‌های عمرانی
- انتشار تحقیقات با کیفیت بالا از جوامع دانشگاهی همراه با نرخ استناد بالا و تاثیرگذاری در دست‌یابی به مسیرهای مرتبط با صنعت

نشریه «پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی» یک نشریه علمی است که در حوزه مهندسی عمران به نشر مقالات علمی می‌پردازد. محققان و پژوهشگران محترم می‌توانند نتایج تحقیقات علمی و وزین خود در زمینه‌های مرتبط با زیرساخت‌های عمرانی را جهت بررسی، داوری و چاپ از طریق سامانه آنلاین به نشریه ارسال نمایند.

محورهای پژوهشی نشریه

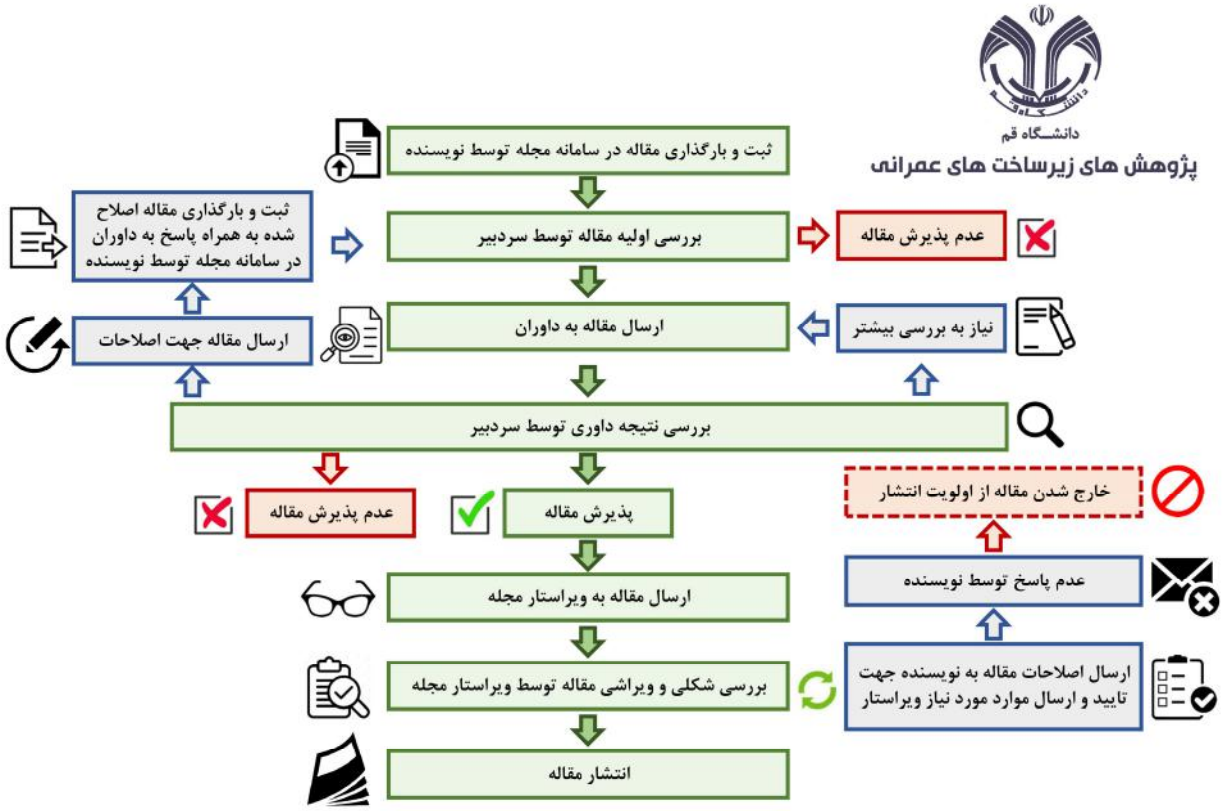
زیرساخت‌های عمرانی شامل سدها، پل‌ها، سیستم‌های حمل و نقل، سازه‌های ژئوتکنیکی، ساخت و سازهای زیرزمینی، خطوط لوله، سیستم‌های توزیع آب، ساختمان‌ها، سازه‌های دریایی، نیروگاه‌ها، فرودگاه‌ها، سکوهای دریایی می‌شود.

مهمترین محورهای پژوهشی مجله پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی به شرح زیر است:

- سیستم‌های هوشمند زیرساخت‌های عمرانی
- قابلیت اطمینان و مدیریت ریسک
- طراحی و ساخت
- آنالیز شکست
- فناوری‌های اطلاعات در زیرساخت‌های عمرانی
- آزمون‌های صحرایی
- مدیریت ساخت و ارزش
- بهینه‌سازی
- اتوماسیون و رباتیک در زیرساخت‌های عمرانی
- کنترل پروژه و ابزاردقیق
- مدل‌سازی ریاضیاتی
- روش‌های عددی و آزمایشگاهی
- ارزیابی و پایش
- سیستم‌های توسعه پایدار زیرساخت‌های عمرانی
- اثرات زیست‌محیطی
- استراتژی‌های بهسازی، تعمیر و نگهداری
- آزمون‌های غیرمخرب

فرآیند پذیرش مقالات

فرآیند پذیرش مقاله در این نشریه از ارسال تا چاپ نهایی مطابق با نمودار فلودیاگرام زیر صورت می‌پذیرد.
مدت زمان این فرآیند، به قبول داوری توسط داوران محترم، ارسال نظرات داوری و پاسخگویی به نظرات داوران توسط نویسندگان بستگی دارد.



بررسی آزمایشگاهی خصوصیات بتن خودتراکم الیافی مقاومت بالا ساخته شده از سنگدانه کاملا بازیافتی

امیر ارسلان زمانی
کارشناس ارشد مهندسی عمران، دانشگاه لرستان.
پست الکترونیک:
z_amirarsalan@yahoo.com

مسعود احمدی
استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آیت ا... بروجردی، بروجرد.
پست الکترونیک:
masoud.ahmadi@abru.ac.ir

احمد دالوند*
استادیار، دانشکده مهندسی، دانشگاه لرستان.
پست الکترونیک:
dalvand.a@lu.ac.ir

در این مطالعه، اثر استفاده منفرد و ترکیبی الیاف‌های پلی وینیل الکل و فولادی بر خصوصیات بتن خودتراکم الیافی مقاومت بالا ساخته شده از سنگدانه کاملا بازیافتی در سه بخش خصوصیات مکانیکی، رفتار در برابر بارهای ضربه‌ای و خصویات دوام، مورد بررسی قرار گرفته است. برای ایجاد یک مطالعه جامع، از طرح‌های اختلاط متنوع استفاده شده است. بتن سازگار با محیط‌زیست مورد استفاده در این مطالعه، از ریزدانه بازیافتی گرانیتی، الیاف پلی‌وینیل الکل و فولادی با درصدهای ۰/۵، ۱، ۱/۵ و ۲ درصد و نسبت ثابتی از خاکستر بادی کلاس F به عنوان جایگزینی از سیمان ساخته شده است. آزمایش‌های آلتراسونیک، ضربه (سقوط وزنه)، جذب آب، مقاومت کششی، مقاومت فشاری و رفتار خمشی برای ارزیابی خصوصیات بتن ساخته شده در این مطالعه مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج نشان داده است که با اضافه نمودن الیاف به بتن ساخته شده با مصالح ریزدانه کاملا بازیافتی، خصوصیات مکانیکی بهبود یافته و این اثر به میزان محسوسی وابسته به نوع الیاف، درصد مورد استفاده و منفرد یا ترکیبی بودن الیاف‌ها است. از سوی دیگر با اضافه نمودن الیاف به طرح اختلاط پایه، ظرفیت جذب و اتلاف انرژی نمونه های مورد آزمایش در تست سقوط وزنه افزایش قابل‌ملاحظه‌ای داشته است.

واژگان کلیدی: سنگدانه بازیافتی، بتن خودتراکم، مقاومت در برابر ضربه، خصوصیات مکانیکی، الیاف فولادی، الیاف پلی وینیل الکل.

۱- مقدمه

به دلیل رشد جمعیت و توسعه صنایع، افزایش میزان تولید مواد زائد به یکی از اصلی‌ترین نگرانی‌های زیست‌محیطی تبدیل شده است [۱ و ۲]. برای مثال، به دلیل فعالیت‌های معدن‌کاری و صنعت ساخت‌وساز در اتحادیه اروپا، سالانه بیش از یک‌ونیم تریلیون تن مواد زائد تولید می‌شود [۳]. بررسی دقیق داده‌های آماری در سال ۲۰۱۲ نشان داده است که تولید جهانی سنگ‌های تزئینی بیش از ۱۲۰ میلیون تن است [۴]. در حالی که مقادیر وسیعی از این مواد زائد هنوز برای هیچ محصولی مورد استفاده قرار نگرفته است [۳]. صنایع سنگی به طور مداوم مقادیر زیادی زباله جامد تولید می‌کنند که علاوه بر اینکه فضای قابل‌توجهی از زمین‌های اطراف کارخانه‌ها را اشغال می‌کنند، باعث آلودگی محیط‌زیست نیز می‌شوند [۵]. بررسی مقالات نشان می‌دهد که تولید سنگ تزئینی در سال ۲۰۱۵، بیش از ۸۰ میلیون تن بوده است و باید متذکر شد که تولید زباله جامد حاصل از مراحل استخراج، برش و جلای سنگ، بیش از ۷۰٪ میزان کل آن بوده است [۶]. استفاده مجدد از مواد زائد در صنعت نه تنها آلودگی موجود در محیط‌زیست را کاهش می‌دهد، بلکه از

* نویسنده مسئول
تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۲/۲۴، بازنگری ۱۴۰۰/۰۳/۰۳، پذیرش ۱۴۰۰/۰۳/۰۳.
شناسه دیجیتال (DOI): 10.22091/cer.2021.6955.1251

مصرف منابع طبیعی و هزینه‌های دفع مواد زائد نیز می‌کاهد [۷ و ۸].

از سوی دیگر، افزایش استفاده از مصالح بتنی در بخش صنعت ساختمان، به دلیل استفاده قابل توجه از مصالح موجود در طبیعت برای تولید بتن، باعث افزایش نگرانی‌های زیست‌محیطی شده است [۹]. به منظور کاهش اثرات مضر مواد زائد صنعتی و کمبود بالقوه منابع طبیعی، تولید بتن با مواد زائد تولید شده در صنعت به عنوان راه‌حلی مناسب برای کاهش خطرات زیست‌محیطی در نظر گرفته می‌شود که مشخصه‌های مکانیکی و دوام بتن را نیز بهبود می‌بخشد [۱۰-۱۴]. بنسی[1] و همکاران، چشم‌اندازهای استفاده از سرباره کوره بلند و ضایعات سنگ کارخانجات سنگبری در بتن را مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان می‌دهد که استفاده از این مصالح به‌جای مصالح درشت‌دانه در بتن، مشخصه‌های دوام نمونه را افزایش می‌دهد [۱۰]. برخی محققان، افزودن ضایعات گرد گرانیت به بتن را مورد توجه قرار داده‌اند [۱۴ و ۱۵]. مطالعات زفر[2] و همکاران نشان داد که نسبت جایگزینی ۲۰٪ مصالح ریزدانه با ضایعات گرد گرانیت باعث افزایش حداکثری مقاومت فشاری می‌شود [۱۵]. سوادکوهی و رئیسی با بررسی نسبت‌های جایگزینی مختلف مصالح ریزدانه با ضایعات صنعت سنگ گرانیت گزارش نمودند که تا نسبت جایگزینی ۳۰٪ مصالح ریزدانه، مشخصات مکانیکی بتن پودری واکنش‌پذیر در مقایسه با طرح اختلاط مرجع، بهبود می‌یابد [۱۴].

بتن خود متراکم (SCC[3]) برای اولین بار در سال ۱۹۸۸ برای به‌دست آوردن یک ساختار بتن با دوام ساخته شد که بررسی‌های اولیه بر روی SCC در دانشگاه توکیو انجام شده است [۱۶ و ۱۷]. در سال‌های اخیر، SCC با عملکرد بالا به دلیل مقاومت خمشی بالا، نسبت بالای مقاومت به وزن، مقاومت فشاری بالا و مقاومت مناسب در برابر ضربه، به‌طور گسترده در اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای مورد استفاده قرار گرفته است [۱۸-۲۰]. بررسی مقالات نشان داد که مزایای بالقوه استفاده از ضایعات گرانیت برای بهبود مشخصات مکانیکی و دوام، به ندرت گزارش شده است [۲۱-۲۳]. سادک[4] و همکاران نسبت‌های جایگزینی مختلف پودر ضایعات (به عنوان مواد افزودنی معدنی) با سیمان مصرفی را مورد بررسی قرار دادند. آنها اظهار داشتند که جایگزینی نسبی پودر تا ۵۰٪ وزن سیمان، باعث بهبود ویژگی‌های مواد SCC در مقایسه با طرح اختلاط مرجع با همان مقدار سیمان می‌شود [۲۳]. جین[5] و همکاران مصالح سیمانی را با جایگزینی درصدهای مختلف ضایعات گرانیتی به عنوان مصالح درشت‌دانه و جایگزینی خاکستر بادی با سیمان مصرفی ساختند. آنها گزارش نمودند که استفاده از ضایعات گرانیتی دارای اثر منفی بر وزن مخصوص خشک و خصوصیات بتن تازه است. همچنین ظرفیت خمشی نمونه‌ها تا نسبت جایگزینی گرانیت، ۴۰٪ افزایش یافته است [۲۱]. به طور مشخص اکثر مطالعات، جایگزینی جزئی ضایعات صنعت سنگ با مصالح ریزدانه در SCC را برای توسعه پایدار مورد توجه قرار داده‌اند. هدف اصلی مطالعه حاضر، بررسی خصوصیات مکانیکی و ضربه بتن خودتراکم الیافی مقاومت بالا حاوی ۱۰۰ درصد ریزدانه بازیافتی است. در این زمینه، یک مطالعه آزمایشگاهی بر روی مشخصات مکانیکی این کامپوزیت‌های سیمانی خودمتراکم و مقاومت بالا با در نظر گرفتن طرح‌های اختلاط متنوع انجام شده است. SCCهای سازگار با محیط‌زیست از مصالح ریزدانه کاملا بازیافتی، درصدهای مختلف الیاف پلی‌وینیل الکل (PVA) و الیاف فولادی دوسر قلاب و خاکستر بادی کلاس F، تولید می‌شوند. سپس خصوصیات دوام و مشخصات مکانیکی بتن تولید شده با نمونه مرجع مورد مقایسه قرار گرفته است.

1- Binici
2- Zafar
3- Self-Compacting Concrete
4- Sadek
5- Jain

۲- روند آزمایش

۲-۱- مصالح مورد استفاده

طرح‌های اختلاط تست شده در این مطالعه، حاوی سیمان پورتلند، ریزدانه بازیافتی از جنس گرانیت، آب، خاکستر بادی کلاس F و فوق روان کننده کربوکسیلاتی می‌باشند. در جدول ۱، ویژگی‌های فیزیکی و شیمیایی سیمان و خاکستر بادی ارائه شده است. لازم به ذکر است استفاده از خاکستر بادی برای کارایی SCC مناسب است. همچنین مصرف سیمان را کاهش می‌دهد و برای کاهش چقرمگی شکست ماتریس توصیه می‌شود [۲۲].

نتایج بررسی نویسندگان نشان می‌دهد که مجموع مقادیر اکسید آلومینیوم، اکسید آهن و اکسید سیلیکون بیش از ۷۰ است و بیش از حد مشخص شده در ASTM C618 می‌باشد [۲۴]. علاوه‌بر این، محدوده مقادیر تری‌اکسید سولفور (کمتر از ۵)، افت حرارتی (کمتر از ۶) و محتوای رطوبت (کمتر از ۳) بررسی شده است. همچنین، مشخصات شیمیایی خاکستر بادی نشان داده است که سیلیکات‌ها و آلومینات‌ها محتوی غالب آن هستند.

برای کاهش نسبت آب به سیمان و تسهیل کارایی مورد نیاز، فوق روان کننده بر پایه کربوکسیل به طرح‌های اختلاط اضافه شده است. در این مطالعه، حداکثر اندازه ۲/۳۶ میلی‌متر برای ریزدانه‌های بازیافتی از جنس گرانیت در نظر گرفته شده و از ضایعات برش سنگ برای بازیافت استفاده شده است. برای بدست آوردن مواد ریزدانه و خرد کردن تکه‌های گرانیتی، از یک سنگ‌شکن فکی و ماشین لس‌آنجلس استفاده شده است. ترکیب شیمیایی مصالح ریزدانه بازیافتی با استفاده از تجزیه و تحلیل پراش اشعه ایکس تعیین و نتایج در جدول ۱ ارائه شده است. نتایج نشان داد که ضایعات سنگ‌های گرانیتی حاوی کانی‌های آلبیت، کوارتز و موسکویت است.

برای بهبود خواص بتن سخت شده، الیاف های فولادی و پلی‌وینیل الکل (PVA) با مقادیر و ترکیبات مختلف در مخلوط‌ها استفاده شدند. مشخصات مکانیکی الیاف های PVA و فولادی در جدول ۲ ارائه شده است.

جدول ۱- مشخصات فیزیکی و ترکیب شیمیایی سیمان، خاکستر بادی و ریزدانه گرانیتی

ترکیبات	سیمان	خاکستر بادی	ریزدانه گرانیتی
SiO_2	۲۱/۲	۷۲/۳	۶۷/۲۵
Fe_2O_3	۳/۸۸	۱/۲۰	۲/۸۸
MgO	۱/۵۶	۰/۱۸	۱/۱۲
Al_2O_3	۴/۳۷	۲۴/۷	۱۳/۵۲
Na_2O	۰/۳۹	۰/۱	۳/۸۹
K_2O	۰/۵۲	۰/۵۳	۳/۰۷
CaO	۶۳/۱	۰/۱۳	۴/۳۷
SO_3	-	۰/۰۵	-
C_3S	۵۱	-	-
C_2S	۲۲/۷۲	-	-
C_3A	۵/۱۲	-	-
C_4AF	۱۲/۰۵	-	-
وزن مخصوص	۳/۱۱	۲/۳۰	۲/۶۱
سطح ویژه (cm^2/g)	۳۰۰۰	۳۴۳۰	-

جدول ۲- مشخصات الیاف‌های فولادی و PVA

نوع	طول (mm)	قطر (mm)	تنش کششی (MPa)	مدول الاستیک (GPa)	چگالی (kg/m^3)
فولاد	۵۰	۰/۸	۱۱۰۰	۲۰۰	۷۸۵۰
PVA	۱۲	۰/۰۴	۱۶۰۰	۳۲/۶	۱۲۹۰

۲-۲- طرح‌های اختلاط

طرح اختلاط‌های خودمتراکم این مطالعه، بر مبنای مقاومت فشاری هدف، بیش از ۵۰ مگاپاسکال و حداقل قطر جریان اسلامپ ۶۰۰ میلی‌متر طراحی شده اند [۲۵ و ۲۶]. جزییات طرح‌های اختلاط مورد استفاده در جدول ۳ ارائه شده است. همچنین جزییات نسبت‌های مخلوط، مطابق تجربه پیشین نویسندگان توصیه شده است.

جدول ۳- مشخصات طرح‌های اختلاط (kg/m^3)

شماره	ID مخلوط	سیمان (kg)	خاکستر بادی (kg)	ریزدانه گرانیتی (kg)	الیاف (٪)		آب (kg)	فوق روان کننده (kg)
					فولاد	PVA		
۱	مرجع	–	–	–	۰/۰۰	۰/۰۰	–	–
۲	S0.5	–	–	–	۰/۵۰	۰/۰۰	–	–
۳	S1.0	–	–	–	۱/۰۰	۰/۰۰	–	–
۴	S1.5	–	–	–	۱/۵۰	۰/۰۰	–	–
۵	S2.0	–	–	–	۲/۰۰	۰/۰۰	–	–
۶	P0.5	–	–	–	۰/۰۰	۰/۵۰	–	–
۷	P1.0	۸۴۰	۲۱۰	۱۳۰۰	۰/۰۰	۱/۰۰	۳۴۷	۳/۸
۸	P1.5	–	–	–	۰/۰۰	۱/۵۰	–	–
۹	P2.0	–	–	–	۰/۰۰	۲/۰۰	–	–
۱۰	S0.25P0.25	–	–	–	۰/۲۵	۰/۲۵	–	–
۱۱	S0.5P0.5	–	–	–	۰/۵۰	۰/۵۰	–	–
۱۲	S0.75P0.75	–	–	–	۰/۷۵	۰/۷۵	–	–
۱۳	S1.0P1.0	–	–	–	۱/۰۰	۱/۰۰	–	–

ترکیبات مختلف الیاف‌های فولادی و PVA برای مشخص کردن اثر آنها بر خصوصیات بتن‌های دوست‌دار محیط‌زیست و مقاومت بالای حاوی مصالح ریزدانه کاملا بازیافتی، مورد استفاده قرار گرفته است. در این مطالعه، میزان سیمان، خاکستر بادی، ریزدانه بازیافتی و نسبت آب ثابت نگه داشته شده، در حالی که درصد حجمی و نوع الیاف در طرح‌های اختلاط متغیر هستند. در کل، چهار نوع طرح اختلاط در نظر گرفته شده است. گروه اول، مخلوط مرجع حاوی سیمان پرتلند، خاکستر بادی و مصالح ریزدانه بازیافتی است. گروه‌های دوم، سوم و چهارم، طرح‌های حاوی الیاف فولادی منفرد، الیاف PVA منفرد و الیاف ترکیبی می‌باشند. برای همه طرح‌ها، قبل از مخلوط کردن بتن، سنگدانه‌های گرانیتی در وضعیت سطح خشک اشباع (SSD[6]) نگه داشته شده‌اند. در مخلوط‌های دارای یک نوع مشخص الیاف، درصد حجمی الیاف‌های فولادی و PVA از صفر تا ۰،۱/۵، ۱/۵ و ۲ درصد متغیر هستند. از سوی دیگر، در حالت استفاده از الیاف‌های ترکیبی، مجموع درصدهای حجمی الیاف‌های فولادی و PVA برابر با ۰/۵، ۱، ۱/۵ و ۲ درصد می‌باشند. قابل ذکر است که در طرح‌های با الیاف ترکیبی، درصد الیاف‌های فولادی و PVA، برابر در نظر گرفته شده است.

برای اختلاط و ایجاد بتن تازه، ابتدا اجزای خشک حاوی سیمان، خاکستر بادی و ریزدانه‌های گرانیتی در یک مخلوط‌کن، ترکیب و به مدت ۳ دقیقه مخلوط شدند. سپس نصف آب و فوق روان کننده اضافه شده و

[6]- Saturated Surface Dry

مخلوط‌کن به مدت ۲ دقیقه آنها را مخلوط کرد. سپس، آب باقیمانده، اضافه و ۲ دقیقه اختلاط ادامه یافته است. پس از اینکه مخلوط به روانی مناسب رسید، الیاف‌ها به آرامی به مخلوط‌کن اضافه شدند. پس از ورود الیاف‌ها، نرخ چرخش مخلوط‌کن افزایش یافت تا مخلوط یکنواخت شود. همچنین فرآیند مخلوط کردن نهایی، ۳ دقیقه بیشتر انجام شده است.

۳- آزمایش‌ها

برای بررسی اثر ریزدانه گرانیتی و الیاف‌ها، آزمایش‌های سرعت پالس آلتراسونیک (UPV[۷])، مقاومت فشاری، مقاومت کششی، خمش سه نقطه‌ای، ضربه (سقوط وزنه) و جذب آب انجام شده است.

۳-۱- آزمایش مقاومت فشاری

برای تعیین مقاومت فشاری نمونه‌ها، ۳۹ نمونه مکعبی با ابعاد ۱۰۰×۱۰۰×۱۰۰ میلیمترمکعب مطابق دستورالعمل‌های ASTM C39، قالب‌گیری، عمل‌آوری و تست شده است [۲۷]. تست فشار بر روی نمونه‌ها توسط یک دستگاه تست یونیورسال به ظرفیت ۲۰۰۰ کیلونیوتن و تحت شرایط کنترل جابه‌جایی انجام شده است. همچنین نرخ بارگذاری تک محوره ۰/۳ مگاپاسکال بر ثانیه در نظر گرفته شده است. مقادیر ارائه شده برای مقاومت فشاری در بخش نتایج میانگینی از سه نمونه مکعبی در هر طرح اختلاط می‌باشند.

۳-۲- آزمایش مقاومت کششی

در این مطالعه برای محاسبه مقاومت کششی همه ترکیبات اختلاط، ۳۹ نمونه استوانه‌ای (قطر ۱۰۰ میلیمتر و طول ۲۰۰ میلیمتر) مطابق ASTM C496، قالب‌ریزوی، عمل‌آوری و مورد بررسی قرار گرفته است [۲۸]. همچنین برای به‌دست آوردن مقاومت کششی، یک دستگاه تست فشاری به ظرفیت ۲۰۰۰ کیلونیوتن مورد استفاده قرار گرفته است. مقادیر گزارش شده، میانگین سه نمونه تکراری هستند و برای محاسبه مقاومت کششی از معادله (۱) استفاده شده است:

$$f_{sp} = 2P/\pi DL \qquad (۱)$$

که P نشان‌دهنده نیروی حداکثر به نیوتن، L طول نمونه استوانه‌ای (برابر ۲۰۰ میلیمتر) و D قطر نمونه استوانه‌ای (برابر ۱۰۰ میلیمتر) است.

۳-۳- رفتار خمشی

نمونه‌های منشوری (۳۲۰×۶۰×۸۰ میلیمترمکعب) برای هر مخلوط ساخته شده تا مقاومت خمشی تیرها براساس استاندارد ASTM C293 تعیین شود [۲۹]. در این آزمایش، یک لودسل به ظرفیت ۵۰ کیلونیوتن برای اندازه‌گیری بار در تیرهای منشوری استفاده شده و همه نمونه‌ها تحت بارگذاری یکنواخت به صورت حالت کنترل شده جابه‌جایی، قرار گرفته‌اند. مقاومت‌های خمشی نمونه‌ها به کمک معادله (۲) تعیین می‌شود:

$$f_r = 1.5PL/bd^2 \qquad (۲)$$

که P نشان‌دهنده نیروی حداکثر، d و b به ترتیب ارتفاع و عرض نمونه و L نشان‌دهنده طول نمونه است. مقادیر گزارش شده از میانگین نتایج برای سه تست تکرار شده به‌دست آمده است.

۳-۴- آزمایش UPV

برای بررسی اثرات حفرات هوا و الیاف‌ها بر یکپارچگی و کیفیت نمونه‌ها، آزمایش UPV انجام گرفته است. ابعاد نمونه مکعبی ۱۰۰×۱۰۰×۱۰۰ میلیمتر است و تست مطابق ASTM C597 انجام شده است [۳۰]. اندازه‌گیری‌ها در سه نمونه که دارای سن ۲۸ روز هستند تکرار شده و میانگین نتایج سه نمونه، سرعت پالس در هر مخلوط را به‌دست می‌دهد. روش انتقال مستقیم برای

[۷]- Ultrasonic Pulse Velocity

تعیین سرعت پالس مورد استفاده قرار گرفته است. سرعت پالس (V) را می‌توان به صورت زیر محاسبه کرد:

$$V = L/t \qquad (۳)$$

که L و t، به ترتیب فاصله بین مبدل‌ها و زمان انتقال موج را نشان می‌دهند.

۳-۵- آزمایش جذب آب

تست جذب آب نمونه‌ها براساس استاندارد BS1015-18 انجام شده است [۳۱]. این تست بر روی نمونه‌های مکعبی با ابعاد ۵۰×۵۰×۵۰ میلیمترمکعب و در سن ۲۸ روز انجام گرفته است. همه نمونه‌ها در یک کوره در دمای ۱۰۵ درجه سانتی‌گراد تا زمانی که به وزن ثابت برسند (W خشک)، قرار داده شدند. پس از آن، نمونه‌ها برای ۲۴ ساعت در آب غوطه‌ور گردیدند. سپس، نمونه‌ها برای تعیین وزن اشباع شده آنها وزن شدند (W اشباع). در نهایت، جذب آب نمونه‌ها توسط رابطه زیر محاسبه گردید:

$$W_A = 100 \times \frac{W_{sat} - W_{dry}}{W_{dry}} \qquad (۴)$$

۳-۶- آزمایش ضربه

برای انجام تست ضربه بر روی نمونه‌ها، ۱۰۴ نمونه دیسکی به قطر ۱۰۵ و ارتفاع ۶۵ میلیمتر ساخته شده و مطابق دستورالعمل پیشنهادی در کمیته ACI 544 مورد آزمایش قرار گرفته‌اند [۳۲]. همچنین، برای به‌دست آوردن داده‌های مناسب از تست ضربه، هشت نمونه برای هر طرح اختلاط آزمایش شده است. در این آزمایش، یک گوی توپر (۴/۴۵ کیلوگرم) از ارتفاع مشخصی رها می‌شود و بر سطح مرکزی نمونه دیسکی برخورد می‌کند. برای محاسبه انرژی جذب شده نمونه‌ها، معادله (۵) مورد استفاده قرار گرفته است:

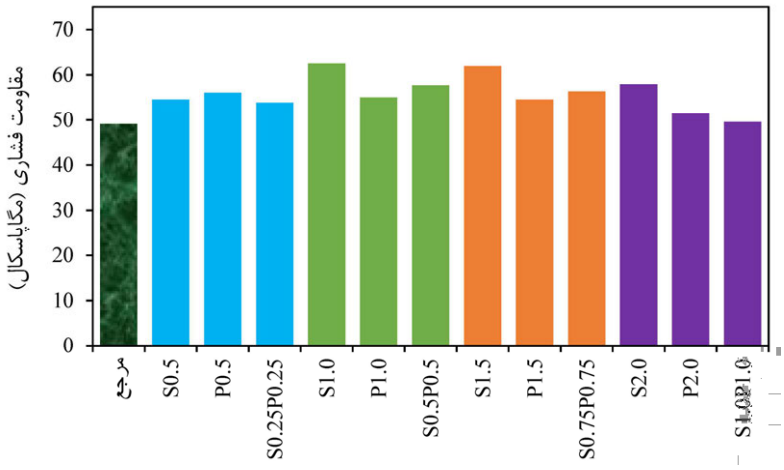
$$Energy = E = NB \times M \times h \times g \qquad (۵)$$

که NB، h، g و M به ترتیب نشان‌دهنده تعداد ضربه‌ها، ارتفاع سقوط، ثابت شتاب گرانشی و جرم گلوله توپر است.

۴- نتایج آزمایشگاهی

۴-۱- مقاومت فشاری

در شکل ۱، نتایج مقاومت فشاری همه نمونه‌ها ارائه شده است. بررسی مقالات در رابطه با استفاده از الیاف و اثر آن بر رفتار فشاری نشان داده است که افزودن الیاف می‌تواند ظرفیت فشاری نمونه‌های الیافی را افزایش یا کاهش دهد [۳۳-۳۶]. همچنین، انتظار می‌رود که افزودن حجم بالاتر الیاف، باعث افزایش منافذ خالی در مخلوط شده و از سوی دیگر، کمک می‌کند ترک‌ها به آرامی گسترش یابند.



شکل ۱- نتایج آزمایش مقاومت فشاری

مطابق مقادیر به‌دست آمده، قابل مشاهده است که مقاومت نمونه مرجع در بین همه گروه‌ها، کمترین مقدار است. در طرح اختلاط‌های تقویت شده، نمونه S1.0 دارای بالاترین مقاومت فشاری و S1.0P1.0 کمترین مقاومت را به‌دست آورده‌اند. همانطور که از نتایج شکل ۱ قابل مشاهده است، الیاف فولادی دارای عملکرد بهتری نسبت به PVA و حالت ترکیبی است. نتیجه‌گیری کلی این است که تأثیر مثبت الیاف‌ها به مقدار و نوع الیاف مورد استفاده وابسته است. اثر برتر الیاف فولادی، نتیجه مهار مکانیکی و مدول الاستیسیته بالاتر در مقایسه با الیاف PVA است. علاوه بر این، استفاده از دو نوع الیاف در مخلوط‌هایی با طول‌ها و ویژگی‌های مکانیکی مختلف، توانایی آنها در برابر رفتار بیرون‌کشیدگی را تحت تأثیر قرار می‌دهد.

به طور کلی، چسبندگی مکانیکی دارای عملکرد بهتری نسبت به چسبندگی شیمیایی در الیاف‌های فولادی است. بنابراین، الیاف‌های فولادی قلاب‌دار، تنش اصطکاکی و مهار مکانیکی قابل‌توجهی را فراهم می‌کنند [۳۷ و ۳۸]. از سوی دیگر، سطح صاف الیاف‌های PVA منجر به اندرکنش ضعیف بین ماتریس و الیاف می‌شود. بنابراین، می‌توان فرض کرد که اندرکنش، شامل اصطکاک فشاری و اصطکاک بینابینی وابسته به لغزش باشد [۲۶ و ۳۹]. رفتار پیوستگی لغزش را می‌توان به‌طور غیرمستقیم از منحنی بار- لغزش به‌دست آورد [۴۰]. بنابراین، رفتار بیرون‌کشیدگی را می‌توان با در نظر گرفتن اثر نوع الیاف بر منحنی‌های بار- لغزش همانند مدل نشان داده شده در شکل ۲، به‌دست آورد.

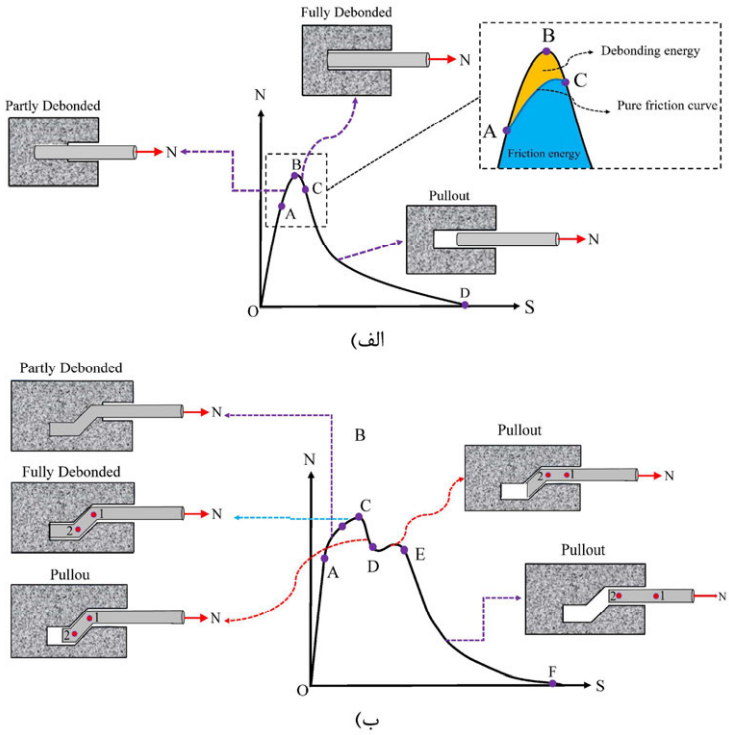
عملکرد بیرون کشیدگی الیاف‌های PVA شامل بیرون کشیدگی اصطکاکی و رفتار جداشدگی است. در بخشِ پیش از اوج منحنی بار- لغزش PVA، منحنی به دو بخش تقسیم می‌شود (شکل ۲- الف). در مرحله اول از بخش پیش از قله الیاف صاف (OA)، نیرو به پیوند فیزیکی شیمیایی وابسته است و نیرو تقریبا به طور خطی با لغزش، افزیش می‌یابد. بنابراین، انتقال بار در سطح مشترک توسط پیوند فیزیکی شیمیایی و سپس توسط اصطکاک در آن سطح انجام می‌شود. بخش غیرخطی منحنی در قبل از اوج (AB)، با شکل‌گیری ریزترک‌ها در منطقه انتقالی (ITZ) و آغاز فرآیند جداشدگی در ارتباط است. پس از نقطه B، نیروی بیرون‌کشیدگی با افزایش لغزش، کاهش می‌یابد و گسیختگی کامل در نقطه C رخ خواهد داد. سپس بیرون‌کشیدگی الیاف احتمالاً زمانی رخ می‌دهد که تنش کششی بالاتر از مقاومت اصطکاکی آن باشد. همانطور که از شکل ۲- ب قابل مشاهده است، منحنی بار لغزش الیاف فولادی دارای شکل متفاوتی از الیاف صاف است. دو بخش اولیه شاخه قبل از اوج (OA و OB)، مشابه الیاف مستقیم با گسیختگی در امتداد سطح مشترک الیاف- ماتریس، ایجاد شده‌اند. تغییرشکل پلاستیک قلاب، قفل و بست مکانیکی، مکانیسم‌های اضافی الیاف فولادی در مقایسه با الیاف PVA هستند. قلاب الیاف فولادی، ایجادکننده یک سهم اضافی (بخش BC در شکل ۲- ب) برای مقاومت در برابر نیروی بیرون‌کشیدگی است. انحنای الیاف پس از نقطه اوج منحنی به طور تدریجی شروع به تغییر کرده و از این‌رو، نیروی بیرون‌کشیدگی شروع به کم شدن خواهد کرد (بخش CD). پس از آن به دلیل صاف شدن گوشه آخر، افزایش جزئی در نیروی بیرون‌کشیدگی رخ می‌دهد (انحنای ۲) [۴۱].

۴-۲- مقاومت کششی

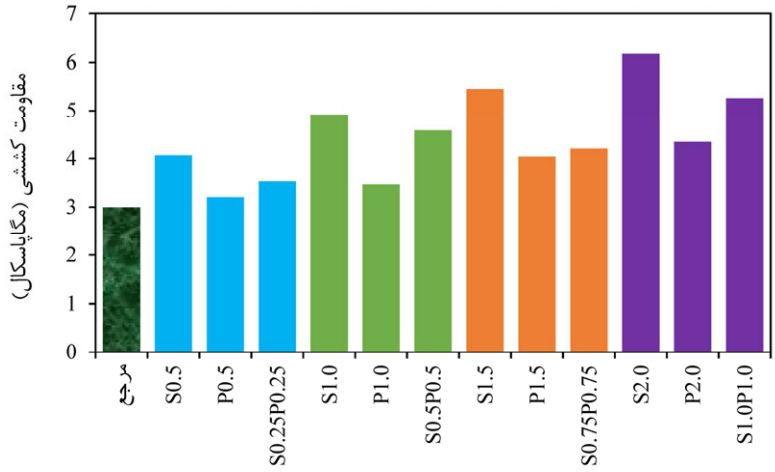
در شکل ۳، تأثیر نوع و درصد الیاف‌ها بر عملکرد کششی ارائه شده است. به دلیل اثر پل‌زدگی[8] در صفحه ترک ماتریس، مقاومت کششی نمونه تقویت شده در مقایسه با طرح مرجع، بهبود می‌یابد. می‌توان نتیجه گرفت که افزایش درصد الیاف، ظرفیت کششی نمونه‌های ساخته

[8]- bridging effect

شده از مصالح ریزدانه کاملا بازیافتی را افزایش می‌دهد. الیاف‌ها می‌توانند گسترش ترک را به تأخیر بیاندازند و بنابراین منجر به افزایش ظرفیت و رفتار کششی کامپوزیت سیمانی مقاومت بالا شوند.



شکل ۲- منحنی نیرو- لغزش، (الف) الیاف مستقیم و (ب) الیاف قلاب‌دار [۴۰]



شکل ۳- نتایج آزمایش مقاومت کششی

افزودن فقط الیاف فولادی و PVA، ظرفیت کششی مخلوط را به ترتیب ۳۵/۸۵ تا ۱۰۶ و ۷ تا ۴۵/۲۱ درصد در مقایسه با طرح اختلاط شاهد، افزایش می‌دهد. باید متذکر شد که اضافه نمودن الیاف فولادی، مقاومت کششی را بیشتر از ظرفیت فشاری افزایش می‌دهد. بیشترین افزایش ظرفیت کششی در نمونه‌های تقویت شده در مقایسه با دیگر نمونه‌های الیافی مربوط به نمونه با ۲٪ الیاف فولادی می‌باشد. علاوه بر این، اضافه کردن ۲ درصد الیاف PVA، ظرفیت کششی را حدود ۴۵ درصد افزایش می‌دهد. میانگین مقادیر مقاومت کششی برای نمونه‌های تقویت شده با الیاف فولادی، PVA و ترکیبی به ترتیب ۵/۱۵، ۳/۷۷ و ۴/۴ مگاپاسکال به‌دست آمده است. این مقادیر میانگین به ترتیب به میزان ۷۲/۳، ۲۵/۹ و ۴۷/۱ درصد بالاتر از نمونه مرجع می‌باشند. اثر ویژه

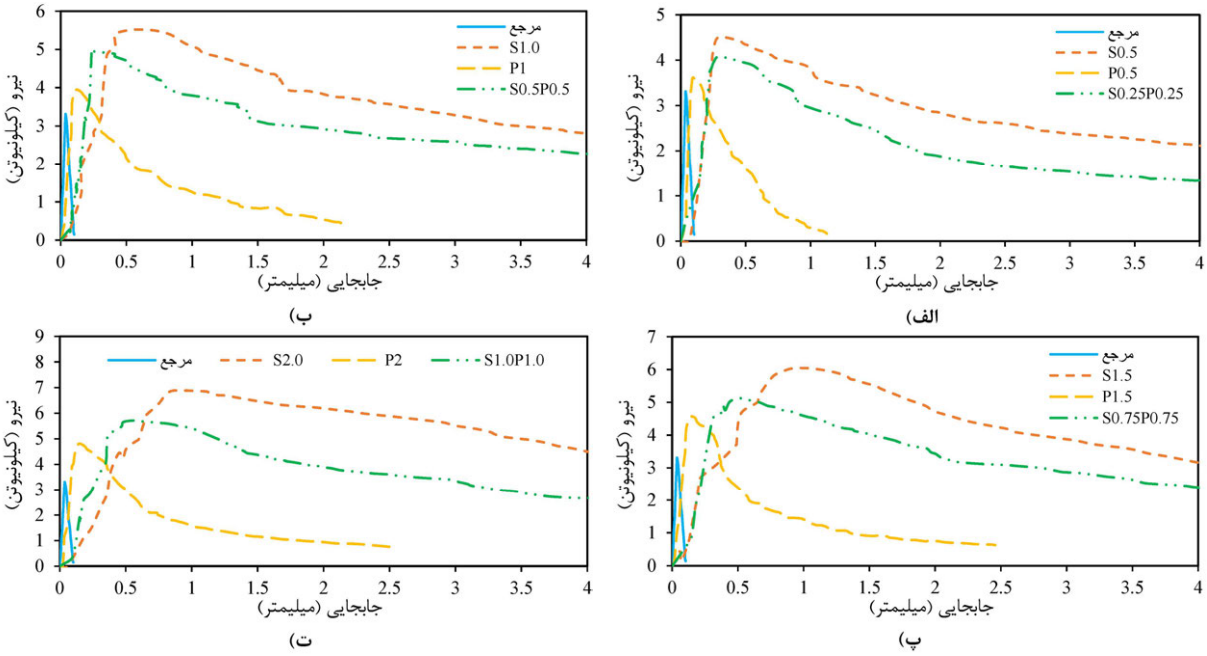
الیاف فولادی ناشی از نیروی بیرون‌کشیدگی بالاتر، کندتر نمودن بهتر رشد ترک، اثر پل‌زدگی بهتر و مدول الاستیسیته بالاتر در مقایسه با الیاف PVA است.

در نمونه‌های با الیاف ترکیبی، افزایش درصد الیاف فولاد به دلیل ویژگی‌های برتر آن، منجر به بهبود قابل توجه می‌شود. برای مثال، افزایش‌ها در نمونه‌های S0.25P0.25، S0.5P0.5، S0.75P0.75 و St1P1 به ترتیب برابر با ۱۸/۲۶، ۵۳/۲۱، ۴۰/۵۴ و ۷۵/۷۲ درصد می‌باشد.

۴-۳- رفتار خمشی

آزمایش خمش سه نقطه‌ای بر روی نمونه‌ها در سن ۲۸ روز انجام و نتایج در شکل ۴ ترسیم شده است. همچنین، مقاومت خمشی هر نمونه براساس منحنی بار-تغییرمکان و با استفاده از معادله (۲) محاسبه شده و نتایج مربوطه در شکل ۵ ارائه شده است. هرکدام از نتایج گزارش شده از میانگین سه تیر محاسبه شده است. از شکل ۴ می‌توان دریافت که نوع و درصد الیاف دارای نقش اساسی در مقاومت خمشی، حداکثر جابه‌جایی و رفتار در شاخه نزولی نمونه‌ها است.

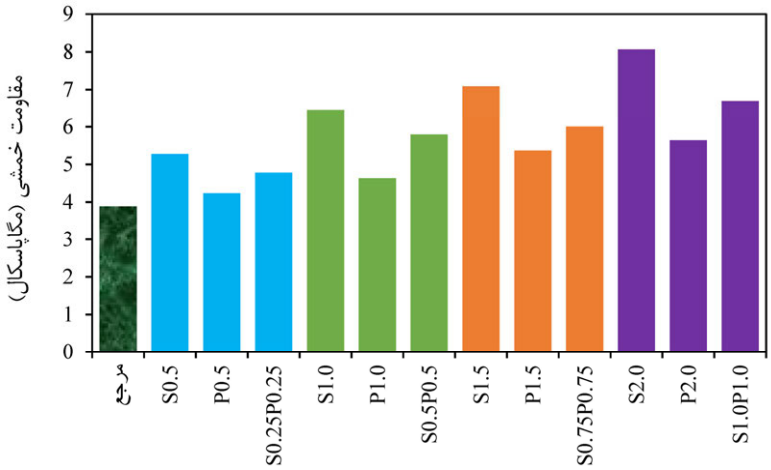
نمونه مرجع ساخته شده از مصالح ریزدانه کاملا بازیافتی دارای کمترین ظرفیت خمشی (۳/۸۸ مگاپاسکال) است. قابل توجه است که اگرچه مقاومت خمشی به‌دست آمده برای نمونه‌های مسلح به الیاف PVA بیشتر از نمونه مرجع می‌باشد، اما این بهبود از اثرات استفاده از الیاف فولادی تنها و الیاف ترکیبی کمتر حاصل شده است.



شکل ۴- نمودار بار- جابه‌جایی وسط دهانه در آزمایش خمشی، (الف) تقویت شده با ۰/۵ درصد الیاف، (ب) تقویت شده با ۱/۰ درصد الیاف، (پ) تقویت شده با ۱/۵ درصد الیاف و (ت) تقویت شده با ۲/۰ درصد الیاف

در مورد نمونه‌های با الیاف فولادی، افزودن ۰/۵، ۱، ۱/۵ و ۲ درصد الیاف، افزایش ۳۵/۹۳، ۶۶/۳۸، ۸۲/۴۲ و ۱۰۷/۷۲ درصد در مقاومت خمشی را نشان می‌دهد، در حالی‌که، حدود ۹، ۱۲/۲۱، ۳۸/۱۶ و ۴۵/۲۸٪ افزایش در مقاومت خمشی نمونه‌های با درصد الیاف PVA مشابه حاصل شده است. مشابه تست کششی، ظرفیت خمشی نمونه‌های با الیاف ترکیبی، بالاتر از نمونه‌های با درصد الیاف PVA مشابه است. برای مثال، مقادیر مقاومت خمشی در S0.75P0.75 و S1.0P1.0، به ترتیب ۱۱/۹۲ و ۱۸/۷۱ درصد بالاتر از P1.5 و P2.0 است. مقادیر

میانگین کلی مقاومت خمشی برای نمونه‌هایی که فقط دارای الیاف فولادی، فقط الیاف PVA و الیاف ترکیبی هستند به ترتیب ۶/۷۲، ۴/۹۷ و ۵/۸۲ مگاپاسکال می‌باشد.



شکل ۵- مقاومت خمشی نمونه‌ها

ارزیابی سختی خمشی نمونه‌های تقویت شده نشان داد که الیاف فولادی نسبت به الیاف PVA مؤثرتر است. حداکثر و حداقل سختی خمشی (EI) به ترتیب در نمونه‌های با ۲ درصد الیاف فولادی (S2.0) و ۰/۵ درصد الیاف PVA (P0.5) به‌دست آمده است.

علاوه‌بر این، انرژی جذب شده توسط نمونه‌ها براساس روش پیشنهادی توسط مؤسسه بتن ژاپن، تعیین شده است. در این روش، جذب انرژی در ۱/۱۵۰ دهانه (برابر ۳۰۰ میلیمتر)، تحت تست خمشی سه نقطه‌ای تعیین و نتایج در جدول ۴ ارائه شده است. مقادیر به‌دست آمده نشان می‌دهد که ظرفیت‌های خمشی نمونه‌های دارای الیاف، بدون توجه به نوع الیاف در مقایسه با نمونه مرجع، افزایش می‌یابد. براساس نتایج به‌دست آمده، کمترین و بیشترین مقدار جذب انرژی مربوط به نمونه‌های تقویت شده به ترتیب برای طرح‌های اختلاطی که فقط دارای ۲ درصد الیاف فولادی و فقط ۰/۵ درصد الیاف PVA می‌باشند. ظرفیت جذب انرژی نمونه S2.0 به ترتیب ۱۰/۸۱ و ۱/۶۵ برابر بیشتر از مقادیر جذب انرژی نمونه‌هایی است که در آنها از ۲ درصد الیاف PVA و ۲ درصد الیاف ترکیبی استفاده شده است. به طور کلی، استفاده از الیاف PVA در مقایسه با نمونه‌های تقویت شده با الیاف‌های فولادی یا ترکیبی، اثر کمتری بر جذب انرژی دارد. همانطور که مورد انتظار بود، رفتار بیرون‌کشیدگی الیاف، بیشترین تأثیر را بر افزایش ظرفیت جذب انرژی کلی داشته است. در نتیجه، بیشترین افزایش ظرفیت جذب انرژی در تیرهای تقویت شده با الیاف فولادی به‌دست آمده است.

برای بررسی بیشتر تأثیر نوع و درصد الیاف‌ها بر رفتار خمشی متناظر با نقطه اولین ترک و رفتار پس از ترک، توصیه ASTM C1018 مورد استفاده قرار گرفته است [۴۲]. شاخص‌های سختی I_5، I_{10} و I_{20} مطابق مساحت ناحیه زیر منحنی خمش و براساس چهار تغییرمکان خاص، تعیین شده‌اند. سپس، اندیس‌های مقاومت باقی‌مانده $R_{5,10}$ و $R_{10,20}$ براساس این شاخص‌های سختی محاسبه شده و در جدول ۴ ارائه شده است. همانطور که مورد انتظار بود، تقویت تیرهای مرجع با فولاد یا PVA و الیاف‌های ترکیبی به میزان قابل توجهی فاکتورهای مقاومت باقی‌مانده ($R_{5,10}$ و $R_{10,20}$) و شاخص‌های سختی (I_5، I_{10} و I_{20}) را در مقایسه با تیر مرجع بهبود می‌دهد.

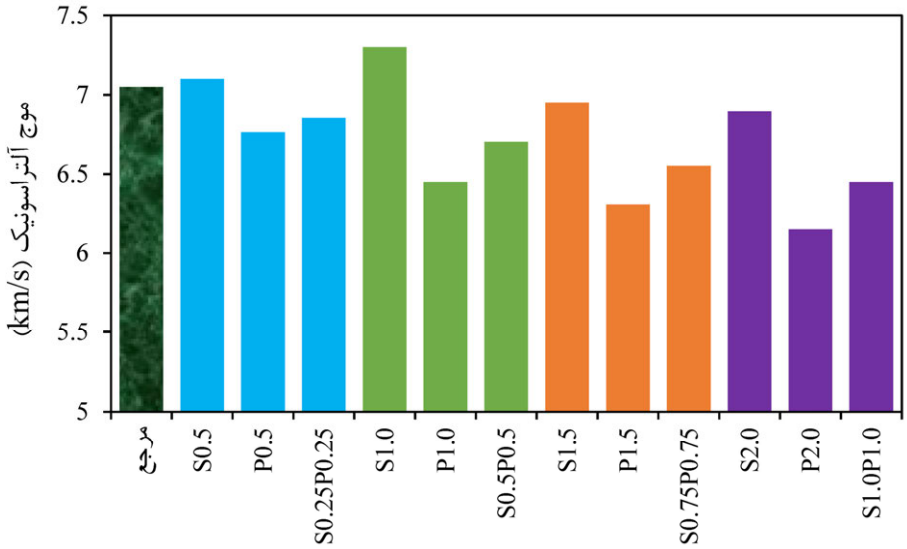
۴-۴- نتایج آزمایش UPV

در شکل ۶، نتایج آزمایش UPV برای همه گروه‌ها ارائه شده است. با استفاده از نتایج این تست، برخی از

ویژگی‌های داخلی مصالح بتنی را می‌توان بدون هرگونه آسیبی به نمونه‌ها شناسایی نمود. همانطور که از شکل مشخص است، با افزودن ۰/۵ و ۱٪ الیاف فولادی به طرح اختلاط شاهد مقادیر UPV افزایش یافته، اما افزودن ۱/۵ و ۲٪ از آن اثر منفی بر UPV نمونه‌ها دارد.

جدول ۴- شاخص‌های طاقت خمشی و انرژی جذب شده

مشخصه نمونه	I_5	I_{10}	I_{20}	I_{10}/I_5	I_{20}/I_{10}	$R_{5,10}=20(I_{10}-I_5)$	$R_{10,20}=10(I_{20}-I_{10})$	جذب انرژی (kN.mm)
مرجع	۱	۱	۱	۱	۱	صفر	صفر	۰/۱۷
S0.5	۵/۱۰	۹/۲۲	۱۵/۵۵	۱/۸۱	۱/۶۹	۸۲/۴۳	۶۳/۲۲	۱۸/۳۰
S1.0	۴/۲۷	۷/۲۷	۱۱/۴۸	۱/۷۰	۱/۵۸	۶۰/۱۲	۴۲/۰۴	۲۶/۱۷
S1.5	۳/۶۹	۵/۸۵	۸/۵۳	۱/۵۹	۱/۴۶	۴۳/۳۵	۲۶/۸۱	۳۵/۴۹
S2.0	۴/۲۰	۷/۱۳	۱۰/۵۵	۱/۷۰	۱/۴۸	۵۸/۶۲	۳۴/۲۲	۴۸/۱۴
P0.5	۵/۱۴	۸/۳۷	۱۰/۶۱	۱/۶۳	۱/۲۷	۶۴/۶۹	۲۲/۳۹	۱/۵۸
P1.0	۴/۷۴	۷/۷۷	۱۱/۴۹	۱/۶۴	۱/۴۸	۶۰/۴۲	۳۷/۲۴	۳/۱۲
P1.5	۴/۳۲	۶/۴۹	۹/۰۹	۱/۵۰	۱/۴۰	۴۳/۵۰	۲۵/۹۵	۳/۷۴
P2.0	۴/۳۳	۶/۶۲	۹/۴۰	۱/۵۳	۱/۴۲	۴۵/۸۵	۲۷/۷۸	۴/۴۵
S0.25P0.25	۴/۰۶	۶/۶۹	۱۰/۱۵	۱/۶۵	۱/۵۲	۵۲/۵۳	۳۴/۵۹	۱۰/۹۷
S0.5P0.5	۴/۲۰	۷/۲۸	۱۲/۲۰	۱/۷۳	۱/۶۸	۶۱/۴۹	۴۹/۲۲	۲۰/۱۲
S0.75P0.75	۴/۲۰	۷/۱۶	۱۱/۳۸	۱/۷۰	۱/۵۹	۵۹/۱۲	۴۲/۱۵	۲۲/۱۵
S1.0P1.0	۳/۹۸	۶/۶۹	۱۰/۴۲	۱/۶۸	۱/۵۶	۵۴/۰۹	۳۷/۲۸	۲۹/۱۵



شکل ۶- نتایج آزمایش UPV

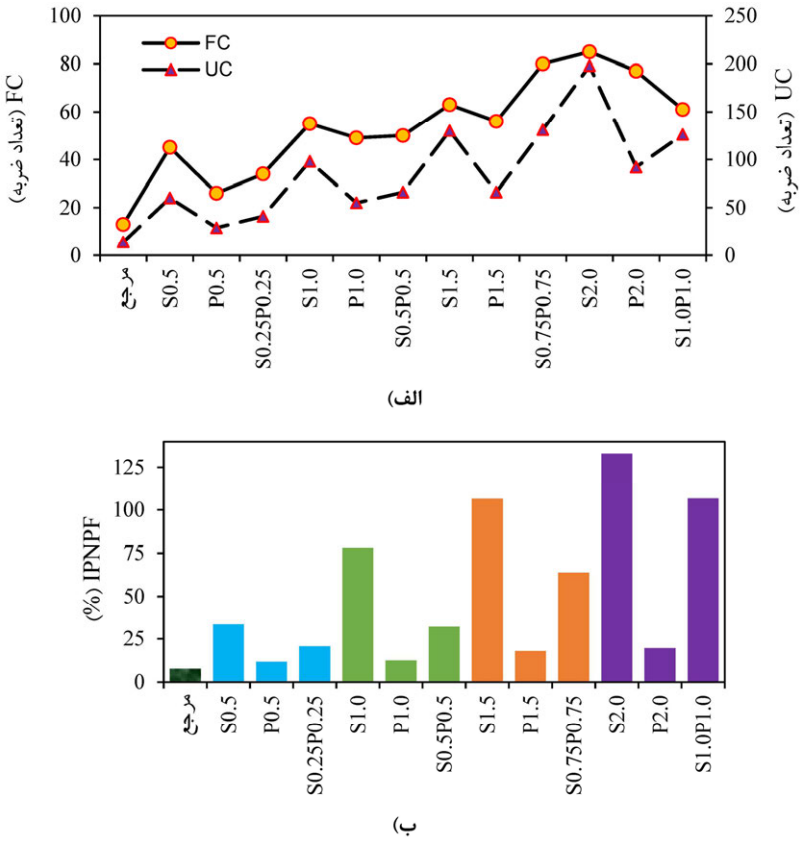
اثر کاهشی به دلیل کاهش چگالی مخلوط‌ها با افزایش خلل‌وفرج در ماتریس است. UPV مربوط به S1.0 در بین سایرین، دارای بیشترین مقدار است که مقدار آن به‌ترتیب ۲/۸۲، ۵/۰۴ و ۵/۹۵ درصد بالاتر از نمونه‌های با الیاف فولادی ۰/۵، ۱/۵ و ۲٪ است. همانطور که انتظار می‌رفت، به دلیل چگالی پایین‌تر الیاف PVA نسبت به الیاف فولادی، افزودن الیاف PVA به اختلاط‌ها باعث کاهش قابل‌توجه در مقادیر UPV شده است. میانگین مقدار UPV نمونه‌های با الیاف تکی PVA تقریبا ۱۰٪ کمتر از نمونه‌های با الیاف فولادی تکی است.

UPV مخلوط‌های با الیاف‌های ترکیبی از ۱۲/۹۲ درصد برای نمونه S0.25P0.25 به ۹/۳ درصد برای نمونه S1.0P1.0 در مقایسه با نمونه مرجع کاهش یافته است.

در نمونه‌های با الیاف PVA تکی، با افزایش درصد الیاف PVA از ۰/۵ تا ۲٪، کاهش ۸/۶۱ درصد ایجاد شده است. علاوه‌بر این، اختلاف بین حداکثر و حداقل UPV در نمونه فقط با الیاف PVA بیشتر از نمونه‌هایی است که فقط دارای الیاف فولادی و الیاف‌های ترکیبی هستند. در همه گروه‌ها، حداقل UPV در نمونه‌های با الیاف ۲ درصد گزارش شده است. بنابراین، با افزودن درصد بالای الیاف، UPV نمونه‌های تقویت شده می‌تواند به‌شدت کاهش یابد. این موضوع ممکن است به دلیل توزیع ناهمگن الیاف‌ها و افزایش تخلخل در خمیر سیمان باشد.

۴-۵- جذب آب

نتایج آزمایش جذب آب برای همه طرح‌های اختلاط در شکل ۷ نشان داده شده است. همانطور که از این شکل مشخص است، حداکثر و حداقل مقادیر جذب آب متعلق به نمونه P2 (۱۰/۶۷ درصد) و S1.0P1.0 (۱۰/۳۷ درصد) است. مقادیر متوسط جذب آب برای نمونه‌های شامل الیاف‌های فولادی، PVA و ترکیبی به ترتیب برابر با ۸/۲، ۹/۲۶ و ۸/۸۹٪ است. علاوه‌بر این، همانطور که انتظار می‌رفت، استفاده از الیاف‌های PVA می‌تواند جذب آب را بیشتر از الیاف‌های فولادی افزایش دهد؛ بنابراین، گروه ترکیبی دارای جذب آب کمتر نسبت به نمونه‌های دارای فقط الیاف PVA است. به دلیل افزایش الیاف PVA در مخلوط، حفرات و منافذ گسترش یافته‌اند. این امر با شکل‌گیری مسیر برای رساندن آب از میان نمونه‌ها ایجاد شده است. الیاف‌های PVA دارای ساختار نفوذپذیرتری نسبت به الیاف‌های فولادی بوده و الیاف‌های فولادی دارای چگالی بالاتری نسبت به الیاف‌های PVA هستند؛ بنابراین، با افزایش میزان PVA در مخلوط‌ها، جذب آب افزایش یافته است.



شکل ۷- نتایج آزمایش ضربه، (الف) مقاومت متناظر با اولین ترک و ظرفیت نهایی و (ب) شاخص INPB

۴-۶- نتایج آزمایش ضربه

براساس نتایج این آزمایش، تعداد ضربه‌های مورد نیاز برای ایجاد اولین ترک (FC[۹]) بر روی سطح نمونه‌های دیسکی و ظرفیت نهایی ترک‌خوردگی (UC[۱۰]) در شکل ۷- الف ارائه شده است. تأثیر الیاف‌های منفرد یا ترکیبی بر رفتار نمونه‌ها در برابر بارهای ضربه‌ای در این شکل مشخص است. به دلیل پدیده پل زدن الیاف‌ها، آنها خواص ضربه‌ای نمونه‌ها را افزایش می‌دهند. نتایج نشان می‌دهد که نمونه‌های تقویت شده با الیاف‌های فولادی قلاب‌دار در مقایسه با نمونه مرجع، مقاومت FC و UC بهتری را نسبت به نمونه‌های تقویت شده با الیاف PVA نشان می‌دهند. همچنین نتایج نشان داده است که حالت شکست بیرون‌کشیدگی الیاف به‌طور چشمگیری تعداد ضربات در شکستگی نهایی را تحت تأثیر قرار می‌دهد. به طور مشابه، در نمونه تقویت شده با الیاف ترکیبی، با افزایش درصد جایگزینی الیاف PVA با الیاف فولادی، در رفتار ضربه‌ای بهبود مناسب‌تری ایجاد می‌شود. با اضافه کردن الیاف فولادی به داخل مخلوط ساخته شده با مصالح ریزدانه کاملا بازیافتی، مقدار UC برای نمونه‌های با درصد الیاف ۰/۵، ۱، ۱/۵ و ۲ درصد، به ترتیب ۴/۲۹، ۷، ۹/۲۸ و ۱۴/۱۴ برابر افزایش می‌یابد. در نمونه‌های تقویت شده با الیاف PVA، این افزایش‌ها ۲/۰۷، ۳/۹۲، ۴/۷۱ و ۶/۵۷ برابر بیشتر از نمونه مرجع بوده است. در مخلوط‌های تقویت شده با الیاف ترکیبی، نمونه با ۰/۷۵ درصد الیاف فولادی به اضافه ۰/۷۵ درصد الیاف PVA، بیشترین تأثیر را بر ظرفیت ایجاد کرده است. می‌توان مشاهده کرد که نوع و شکل الیاف نقش قابل توجهی بر افزایش خواص عملکرد پدیده پل‌زدگی الیاف دارد.

برای بررسی جزئی‌تر اثر و کارایی الیاف در بهبود عملکرد در برابر بارهای ضربه‌ای، درصد افزایش تعداد ضربه‌های پس از اولسن ترک تا شکست (IPNPF[۱۱]) نیز مورد بررسی قرار گرفته است. در شکل ۷- ب، شاخص IPNPF برای همه گروه‌ها ارائه شده است. مقایسه بین دو نوع الیاف نشان می‌دهد که الیاف فولادی دو سر قلاب، کارایی بالاتری نسبت به الیاف PVA در پدیده پل‌زدگی ایجاد شده در صفحه ترک دارند. با اضافه کردن ۰/۵، ۱، ۱/۵ و ۲٪ الیاف فولادی به طرح اختلاط، مقدار افزایش در IPNPF به ترتیب برابر با ۴/۳۳، ۱۰/۱۶، ۱۳/۸۲ و ۱۷/۲۸ برابر می‌باشد. بالاترین IPNPF به میزان ۱۳۲/۹۴ درصد و مربوط به نمونه با ۲٪ الیاف فولادی می‌باشد که در مقایسه با نمونه حاوی ۲٪ الیاف PVA، رشدی در حدود ۷ برابر دارد. علاوه بر این، تأثیر الیاف‌ها بر مکانیسم جذب انرژی، حالت شکست و الگوهای ترک در شکل ۸- الف ارائه شده است. مطابق این شکل، با تعداد کمی ضربه بر نمونه‌های بدون الیاف، تمرکز تنش کششی بیش از ظرفیت کششی بتن شده و در نهایت منجر به شکست می‌شود. رفتار بیرون‌کشیدگی بهتر الیاف‌های فولادی (شکل ۸- ب) به دلیل تغییرشکل پلاستیک قلاب و درهم‌تنیدگی مکانیکی، منجر به ترک‌های یکنواخت‌تری می‌شود. همچنین افزایش درصد الیاف، تعداد ترک‌های ایجاد شده در سطح بالایی نمونه‌ها را افزایش داده است.

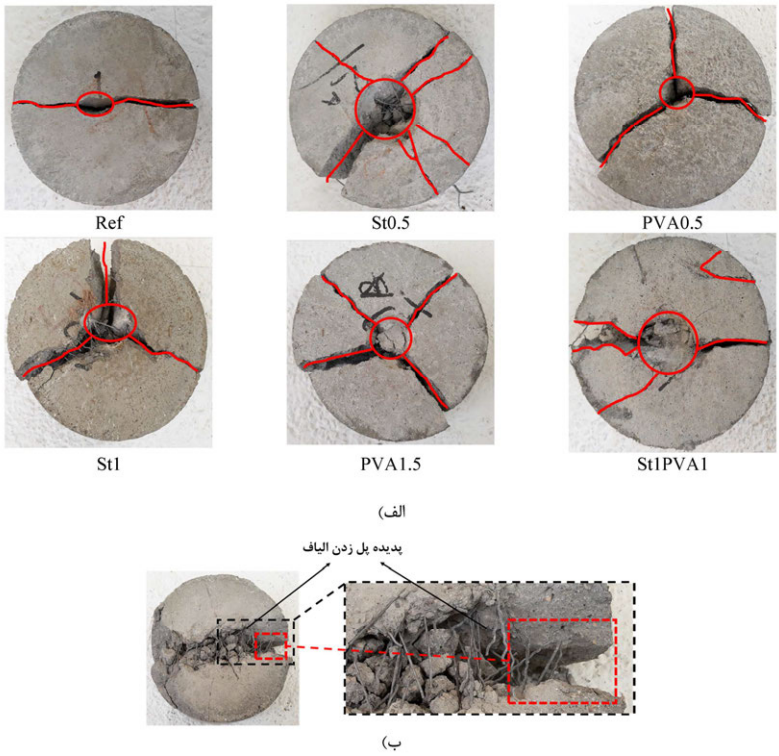
۵- نتیجه‌گیری

براساس مطالعات آزمایشگاهی انجام شده در این مقاله، نتایج زیر قابل بیان است:

- استفاده از ضایعات برش گرانیت به عنوان جایگزین برای مصالح ریزدانه منجر به تولید بتن خودمتراکم مقاومت بالا با خواص قابل قبول می‌شود که موجب کاهش آلودگی در محیط‌زیست و مصرف ذخایر طبیعی نیز می‌گردد.

[9]- First Crack
[10]- Ultimate Crack
[11]- Increased Percentage in the Number of Post-first-crack blows to Failure

- اثر مثبت الیاف‌ها بر مقاومت فشاری، وابسته به کیفیت و نوع الیاف بوده و الیاف فولادی دارای عملکرد بهتری نسبت به الیاف PVA و الیاف‌های ترکیبی است. بالاترین و پایین‌ترین نرخ‌های افزایش مقاومت فشاری، به ترتیب برای نمونه‌های تقویت شده با یک درصد الیاف فولادی و مخلوط تقویت شده با الیاف ترکیبی یک درصد فولاد به همراه یک درصد الیاف PVA است.



شکل ۸- (الف) حالت شکست تحت بارگذاری ضربه‌ای و (ب) پدیده پل زدن الیاف

- نتایج آزمایش‌ها نشان داد که نوع، درصد و حالت استفاده (منفرد یا ترکیبی) الیاف دارای تأثیر قابل توجهی بر رفتار بیرون‌کشیدگی، مکانیسم شکست و توانایی الیاف‌ها برای توقف گسترش ترک دارد. همبستگی عوامل اشاره شده به طور مستقیم خواص مکانیکی و رفتار ضربه‌ای بتن ساخته شده با مصالح بازیافتی را تحت تأثیر قرار می‌دهد. اثر برتر الیاف فولادی بر عملکرد کششی، رفتار خمشی و نتایج مقاومت در برابر ضربه، ناشی از مهار مکانیکی بهتر و مدول الاستیسیته بالاتر در مقایسه با الیاف PVA است.
- مقادیر UPV به‌دست آمده برای نمونه‌ها نشان داد که روند یکسانی برای مقادیر مختلف و نوع الیاف قابل نتیجه‌گیری نیست. افزایش درصد الیاف فولادی تا ۱٪ منجر به افزایش مقادیر UPV در مقایسه با نمونه مرجع می‌شود، اما افزودن الیاف بیشتر، اثر منفی بر UPV دارد. همچنین به دلیل تخلخل بالاتر مخلوط مربوطه نسبت به نمونه مرجع، افزودن الیاف PVA به طرح مرجع منجر به کاهش مقادیر UPV می‌شود.
- کمترین مقاومت خمشی در طرح های اختلاط مورد بررسی برای طرح مرجع ساخته شده از مصالح ریزدانه کاملا بازیافتی به‌دست آمده است. افزودن الیاف فولادی ۲٪، بهبود در مقاومت خمشی تقریبا ۱۰۷/۷۲ درصد را نشان می‌دهد، در حالی که حدود ۴۵/۲۸ درصد افزایش در نمونه با محتوای مشابه الیاف PVA مشاهده شده

است. همچنین، مقاومت خمشی نمونه‌های با الیاف ترکیبی بالاتر از نمونه‌های با درصد مشابه الیاف PVA است.

- نمونه‌های تقویت شده با الیاف‌های فولادی قلاب‌دار، مقاومت در برابر ضربه بهتری را نسبت به نمونه‌های تقویت شده با الیاف PVA و الیاف ترکیبی نشان می‌دهند. بالاترین مقاومت در برابر ضربه، ۱۹۸ ضربه و برای نمونه با ۲٪ الیاف فولادی می‌باشد.

مراجع

[1] Vishwakarma, V., & Ramachandran, D. (2018). “Green Concrete mix using solid waste and nanoparticles as alternatives–A review”, *Construction and Building Materials*, *162*, 96-103.

[2] Jain, A., Gupta, R., & Chaudhary, S. (2019). “Performance of self-compacting concrete comprising granite cutting waste as fine aggregate”, *Construction and Building Materials*, *221*, 539-552.

[3] Ostrowski, K., Stefaniuk, D., Sadowski, Ł., Krzywiński, K., Gicala, M., & Różańska, M. (2020). “Potential use of granite waste sourced from rock processing for the application as coarse aggregate in high-performance self-compacting concrete”, *Construction and Building Materials*, *238*, 117794.

[4] Rana, A., Kalla, P., Verma, H. K., & Mohnot, J. K. (2016). “Recycling of dimensional stone waste in concrete: A review”, *Journal of cleaner production*, *135*, 312-331.

[5] Singh, S., Nagar, R., & Agrawal, V. (2016). “Performance of granite cutting waste concrete under adverse exposure conditions”, *Journal of Cleaner Production*, *127*, 172–182.

[6] Montani, C. (2016). *XXVIII world marble and stones report 2017*. Aldus Casa di Edizioni in Carrara.

[7] Aarthi, K., & Arunachalam, K. (2018). “Durability studies on fibre reinforced self compacting concrete with sustainable wastes”, *Journal of Cleaner Production*, *174*, 247-255.

[8] Tam, V. W. Y., Soomro, M., & Evangelista, A. C. J. (2018). “A review of recycled aggregate in concrete applications (2000-2017)”, *Construction and Building Materials*, *172*, 272-292.

[9] Oikonomou, N. D. (2005). “Recycled concrete aggregates”, *Cement and concrete composites*, *27*(2), 315-318.

[10] Binici, H., Shah, T., Aksogan, O., & Kaplan, H. (2008). “Durability of concrete made with granite and marble as recycle aggregates”, *Journal of materials processing technology*, *208*(1–3), 299-308.

[11] Singh, S., Nagar, R., Agrawal, V., Rana, A., & Tiwari, A. (2016). “Sustainable utilization of granite cutting waste in high strength concrete”, *Journal of Cleaner Production*, *116*, 223-235.

[12] Sharma, N. K., Kumar, P., Kumar, S., Thomas, B. S., & Gupta, R. C. (2017). “Properties of concrete containing polished granite waste as partial substitution of coarse aggregate”, *Construction and Building Materials*, *151*, 158-163.

[13] Ghorbani, S., Taji, I., De Brito, J., Negahban, M., Ghorbani, S., Tavakkolizadeh, M., & Davoodi, A. (2019). “Mechanical and durability behaviour of concrete with granite waste dust as partial cement replacement under adverse exposure conditions”, *Construction and Building Materials*, *194*, 143-152.

[14] Savadkoohi, M. S., & Reisi, M. (2020). “Environmental protection based sustainable development by utilization of granite waste in Reactive Powder Concrete”, *Journal of Cleaner Production*, *266*, 121973.

[15] Zafar, M. S., Javed, U., Khushnood, R. A., Nawaz, A., & Zafar, T. (2020). “Sustainable incorporation of waste granite dust as partial replacement of sand in autoclave aerated concrete”, *Construction and Building Materials*, *250*, 118878.

[16] Zhu, W., Gibbs, J. C., & Bartos, P. J. M. (2001). “Uniformity of in situ properties of self-compacting concrete in full-scale structural elements”, *Cement and concrete composites*, *23*(1), 57-64.

[17] Shi, C., Wu, Z., Lv, K., & Wu, L. (2015). “A review on mixture design methods for self-compacting concrete”, *Construction and Building Materials*, *84*, 387-398.

[18] Zhang, X., Luo, Y., Wang, L., Zhang, J., Wu, W., & Yang, C. (2018). “Flexural strengthening of damaged RC T-beams using self-compacting concrete jacketing under different sustaining load”, *Construction and Building Materials*, *172*, 185-195.

[19] Moghadam, A. S., Omidinasab, F., & Dalvand, A. (2020). “Experimental investigation of (FRSC) cementitious composite functionally graded slabs under projectile and drop weight impacts”, *Construction and Building Materials*, *237*, 117522.

[20] Dalvand, A., & Ahmadi, M. (2021). “Impact failure mechanism and mechanical characteristics of steel fiber reinforced self-compacting cementitious composites containing silica fume”, *Engineering Science and Technology, an International Journal*, *24*(3), 736-748.

[21] Jain, A., Gupta, R., & Chaudhary, S. (2020). “Sustainable development of self-compacting concrete by

using granite waste and fly ash", *Construction and Building Materials*, *262*, 120516.
[22] Wang, S., & Li, V. C. (2007). "Engineered cementitious composites with high-volume fly ash", *ACI Materials journal*, *104*(3), 233.
[23] Sadek, D. M., El-Attar, M. M., & Ali, H. A. (2016). "Reusing of marble and granite powders in self-compacting concrete for sustainable development", *Journal of Cleaner Production*, *121*, 19-32.
[24] ASTM International C618. (2015). *C618-08a: standard specification for coal fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use in Concrete*. American Society of Testing and Materials.
[25] Mastali, M., Dalvand, A., & Sattarifard, A. (2017). "The impact resistance and mechanical properties of the reinforced self-compacting concrete incorporating recycled CFRP fiber with different lengths and dosages", *Composites Part B: Engineering*, *112*, 74-92.
[26] Mastali, M., Dalvand, A., & Fakharifar, M. (2016). "Statistical variations in the impact resistance and mechanical properties of polypropylene fiber reinforced self-compacting concrete", *Comput. Concrete*, *18*(1), 113-137.
[27] ASTM C39/C39M-12. (2012). *Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*, ASTM International, West Conshohocken, PA.
[28] ASTM C496/C496M. (2011). *Standard test method for splitting tensile strength of cylindrical concrete specimens*. ASTM International, West Conshohocken, PA.
[29] ASTM C293. (2016). *Standard test method for flexural strength of concrete (using simple beam with center-point loading)*. ASTM International West Conshohocken, PA.
[30] ASTM C597. (2016). *Standard test method for pulse velocity through concrete*. ASTM International West Conshohocken, PA.
[31] BS 1015-18. (2002). *Methods of test for mortar for masonry. Determination of water absorption coefficient due to capillary action of hardened mortar*. *British Standards Institution*.
[32] ACI Committee 544. (1988). "Measurement of properties of fiber reinforced concrete", *ACI Materials Journal*, *85*(6), 583-593.
[33] Mastali, M., & Dalvand, A. (2016). "Use of silica fume and recycled steel fibers in self-compacting concrete (SCC)", *Construction and Building Materials*, *125*, 196-209.
[34] Mastali, M., & Dalvand, A. (2017). "Fresh and hardened properties of self-compacting concrete reinforced with hybrid recycled steel–Polypropylene fiber", *Journal of Materials in Civil Engineering*, *29*(6), 4017012.
[35] Aslani, F., & Nejadi, S. (2013). "Self-compacting concrete incorporating steel and polypropylene fibers: Compressive and tensile strengths, moduli of elasticity and rupture, compressive stress–strain curve, and energy dissipated under compression", *Composites Part B: Engineering*, *53*, 121-133.
[36] El-Dieb, A. S. (2009). "Mechanical, durability and microstructural characteristics of ultra-high-strength self-compacting concrete incorporating steel fibers", *Materials & Design*, *30*(10), 4286-4292.
[37] Mastali, M., Dalvand, A., Sattarifard, A. R., Abdollahnejad, Z., & Illikainen, M. (2018). "Characterization and optimization of hardened properties of self-consolidating concrete incorporating recycled steel, industrial steel, polypropylene and hybrid fibers", *Composites Part B: Engineering*, *151*, 186-200.
[38] Ahmadi, M., Kheyroddin, A., Dalvand, A., & Kioumarsi, M. (2020). "New empirical approach for determining nominal shear capacity of steel fiber reinforced concrete beams", *Construction and Building Materials*, *234*, 117293.
[39] Ranjbar, N., Mehrali, M., Behnia, A., Javadi Pordsari, A., Mehrali, M., Alengaram, U. J., & Jumaat, M. Z. (2016). "A comprehensive study of the polypropylene fiber reinforced fly ash based geopolymer", *PloS one*, *11*(1), e0147546.
[40] Cunha, V. M. C. F., Barros, J. A. O., & Sena-Cruz, J. (2007). *Pullout behaviour of hooked-end steel fibres in self-compacting concrete*. Universidade do Minho. Departamento de Engenharia Civil (DEC).
[41] Abdallah, S., Fan, M., & Rees, D. W. A. (2018). "Bonding mechanisms and strength of steel fiber–reinforced cementitious composites: Overview", *Journal of Materials in Civil Engineering*, *30*(3), 4018001.
[42] ASTM, C. (1998). *1018 Standard Test Method for Flexural Toughness and First-Crack Strength of Fiber Reinforced Concrete*. In American Society of Testing and Materials.

ارائه ضرایب طراحی لرزه‌ای دیوارهای مرکزگرای گهواره‌ای چندگانه تحت رکوردهای حوزه دور و نزدیک گسل

اسماعیل محمدی ده‌چشمه
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران.
پست الکترونیک:
esmaeil_mohammadi@civileng.iust.ac.ir

وحید بروجردیان*
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران.
پست الکترونیک:
broujerdian@iust.ac.ir

در سال‌های اخیر، روش‌های جدید و نوآورانه‌ای با فلسفه طراحی سیستم‌های آسیب‌گریز به‌جای سیستم‌های باربر جانبی متداول آیین‌نامه‌ای به‌منظور کاهش آسیب در ساختمان‌ها و کاهش هزینه‌های بازسازی بعد از زلزله، پیشنهاد شده است. سیستم‌های دیوارهای گهواره‌ای مرکزگرا از جمله سیستم‌های آسیب‌گریز نوین محسوب می‌گردند. این سیستم‌ها می‌توانند به‌عنوان جایگزین مناسب سیستم‌های باربر جانبی متداول آیین‌نامه‌ای انتخاب گردند. در این تحقیق، به بررسی و طراحی سیستم‌های گهواره‌ای چندگانه با بررسی تأثیر تعداد بلوک گهواره‌ای و مقدار پیش‌تنیدگی کابل‌ها در سازه ۱۲ طبقه، تحت ۲۲ رکورد لرزه‌ای دور و ۲۸ رکورد لرزه‌ای نزدیک گسل که نیمی از آن‌ها دارای پالس هستند، پرداخته شده است. مدل‌سازی به‌صورت دوبعدی در نرم‌افزار OpenSees انجام‌گرفته است. ضرایب طراحی مقاطع گهواره‌ای در پیش‌تنیدگی‌های مختلف برای هر نوع زلزله مشخص شده است. در این تحقیق نشان داده شده است که سازه‌های گهواره‌ای تحت رکوردهای نزدیک گسل با پالس بحرانی بوده و نیاز ظرفیتی طراحی نسبت به سایر رکوردها بیشتر برای کنترل دریفت و مقاومت دارند. طراحی سازه‌های پایه- گهواره‌ای و گهواره‌ای چندگانه برای دریفت مشخصی که دارای پروفیل دریفت مشابه در ارتفاع هستند، انجام شده است. برای این حالت نمی‌توان جذب انرژی مطلوب و هم‌چنین کاهش اثرات مودهای بالا را از سیستم گهواره‌ای چندگانه نسبت به سیستم پایه- گهواره‌ای انتظار داشت.

واژگان کلیدی: سیستم مرکزگرا، دیوار گهواره‌ای، تغییرشکل پسماند، پیش‌تنیدگی، مودهای بالا.

۱- مقدمه

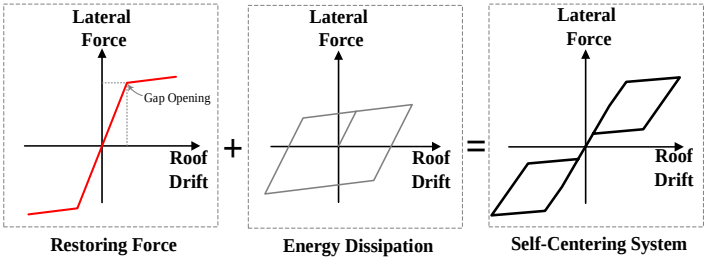
سیستم‌های مرکزگرا تحت بارهای جانبی، با خصوصیات رفتاری مشخص برای تحمل بارهای جانبی در نظر گرفته می‌شوند که شامل تأمین مکانیزم نیروی بازگردانندگی[1] و تأمین مکانیزم جذب انرژی[2]، است. هدف این دو مکانیزم در سازه، ایجاد منحنی‌های پرچمی‌شکل نیرو- جابه‌جایی تحت بارهای جانبی رفت و برگشتی مطابق شکل ۱ است. هدف استفاده از مکانیزم نیروی بازگردانندگی در سیستم، بازگرداندن سازه تغییرشکل یافته تحت بارهای جانبی به موقعیت اولیه خود است. در سیستم‌های مرکزگرا برای تولید منحنی‌های نیروی جانبی- تغییرمکان دوخطی، نیاز به مکانیزم مهم نیروی بازگردانندگی همراه با بازشوندگی است. رفتار دوخطی نشان داده شده شکل ۱ مربوط به مکانیزم بازگردانندگی هست که در آن استهلاک انرژی سیستم تأمین نمی‌شود. برای تأمین مکانیزم جذب انرژی در سیستم، می‌بایست

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۳/۱۹، بازنگری ۱۴۰۰/۰۳/۳۰، پذیرش ۱۴۰۰/۰۴/۰۴.
شناسه دیجیتال (DOI): 10.22091/cer.2021.7025.1257

[1]- Restoring Force Mechanism
[2]- Energy Dissipation Options

المان‌های جذب انرژی تعبیه گردند. که نمودار جذب انرژی مطابق شکل ۱ رفتار مرکزگرایی در سیستم ایجاد نمی‌کند. با ترکیب این دو مکانیزم رفتار پرچمی‌شکل مطابق شکل ایجاد می‌گردد.



شکل ۱- رفتار سیستم مرکزگرا

دیوارهای گهواره‌ای یکی از سیستم‌های متداول مرکزگرا می‌باشند که در آن‌ها هر دو مکانیزم نیروی بازگردانندگی و جذب انرژی در سیستم تأمین می‌گردد. مکانیزم نیروی بازگردانندگی در سیستم با استفاده از پیش‌تنیده کردن کابل‌های متصل دیوار به فونداسیون و یا بلوک‌های گهواره‌ای به یکدیگر تأمین می‌گردد. کابل‌ها همواره با ایجاد نیروی بازگردانندگی و ایجاد بازشوندگی در سیستم با چرخش دیوار نسبت به فونداسیون و یا بلوک‌های دیوار نسبت به یکدیگر بر نیروی جانبی غلبه می‌کنند. فیوزهای جذب انرژی در سیستم‌های گهواره‌ای در موقعیت‌های مختلف هسته گهواره‌ای می‌توانند استفاده گردند. معمولاً این ابزار اتلاف‌گر انرژی در محل‌های بازشوندگی و یا در پیرامون دیوار در محل چرخش دیوار استفاده می‌گردد. این فیوزها می‌توانند از میلگرد معمولی، فیوز پروانه‌ای شکل، میراگر ویسکوز و غیره استفاده شوند.

۱-۱- مرور ادبیات تحقیق

ویب[3]، اثرات مودهای بالا در سازه‌ها با رفتار سیستم‌های گهواره‌ای را منفی دانسته و نیز این اثرات اگر در طراحی در نظر گرفته نشود ممکن است باعث خرابی سازه گردد. اگر سازه در مقابل این اثرات، طراحی شود ممکن است طراحی سازه غیراقتصادی گردد. پس می‌بایست اثرات مودهای بالا در سازه به نحوی کاهش پیدا نماید. محققان درصد مشارکت مودهای مختلف در ایجاد برش و لنگر در ارتفاع برای حالت تیر برشی و خمشی بررسی کردند. در این تحقیق نشان داده شد که در دو حالت تیر برشی و تیر خمشی، کاهش گیرداری و ایجاد رفتار مفصلی در پایه، اثرات مودهای بالاتر در ایجاد تلاش‌های اضافی در سازه بیشتر می‌شود [۱]. ویب و همکاران نشان دادند بیشتر پاسخ‌های ساختمان‌های میان‌مرتبه با مود ۱ و ۲ کنترل می‌شود، ولی سازه‌های بلندمرتبه مودهای بالاتر نیز بر پاسخ‌های سازه تأثیرگذار است [۲].

پژوهشگران به اثرات مودهای بالا و کاهش این اثرات با استفاده از سیستم دیوار برشی چندگانه گهواره‌ای در ارتفاع، پرداختند. در حالت حرکت پایه- گهواره‌ای در سازه‌های بلند، نیروی برشی طبقات و لنگر ناشی از اثرات مودهای بالا، افزایش می‌یابد و توسعه سیستم گهواره‌ای چندگانه در ارتفاع، موجب کاهش لنگر در ارتفاع سازه می‌شود و نیز در پایان تحلیل‌ها بدون تغییرشکل ماندگاری در سازه و یا مقدار اندک ایجاد می‌شود. هم‌چنین نشان داده شده است که به‌کارگیری سیستم‌های گهواره‌ای چندگانه، باعث افزایش تقاضای نیروی پیش تنیدگی در کابل‌ها و نیز کاهش تقاضای چرخش در دیوارها می‌گردد. جابه‌جایی‌های پسماند و ضربه‌های ایجاد شده در سطوح تماس، قابل صرف‌نظر کردن است. همچنین کشش ایجاد شده در قسمت میانی دیوار قابل چشم‌پوشی است. این موضوع برای ساختمان‌های بلند نسبت به ساختمان‌های کوتاه کمتر اهمیت دارد. توسعه

[3]- Wiebe

سیستم‌های گهواره‌ای چندگانه در ارتفاع برای ساختمان‌های کوتاه (کمتر از ۸ طبقه) مؤثر نیست. در ساختمان‌های بلند با افزایش تعداد بلوک گهواره‌ای در دیوار، راندمان دیوار بیشتر می‌شود. در این تحقیقات پروفیل دریفت سازه‌های گهواره‌ای چندگانه با پایه-گهواره‌ای کاملاً متفاوت بوده و حداکثر دریفت ایجاد شده در سازه‌ها برابر نبوده است [۳ و ۴]. سیستم‌های گهواره‌ای چندگانه کوتاه‌مرتبه برای ساخت به‌صورت پیش‌ساخته می‌توانند مورد استفاده قرار گیرند [۵]. در تحقیقی که بر روی این سیستم‌های کوتاه‌مرتبه انجام شده است نشان داده شد که استفاده از جاذب انرژی با مقطع کاهش‌یافته آرماتور طولی نچسبیده (BSR-UPC[۴])، ترک و خردشدگی بتن در دیوار مشاهده نمی‌گردد. این سیستم‌ها نسبت به سه نوع دیوار دیگر که شامل دیوار بتن مسلح متداول آیین‌نامه‌ای (ST-RC[۵])، دیوار ترکیبی پیش‌ساخته و درجا (HY-PC[۶]) و دیوار پیش‌ساخته با مقطع کاهش‌یافته آرماتور طولی چسبنده (BSR-BPC[۷]) می‌باشد، جذب انرژی و ظرفیت تغییرشکلی حداکثر و زوال سختی و مقاومت حداقل دارد.

سیستم‌های گهواره‌ای همراه با سازه قاب خمشی می‌توانند مورد استفاده قرار گیرند. شوجان[۸] و همکاران نشان دادند که اثر مودهای بالا در سیستم‌های گهواره‌ای با پایه مفصل، غیرقابل صرف‌نظر است و نیز طراحی با مود اول غیرمحافظه‌کارانه در تخمین نیروهای برشی و لنگر خمشی است. هم‌چنین جابه‌جایی‌ها مؤثر از مودهای بالا نمی‌باشند. علاوه بر این، سیستم دیوار گهواره‌ای در قاب‌ها تمایل ارتعاش سازه با مود گهواره‌ای را دارند و نیز متمایل به از بین بردن اثر مودهای بالاتر در قاب‌ها می‌باشند که این منجر به افزایش اثرات مودهای بالا می‌شود [۶]. وو[۹] و همکاران، درصد گیرداری پایه هسته گهواره‌ای و نسبت سختی هسته گهواره‌ای به قاب خمشی بر روی رفتار دینامیکی سیستم RWMF[۱۰] را مورد بررسی قرار داده و جهت مدل‌سازی، به‌جای قاب خمشی و سیستم هسته گهواره‌ای به ترتیب از تیر برشی و تیر خمشی استفاده کردند. سپس به حل فرم بسته پرداخته و با نتایج نرم‌افزار اجزای محدود صحت‌سنجی نمودند. در این تحقیق سعی بر تعیین محدوده گیرداری پایه و نسبت سختی هسته گهواره‌ای به قاب که منجر به ایجاد یک توزیع یکنواخت جابه‌جایی نسبی و نیز کاهش اثرات مودهای بالا به دلیل آزادسازی پایه دیوار گهواره‌ای شده است [۷].

جهت تحلیل و طراحی سیستم‌های پایه- گهواره‌ای و چندگانه نیز تحقیقات مختلفی صورت گرفته است. بادیکا و ویجی‌ویکرما[۱۱] به محاسبه نیروی برشی لرزه‌ای سیستم‌های ترکیبی دیوارهای بتنی پیش‌ساخته پرداختند. آنها ابتدا به معادلات تعیین نیروی برشی دیوارهای پیش‌ساخته، دیوارهای پیش‌تنیده گهواره‌ای و نیز دیوارهای بتن مسلح معمولی پرداخته و سپس این معادلات را با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی مقایسه کردند. همچنین نیروهای برشی توزیع شده در ارتفاع را مورد ارزیابی قرار دادند [۸]. نجم و همکاران روشی ساده برای تحلیل مودال پوش‌آور جهت تخمین تقاضای غیرخطی لرزه‌ای سازه‌های بلند دارای هسته گهواره‌ای را ارائه داده‌اند. این روش با هر مود ارتعاشی قابل‌توجه گسترش می‌یابد؛ در حالی‌که ضریب اصلاح جابه‌جایی هر مود با استفاده از نمودار پرچمی‌شکل هیسترزیس دیوار گهواره‌ای محاسبه شده است. دقت این روش با استفاده از روش تقاضای لرزه‌ای به‌دست آمده از پاسخ غیرخطی سازه ۲۰ طبقه دارای دیوار گهواره‌ای موردنظر، بررسی شده است. روش پیشنهادی برای پیش‌بینی هر دو روش

[4]- Bar Section Reduction-Unbonded Precast Concrete wall
[5]- Standard-Reinforced Concrete wall
[6]- Hybrid-Precast Concrete wall
[7]- Bar Section Reduction-Bonded Precast Concrete wall
[8]- Shoujun
[9]- Wu
[10]- Rocking Wall-Moment Frames
[11]- Buddika and Wijeyewickrema

تقاضای مود ترکیبی و تکی با دقتی قابل‌قبول می‌تواند به‌عنوان گزینه‌ای برای مناسب تحلیل برای طراحی و تعیین عملکرد سیستم‌های دیوار گهواره‌ای در سازه‌های بلند مورد استفاده قرار گیرد [۹]. پژوهشگران روش طراحی براساس عملکرد مختلف جهت کاهش تقاضای غیرخطی لرزه‌ای سازه‌ها ارائه کردند. در این تحقیق، ابتدا ساختمانی ۲۰ طبقه براساس روش تغییرمکان طراحی شد و سپس دو روش طراحی برای پیش‌بینی نیروهای ناشی از اثرات مودهای بالا استفاده گردید و جزییات هر روش در کاهش اثرات مودهای بالا مورد بررسی قرار گرفت. نتایج تحلیل تاریخچه زمانی برای مناطق با خطر لرزه‌ای متوسط و زیاد، اثربخشی روش طراحی براساس عملکرد در برآورد تقاضای جابه‌جایی را نشان می‌دهد؛ در حالی‌که، روش ساده شده[۱۲] و روش اصلاح شده جمع آثار مودال[۱۳]، برای برآورد ظرفیت طراحی، به‌ترتیب محافظه‌کارانه و غیر محافظه‌کارانه می‌باشند [۱۰].

اثر مودهای بالا در سیستم‌های گهواره‌ای مهاربندی نیز مطرح است که می‌تواند آثار نامطلوب و غیرقابل صرف‌نظری در این سیستم‌ها ایجاد نماید [۱۱]. ویب و همکاران در سیستم‌های مهاربندی گهواره‌ای نیز جهت کاهش اثرات منفی مودهای بالا، راهکارهای ایجاد بلوک گهواره‌ای در ارتفاع جهت کاهش خمش در هسته و همچنین ایجاد مستهلک کننده انرژی در پایین هسته جهت کاهش نیروی برشی ایجاد شده را توصیه کردند. آنها به بررسی رفتار تاریخچه زمانی به‌صورت دامنه کم[۱۴] و زیاد[۱۵] این سازه‌ها پرداختند و نشان دادند که این سازه‌ها تحت رکوردهای لرزه‌ای، با ایجاد دو مکانیزم حرکت گهواره‌ای چندگانه در ارتفاع و جاذب انرژی در پایین هسته، مؤثر تلقی می‌شود [۱۲ و ۱۳]. در پژوهشی دیگر، محققان نشان دادند، با اضافه کردن اعضای کمانش‌پذیر مهاربند در قسمت‌های مختلف، هسته گهواره‌ای نیز می‌تواند تأثیر مثبت در کاهش اثرات مودهای بالاتر داشته باشد [۱۴]. همچنین جهت جلوگیری از خرابی سازه ناشی از اثرات مودهای بالا بهتر است، سازه در سطح MCE[۱۶] طراحی گردد. از طرفی، این سیستم‌ها با دو ضریب رفتار متفاوت ۸ و ۲۰ مورد بررسی قرار گرفتند و نتایج نشان داد که در سازه‌های بلند طراحی شده با ضریب رفتار بزرگ‌تر از ۸، می‌توان جابه‌جایی نسبی سازه را در سطح زلزله MCE به ۲/۵ درصد محدود نمود [۱۵]. پژوهشگران نشان دادند که مقاطع گهواره‌ای در نیمه پایین مقطع، مؤثرتر از نیمه بالایی مقطع است. همچنین اضافه کردن بلوک گهواره‌ای سوم در ساختمان ۳۰ طبقه مؤثرتر از ساختمان‌های ۲۰ طبقه است [۱۶].

بروجردیان و ده‌چشمه به بررسی رفتار احتمالاتی سازه‌های دیوار پایه- گهواره‌ای مرکزگرای کوتاه و میان‌مرتبه پرداختند. سازه‌ها تحت سه نوع رکورد لرزه‌ای دور از گسل، نزدیک گسل دارای پالس و بدون پالس، مورد بررسی قرار گرفت. تحلیل‌ها به صورت دینامیکی افزاینده غیرخطی بوده است. در این تحقیق، منحنی‌های شکنندگی استخراج گردید. هدف کلی این پژوهش، تعیین اثرات مودهای بالاتر به صورت خمش و برش در هسته دیوار پایه- گهواره‌ای بوده است. همچنین دیوارها در سطوح عملکردی مختلف مورد بررسی قرار گرفتند. نتایج نشان داد با افزایش ارتفاع، اثرات مودهای بالاتر، افزایش می‌یابد. دیوارهای کوتاه، تحت رکوردهای نزدیک گسل دارای پالس و دیوارهای بلند، تحت رکوردهای دور از گسل و نزدیک گسل بدون پالس با شتاب طیفی مود اول کوچک‌تر در سطوح عملکردی مختلف به‌احتمال میانه شکنندگی می‌رسند [۱۷].

در سایر سیستم‌های سازه‌ای نیز عملکرد هسته پایه- گهواره‌ای و چندگانه مطرح است. در سیستم پل‌ها با

[12]- Simplified Procedure
[13]- Modified Modal Superposition (MMS)
[14]- Low-amplitude shake table testing
[15]- Large-amplitude shake table testing
[16]- Maximum Considered Earthquake

توجه به اینکه نیاز به بررسی اثر مودهای بالا بیشتر بوده و نیز این سازه‌ها معمولاً برای کنترل بیشتر در کارخانه ساخته می‌شوند، سیستم سازه‌های پیش‌ساخته بیشتر قابل‌توجیه و قابل استفاده است [۱۸ و ۱۹]. سیستم‌های گهواره‌ای مرکزگرا در سازه‌های مصالح بنایی و سازه‌های چوبی همانند سازه‌های دیگر می‌تواند ویژگی‌های مطلوبی در سازه‌ها ایجاد نماید [۲۰-۲۳].

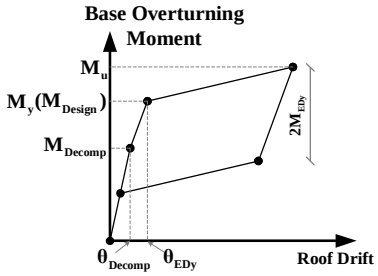
۱-۲- هدف تحقیق

بعضاً در تحقیقات مختلف در زمینه اثر مودهای بالا مربوط به سیستم‌های گهواره‌ای، مدل رفتاری مقطع گهواره‌ای به‌صورت ساده‌سازی شده با فنر پیچشی به هسته گهواره‌ای اختصاص داده شده است [۳ و ۱۶]. مقدار پیش‌تنیدگی در بیشتر این تحقیقات به‌صورت ثابت در نظر گرفته است [۴]. این در حالی است که ظرفیت طراحی در ارتفاع‌های مختلف برای سطوح مختلف گهواره‌ای ارائه نشده است [۳]. در این تحقیق، اثر زلزله حوزه دور و نزدیک با و بدون پالس در طراحی مقاطع گهواره‌ای مدل شده با رفتار واقعی در نظر گرفته شده، ضرایب طراحی مقاطع گهواره‌ای در سیستم‌های با بلوک گهواره‌ای چندگانه منظم در ارتفاع برای زلزله‌های مورد نظر تعیین شده و حالت بهینه مقاطع گهواره‌ای با ضرایب پیش‌تنیدگی مختلف در این سیستم‌ها مشخص شده است.

۲- روش تحقیق

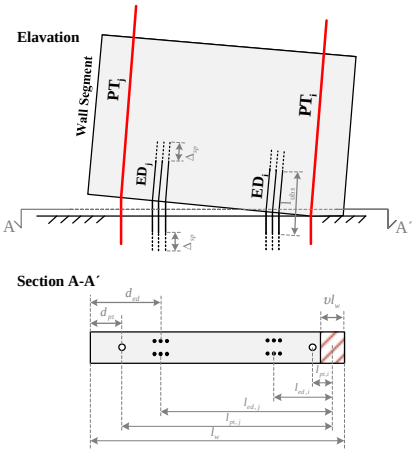
۱-۲- معرفی روش طراحی

در سیستم‌های دیوارهای پایه- گهواره‌ای و چندگانه برای تأمین رفتار پرچمی‌شکل کلی در این سیستم باید مقاطع این سیستم مشابه شکل ۲ دارای رفتار پرچمی‌شکل طراحی گردد. در این شکل، M_{Decomp} لنگر بازشدگی مقطع، M_y لنگر تسلیم مقطع که در این نقطه جاذب‌های انرژی کاملاً تسلیم شده‌اند، M_u لنگر نهایی سیستم و M_{EDy} لنگر تسلیم جاذب‌های انرژی می‌باشد.



شکل ۲- رفتار پرچمی‌شکل سیستم‌های گهواره‌ای

برای تعیین مقاومت تسلیم سیستم‌های مرکزگرای گهواره‌ای، پارامترهای این سیستم در محل اتصال به فونداسیون در شکل ۳ نشان داده شده است. در این تحقیق، جاذب‌های انرژی و کابل‌های پیش‌تنیده در دو طرف مقطع استفاده شده است (ED_i، ED_j، PT_i و PT_j). طول کلی دیوار برابر با l_w است. همچنین l_{ubs} طول جاذب‌های انرژی، d_{ed} فاصله جاذب‌های انرژی از لبه و d_{pt} فاصله کابل‌های پیش‌تنیده از لبه می‌باشد که مقدار هرکدام به ترتیب، ۶۰ سانتیمتر، $۰/۲۵l_w$ و $۰/۱۲۵l_w$ در نظر گرفته شده است [۲۴]. ضریب υ برای تعیین عمق ناحیه فشاری بوده و محدوده آن بین ۰/۱۵-۰/۳ در این سیستم‌ها متغیر است. در این تحقیق، مقدار υ برابر با ۰/۱۷ در نظر گرفته شده است [۲۴]. سایر پارامترها با تعیین مقادیر بیان شده در این قسمت قابل‌تعیین است.



شکل ۳- پارامترهای دیوار گهواره‌ای در محل اتصال به فونداسیون [۲۴]

مقاومت خمشی طراحی تسلیم سیستم گهواره‌ای (M_{Design}) مطابق رابطه (۱) تعیین می‌گردد:

$$M_{Design} = c(l_{pt,i}F_{in,pt,i} + l_{pt,i}F_{s,pt,i} + l_{pt,j}F_{in,pt,j} + l_{pt,j}F_{s,pt,j} + R_y l_{ed,i}F_{y,ed,i} + R_y l_{ed,j}F_{y,ed,j} + wl_w/2) \quad (۱)$$

مقادیر داخل پرانتز در رابطه (۱)، مربوط به مقاومت سیستم پایه- گهواره‌ای جهت طراحی تحت مود اول است. این مقاومت با ضریب c برای پیش‌تنیدگی‌های متفاوت، انواع رکوردها، تعداد بلوک گهواره‌ای مختلف و نیز کاهش دریفت پسماند اصلاح می‌گردد. پارامترهای طول (l) برای قسمت‌های مختلف در شکل ۳ نشان داده شده است. $F_{in,pt,i}$ و $F_{s,pt,i}$ به ترتیب نیروی پیش‌تنیدگی و نیروی اضافه ایجاد شده در کابل بعد از بلندشدگی تا نقطه تسلیم جاذب انرژی برای کابل‌های i است و برای سایر پارامترها با اندیس j نشان داده شده است. پارامتر R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شده است. $F_{y,ed,i}$ و $F_{y,ed,j}$ نیروی تسلیم جاذب‌های انرژی iام و jام و w وزن بار ثقلی روی دیوار است.

در طراحی هر مقطع برای اینکه بازگردانندگی اتفاق بیفتد و رفتار پرچمی‌شکل محقق گردد، می‌بایست مطابق شکل ۲، نسبت لنگر ناشی از کابل قبل از تسلیم به لنگر تسلیم جاذب‌های انرژی، ضریب بازگردانندگی (λ)، در سیستم تعریف گردد. این ضریب مطابق رابطه (۲) به‌دست می‌آید:

$$\lambda = \frac{M_u - M_{EDy}}{M_{EDye}} = \frac{l_{pt,i}F_{in,pt,i} + l_{pt,i}F_{st,pt,i} + l_{pt,j}F_{in,pt,j} + l_{pt,j}F_{st,pt,j} + wl_w/2}{R_y l_{ed,i}F_{y,ed,i} + R_y l_{ed,j}F_{y,ed,j}} \quad (۲)$$

در این رابطه، $F_{st,pt,i}$ و $F_{st,pt,j}$ نیروی اضافه ایجاد شده در کابل iام و jام بعد از بلندشدگی تا نقطه نهایی مدنظر طراحی است. سایر پارامترها قبلاً بیان گردیده است. دقت شود در روابط فوق از R_y جهت تبدیل $F_{y,ed}$ به حالت مورد انتظار ($F_{yed,ed}$) استفاده شده است که به‌کارگیری این ضریب می‌تواند تخمین رفتار سیستم گهواره‌ای را دقیق‌تر پیش‌بینی کند.

در شرایط ایده‌آل در صورتی‌که این ضریب برابر با یک باشد، بازگردانندگی سیستم تأمین می‌گردد و با افزایش این ضریب، مقدار اطمینان از بازگردانندگی سیستم بیشتر تأمین می‌گردد. پس بهتر است مقدار این ضریب با توجه به امکان آسیب‌دیدگی‌های لبه‌های بتن، تسلیم کابل در زلزله‌های شدید و افزایش مقاومت احتمالی جاذب‌های انرژی یا رسیدن آن‌ها به تنش نهایی، بزرگ‌تر از یک در نظر گرفته شود. با بزرگ‌تر از یک در نظر گرفتن این ضریب، اطمینان از بازگردانندگی حاصل می‌گردد. در صورتی‌که این ضریب کوچک‌تر از یک در نظر گرفته شود، بازگردانندگی در سیستم اتفاق نمی‌افتد و در پایان تحلیل، جابه‌جایی‌های پسماند قابل‌مشاهده است. در این تحقیق، مقدار ضریب λ برابر با ۱/۲۵ در نظر گرفته شده است [۲۴].

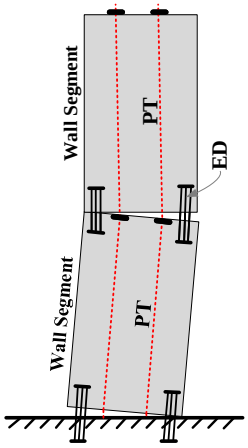
۲-۲- نحوه مدل‌سازی سیستم‌های گهواره‌ای

برای مدل‌سازی نرم‌افزاری می‌بایست یک سری فرضیات اولیه انجام شود و نیز مدل‌سازی به‌صورت ساده‌سازی تعریف گردد. شکل ۴- الف دیوار گهواره‌ای چندگانه را نشان داده است. در این دیوار، محل قرارگیری و اتصال جاذب‌های انرژی (ED[۱۷]) و کابل‌های پیش‌تنیده (PT[۱۸]) و همچنین اجزای دیوار نشان داده شده است. برای مدل‌سازی این سیستم در نرم‌افزار OpenSees از مصالح و المان‌های مختلف استفاده می‌شود. در شکل ۴- ب، مدل‌سازی هسته دیوار به‌صورت الاستیک در نظر گرفته شده است. با توجه به مراجع، چون در طراحی اجازه غیرخطی شدن بتنی داده نشده است، می‌توان این

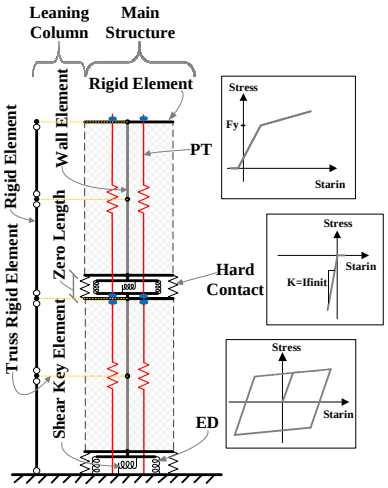
[17]- Energy Dissipation
[18]- Post Tension

فرض را صحیح دانست و سپس تنش در بتن مورد بررسی قرار گرفته و این موضوع اثبات شود [۳ و ۴]. در انتهای دیوار، جهت اتصال به یکدیگر و پایه با PTها، EDها و همچنین فنرهای تماسی سخت، از المان‌های اتصال‌دهنده صلب استفاده شده است. برای مدل‌سازی سطوح تماس بلوک‌ها که به‌صورت فشاری به یکدیگر و پایه اتصال دارند، از فنرهای فشاری با سختی بی‌نهایت استفاده شده است.

کابل‌های پیش‌تنیده استفاده شده، دارای رفتار مصالح بدون تحمل فشار و از نوع ElasticPPGap با گپ صفر و پیش‌تنیدگی اولیه استفاده می‌شود. المان‌های EDها به‌صورت فنر Zero Length جهت جذب انرژی بین بلوک‌های گهواره‌ای و بلوک گهواره‌ای و پایه به‌کار رفته است.



(الف)

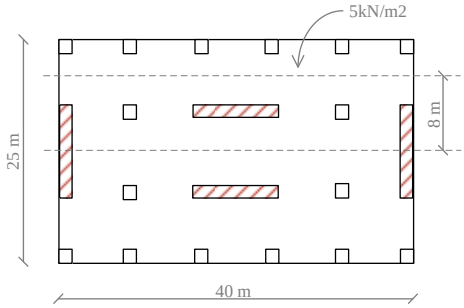


(ب)

شکل ۴- مدل نرم‌افزاری دیوار گهواره‌ای مرکزگرای چندگانه، (الف) مدل واقعی و (ب) مدل عددی در نرم‌افزار OpenSees

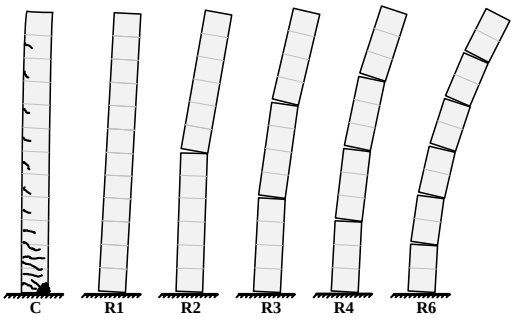
۲-۳- مشخصات مدل‌های عددی

مدل‌های عددی مورد بررسی در این مقاله، دارای ساختمان مشابه پلان شکل ۵ و دارای تعداد طبقات ۱۲ است [۲۴]. مدل‌ها با قطعات گهواره‌ای منظم در ارتفاع مطابق شکل ۶ در نظر گرفته شده‌اند.



شکل ۵- پلان سازه با دیوارهای دارای رفتار گهواره‌ای [۲۴]

وزن مؤثر لرزه‌ای در مدل‌های دیوار برابر با ۲۵۰ تن- نیرو در هر طبقه برای هر دیوار در نظر گرفته شده است. مشخصات مکانیکی بتن شامل f_c' و E_c هرکدام برابر ۴۰ مگاپاسکال و ۳۰ گیگاپاسکال است. مشخصات جاذب‌های انرژی، f_y برابر ۳۰۰ مگاپاسکال و E_s برابر ۲۱۰ گیگاپاسکال و همچنین کابل‌های پیش‌تنیده دارای f_y برابر ۱۵۶۰ مگاپاسکال و E_s برابر ۱۹۵ گیگاپاسکال می‌باشند. ضخامت و طول دیوار به ترتیب برابر با ۴۰۰ و ۷۴۰۰ میلی‌متر است. همچنین ارتفاع طبقات برابر با ۳۵۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است.

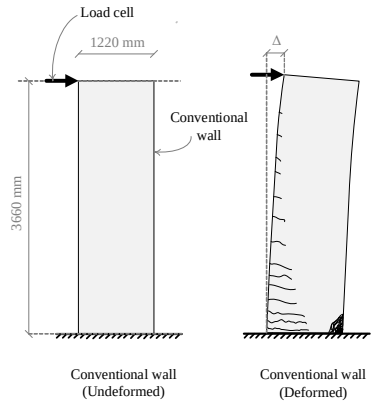


شکل ۶- دیوارهای گهواره‌ای چندگانه منظم در ارتفاع موردنظر این تحقیق

۲-۴- صحت‌سنجی روند مدل‌سازی عددی

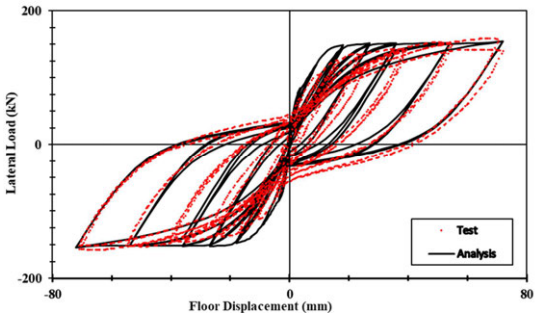
صحت‌سنجی سیستم گهواره‌ای در تحقیق [۱۷] و مطابق تحقیق [۲۵] انجام شده است. مشخصات نمونه آزمایشگاهی شامل ضخامت دیوار ۱۲۵ میلی‌متر و مقاومت فشاری بتن، (f_c')، ۴۵ مگاپاسکال، آرماتورهای طولی و عرضی با f_y ۴۶۰ مگاپاسکال و E_s ۲۰۰ گیگاپاسکال بوده؛ همچنین کابل‌های پیش‌تنیده دارای f_y برابر ۱۴۳۵ مگاپاسکال و E_s برابر ۱۸۰ گیگاپاسکال می‌باشند. در تحقیق [۱۷] نتایج، حاکی از دقت مناسب مدل‌سازی است.

صحت‌سنجی سیستم متداول آیین‌نامه‌ای، مطابق تحقیق [۲۶] انجام می‌شود. مشخصات نمونه آزمایشگاهی مطابق شکل ۷ در نظر گرفته شده است. در این نمونه، ضخامت دیوار ۱۰۲ میلی‌متر می‌باشد. همچنین مشخصات مکانیکی بتن شامل f_c' و E_c به ترتیب برابر ۴۲/۸ مگاپاسکال و ۳۱/۰۳ گیگاپاسکال است. آرماتورهای طولی و عرضی نیز با f_y ۴۳۴ مگاپاسکال و E_s ۲۰۰ گیگاپاسکال استفاده شده است. در این مدل‌سازی، مقطع فایبر جهت مدل‌سازی مقطع دیوار به‌کار برده شده و در نواحی المان مرزی از بتن محصورشده استفاده گردیده است.



شکل ۷- دیوار متداول آیین‌نامه‌ای آزمایشگاهی [۲۶]

در سیستم متداول آیین‌نامه‌ای، ترک‌هایی در دیوار ایجاد شده و همچنین جاری شدن آرماتورهای طولی، نقش جذب انرژی در سیستم را ایفا می‌کنند. در مدل عددی بعد از قرارگیری این دیوارهای تحت بارهای چرخه‌ای، نمودار برش پایه- جابه‌جایی بام، مطابق شکل ۸ با نتایج آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار گرفته است [۲۶]. مقایسه نمودارهای حاصل از مدل نرم‌افزاری و مدل آزمایشگاهی حاکی از دقت نسبتاً خوب مدل‌سازی است.



شکل ۸- مقایسه رفتار چرخه‌ای مدل آزمایشگاهی و عددی دیوار متداول آیین‌نامه‌ای [۲۶]

۲-۵- رکوردهای لرزه‌ای مورد بررسی

در این تحقیق از سه دسته رکورد دور و نزدیک‌گسل با و بدون پالس، براساس دستورالعمل FEMAP695 استفاده شده است [۲۷]. این رکوردها به تفکیک با مشخصات مربوطه در مقاله بروجردیان و ده‌چشمه نشان داده شده است [۱۷]. با توجه به اینکه رکوردهای افقی دارای دو مؤلفه می‌باشند و تحلیل‌های موردنظر این تحقیق دوبعدی است، یک رکورد در تحلیل‌ها مورد استفاده قرار گرفته است. برای استفاده از رکوردهای دور از گسل در تحلیل‌ها، از رکورد با مؤلفه PGA بیشتر و رکوردهای نزدیک‌گسل، مؤلفه جهت عمود بر گسل انتخاب شده است [۲۸].

برای مقیاس کردن رکوردهای لرزه‌ای مطابق دستورالعمل FEMAP695، ابتدا به نرمالایز کردن رکوردها پرداخته شده است. نرمالایز کردن مطابق رابطه زیر انجام می‌شود:

$$NM_i = Mean(PGV_{PEER,i}) / PGV_{PEER,i} \qquad (۳)$$

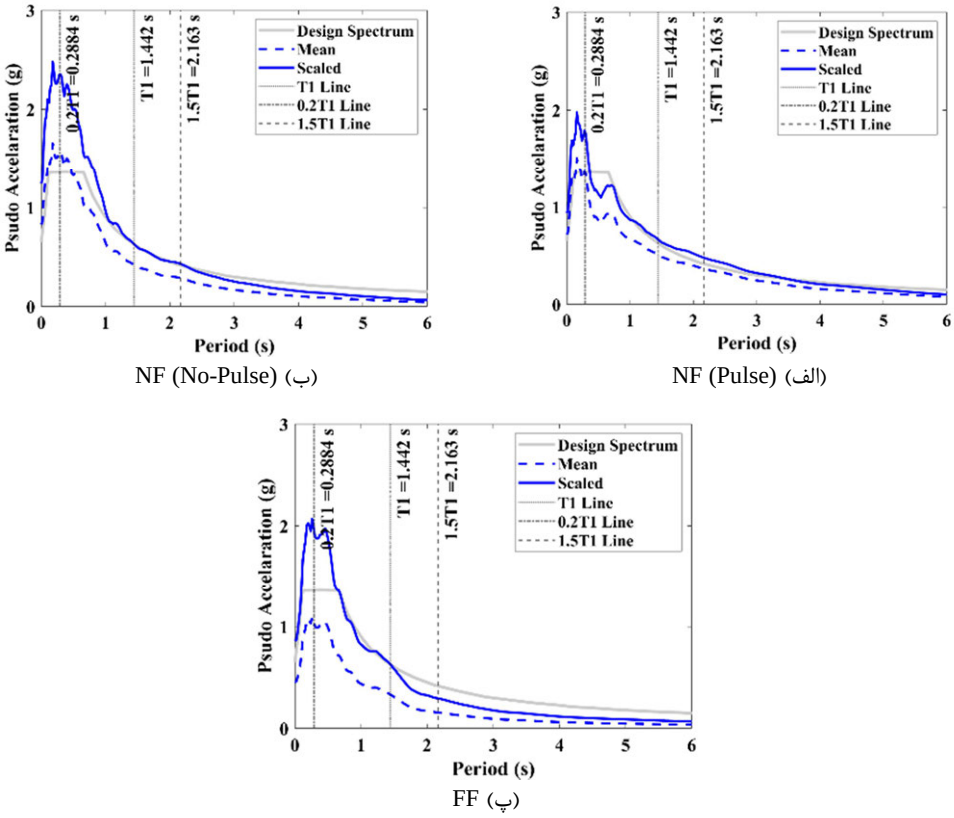
در رابطه فوق، NM_i مربوط به ضریب نرمالایز رکورد iام، $PGV_{PEER,i}$ حداکثر شتاب افقی رکورد iام و $Mean(PGV_{PEER,i})$ میانه مجموعه رکوردهای افقی موردنظر است.

در شبیه‌سازی‌های دوبعدی، برای مقیاس‌سازی رکوردها، معمولاً مطابق آیین‌نامه ASCE7 در محدوده $۰/۲T_1$ تا $۱/۵T_1$ میانگین طیف رکوردها به طیف طراحی، مقیاس می‌گردد [۲۹]. طیف مربوط به رکوردهای دورگسل معمولاً دارای مقادیر شتاب طیفی کوچکی در ناحیه پریودهای بیش از یک ثانیه است و برعکس رکوردهای نزدیک‌گسل در این ناحیه دارای مقادیر شتاب طیفی نسبتاً بزرگی می‌باشند. این موضوع در مقیاس‌سازی به طیف طراحی ASCE7، ضریب مقیاس رکوردها دور از گسل نسبت به رکوردهای نزدیک گسل، ضریب مقیاس برای سازه‌های نسبتاً بلند بسیار افزایش می‌یابد. نهایتاً باعث عدم تخمین صحیح در مقایسه این رکوردها با یکدیگر می‌شود. برای اینکه بتوان اثر رکوردهای مختلف را به‌صورت دقیق‌تر بر سازه‌ها مورد بررسی قرار داد، ضریب مقیاس رکوردها به‌صورت ماکزیمم نسبت مساحت طیف طرح به طیف میانگین زلزله در محدوده $۰/۲T_1$ تا $۱/۵T_1$ و نسبت $S_{a,T1}$ طراحی به $S_{a,T1}$ طیف میانگین رکوردهای لرزه‌ای، تعیین می‌گردد. بنابراین ضریب مقیاس کلی برای هر رکورد به‌صورت رابطه (۴) محاسبه می‌گردد:

$$SF_i = NM_i * Max.\left(\frac{S_{a,T1,DesignSpec.}}{S_{a,T1,Mean}}, \frac{A_{0.2T1_1.5T1,DesignSpec.}}{A_{0.2T1_1.5T1,Mean}}\right) \quad (۴)$$

که در آن، SF_i ضریب کلی مقیاس هر رکورد، $S_{a,T1,DesignSpec.}$ و $A_{0.2T1-1.5T1,DesignSpec.}$ به ترتیب شتاب طیفی مود اول و مساحت محدوده $۰/۲T_1$ تا $۱/۵T_1$ طیف طراحی و $S_{a,T1,Mean}$ و $A_{0.2T1-1.5T1,Mean}$ به ترتیب شتاب طیفی مود اول و مساحت محدوده $۰/۲T_1$ تا $۱/۵T_1$ طیف میانگین رکوردهای لرزه‌ای می‌باشد.

در شکل ۹ طیف مقیاس شده از روش پیشنهادی موردنظر به طیف طرح برای سه ست رکورد زلزله و محدوده‌های موردنظر بررسی طیف $۰/۲T_1$، T_1 و $۱/۵T_1$ نشان داده شده است. با بررسی و مقایسه طیف میانگین زلزله‌ها در این محدوده، می‌توان گفت میانگین طیف، تخمین نسبتاً خوبی از طیف طرح به‌دست می‌دهد.



NF (Pulse) (الف)

NF (No-Pulse) (ب)

FF (پ)

شکل ۹- مقیاس میانگین رکوردهای لرزه‌ای به طیف طرح

۲-۶- ضرایب مطلوبیت سیستم‌های دیوار گهواره‌ای مرکزگرا

برای تعیین حالت بهینه سازه‌ها در این قسمت سه ضریب برای بررسی سازه‌ها تعیین شده است که این ضرایب به ترتیب عبارتنداز:

۱) مطلوبیت کاهش خمش سیستم گهواره‌ای دوگانه نسبت به سیستم پایه- گهواره‌ای،

۲) مطلوبیت کاهش برش سیستم گهواره‌ای دوگانه نسبت به سیستم پایه- گهواره‌ای و

۳) مطلوبیت سازه گهواره‌ای از نظر تأمین کاهش دریفت پسماند نسبت به سازه دیوار برشی متداول آیین‌نامه‌ای.

این ضرایب می‌توانند با توجه به اهمیت از نظر طراح، وزن‌دهی شوند. در این تحقیق هر سه ضریب مطلوبیت با وزن ۱ در نظر گرفته شده‌اند. ترکیب این ضرایب جزئی به‌صورت رابطه (۵)، ضریب کلی مطلوبیت مربوط به سیستم دیوار گهواره‌ای را تعیین می‌کند:

$$DC = \frac{1}{n}(dc_1 + dc_2 + ... + dc_n) \qquad (۵)$$

ضرایب dc_1، dc_2 و...dc_n، ضرایب مطلوبیت سیستم می‌باشند که توسط طراح می‌توانند با توجه به انتظارات در نظر گرفته شوند. این ضرایب به‌صورت روابط زیر تعریف شده‌اند:

$$dc_1 = \mathrm{Max}\left(\frac{\overline{\text{Max. Moment R1}_i} - \overline{\text{Max. Moment Rj}_i}}{\overline{\text{Max. Moment R1}_i}}\right)_{ns} \qquad (۶)$$

$$dc_2 = \mathrm{Max}\left(\frac{\overline{\text{Max. Shear R1}_i} - \overline{\text{Max. Shear Rj}_i}}{\overline{\text{Max. Shear R1}_i}}\right)_{ns} \qquad (۷)$$

$$dc_3 = \mathrm{Max}\left(\frac{\overline{\text{Max. Residual Drift of Fixed}_i} - \overline{\text{Max. Residual Drift Rj}_i}}{\overline{\text{Max. Residual Drift of Fixed}_i}}\right)_{ns} \qquad (۸)$$

در روابط فوق dc_1، dc_2 و dc_3 به ترتیب ضرایب مطلوبیت جزئی مربوط به خمش، برش و جابه‌جایی نسبی پسماند بعد از زلزله در سیستم است. این مقادیر، به‌عنوان حداکثر ایجاد شده در طبقات انتخاب می‌گردد. مقدار $\overline{\text{Max.Moment R}_{1_i}}$ و $\overline{\text{Max.Moment R}_{J_i}}$، میانه مقادیر حداکثر لنگر خمشی ایجاد شده در طبقه nsام به ترتیب مربوط به دیوار R_1 و R_j است. دیوار R_j دیوار پایه- گهواره‌ای و یا گهواره‌ای دوگانه مورد بررسی است. همچنین اندیس i، نشان‌دهنده رکورد مورد مطالعه می‌باشد. همین‌طور برای تعریف ضریب مطلوبیت برش از کلمه Shear در روابط استفاده شده است. $\overline{\text{Max.Residual Drift of Fixed}_i}$ و $\overline{\text{Max.Residual Drift R}_{J_i}}$، به ترتیب میانه مقادیر حداکثر جابه‌جایی نسبی پسماند ایجاد شده در طبقه nsام مربوط به دیوار پایه گیردار و R_j است. دقت شود در این تحقیق، مقادیر تقاضاها جهت تعیین ضرایب مطلوبیت در سطح DBE[۲۰] مدنظر بوده است.

۳- نتایج تحقیق و بحث در نتایج

برای بررسی سازه‌ها با پیش‌تنیدگی‌های مختلف و تعیین ضرایب تقویت مقاطع، ابتدا به بررسی یکی از طراحی‌های موجود براساس جابه‌جایی مستقیم پرداخته شده و سپس تعیین حالت بهینه و نیز تعریف و تعیین ضرایب موردنیاز تقویت مقاطع گهواره‌ای مورد مطالعه قرار گرفته است.

۳-۱- بررسی ظرفیت مقاطع سازه به‌دست‌آمده از روش طراحی براساس جابه‌جایی

[19]- Design-Basis Earthquake

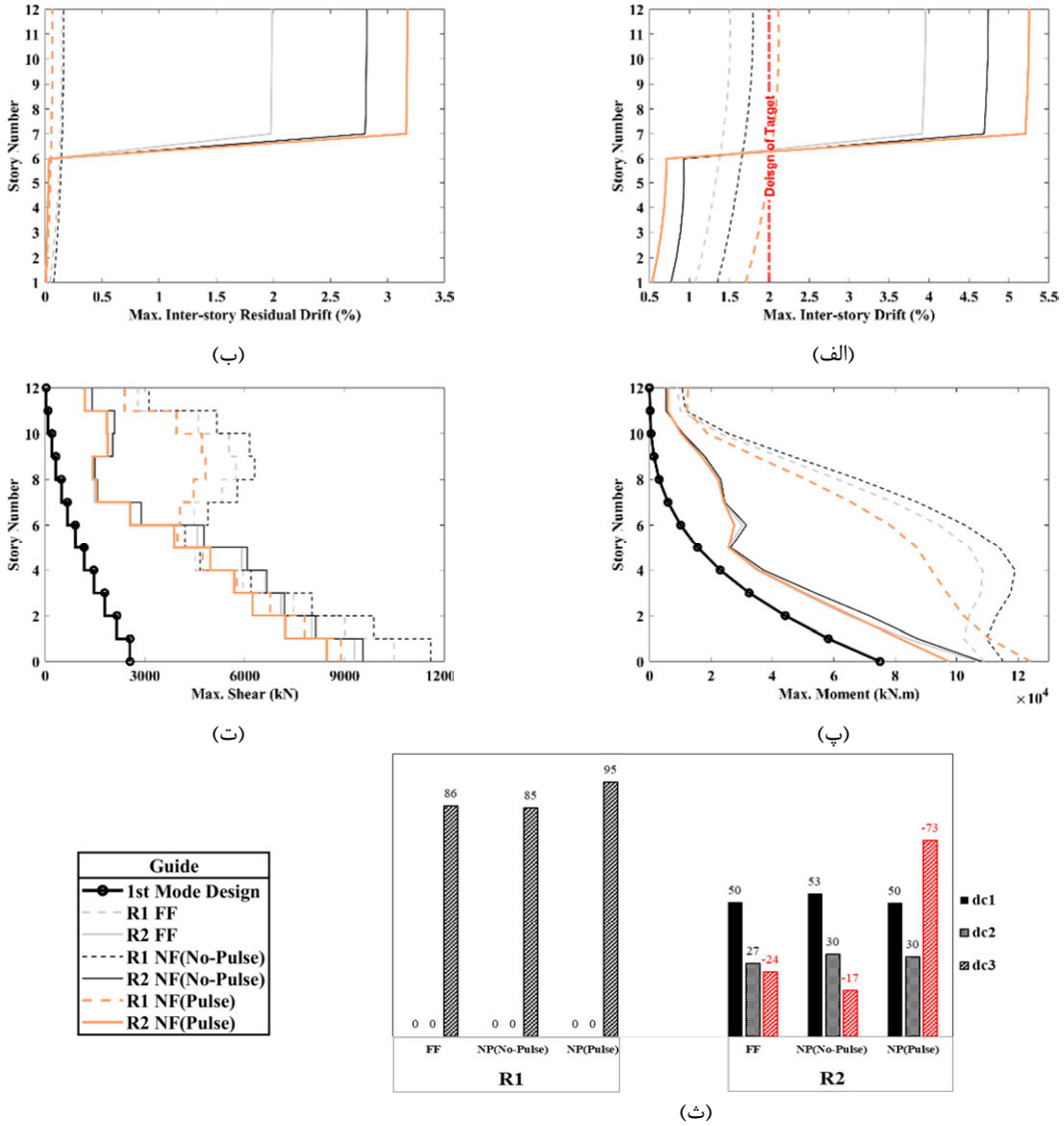
در این مقاله، ظرفیت طراحی سازه ۱۲ طبقه از روش طراحی براساس جابه‌جایی (مطابق مود اول) تعیین شده است. در این قسمت به بررسی کفایت ظرفیت سازه مورد نظر در حالت پایه- گهواره‌ای (R_1) و سیستم گهواره‌ای چندگانه (R_2) تحت رکوردهای دور و نزدیک‌گسل با پالس و بدون پالس پرداخته شده است. در طراحی هر مقطع برای تأمین بازگردانندگی مقطع، λ ۱/۲۵ در نظر گرفته شده است. در این طراحی، مقادیر پیش‌تنیدگی برابر با ۰/۵۲ انتخاب شده است. ضریب c در رابطه (۱) برابر ۱ برای طراحی مطابق مود اول، فرض گردیده است.

۱۰۰، به بررسی دریفت، لنگر و برش طبقه، دریفت پسماند مقطع گهواره‌ای و همچنین ضرایب مطلوبیت این دو سازه تحت رکوردهای مورد بررسی پرداخته است. شکل ۱۰- الف، میانگین حداکثر جابه‌جایی‌های ایجاد شده در طبقات را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشخص است در دو سازه، تقاضای ایجاد جابه‌جایی در رکورد نزدیک‌گسل بیشتر از دور از گسل در سازه است. همچنین در سازه‌های تحت نزدیک‌گسل دارای پالس، تقاضاها بیشتر از نزدیک‌گسل بدون پالس است. مطابق این شکل، ظرفیت دریفت سازه اصلاً برای مقاطع طراحی شده سیستم‌های گهواره‌ای چندگانه در ارتفاع با توجه به عبور از سطح دریفت مجاز طراحی، مناسب نیست. می‌توان گفت ظرفیت طراحی مقطع برای سیستم‌های پایه- گهواره‌ای تحت رکوردهای دور و نزدیک گسل بدون پالس مناسب است. این موارد را نیز در شکل ۱۰- ب که مربوط به میانگین ماکزیمم دریفت‌های پسماند ایجاد شده در طبقات است، می‌توان مشاهده نمود. تحت سه نوع رکورد زلزله مورد نظر، دریفت‌های پسماند زیادی در سیستم گهواره‌ای چندگانه در مقایسه با سیستم گهواره‌ای ساده ایجاد شده است. شکل ۱۰- پ و ت به ترتیب میانگین حداکثر لنگر و برش ایجاد شده در طبقات را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، مقادیر لنگر و برش در طبقات به دلیل تأثیر مودهای بالا در سیستم‌های پایه- گهواره‌ای به‌شدت افزایش یافته است و با استفاده از بلوک گهواره‌ای، می‌توان این اثرات نیرویی ایجاد شده را کاهش داد. تقاضای نیروی لنگر و برش تحت رکوردهای دور از گسل بیشتر از نزدیک‌گسل با و بدون پالس است. این تقاضاها در رکوردهای نزدیک‌گسل بدون پالس بیشتر از پالس‌دار می‌باشد.

شکل ۱۰- ث مربوط به میانگین ضرایب مطلوبیت سازه‌ها تحت سه نوع رکورد مورد بررسی است. با توجه روابط (۶) و (۷)، مقادیر ضرایب مطلوبیت سیستم گهواره‌ای حالت R_1 تعیین می‌شود، مقادیر ضرایب مطلوبیت dc_1 و dc_2 برابر با صفر است. سازه R_1 از نظر مطلوبیت کاهش دریفت بسیار مؤثر است. در کاهش دریفت نسبت به سیستم متداول آیین‌نامه‌ای (ضرایب dc_3) در سه تیپ رکورد لرزه‌ای نتایج مطلوبی ارائه شده است و تحت رکوردهای نزدیک‌گسل با پالس نتایج بهتری رقم می‌خورد. در بررسی R_2 در این نمودار مشاهده می‌شود که dc_1 و dc_2 برای انواع مختلف رکورد، دارای نتایج مطلوبی است، ولی با توجه به اینکه مقاطع گهواره‌ای براساس ظرفیت طراحی مود اول به‌دست آمده است و از نظر ظرفیت دریفت و دریفت پسماند بعد از زلزله ضعیف است، ضرایب مطلوبیت dc_3 منفی به‌دست آمده است. مقادیر این ضرایب در نمودار میله‌ای مربوطه با رنگ قرمز نشان داده شده است.

پس می‌توان نتیجه گرفت که عملکرد دیوارهای مرکزگرای گهواره‌ای در ارتفاع، وابسته به نوع رکورد لرزه‌ای و نیز محل مقطع گهواره‌ای در ارتفاع است. همان‌طور که نشان داده شده است، در صورتی‌که پایه به‌صورت سیستم دارای هسته پایه- گهواره‌ای (R_1) باشد و ظرفیت طراحی براساس مود اول استفاده شود، با افزایش تلاش‌های برشی و نیز لنگر خمشی در هسته، ماکزیمم دریفت‌های طبقات و دریفت‌های پسماند، کنترل می‌شود. همچنین اگر از حالت سیستم گهواره‌ای چندگانه

(R_2) با ظرفیت طراحی براساس مود اول استفاده شود، لنگرهای خمشی و نیروی برشی در هسته کاهش می‌یابد و نزدیک به حالت مود اول می‌شود، ولی ماکزیمم دریفت‌ها و جابه‌جایی‌های پسماند طبقات، بسیار افزایش یافته و از حد مجاز عبور می‌کند. لازم به ذکر است، در صورت نیاز به مقایسه دو سیستم، می‌بایست ظرفیت دریفت سازه‌ها را برابر در نظر گرفت و سپس سازه‌ها را از نظر کنترل برش، خمش و کاهش دریفت پسماند مقایسه نمود. بعضاً در بیشتر تحقیقات به این موضوع توجه نشده و نیز سازه‌ها با ظرفیت دریفت‌های مختلف با هم مقایسه شده اند [۳ و ۴].



شکل ۱۰- نتایج تحلیل سازه‌های مورد بررسی طراحی شده از روش جابه‌جایی براساس مود اول

۳-۲- بررسی ظرفیت مقاطع سازه به‌دست آمده از روش طراحی براساس جابه‌جایی

همان‌طور که در قسمت قبل نشان داده شد، مقاطع گهواره‌ای مختلف تحت رکوردهای لرزه‌ای می‌توانند پاسخ‌های مختلفی داشته و برای برابر کردن ظرفیت دریفت این سازه‌ها، می‌بایست ضریب c در رابطه (۱) را تعریف نمود، که به‌صورت رابطه (۹) می‌باشد:

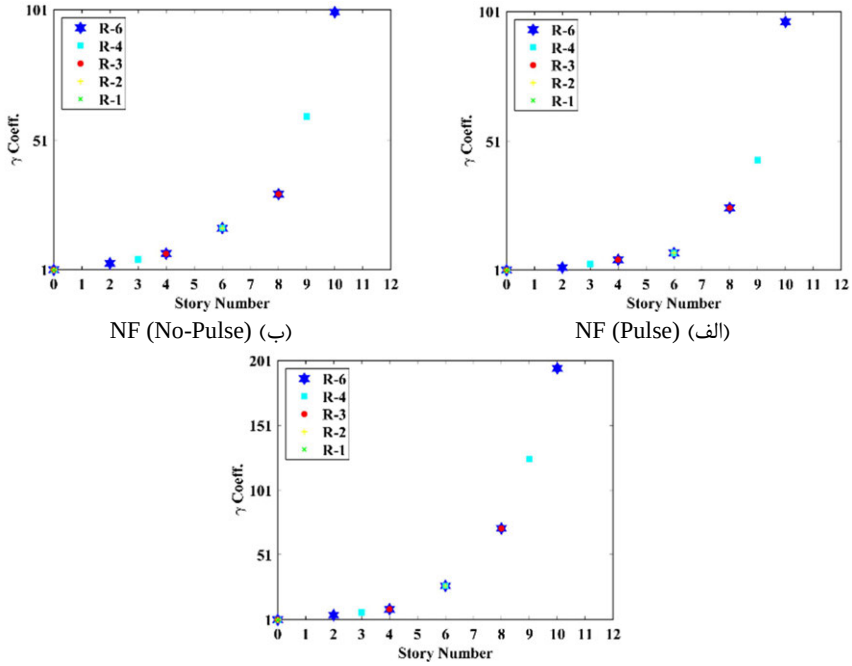
$$c = \alpha\beta\gamma \qquad (۹)$$

در این رابطه، ضریب c مربوط به کنترل جابه‌جایی‌های نسبی مقاطع مختلف طراحی است، ضریب

α، اثر نوع زلزله بر مقاومت طراحی مقطع، ضریب β، اعمال اثر پیش‌تنیدگی‌های مختلف و سختی ثانویه در طراحی مقاطع و ضریب γ مربوط به اضافه مقاومت مقاطع مختلف در ارتفاع می‌باشد. برای تعیین ضریب α، ابتدا سازه‌های پایه- گهواره‌ای در پیش‌تنیدگی مشخص را تحت رکوردهای مختلف قرار داده و این ضریب، طوری با سعی و خطا تعیین می‌شود که مقدار دریفت حداکثر از حد مجاز طراحی، بیشتر نشود. ضریب β نیز متأثر از پیش‌تنیدگی و نوع زلزله اعمالی است. با افزایش پیش‌تنیدگی، سختی ثانویه نمودار پوش‌آور کاهش می‌یابد. این ضریب، جهت جبران کاهش مقاومت ثانویه، مقدار مقاومت اولیه را افزایش می‌دهد. مقادیر آن برای زلزله‌های N-F(Pulse) نسبت به N-F(No-Pulse) و N-F(No-Pulse) نسبت به F-F بیشتر است. ضریب γ در یک پیش‌تنیدگی مشخص، مقاطع مختلف طراحی را مورد بررسی قرار داده و این مقاطع در ارتفاع با این ضریب تقویت می‌شوند. همچنین ظرفیت طراحی شده مقاطع گهواره‌ای با افزایش ارتفاع، افزایش می‌یابد. ضریب γ برای پیش‌تنیدگی‌های مختلف نیز بررسی شده است. ضرایب α و β در جدول ۴ نشان داده شده است. ضرایب γ نیز در شکل ۱۱ در ارتفاع برای مقاطع مختلف گهواره‌ای مشاهده می‌شود. بنابراین با استفاده از ضریب c هر مقطع گهواره‌ای این ساختمان ۱۲ طبقه، قابل طراحی است و همان‌طور که در شکل ۱۱ نشان داده شده است می‌توان گفت ضریب γ در هر ارتفاع بلوک گهواره‌ای وابسته به تعداد بلوک گهواره‌ای نیست.

جدول ۲- ضرایب α و β

رکورد	FF					NF (No-Pulse)					NF (Pulse)				
پیش‌تنیدگی	۰/۲	۰/۳	۰/۴	۰/۵	۰/۶	۰/۲	۰/۳	۰/۴	۰/۵	۰/۶	۰/۲	۰/۳	۰/۴	۰/۵	۰/۶
α	۱	۱/۱	۱/۲	۱/۳	۱/۴	۱	۱/۰۸	۱/۱۶	۱/۲۴	۱/۳۲	۱	۱/۰۸	۱/۱۲	۱/۱۴	۱/۱۶
β	۰/۲					۰/۴۵					۱				



NF (Pulse) (الف)

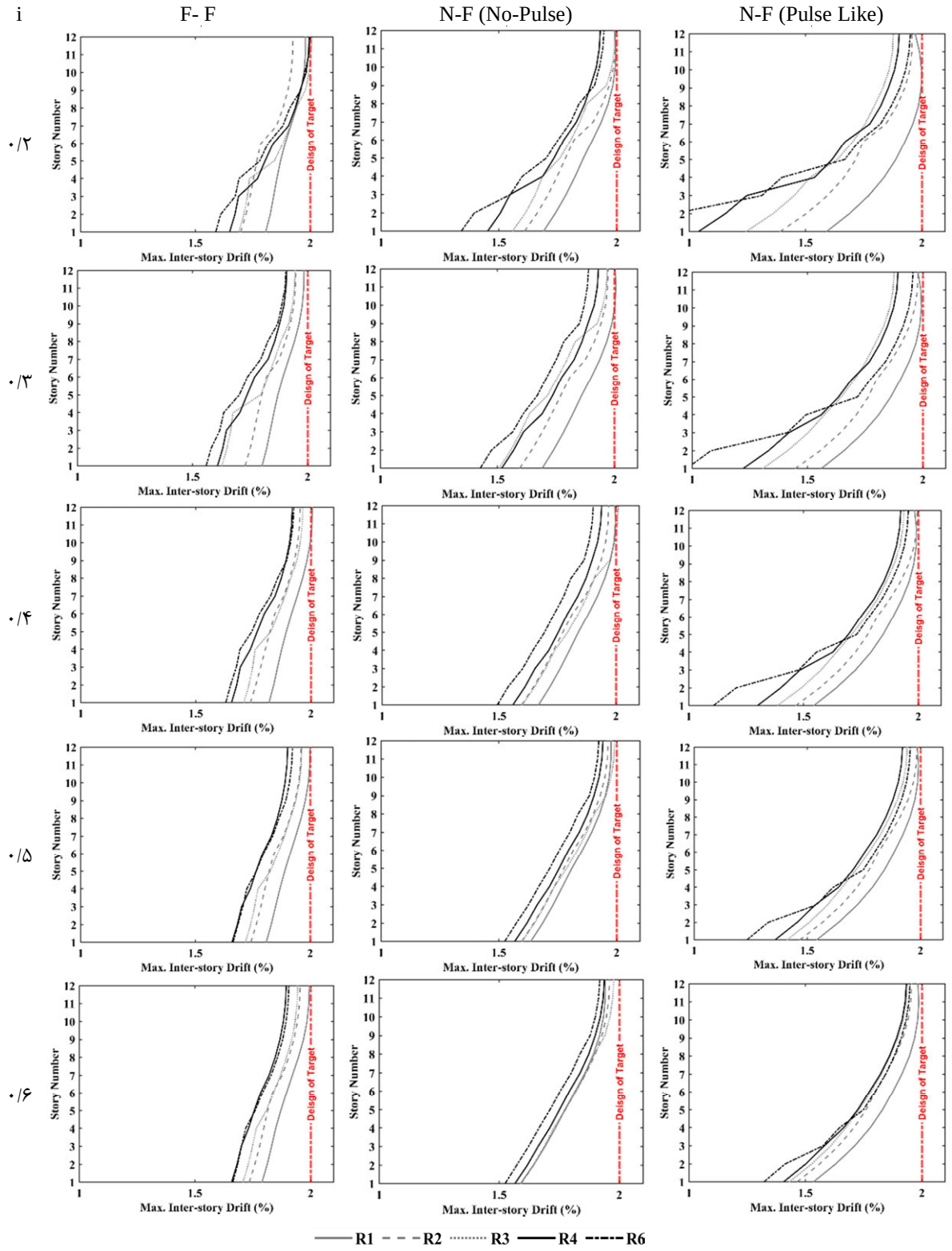
NF (No-Pulse) (ب)

FF (پ)

شکل ۱۱- ضرایب γ جهت تقویت مقاطع گهواره‌ای در ارتفاع

در شکل۱۳ مقادیر میانگین دریفت ماکزیمم با استفاده از اعمال ضرایب در مقاطع گهواره‌ای ساختمان ۱۲ طبقه دارای پیش‌تنیدگی‌های مختلف به‌دست آمده است. همان‌طور که در این شکل مشخص است، ضرایب

تعیین شده برای سازه‌های دارای پیش‌تنیدگی‌های متفاوت تحت رکوردهای لرزه‌ای مختلف، دارای مطلوبیت لازم در کنترل ماکزیمم دریفت طبقات است. سعی شده است در طراحی سازه‌ها ضرایب طوری تعیین شود که پروفیل دریفت جانبی مشابه هم باشد.



شکل ۱۲- جابه‌جایی‌های نسبی سازه تحت رکوردهای دور و نزدیک با پالس و بدون پالس و پیش‌تنیدگی‌های مختلف

۳-۳-ضرایب افزایش مطلوبیت دریفت پسماند

در قسمت قبل سازه‌ها برای دریفت ماکزیمم مشخص طراحی شده است. همچنین نشان داده شد که این ضرایب برای این سازه‌ها به‌درستی تخمین زده شده و میانگین دریفت‌های ماکزیمم در طبقات کمتر از دریفت مدنظر طراحی است، ولی در بعضی از سازه‌ها با بررسی ضریب مطلوبیت، ماکزیمم دریفت پسماند مشاهده شده است. بنابراین سازه‌ها از نظر دریفت پسماند جوابگو نبودند. یکی از راه‌حل‌های افزایش ضریب مطلوبیت دریفت پسماند، افزایش مقاومت طراحی مقاطع است. در این قسمت، ضریب ρ، برای افزایش مقاومت طراحی ارائه شده است. این ضریب، مطابق جدول ۳ پیشنهاد شده است. ضریب اضافه مقاومت در مقاطع گهواره‌ای به‌صورت زیر اصلاح می گردد:

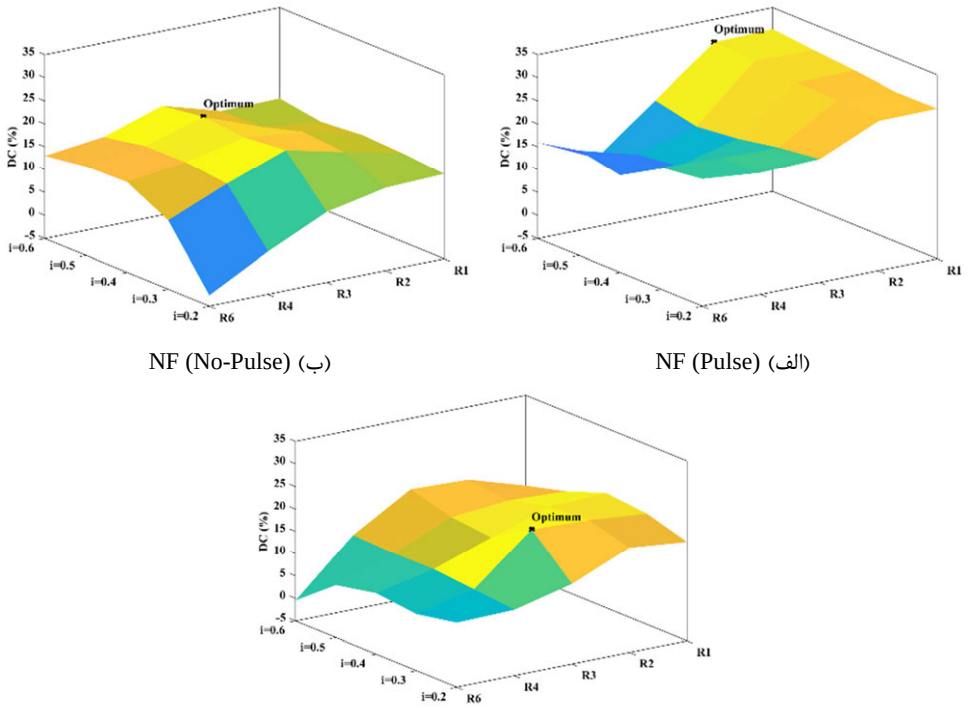
$$c = \alpha\beta\gamma\rho \qquad (۱۰)$$

جدول ۳- ضرایب ρ

	FF	NF (No-Pulse)	NF (Pulse)
ρ	۳	۲	۱

۳-۴- تعیین حالت بهینه سازه‌ها

برای حالت بهینه، از ضریب مطلوبیت (DC) تعیین شده در قسمت ۲-۶ استفاده شده است. در شکل ۱۳ ضریب DC برای سازه‌های ۱۲ طبقه موردنظر با پیش‌تنیدگی و تعداد بلوک گهواره‌ای مختلف، سه نوع رکورد لرزه‌ای موردنظر تعیین شده است. حالت بهینه تحت رکوردهای FF، NF(No-Pulse) و NF(Pulse) به ترتیب سازه R_3، R_3 و R_2 دارای پیش‌تنیدگی به ترتیب ۰/۳، ۰/۵ و ۰/۶ است. ضرایب مطلوبیت برای سه سازه بهینه تحت رکوردهای FF، NF(No-Pulse) و NF(Pulse) به ترتیب برابر با ۲۱، ۲۰ و ۳۰ درصد است.



NF (Pulse) (الف)

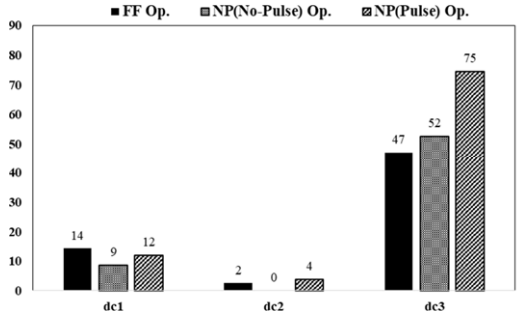
NF (No-Pulse) (ب)

FF (پ)

شکل ۱۳- ضرایب کلی مطلوبیت بهینه سازه‌های گهواره‌ای چندگانه تحت رکوردهای مختلف و پیش‌تنیدگی‌های متفاوت در سطح BDE

در شکل ۱۴، مقادیر ضرایب مطلوبیت dc_1، dc_2 و dc_3 برای سه حالت بهینه تعیین شده است. همان‌طور که مشخص است مقادیر dc_1 و dc_2 نسبت به dc_3 دارای مقدار کمتری است. در اصل، این اختلاف برخلاف قسمت

۳-۲، افزایش مقاومت در هسته‌های گهواره‌ای در ارتفاع و همچنین طراحی نسبتاً دقیق براساس دریفت ماکزیمم است. با این اوصاف هرچه دریفت‌های طراحی دو سازه مورد مقایسه به یکدیگر نزدیک باشند، مقادیر کاهش لنگر و برش ناشی اثرات مودهای بالا کمتر است. همچنین می‌توان گفت همچنان مطلوبیت این سیستم از نظر کاهش دریفت پسماند قابل‌قبول است.



شکل ۱۴- ضرایب مطلوبیت جزئی سازه‌های گهواره‌ای چندگانه بهینه طراحی شده تحت انواع رکورد لرزه‌ای در سطح BDE

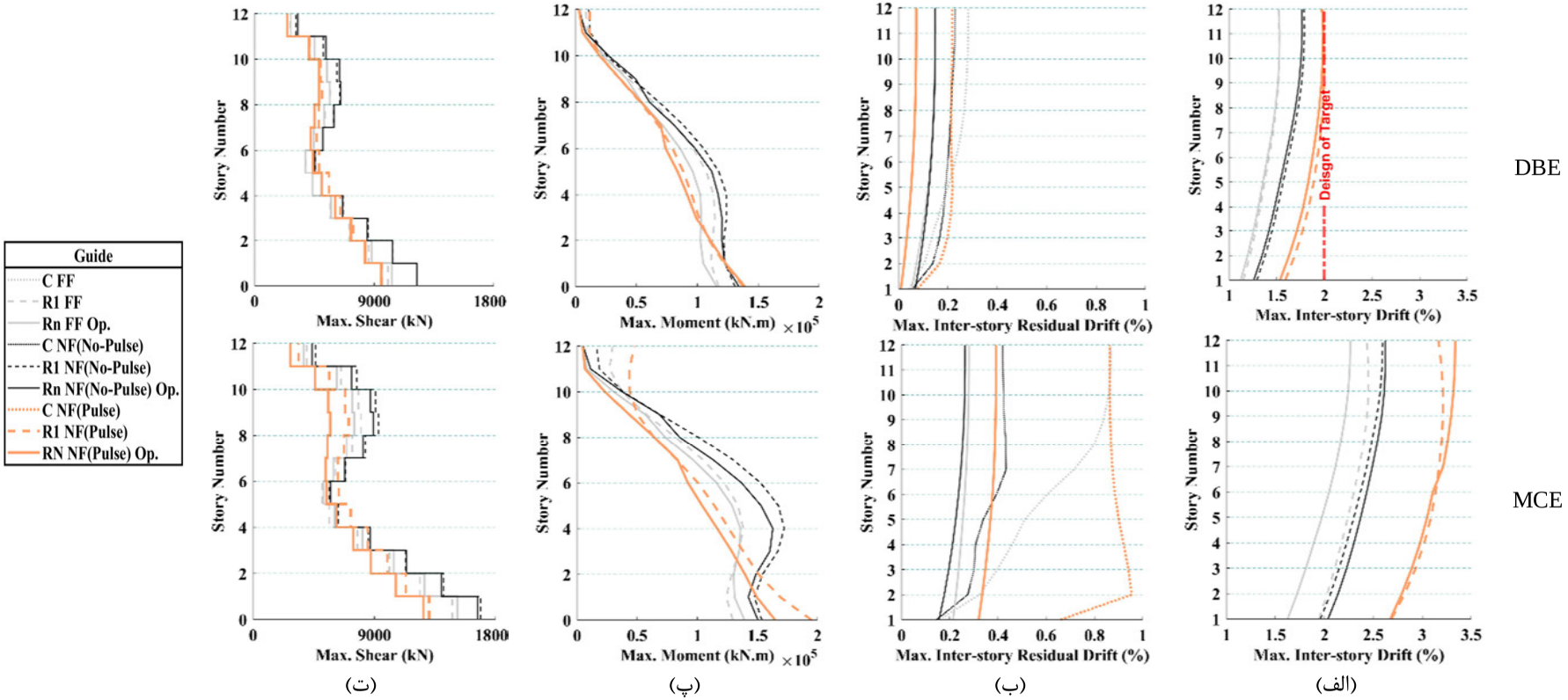
شکل ۱۵ به بررسی و مقایسه سازه‌های انتخابی بهینه گهواره‌ای چندگانه پرداخته شده است. در شکل ۱۵- الف، جابه‌جایی نسبی میان طبقه‌ای نشان داده شده است. در این شکل پروفیل R_1 و R_n سازه بهینه انتخاب شده، مشابه یکدیگر است. این موضوع با توجه به اینکه سازه دقیق برای دریفت مشخصی طراحی شده است، با تبدیل سازه پایه- گهواره‌ای به چندگانه، انتظار افزایش مقادیر کاهش برش و خمش در سه نوع زلزله طراحی، مطابق شکل ۱۵- پ و ث نمی‌رود. همچنین می‌توان گفت در سطح DBE، طراحی‌ها مطلوب بوده و سطح دریفت مجاز را رد نمی‌کنند. در سطح MCE، دریفت سازه طراحی شده برای رکورد NF (Pulse) از حد ۲/۵ درصد عبور کرده و نمی‌تواند مطلوبیت کافی را داشته باشد. مطلوبیت سازه‌های گهواره‌ای در کاهش دریفت پسماند و همچنین خمش و برش در سطح زلزله MCE مؤثرتر از DBE است که این موضوع به دلیل عبور مقاطع گهواره‌ای از حد M_{Design} بوده و این موضوع باعث کاهش تلاش‌ها در اعضا می‌گردد.

۴- نتیجه‌گیری

سیستم‌های گهواره‌ای امروزه جزو سیستم‌های نوین لرزه‌ای جهت کنترل آسیب‌پذیری تحت بارهای لرزه‌ای به‌صورت گسترده مورد تحقیق و بررسی قرار می‌گیرد. این سیستم‌ها علاوه‌بر ویژگی‌های منحصربه‌فرد از جمله، کاهش جابه‌جایی‌های پسماند بعد از زلزله، تمرکز کردن آسیب‌ها در فیوزها و جلوگیری از گسترش آسیب در کل سازه، تعویض‌پذیری فیوز و قابلیت اطمینان بالا، می‌توانند معایبی نیز داشته باشند، مانند افزایش لنگر و برش در هسته گهواره‌ای. یکی از راهکارهای کاهش لنگر و برش در هسته گهواره‌ای استفاده از سیستم‌های گهواره‌ای چندگانه است. تأثیر انواع رکورد بر سیستم‌ها می‌تواند متفاوت باشد. در این تحقیق به بررسی سیستم گهواره‌ای چندگانه ساختمان ۱۲ طبقه پرداخته شده و شبیه‌سازی در نرم‌افزار اجزای محدود OpenSees به‌صورت دوبعدی انجام شده است. نتایج کلی این تحقیق به‌صورت زیر است:

۱) مقاومت طراحی دیوار ۱۲ طبقه پایه-گهوراه‌ای طراحی شده براساس جابه‌جایی و مود اول، تحت رکوردهای FF و NF (No-Pulse) از نظر کنترل دریفت ماکزیمم و پسماند مناسب است، ولی برای رکوردهای NF (Pulse) مناسب نمی‌باشد.

۲) مقاومت طراحی دیوار ۱۲ طبقه گهواره‌ای چندگانه براساس طراحی با توجه به جابه‌جایی و مود اول، تحت رکوردهای FF، NF (No-Pulse) و NF (Pulse) از نظر کنترل دریفت ماکزیمم و پسماند مناسب نیست، ولی با توجه به افزایش جابه‌جایی‌ها در کاهش تلاش‌های برشی و خمشی در سیستم بسیار مؤثر است.



شکل ۱۵- بررسی مقادیر پاسخ و تلاش در سازه‌های بهینه‌ی گهواره‌ای چندگانه، (الف) میانگین ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقات، (ب) ماکزیمم جابه‌جایی نسبی پسماند طبقات، (پ) میانگین ماکزیمم خمش ایجادشده در هسته و (ت) میانگین ماکزیمم برش ایجاد شده در هسته

۳) رفتار دیوارهای ۱۲ طبقه پایه- گهواره‌ای و گهواره‌ای چندگانه، وابستگی زیادی به نوع رکورد از نظر دور از گسل بودن و یا نزدیک‌گسل بودن و همچنین دارای پالس و بدون پالس بودن رکورد نزدیک‌گسل دارد. به طوری‌که رفتار سیستم‌های پایه- گهواره‌ای تحت رکوردهای نزدیک‌گسل به مقاومت بیشتری نسبت به دور از گسل نیاز است. در سیستم‌های گهواره‌ای چندگانه در قطعات گهواره‌ای بالاتر از پایه، مقاومت بیشتری جهت طراحی سیستم نیاز است.

۴) مقاومت دیوار ۱۲ طبقه گهواره‌ای چندگانه در ارتفاع، وابسته به تعداد بلوک گهواره‌ای نیست. در یک تراز مشخص می‌توان مقاومت سیستم موردنظر با تعداد بلوک مختلف را برابر در نظر گرفت.

۵) مقدار پیش‌تنیدگی در طراحی سیستم دیوار گهواره‌ای ۱۲ طبقه می‌تواند در نتایج طراحی مؤثر باشد. همچنین با توجه به نوع رکورد، می‌توان مقدار متفاوتی برای سیستم انتخاب نمود.

۶) حالت بهینه دیوار گهواره‌ای چندگانه ۱۲ طبقه، تحت رکوردهای FF، NF(No-Pulse) و NF(Pulse) به ترتیب سازه در R_3، R_3 و R_2 دارای پیش‌تنیدگی ۰/۳، ۰/۵ و ۰/۶ است.

۷) افزایش پیش‌تنیدگی برای تأمین نیروی مشخص بازگردانندگی در سیستم گهواره‌ای ۱۲ طبقه، می‌تواند حجم کابل مصرفی را کاهش دهد.

۸) در طراحی سیستم دیوار ۱۲ طبقه گهواره‌ای چندگانه، انتخاب پروفیل دریفت در کاهش لنگر و برش می‌تواند تأثیر زیادی داشته باشد. توصیه می‌شود که دریفت در تمامی طبقات به‌صورت حدی (حد مجاز) طراحی نگردد. در قسمت‌هایی که نیاز به کاهش تلاش‌های خمشی و برشی بیشتری است (قسمت‌های میانی) سازه نرم‌تر عمل کرده و دریفت این سازه نسبت به این قسمت کنترل گردد.

سیستم‌های پایه- گهواره‌ای و گهواره‌ای چندگانه می‌توانند جزو سیستم‌های نوین لرزه‌ای، جایگزین مناسب سیستم‌های سازه‌ای متداول آیین‌نامه‌ای باشند. در این تحقیق، رفتار بهینه سازه ۱۲ طبقه پایه- گهواره‌ای و گهواره‌ای چندگانه مورد بررسی و مقایسه قرار گرفته شد. ضرایب طراحی با توجه با روش طراحی براساس مود اول برای این سیستم‌ها تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای پیشنهاد شده است. این سازه‌ها امروزه می‌توانند مورد توجه بیشتر مهندسان برای استفاده در طراحی‌ها قرار گیرند.

جهت ادامه تحقیقات در رابطه با دیوارهای مرکزگرای گهواره‌ای موارد ذیل پیشنهاد می‌گردد:

-تعیین ضرایب طراحی لرزه‌ای سیستم‌های مورد نظر از روش‌های احتمالاتی.

-تعیین ضرایب طراحی لرزه‌ای سیستم‌های مورد نظر با مطالعه پارامتریک.

-تعیین محل بهینه قطع بلوک‌های گهواره‌ای در ارتفاع‌های مختلف.

-طراحی بهینه مبتنی بر قابلیت اعتماد سیستم‌های مورد نظر

مراجع

[1] Wiebe, L. D. A. (2013). *Design of controlled rocking steel frames to limit higher mode effects*. Doctoral dissertation.

[2] Wiebe, L., & Christopoulos, C. (2015). “A cantilever beam analogy for quantifying higher mode effects in multistorey buildings”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *44*(11), 1697-1716.

[3] Wiebe, L., & Christopoulos, C. (2009). “Mitigation of higher mode effects in base-rocking systems by using multiple rocking sections”, *Journal of Earthquake Engineering*, *13*(S1), 83-108.
[4] Khanmohammadi, M., & Heydari, S. (2015). “Seismic behavior improvement of reinforced concrete shear wall buildings using multiple rocking systems”, *Engineering Structures*, *100*, 577-589.
[5] SKang, S. M., Kim, O. J., & Park, H. G. (2013). “Cyclic loading test for emulative precast concrete walls with partially reduced rebar section”, *Engineering Structures*, *56*, 1645-1657.
[6] Shoujun, W., Peng, P., & Dongbin, Z. (2016). “Higher mode effects in frame pin-supported wall structure by using a distributed parameter model”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *45*(14), 2371-2387.
[7] Wu, D., Zhao, B., & Lu, X. (2018). “Dynamic behavior of upgraded rocking wall-moment frames using an extended coupled-two-beam model”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *115*, 365-377.
[8] Buddika, H. S., & Wijeyewickrema, A. C. (2018). “Seismic shear forces in post-tensioned hybrid precast concrete walls”, *Journal of Structural Engineering*, *144*(7), 04018086.
[9] Najam, F. A., Qureshi, M. I., Warnitchai, P., & Mehmood, T. (2018). “Prediction of nonlinear seismic demands of high-rise rocking wall structures using a simplified modal pushover analysis procedure”, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, *27*(15), e1506.
[10] Qureshi, M. I., & Warnitchai, P. (2017). “Reduction of inelastic seismic demands in a mid-rise rocking wall structure designed using the displacement-based design procedure”, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, *26*(2), e1307.
[11] Hasan, M. R. (2012). *Parametric Study and Higher Mode Response Quantification of Steel Self-Centering Concentrically-Braced Frames*. Doctoral dissertation, University of Akron.
[12] Wiebe, L., Christopoulos, C., Tremblay, R., & Leclerc, M. (2013). “Mechanisms to limit higher mode effects in a controlled rocking steel frame. 1: Concept, modelling, and low-amplitude shake table testing”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *42*(7), 1053-1068.
[13] Wiebe, L., Christopoulos, C., Tremblay, R., & Leclerc, M. (2013). “Mechanisms to limit higher mode effects in a controlled rocking steel frame. 2: large-amplitude shake table testing”, *Earthquake engineering & structural dynamics*, *42*(7), 1069-1086.
[14] Steele, T. C., & Wiebe, L. D. (2018). “Reducing the Forces in Controlled Rocking Steel Braced Frames Using Partial Ductile Behavior”, *Eleventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Los Angeles, California.
[15] Steele, T. C., & Wiebe, L. D. (2016). “Dynamic and equivalent static procedures for capacity design of controlled rocking steel braced frames”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *45*(14), 2349-2369.
[16] Li, T., Berman, J. W., & Wiebe, R. (2017). “Parametric study of seismic performance of structures with multiple rocking joints”, *Engineering Structures*, *146*, 75-92.
[17] Broujerdian, V., & Mohammadi Dehcheshmeh, E. (2021). “Development of fragility curves for self-centering rocking walls subjected to far and near field ground motions”, *Sharif Journal of Civil Engineering*. doi: *10.24200/j30.2021.57279.2897*.
[18] Zhou, Y. L., Han, Q., Du, X. L., & Jia, Z. L. (2019). “Shaking table tests of post-tensioned rocking bridge with double-column bents”, *Journal of Bridge Engineering*, *24*(8), 04019080.
[19] Ahmadi, E., & Kashani, M. M. (2020). “Numerical investigation of nonlinear static and dynamic behaviour of self-centring rocking segmental bridge piers”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *128*, 105876.
[20] Ali, M. (2018). “Role of post-tensioned coconut-fibre ropes in mortar-free interlocking concrete construction during seismic loadings”, *KSCE Journal of Civil Engineering*, *22*(4), 1336-1343.
[21] Yassin, A., Ezzeldin, M., Steele, T., & Wiebe, L. (2020). “Seismic Collapse Risk Assessment of Posttensioned Controlled Rocking Masonry Walls”, *Journal of Structural Engineering*, *146*(5), 04020060.
[22] Pilon, D. S., Palermo, A., Sarti, F., & Salenikovich, A. (2019). “Benefits of multiple rocking segments for CLT and LVL Pres-Lam wall systems”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *117*, 234-244.
[23] Hashemi, A., & Quenneville, P. (2020). “Large-scale testing of low damage rocking Cross Laminated Timber (CLT) wall panels with friction dampers”, *Engineering Structures*, *206*, 110166.
[24] Pennucci, D., Calvi, G. M., & Sullivan, T. J. (2009). “Displacement-based design of precast walls with additional dampers”, *Journal of Earthquake Engineering*, *13*(S1), 40-65.
[25] Restrepo, J. I., & Rahman, A. (2007). “Seismic performance of self-centering structural walls incorporating energy dissipators”, *Journal of Structural Engineering*, *133*(11), 1560-1570.
[26] Orakcal, K., & Wallace, J. W. (2006). “Flexural modeling of reinforced concrete walls-experimental verification”, *ACI Materials Journal*, *103*(2), 196.
[27] Applied Technology Council, & United States. Federal Emergency Management Agency. (2009). *Quantification of building seismic performance factors*. US Department of Homeland Security, FEMA.
[28] Archila, M. (2014). *Directionality effects of pulse-like near field ground motions on seismic response of tall buildings*. Doctoral dissertation, University of British Columbia.

[29] American Society of Civil Engineers. (2013). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* (ASCE/SEI 7-10). American Society of Civil Engineers.

ارزیابی عوامل مؤثر بر انتخاب شیوهٔ سفر دوچرخه‌سواری در سفرهای خانه– مبنای کوتاه‌تر از سه کیلومتر

علی فرزانه موحد
کارشناسی ارشد برنامه‌ریزی حمل‌ونقل، دانشکده مهندسی عمران و محیط‌زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر.
پست الکترونیک:
alimovahed@aut.ac.ir

سید محمدحسین دهناد*
استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم.
پست الکترونیک:
m.dehnad@qom.ac.ir

رویکرد خودرومحوری شهرها در ایران در سال‌های اخیر باعث شده تا سهم شیوه‌های فعال سفر روزبه‌روز کمتر شود؛ در حالی‌که دوچرخه‌سواری به‌عنوان یک شیوه فعال سفر می‌تواند نقش مؤثری در جابه‌جایی‌های درون‌شهری ایفا کرده و از معایب شیوه‌های حمل‌ونقل موتوری بکاهد. از طرفی، شیوه‌های سفر فعال برای مسافت‌های کوتاه کاربردی‌تر بوده و در مسافت‌های طولانی از مطلوبیت کمتری برخوردار است. در این راستا، این مطالعه قصد دارد با استفاده از مدل انتخاب لوجیت دوگانه به بررسی عوامل مؤثر بر مطلوبیت و انتخاب شیوه سفر دوچرخه‌سواری در سفرهای خانه- مبنای کوتاه‌تر از سه کیلومتر در شهر قم بپردازد. برای انجام این مطالعه از یک نمونه، شامل ۸۸۷ نفر از ساکنین شهر قم استفاده شده است. نتایج نشان داد که چهار دسته متغیر شامل ویژگی‌های اقتصادی- اجتماعی، ویژگی‌های سفر، عوامل محیطی و نظری در سطح معناداری ۱۰ درصد بر انتخاب دوچرخه‌سواری در سفرهای کوتاه‌تر از سه کیلومتر اثرگذار است. مقادیر اثر حاشیه‌ای مشخص نمود که دسترسی داشتن به دوچرخه مناسب می‌تواند تا ۲۳/۴ درصد احتمال انتخاب شیوه دوچرخه را افزایش دهد. همچنین، سفرها با اهداف تفریح و ورزش و دیدار آشنایان بیشترین پتانسیل برای دوچرخه‌سواری دارند. نتایج همچنین نشان داد افرادی که در خارج از محدوده مرکزی شهر زندگی می‌کنند به احتمال بیشتری در سفرهای زیر سه کیلومتر دوچرخه‌سواری می‌کنند. همچنین، تراکم بیشتر جمعیت ساکن و بوستان‌ها در شعاع ۸۰۰ متری اطراف محل زندگی و داشتن تجربه تصادف با دوچرخه به ترتیب با علامت مثبت و منفی بر احتمال انتخاب دوچرخه‌سواری اثرگذار هستند.

واژگان کلیدی: حمل‌ونقل پایدار، شیوه‌های فعال سفر، دوچرخه‌سواری، مدل انتخاب.

۱- مقدمه

حمل‌ونقل به عنوان یکی از نیازهای ضروری جامعه، همواره نقش مهمی در فعالیت روزانه انسان‌ها ایفا کرده است. در دهه‌های اخیر، به‌ویژه در کشورهای در حال توسعه، با رشد روزافزون حمل‌ونقل موتوری و زیرساخت‌های مربوط به آن، شیوه‌های موتوری سفر، سهم غالبی از جابه‌جایی‌های درون‌شهری را به خود اختصاص داده‌اند. این مسئله، منجر به افزایش چشمگیر تراکم ترافیک، آلودگی هوا، آلودگی صوتی، مصرف بی‌رویه سوخت‌های فسیلی و کاهش سطح ایمنی معابر شده است [۱]. علاوه‌بر این، مزایای مهمی مانند راحتی و قابلیت اطمینان بیشتر شیوه‌های سفر موتوری، باعث شده کاربران کمتر از شیوه‌های فعال سفر بهره برده و در نتیجه، تحرک بدنی افراد به میزان قابل‌توجهی کمتر از مقادیر توصیه شده در مراجع علمی باشد. طبق گزارش سازمان بهداشت جهانی، هر فرد نیاز است به صورت متوسط ۱۵۰ دقیقه در هفته تحرک بدنی داشته باشد که بیش از نیمی از

* نویسنده مسئول
تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۲/۲۹، بازنگری ۱۴۰۰/۰۴/۱۴، پذیرش ۱۴۰۰/۰۴/۱۶.
شناسه دیجیتال (DOI): 10.22091/cer.2021.6971.1252

شهروندان ایرانی کمتر از این مقدار تحرک بدنی دارند [۲ و ۳]. در این راستا تغییر رویکرد کلان از گسترش شیوه‌های موتوری سفر به شیوه‌های فعال سفر می‌تواند نقش مؤثری در تحقق این امر ایفا کند. به‌طور کلی، علاوه بر مزایای ترافیکی (شامل کاهش تراکم ترافیک، کاهش آلودگی هوا و آلودگی صوتی و افزایش سطح ایمنی)، مطالعات متعددی نشان داده‌اند که استفاده از شیوه‌های فعال سفر نسبت به شیوه‌های موتوری سفر می‌تواند به طور مؤثری منجر به کاهش خطر مرگ‌ومیر ناشی از بیماری‌های قلبی- عروقی، سرطان و دیابت شده و در افزایش سطح سلامت جسمی افراد اثرگذار باشد [۴ و ۵]. پلات[1] در مطالعه خود بهبود زیرساخت‌های حمل‌ونقل همگانی و شیوه‌های فعال سفر را مقدمه‌ای بر رشد اجتماعی و برقراری تساوی در بین شهروندان دانسته است [۶]. بر این مبنا، در سال‌های اخیر در شهرهای توسعه یافته، رویکرد سیاست‌گذاران شهری به سمت مدیریت تقاضای سفر و توسعه زیرساخت‌های شیوه‌های فعال سفر تغییر کرده است [۷]. با این حال، بررسی وضع موجود، فراوانی شیوه‌های مختلف سفر شهرهای ایران نشان می‌دهد که سیاست‌های ارائه شده در سال‌های اخیر غالباً خودرومحور و در تناقض با توسعه شیوه‌های فعال سفر، به‌ویژه دوچرخه‌سواری، بوده است [۸ و ۹]. برای نمونه در شهر قم دوچرخه‌سواری، تنها سهم ۱/۵ درصدی بین شیوه‌های مختلف سفر دارد [۹]. از طرفی برای افزایش سهم شیوه‌های فعال سفر و کاهش سهم شیوه‌های موتوری سفر، دوچرخه‌سواری با توجه به سرعت بیشتر جابه‌جایی، برای سفرهای با مسافت بیشتر کاربردی‌تر بوده و قابلیت بالاتری برای جایگزینی شیوه‌های موتوری سفر دارد. بنابراین، نیاز است تا مطالعات جامعی برای توسعه شیوه سفر دوچرخه‌سواری انجام گردد. در این راستا و به جهت برنامه‌ریزی برای افزایش سهم شیوه سفر دوچرخه‌سواری نیاز است در قدم اول، شناسایی شود چه افرادی تمایل بیشتری به استفاده از این شیوه سفر داشته و در قدم بعدی تعیین گردد که کدام ویژگی‌های سفر و عوامل محیطی منجر به مطلوبیت بیشتر دوچرخه‌سواری می‌شود.

مطالعات پیشین عوامل زیادی (شامل ویژگی‌های اقتصادی- اجتماعی، ویژگی‌های سفر، عوامل محیطی و عوامل نظری) را اثرگذار بر تصمیم افراد در انتخاب شیوه‌های مختلف سفر از جمله دوچرخه‌سواری معرفی کرده‌اند. روبین[2] و همکاران در سال ۲۰۱۴، ویژگی‌های اقتصادی- اجتماعی را مهم‌ترین عوامل اثرگذار بر انتخاب شیوه سفر افراد در سفرهای رفت‌وبرگشتی[3] معرفی کردند [۱۰]. محققان در سال ۲۰۱۱ دریافتند که جنسیت، سن، وضعیت تأهل و سطح تحصیلات بر انتخاب شیوه سفر افراد تا محل کار اثرگذار هستند [۱۱]. پژوهشگران در انگلستان اثر منفی متغیر سن بر احتمال انتخاب دوچرخه‌سواری را نشان دادند [۱۲]؛ در حالی‌که پلات در مطالعه‌ای در ایالات متحده عکس این مسئله را نشان داده بود [۶]. این تفاوت در نحوه اثرگذاری بر رفتار دوچرخه‌سواری در مطالعات دیگری نیز مشخص گردید که گارارد[4] علت آن را به فرهنگ متفاوت افراد در موقعیت‌های مکانی مختلف ارتباط داد [۱۳- ۱۵]. علاوه بر این، دیل و هینن[5] و همکاران، اثرگذاری متفاوت متغیر جنسیت بر انتخاب شیوه دوچرخه‌سواری را در مطالعات خود مشخص نمودند [۱۶ و ۱۷]. نتایج مطالعه پارکین[6] نیز مشخص نمود که بین مالکیت خودرو و انتخاب شیوه سفر دوچرخه‌سواری رابطه معکوسی وجود دارد [۱۸]. در پژوهشی دیگر نشان داده شد که داشتن دوچرخه به طور مؤثری احتمال انتخاب شیوه سفر دوچرخه‌سواری را برای افراد افزایش می‌دهد [۱۹]. علاوه بر این‌ها، مطالعات

[1]- Plaut

[2]- Rubin
[3]- Commute
[4]- Garrard
[5]- Dill Heinen
[6]- Parkin

دیگری نیز نقش مهم ویژگی‌های اقتصادی- اجتماعی را بر انتخاب دوچرخه‌سواری نشان داده‌اند [۲۰-۲۲].

ویژگی‌های سفر، دیگر متغیرهای اثرگذار بر رفتار انتخاب دوچرخه‌سواری هستند. نتایج مطالعات مختلف نشان داده‌اند که مسافت و زمان سفر نقش کلیدی در انتخاب شیوه‌های سفر فعال، از جمله دوچرخه‌سواری، دارند [۲۳-۲۶]. به‌طور کلی، این دو متغیر هم‌بستگی بسیار بالایی با هم دارند و هرچه مسافت (یا زمان) سفر افزایش یابد، مطلوبیت انتخاب دوچرخه‌سواری و پیاده‌روی به‌طور چشمگیری کاهش می‌یابد. هدف سفر نیز دیگر مسئله مورد بررسی است که مطالعات مختلفی انتخاب شیوه سفر دوچرخه‌سواری را به تفکیک اهداف سفر متفاوت بررسی کرده‌اند [۱۰، ۲۰ و ۲۶-۲۸]. در این راستا، هو[۷] و همکاران نشان دادند که افراد برای سفرهای با هدف تفریح، خرید و ملاقات دوستان به احتمال بیشتری دوچرخه‌سواری و پیاده‌روی می‌کنند [۲۶].

عوامل محیطی در قالب شرایط طبیعی منطقه و محیط ساخته شده، دیگر متغیرهای مورد بررسی بوده که می‌توانند نقش اثرگذاری در ترغیب افراد به استفاده از شیوه‌های فعال سفر داشته باشند. به طور کلی، شرایط طبیعی خاص مانند وضعیت نامطلوب اقلیمی و شیب تند می‌تواند منجر به کاهش مطلوبیت شیوه‌های سفر فعال، به‌ویژه دوچرخه‌سواری، شود [۱۶ و ۲۹]. علاوه‌بر این، محیط ساخته شده شهر نیز از اهمیت زیادی برخوردار است. مطالعات نشان داده‌اند که وجود تراکم و نگهداری مناسب زیرساخت‌های شیوه‌های فعال سفر (مانند مسیر دوچرخه، پارکینگ دوچرخه و پیاده‌رو) به طور مؤثری در استفاده بیشتر از این شیوه‌های سفر اثرگذار است [۱۷، ۳۰ و ۳۱]. بعضی مطالعات نیز نشان داده‌اند که وجود خیابان‌های ساختارمند و برنامه‌ریزی شده، پارک، زمین بازی و امکاناتی برای نشستن و استراحت کردن می‌تواند احتمال انتخاب دوچرخه‌سواری را افزایش دهد [۱۷، ۳۲ و ۳۳]. علاوه‌بر این، متغیرهای ترکیب کاربری‌ها و تراکم جمعیت ساکن در مطالعات مختلفی بر انتخاب شیوه دوچرخه، اثرگذار شناخته شده‌اند [۳۲-۳۴]. در مقیاس بزرگتر، بعضی مطالعات نیز به بررسی این مسئله پرداخته‌اند که آیا زندگی کردن در محدوده مرکزی شهر می‌تواند منجر به رفتار دوچرخه‌سواری متفاوت افراد نسبت به کسانی که در حاشیه شهر زندگی می‌کنند شود یا خیر. در این زمینه پژوهشگران نشان دادند محدوده مرکزی شهر نسبت به اطراف شهر جذابیت بیشتری برای دوچرخه‌سواری دارد [۱۷]. هو و همکاران نیز در مطالعه خود نشان دادند که افرادی که در نواحی صنعتی شهر زندگی می‌کنند تمایل بیشتری به شیوه‌های سفر فعال دارند [۲۶].

عوامل نظری (شامل پندارها، ادراک، عادت‌ها و تجربیات قبلی) دیگر متغیرهای اثرگذار بر رفتار انتخاب شیوه‌های فعال سفر شناخته شده‌اند. برای نمونه، مطالعات مختلفی ثابت کرده‌اند که پندارهای مثبت افراد نسبت به محیط‌زیست و طبیعت منجر به احتمال پایین‌تر انتخاب شیوه‌های موتوری سفر و احتمال بالاتر انتخاب شیوه‌های فعال سفر می‌شود [۳۵ و ۳۶]. مطالعه دیگری مشخص نمود که عادت به استفاده از شیوه‌های موتوری سفر به طور مؤثری در کاهش مطلوبیت شیوه‌های فعال سفر اثرگذار است [۳۷]. محققان دیگری نیز در تحقیقی نشان دادند که تجربه دوچرخه‌سواری کردن با هدف تفریحی به طور معناداری در احتمال انتخاب شیوه دوچرخه برای سایر سفرهای روزانه فرد مؤثر است [۳۸].

علاوه‌بر مطالعات فوق که مربوط به خارج از کشور می‌شوند، مطالعات محدودی در داخل کشور به بررسی انتخاب شیوه سفر و دوچرخه‌سواری پرداخته‌اند. مطالعه حاجعلی‌فرد در سال ۱۳۹۷ به بررسی انتخاب چهار شیوه سفر پیاده‌روی، وسایل نقلیه دوچرخ (موتورسیکلت و دوچرخه)، حمل‌ونقل همگانی و سواری شخصی پرداخته و

[7]- Hu

اثر ویژگی‌های اقتصادی- اجتماعی، ویژگی‌های سفر و عوامل نظری را بر رفتار انتخاب شیوه سفر در شهر رشت نشان داد [۳۹]. قدمی و نبی‌نژاد کناری نیز در مطالعه دیگری در سال ۱۳۹۰ به بررسی ارتباط بین ویژگی‌های اقتصادی- اجتماعی، عوامل نظری- فرهنگی و عوامل مختلف فضایی، اقتصادی و زیرساختی و انتخاب شیوه سفر در شهر بابل پرداختند [۴۰].

امینی و ممدوحی در مطالعه‌ای در منطقه هشت شهر تهران با استفاده از رویکرد لوجیت دوگانه انتخاب و عدم انتخاب دوچرخه‌سواری را بررسی کردند. نتایج مطالعه آنان اهمیت متغیرهایی چون سن، جنسیت، داشتن سواری شخصی و دوچرخه، دسترسی به حمل‌ونقل همگانی و خانه‌های دوچرخه بر انتخاب دوچرخه‌سواری را مشخص نمود [۴۱]. عبدالرزاقی و همکاران در مطالعه خود در شهر قزوین به بررسی ارتباط بین ویژگی‌های فردی و انتخاب دوچرخه‌سواری پرداختند و نشان دادند جنبه‌های مختلفی از ویژگی‌های فردی (شامل سن، جنسیت، مالکیت خودرو، شغل آزاد و تحصیلات دیپلم و کمتر) بر انتخاب دوچرخه‌سواری اثرگذار است [۴۲].

در مجموع، با توجه به نیاز گسترده به بررسی‌های بیشتر جهت برنامه‌ریزی صحیح برای توسعه شیوه سفر دوچرخه‌سواری و همچنین سهم خیلی کم این شیوه سفر در سفرهای درون‌شهری قم به عنوان یک شهر در حال توسعه، این مطالعه قصد دارد با استفاده از مدل‌های انتخاب لوجیت دوگانه عوامل مؤثر بر انتخاب شیوه سفر با دوچرخه را در شهر قم به عنوان یک مطالعه موردی تعیین نماید. در این راستا با توجه به اینکه مطالعات گذشته، غالبا به‌صورت کلی سفرهای درون‌شهری و انتخاب دوچرخه‌سواری را مورد بررسی قرار داده‌اند، این مطالعه قصد دارد به طور خاص سفرهای خانه- مبنای کوتاه‌تر از سه کیلومتر را به دلیل پتانسیل بیشتر برای شیوه‌های فعال سفر به‌ویژه دوچرخه‌سواری ارزیابی نماید و مشخص کند چه عواملی بر مطلوبیت دوچرخه‌سواری در این سفرها اثرگذار است [۲۰، ۲۱ و ۴۳-۴۶]. یکی دیگر از نقاط قوت این مطالعه، استفاده از متغیرهای محیطی و نظری علاوه‌بر ویژگی‌های اقتصادی- اجتماعی و ویژگی‌های سفر است که در مطالعات داخلی گذشته، کمتر به این دو جنبه در کنار یکدیگر پرداخته شده است. بنابراین به‌طور کلی، می‌توان بیان نمود که نوآوری اصلی این مطالعه، تفکیک سفرهای خانه- مبنای کوتاه‌تر از سه کیلومتر (که انتظار می‌رود رفتار متفاوتی نسبت به سفرهای طولانی‌تر داشته باشند) به عنوان سفرهای دارای پتانسیل برای دوچرخه‌سواری و ارزیابی اثر متغیرهای محیطی و نظری در کنار ویژگی‌های اقتصادی- اجتماعی و ویژگی‌های سفر بر مطلوبیت دوچرخه‌سواری است که در مطالعات پیشین داخلی کمتر به بررسی همزمان این چهار عامل پرداخته شده است.

البته ذکر این نکته ضروری است، به دلیل اینکه اطلاعات استفاده شده در این مطالعه از طرح جامع دوچرخه شهر قم استخراج شده و همچنین به دلیل شرایط فرهنگی خاص شهر قم و سهم بسیار ناچیز بانوان در سفرهای دوچرخه، این مطالعه به‌صورت خاص به بررسی سفرهای مردان می‌پردازد.

ساختار این مطالعه به این صورت است که پس از معرفی مقدمه و اهمیت مسئله، مروری بر مطالعات پیشین و عوامل مؤثر بر انتخاب شیوه دوچرخه در بخش اول ارائه گردید. سپس، در بخش دوم این پژوهش، منطقه مورد مطالعه، اطلاعات جمع‌آوری شده و روش تحقیق استفاده شده به‌صورت مختصر شرح داده می‌شود. در بخش سوم نیز پس از ارائه تحلیل توصیفی اطلاعات مورد بررسی، نتایج مدل‌سازی بیان و مورد بحث قرار می‌گیرد. در پایان جمع‌بندی، مهم‌ترین یافته‌های این مطالعه در بخش نتیجه‌گیری بیان شده است.

۲- روش پژوهش

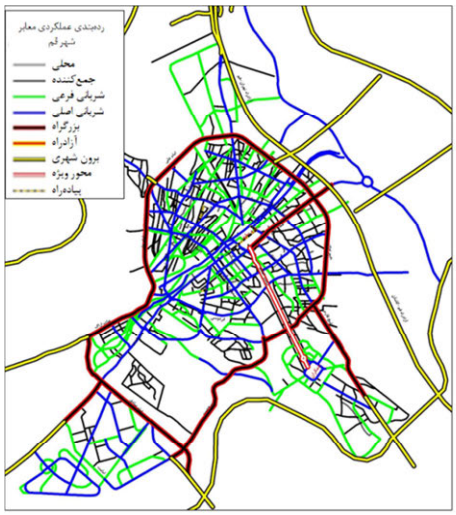
۲-۱- منطقه مورد مطالعه

این مطالعه به طور خاص به بررسی عوامل مؤثر بر انتخاب شیوه دوچرخه‌سواری در سفرهای کوتاه‌تر از سه کیلومتر در شهر قم می‌پردازد. قم به عنوان یکی از شهرهای مرکزی ایران با مساحت ۲۸۵ کیلومترمربع و جمعیت ۱/۲ میلیون نفری دارای آب‌وهوای نسبتاً گرم و کم‌بارش و توپوگرافی مسطح است. معابر شهری به صورت شعاعی منتهی به مرکز شهر و به‌صورت حلقه‌ای با محوریت مرکز شهر طراحی شده است. این مسئله منجر به تراکم چشمگیر جمعیت ساکن و شاغل در محدوده مرکزی شهر و به‌وجود آمدن معضلات ترافیکی متعدد، به‌ویژه برای تردد افراد با شیوه‌های فعال سفر (شامل عابرین پیاده و دوچرخه‌سواران)، شده است. علاوه‌بر این، زیرساخت‌های مربوط به دوچرخه‌سواری در این شهر با محدودیت‌های زیادی همراه است. نبود مسیر ویژه تردد دوچرخه، نبود فضای مناسب برای پارک دوچرخه، عدم وجود زیرساخت‌های مربوط به دوچرخه اشتراکی و از همه مهم‌تر سبک زندگی خودرومحور که منجر به بی‌توجهی شهروندان به دوچرخه‌سواری به‌عنوان یک شیوه سفر شده است، مهم‌ترین معضلات در زمینه توسعه دوچرخه‌سواری در شهر قم هستند که باعث شده دوچرخه‌سواری سهمی کمتر از ۱/۵ درصد از مجموعه سفرهای روزانه داشته باشد [۹].

۲-۲- اطلاعات جمع‌آوری شده

در این مطالعه به جهت شناسایی عوامل مؤثر بر انتخاب شیوه سفر دوچرخه در سفرهای خانه- مبنای کوتاه‌تر از سه کیلومتر از اطلاعات جمع‌آوری شده در مطالعات طرح جامع دوچرخه شهر قم استفاده شده است [۹]. مجموعه کل مشاهدات برداشت شده بیش از ۱۵۰۰ مورد بود که پس از حذف مشاهدات ناسازگار، نمونه مورد بررسی شامل ۸۸۷ نفر از ساکنین شهر قم بود که براساس رابطه کوکران، شرط حداقل تعداد اعضای نمونه برآورده شده است [۴۷]. نحوه جمع‌آوری اطلاعات به‌صورت تصادفی و در خیابان‌های شریانی اصلی شهر قم (مطابق با شکل ۱) انجام گرفته است. بازه زمانی برداشت اطلاعات نیز مربوط به شهریور ۱۳۹۸ می‌شود. فرآیند تکمیل پرسشنامه‌ها به‌صورت مصاحبه‌ای بوده و به‌طور متوسط، بازه زمانی تکمیل هر پرسشنامه حدود هفت دقیقه طول می‌کشید.

الف) نقشه محدوده‌های شهر قم



ب) نقشه رده عملکردی معابر

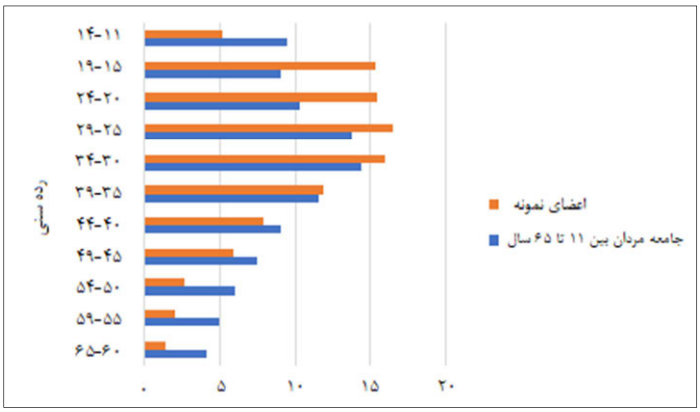
شکل ۱- نقشه شهر قم و محدوده‌های مرکزی، داخلی و اطراف شهر

در پرسشنامه مربوطه، اطلاعاتی درباره ویژگی‌های اقتصادی- اجتماعی و تجربی مرتبط با دوچرخه‌سواری، ویژگی‌های سفر و محل سکونت فرد (به صورت تقریبی) پرسیده شده بود. از این‌رو، یکی از مسائل مهم در این

مطالعه، محدودیت اطلاعات جمع‌آوری شده در زمینه عوامل نظری بوده است. نتایج بررسی توصیفی نمونه مورد بررسی در جدول ۱ ارائه شده است. لازم به ذکر است که تمامی اعضای نمونه را مردان تشکیل می‌دهند که دلیل آن به سهم بسیار ناچیز زنان در استفاده از دوچرخه در شهر قم بازمی‌گردد. حداقل و حداکثر سن اعضای نمونه به ترتیب برابر با ۱۱ و ۶۵ بوده که شامل افرادی شده که امکان دوچرخه‌سواری در سفرهای خود دارند. همچنین، متوسط سن تمامی اعضای نمونه برابر با ۳۰ سال (انحراف معیار ۱۰ سال) است. البته هیستوگرام سن اعضای نمونه و جامعه مردان با سن بین ۱۱ تا ۶۵ سال در شکل ۲ ارائه شده و مشخص است که به طور نسبی نمونه تبعیت خوبی از جامعه دارد. حدود ۴۰ درصد افراد دارای شاخص توده بدن بزرگتر از ۲۵، ۴۹/۵ درصد اعضای نمونه مجرد و ۴۸ درصد آن‌ها تحصیلات دانشگاهی داشته یا در مقاطع تحصیلات تکمیلی مشغول به تحصیل هستند.

جدول ۱- تحلیل توصیفی متغیرهای توضیحی در نمونه مورد بررسی

متغیر	نوع متغیر	میانگین
سن	پیوسته	۲۹/۵
تحصیلات دانشگاهی (۱= اگر فرد تحصیلات دانشگاهی داشته و یا در مقطع دانشگاه تحصیل کند، صفر= در غیر این صورت)	ساختگی	۰/۴۸
مالکیت خودرو (۱= اگر در خانوار فرد پاسخ‌دهنده حداقل یک خودرو وجود داشته باشد، صفر= در غیر این صورت)	ساختگی	۰/۸۴
مالکیت موتورسیکلت (۱= اگر در خانوار فرد پاسخ‌دهنده حداقل یک موتورسیکلت وجود داشته باشد، صفر= در غیر این صورت)	ساختگی	۰/۴۳
مالکیت دوچرخه (۱= اگر فرد دوچرخه مناسب داشته باشد، صفر= در غیر این صورت)	ساختگی	۰/۳
گواهینامه رانندگی خودرو (۱= اگر داشته باشد، صفر= در غیر این صورت)	ساختگی	۰/۶۷
گواهینامه موتورسیکلت (۱= اگر داشته باشد، صفر= در غیر این صورت)	ساختگی	۰/۳۷
چاق بودن (۱= اگر فرد شاخص توده بدن بزرگتر از ۲۵ داشته باشد، صفر= در غیر این صورت)	ساختگی	۰/۴
هدف سفر: کاری (۱= اگر هدف سفر فرد کاری باشد، صفر = در غیر این صورت)	ساختگی	۰/۴۳
هدف سفر: تحصیلی-دانشجویان (۱= اگر هدف سفر فرد تحصیلی-دانشجویان باشد، صفر= در غیر این صورت)	ساختگی	۰/۰۵۵
هدف سفر: تحصیلی-دانش‌آموزان (۱= اگر هدف سفر فرد تحصیلی-دانش‌آموزان باشد، ۰= در غیر این صورت)	ساختگی	۰/۱۷۸
هدف سفر: تفریح و ورزش (۱= اگر هدف سفر فرد تفریح و ورزش باشد، ۰= در غیر این صورت)	ساختگی	۰/۱۳
هدف سفر: خرید (۱= اگر هدف سفر فرد خرید باشد، ۰= در غیر این صورت)	ساختگی	۰/۰۵۵
هدف سفر: دیدار آشنایان (۱= اگر هدف سفر فرد دیدار آشنایان باشد، ۰= در غیر این صورت)	ساختگی	۰/۰۴۵
محل سکونت: محدوده مرکزی شهر (۱= اگر فرد در محدوده مرکزی شهر زندگی کند، ۰= در غیر این صورت)	ساختگی	۰/۱۳
تراکم جمعیت ساکن (متوسط جمعیت ساکن به ازای هر ۱۰۰ متر مربع در شعاع ۸۰۰ متری اطراف محل سکونت)	پیوسته	۱/۱۶
نسبت معابر فرعی به کل (نسبت طول معابر با کمتر از سه خط به طول کل معابر شعاع ۸۰۰ متری اطراف منزل)	پیوسته	۰/۶۹
تراکم فضای سبز (نسبت مساحت فضای سبز به مساحت دایره به شعاع ۸۰۰ متری اطراف منزل)	پیوسته	۰/۱۱
تراکم پارک و بوستان (نسبت مساحت بوستان‌ها به مساحت دایره به شعاع ۸۰۰ متری اطراف منزل)	پیوسته	۰/۰۲
تجربه دزدیده‌شدن دوچرخه (۱= اگر فرد تجربه دزدیده‌شدن دوچرخه‌اش را داشته باشد، صفر= در غیر این صورت)	ساختگی	۰/۱۷
تجربه تصادف با دوچرخه (۱= اگر فرد تجربه تصادف با دوچرخه را داشته باشد، صفر= در غیر این صورت)	ساختگی	۰/۲۰



شکل ۲- هیستوگرام سن اعضای نمونه و جامعه

فراوانی مهم‌ترین اهداف سفر نیز مطابق با جدول ۱ است. بر این اساس، از مجموعه سفرهای زیر سه کیلومتر ۴۳ درصد با هدف کاری، ۲۳/۳ درصد با هدف تحصیلی، ۱۳ درصد با هدف تفریح و ورزش، ۴/۵ درصد با هدف انجام کارهای شخصی و ۵/۵ درصد با هدف خرید انجام شده است. باقی سفرها (حدود ۱۰/۷ درصد) مربوط به سایر اهداف سفر می‌شود. براساس اطلاعات موقعیت مکانی، محل سکونت افراد متغیرهای محیطی شامل تراکم جمعیت ساکن، نسبت معابر فرعی به اصلی (معیار اتصال)، تراکم فضای سبز و تراکم پارک و بوستان در شعاع ۸۰۰ متری اطراف منزل هر فرد محاسبه گردید. علاوه‌بر این‌ها، از متغیر زندگی کردن در محدوده مرکزی شهر نیز استفاده شد. به‌طور کلی، محدوده مرکزی شهر به دلیل وجود کاربری‌های تجاری، مذهبی، خدماتی و آموزشی از تنوع کاربری بیشتری نسبت به سایر مناطق برخوردار است. لازم به توضیح است که معابر فرعی، عبارت از معابر دارای کمتر از سه خط تردد در هر جهت ترافیکی است. بر این اساس، نسبت معابر فرعی به معنای نسبت کیلومتراژ معابر فرعی به کل کیلومتراژ شبکه معابر (بدون لحاظ کردن کوچه‌های فرعی) در شعاع ۸۰۰ متری اطراف منزل فرد است.

همچنین، منظور از تراکم فضای سبز، نسبت مجموع مساحت فضای سبز در شعاع ۸۰۰ متری اطراف محل سکونت (که شامل درختکاری جنگلی، سبزه‌کاری و درختکاری کناره و میانه خیابان‌ها می‌شود) به مساحت یک دایره به شعاع ۸۰۰ متر است. در حالی‌که منظور از تراکم بوستان، نسبت مساحت بوستان‌های موجود در شعاع ۸۰۰ متری اطراف منزل به مساحت دایره‌ای به شعاع ۸۰۰ متر با مرکزیت محل سکونت است.

نتایج نشان می‌دهد متوسط جمعیت ساکن در شعاع ۸۰۰ متری اطراف محل سکونت افراد معادل ۱۱۶ نفر در هر هکتار (یا متوسط ۱/۱۶ به ازای هر ۱۰۰ متر مربع) است. همچنین، متوسط نسبت فضای سبز و بوستان به مساحت ۸۰۰ متری اطراف محل سکونت به ترتیب برابر با ۰/۱۱ و ۰/۰۲ است.

علاوه بر این، نتایج نشان می‌دهد که ۱۳/۱ درصد افراد در محدوده مرکزی و مابقی اعضای نمونه (شامل ۸۶/۹ درصد) در محدوده خارج از محدوده مرکزی شهر زندگی می‌کنند. جانمایی محدوده مرکزی شهر قم که حرم حضرت معصومه، بازار و کاربری‌های تجاری شهر در آن واقع شده در شکل ۱ نشان داده شده است. به طور کلی در این محدوده تنوع کاربری‌ها نسبت به سایر نقاط شهر بیشتر است. لازم به ذکر است به دلیل وجود کاربری‌های جاذب سفر زیاد مسئله تراکم ترافیک و کاهش سطح ایمنی ناشی از آن در این محدوده از اهمیت بالایی برخوردار است.

علاوه‌بر متغیرهای ذکر شده دو متغیر تجربه دزدیده شدن دوچرخه و تجربه داشتن تصادف با دوچرخه (چه به عنوان راکب دوچرخه و چه به عنوان دیگر وسیله نقلیه درگیر در تصادف) نیز در فرآیند برازش مدل اعمال

گردید. براساس اطلاعات موجود به ترتیب حدود ۱۷ و ۲۰ درصد از اعضای نمونه تجربه دزدیده شدن دوچرخه و تجربه داشتن تصادف با دوچرخه را داشته‌اند.

۲-۳- تحلیل

در این مطالعه به منظور بررسی احتمال انتخاب شیوه دوچرخه از مدل انتخاب گسسته لوجیت دوگانه استفاده شده است. مدل لوجیت مزایای متعددی دارد که می‌توان به تخمین و تفسیر آسان‌تر پارامترهای مدل نسبت به سایر روش‌ها در کنار کاربرد بیشتر آن اشاره کرد. ضعف اصلی و بزرگ این روش، وجود فرض استقلال گزینه‌ها نسبت به یکدیگر است که در این حالت، تخمین پارامترها با استفاده از این نوع مدل‌سازی با خطا همراه خواهد بود. از آن‌جا که در این مطالعه، متغیر وابسته دو حالتی (انتخاب و عدم انتخاب دوچرخه‌سواری) بوده، گزینه‌ها به طور کامل از هم مستقل هستند. پس انتخاب این روش، رویکردی مناسب است که از ایجاد خطا در مدل‌سازی جلوگیری می‌کند.

دیگر فرض اولیه در این روش، معین بودن توزیع قسمت خطای توابع مطلوبیت است که در مدل‌های لوجیت فرض می‌شود که قسمت خطای توابع مطلوبیت از توزیع گامبل[۸] تبعیت می‌کند [۴۸].

اساس مدل‌های انتخاب، نظریه مطلوبیت است. بر این مبنا، مطلوبیت گزینه‌ها برای هر فرد محاسبه شده و هر گزینه که مطلوبیت بیشتری داشت، به‌عنوان گزینه انتخابی فرد تعیین می‌شود. به‌طور کلی، مطلوبیت هر گزینه برای هر فرد طبق رابطه (۱) محاسبه می‌شود:

$$U_{in} = V_{in} + \varepsilon_{in} \qquad (۱)$$

در این رابطه، U_{in} بیانگر مطلوبیت گزینه i برای فرد n است. V_{in} نیز نشان‌دهنده بخش مشاهده شده مطلوبیت و ε_{in} بیانگر بخش مشاهده نشده مطلوبیت است.

[8]- Gumbel distribution

برای محاسبه V_{in} فرض شده که رابطه بین مطلوبیت مشاهده شده و متغیرهای توضیحی به‌صورت خطی و مطابق با رابطه (۲) است:

$$V_{in} = \beta_i X_{in} \qquad (۲)$$

که در آن، β_i بردار پارامترهای تخمینی برای گزینه i و X_{in} بردار متغیرهای توضیحی مربوط به گزینه i و فرد n است. در ادامه با فرض تبعیت بخش مشاهده نشده، مطلوبیت از توزیع گامبل احتمال انتخاب گزینه i برای فرد n مطابق با رابطه (۳) تعیین می‌شود:

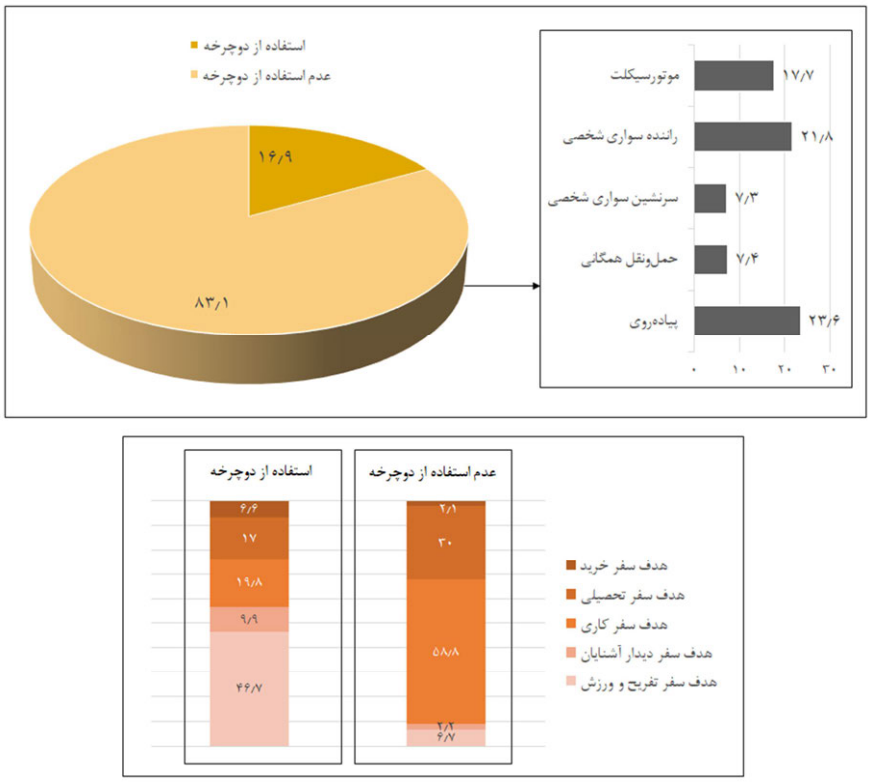
$$P_n(i) = \frac{EXP[\beta_i X_{in}]}{EXP[\beta_i X_{in}] + EXP[\beta_I X_{In}]} \qquad (۳)$$

لازم به توضیح است که در فرآیند ساخت مدل، تنها متغیرهایی که در سطح معناداری ۱۰ درصد معنادار شده‌اند، در مدل باقی مانده و باقی متغیرها از مدل کنار گذاشته شده‌اند. برای تفسیر بهتر نتایج نیز از مقادیر اثر حاشیه‌ای استفاده شده است. اثر حاشیه‌ای عبارت است از مجموع تغییرات متغیر وابسته (تغییرات احتمال انتخاب دوچرخه‌سواری) به ازای یک واحد تغییر متغیر مستقل [۴۸].

۳- نتایج و بحث

مطابق با شکل ۳، تحلیل توصیفی نمونه مورد بررسی نشان می‌دهد که نزدیک به ۱۷ درصد اعضای نمونه در سفرهای کوتاه‌تر از سه کیلومتر خود دوچرخه‌سواری می‌کنند. علت اختلاف چشمگیر بین این نتیجه و سهم سفرهای دوچرخه‌سواری در شهر قم (حدود ۱/۵ درصد) می‌تواند به این خاطر باشد که اولاً در این مطالعه سفرهای مردان در نظر گرفته شده، در حالی‌که، در مجموعه سفرهای مورد بررسی در جامعه شهر قم سفرهای زنان (که سهم بسیار ناچیزی در دوچرخه‌سواری دارند) نیز لحاظ می‌گردد. دوماً، بررسی‌های صورت گرفته در این مطالعه فقط سفرهای کوتاه‌تر از سه کیلومتر لحاظ شده است که در این سفرها، سهم شیوه‌های فعال سفر

(مانند دوچرخه‌سواری) انتظار می‌رود بیشتر باشد. به بیان دیگر، منطقی است که سهم دوچرخه‌سواری در سفرهای زیر سه کیلومتر به طور قابل‌توجهی بیشتر از سهم دوچرخه‌سواری در کل سفرهای شهر است. همچنین در شکل ۳ مشخص است که غالب سفرهای زیر سه کیلومتر که با استفاده از دوچرخه انجام می‌شوند مربوط به هدف سفر تفریح و ورزش با سهم ۴۷ درصدی می‌شود. با این حال، در بین سفرهای زیر سه کیلومتر که بدون استفاده از دوچرخه انجام می‌شوند نیز سهم اهداف سفر کاری و تحصیلی به طور چشمگیری بیشتر از بقیه است.



شکل ۳- سهم شیوه‌ها و اهداف سفر در نمونه مورد بررسی

نتیجه برازش مدل انتخاب دوچرخه‌سواری در سفرهای کوتاه‌تر از سه کیلومتر با رویکرد لوجیت دوگانه در جدول ۲ ارائه شده است. همانطور که از این جدول مشخص است چهار دسته ویژگی‌های اقتصادی- اجتماعی، ویژگی‌های سفر، عوامل محیطی و تجربیات مرتبط با دوچرخه‌سواری در مدل نهایی نیز معنادار شناخته شدند.

نتایج نشان می‌دهد که هرچه سن افزایش یابد، احتمال انتخاب دوچرخه به عنوان شیوه سفر در سفرهای کوتاه‌تر از سه کیلومتر افزایش می‌یابد (با اثر حاشیه‌ای ۰/۰۰۳۷). این نتیجه از طرفی سازگار با بعضی مطالعات گذشته بوده [۶ و ۲۲] و از طرف دیگر، خلاف بعضی مطالعات دیگر است [۱۲، ۲۱، ۲۳ و ۲۴] که علت آن می‌تواند ناشی از تفاوت در الگوی سفرها، رفتار و همچنین معناداری دیگر متغیرهای حاضر در مدل باشد [۱۵].

نتایج همچنین مشخص نمود افرادی که شاخص توده بدن بزرگتر از ۲۵ دارند (چاق هستند)، سازگار با مطالعات گذشته، احتمال انتخاب دوچرخه‌سواری به عنوان شیوه سفر برای آن‌ها کمتر است [۲۱ و ۴۹]. مقدار اثر حاشیه‌ای این متغیر برابر با ۰/۰۶۱- به‌دست آمد و بیانگر این است که در صورتی که فرد چاق باشد، احتمال انتخاب دوچرخه‌سواری در سفرهای کوتاه‌تر از سه کیلومتر برای وی ۶/۱ درصد کمتر است. علت این نتیجه، ممکن است به این خاطر باشد که افراد چاق با توجه به وزن بالایی که دارند مجبور به صرف انرژی زیادی برای

دوچرخه‌سواری خواهند شد. در نتیجه، مطابق با انتظار، مطلوبیت دوچرخه‌سواری برای آن‌ها کمتر است.

جدول ۲- مدل انتخاب شیوه سفر دوچرخه‌سواری در سفرهای خانه- مبنای کوتاه‌تر از سه کیلومتر

متغیر	ضریب	آماره t	اثر حاشیه‌ای/کشش
مقدار ثابت	-۲/۲۶	-۴/۳	-
ویژگی‌های اقتصادی- اجتماعی			
سن	۰/۰۳۴	۲/۸۷	۰/۰۰۳۷
فرد چاق (دارای شاخص توده بدن بزرگتر از ۲۵) است.	-۰/۶۰	-۲/۵۵	-۰/۰۶۱
فرد به دوچرخه مناسب دسترسی دارد.	۲/۲۹	۹/۷	۰/۲۳۴
ویژگی‌های سفر			
هدف سفر: تحصیلی- دانش‌آموزان	۰/۶۹	۲/۲۲	۰/۰۷۱
هدف سفر: تفریحی و ورزش	۲/۰۷	۷/۷	۰/۲۱
هدف سفر: خرید	۱/۱۷	۲/۲۲	۰/۱۲
هدف سفر: دیدار آشنایان	۱/۴۹	۳/۳۱	۰/۱۵
عوامل محیطی			
فرد در محدوده مرکزی شهر زندگی می‌کند.	-۰/۶۵	-۱/۷۵	-۰/۰۶۷
تراکم جمعیت ساکن در اطراف محل زندگی	۰/۲۶	۱/۶۹	۰/۰۲۶
تراکم بوستان در اطراف محل زندگی	۰/۶۲	-۳/۶۱	۰/۰۶۳
عوامل نظری (تجربیات مرتبط با دوچرخه‌سواری)			
داشتن تجربه تصادف با دوچرخه	-۰/۶۱	-۲/۲۶	-۰/۰۶۲
اطلاعات مدل			
تعداد مشاهدات	۸۸۷		
لگاریتم تابع درستنمایی	-۲۹۸/۹۵		
آماره ρ^2_{McFadden}	۰/۲۶		

دیگر متغیر معنادار شده در مدل نیز دسترسی داشتن به دوچرخه مناسب است. مطابق با انتظار و سازگار با مطالعه دیگری در شهرهای مادرید و ویتوریا گاستیز اسپانیا که توسط مونوز انجام شد، افرادی که به دوچرخه مناسب دسترسی داشته باشند به احتمال بیشتری شیوه سفر آن‌ها دوچرخه‌سواری است [۱۹]. مقدار اثر حاشیه‌ای برای این متغیر ۰/۲۳۴ بوده که به معنی افزایش ۲۳/۴ درصدی احتمال انتخاب دوچرخه‌سواری در سفرهای کوتاه‌تر از سه کیلومتر است.

نتایج نشان می‌دهد که از میان شش هدف سفر اصلی مورد بررسی (شامل کاری، تحصیلی دانشجویان، تحصیلی- دانش‌آموزان، تفریحی و ورزش، خرید و دیدار آشنایان)، هدف‌های تحصیلی- دانش‌آموز، تفریحی و ورزش، دیدار آشنایان و خرید در مدل، معنادار شده‌اند. علامت ضرایب این چهار متغیر مثبت بوده و این بدین معناست که برای این چهار هدف سفر، احتمال انتخاب دوچرخه‌سواری به عنوان شیوه سفر، بیشتر از دو هدف سفر کاری و تحصیلی- دانشجویان است. دلیل این نتیجه می‌تواند به این خاطر باشد که در سفرهای کاری افراد اغلب از نظر سنی در شرایطی هستند که می‌توانند رانندگی کنند و از طرفی همبستگی بین متغیرها نشان داد افرادی که سفرهایی با این اهداف انجام داده‌اند به سواری شخصی و موتورسیکلت برای انجام سفر خود دسترسی داشته‌اند. پس منطقی است در سفرهای کاری و تحصیلی- دانشجویان، با توجه به دسترسی داشتن به وسیله نقلیه، وجود محدودیت زمانی برای رسیدن به

مقصد و همچنین اهمیت نحوه ظاهری حضور در مقصد فرد به احتمال کمتری دوچرخه‌سواری را به عنوان یک شیوه فعال سفر انتخاب کند. براساس مقادیر اثر حاشیه‌ای نیز مشخص است که به ترتیب سفرهای کوتاه‌تر از سه کیلومتر با هدف تفریحی و ورزش (اثر حاشیه‌ای ۰/۲۱)، دیدار آشنایان (اثر حاشیه‌ای ۰/۱۵)، خرید (اثر حاشیه‌ای ۰/۱۲) و تحصیلی- دانش‌آموزان (اثر حاشیه‌ای ۰/۰۷) بیشترین پتانسیل را برای دوچرخه‌سواری‌کردن دارند. ذکر این نکته ضروری است که در مطالعات دیگری مانند مطالعه تون[9] و همکاران در کشور هلند و مطالعه هو و همکاران در شهر چانگتینگ کشور چین اثرگذاری این اهداف سفر بر مطلوبیت دوچرخه‌سواری نیز نشان داده شد [۲۰ و ۲۶].

نتایج مدل نهایی مشخص نمود که در سطح معناداری ۱۰ درصد متغیر محیطی زندگی کردن در محدوده مرکزی شهر بر مطلوبیت دوچرخه‌سواری در سفرهای خانه- مبنای کوتاه‌تر از سه کیلومتر با علامت منفی اثرگذار است. به بیان دیگر، افرادی که در محدوده مرکزی شهر زندگی می‌کنند نسبت به فردی که در خارج از محدوده مرکزی شهر زندگی می‌کند، به احتمال کمتری دوچرخه‌سواری را برای انجام سفرهای کوتاه‌تر از سه کیلومتر خود انتخاب می‌کنند. به جهت بررسی چرایی این نتیجه می‌توان دلایل مختلفی را بیان نمود. برای نمونه براساس نمونه مورد بررسی هدف سفر، حدود ۴۰ درصد سفرهای زیر سه کیلومتری که با دوچرخه انجام شده تفریح و ورزش است. از طرفی، هرچه از محدوده مرکزی شهر فاصله گرفته شود، فضا برای دوچرخه‌سواری کردن با هدف تفریح و ورزش مناسب‌تر است. پس منطقی است که احتمال دوچرخه‌سواری کردن در سفرهای زیر سه کیلومتر در محدوده‌های داخلی و اطراف شهر نسبت به محدوده مرکزی شهر بیشتر باشد. همچنین، سفرهای با هدف تحصیلی (شامل تحصیلی- دانشجویی و تحصیلی- دانش‌آموزی) و کاری، دو هدف سفر مهم دیگر در سفرهای زیر سه کیلومتر هستند که در این سفر دو مسئله رسیدن به موقع در محل کار و ایمنی اهمیت فراوانی دارد. با توجه به دسترسی بسیار بالای حمل‌ونقل همگانی و از طرفی عدم وجود امکانات و زیرساخت‌های مناسب برای تردد آسان و ایمن دوچرخه‌سواران (مانند مسیر دوچرخه و پارکینگ دوچرخه) در محدوده مرکزی شهر احتمال انتخاب شیوه دوچرخه کمتر است. به طور کلی، این نتیجه در خلاف مطالعه محققان بود که به نوعی آن‌ها مطرح کرده بودند محدوده مرکزی شهر به دلیل وجود کاربری‌های متنوع و تراکم بیشتر جذابیت بیشتری برای دوچرخه‌سواری دارد [۱۷]، در حالی که، عکس این مسئله در این مطالعه برای شهر قم نشان داده شد. این نتیجه به نوعی می‌تواند بیانگر این موضوع باشد اگرچه مسائلی چون تنوع کاربری و اتصال شبکه معابر می‌تواند به عنوان مشوق برای شیوه‌های فعال سفر لحاظ گردد، اما این‌ها کافی نبوده و سیاست‌گذاران شهری باید به مسائل دیگری مانند وضعیت زیرساخت‌های مرتبط با دوچرخه‌سواری، جایگاه دوچرخه‌سواری به عنوان یک شیوه سفر در شهر و ماهیت سفرهایی که با دوچرخه در شهر انجام می‌شود، توجه ویژه‌ای داشته باشند تا بتوانند با اتخاذ تصمیمات صحیح، به بهترین شکل ممکن دوچرخه‌سواری را به عنوان یک شیوه سفر درون‌شهری به جایگاه واقعی خود در شهر بازگردانند.

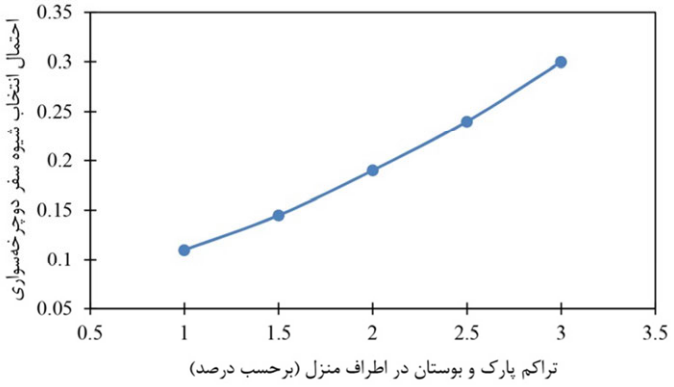
نتایج همچنین مشخص نمود که تراکم جمعیت ساکن بیشتر در اطراف محل سکونت فرد احتمال انتخاب شیوه سفر دوچرخه‌سواری را افزایش می‌دهد. مقدار اثر حاشیه‌ای این متغیر برابر ۰/۰۲۶ بوده به این معنی که به ازای افزایش یک واحدی در تراکم جمعیت ساکن (یک نفر در هکتار) احتمال انتخاب دوچرخه‌سواری ۰/۰۲۶ درصد افزایش می‌یابد. علاوه بر این، مطابق با مدل نهایی، هرچه تراکم بوستان (مساحت بوستان‌ها به مساحت

9- Ton

دایره‌ای به شعاع ۸۰۰ متر) در اطراف منزل فرد بیشتر باشد، احتمال انتخاب دوچرخه‌سواری به عنوان شیوه سفر در سفرهای خانه- مبنای زیر سه کیلومتر (با اثر حاشیه‌ای ۰/۶۲) بیشتر است. مقایسه این نتایج با مطالعات پیشین نشان می‌دهد که معناداری این متغیرها سازگار با مطالعه پژوهشگران است [۳۳].

همانگونه که از شکل ۴ مشخص است، در صورتی که درصد تراکم مساحت پارک و بوستان در شعاع ۸۰۰ متری اطراف منزل از یک تا سه درصد (بازه موجود در شهر قم) افزایش یابد، در شرایطی که باقی متغیرها برابر با میانگین اعضای نمونه لحاظ شود، احتمال انتخاب شیوه سفر دوچرخه‌سواری از حدود ۱۱ تا محدوده ۳۰ درصد افزایش می‌یابد.

نتایج مدل نشان داد که تنها متغیر نظری معنادار شده در مدل در سطح معناداری ۱۰ درصد داشتن تجربه تصادف با دوچرخه (چه به عنوان راکب دوچرخه و چه به عنوان دیگر وسیله نقلیه درگیر) است. منطقی است افرادی که این تجربه را داشته باشند احساس خطر بیشتری نسبت به سایرین در هنگام استفاده از دوچرخه دارند. مقدار اثر حاشیه‌ای این متغیر برابر با ۰/۰۶۲- بوده و بیانگر این است که اگر فرد تجربه تصادف با دوچرخه داشته باشد احتمال اینکه در سفرهای زیر سه کیلومتر خود دوچرخه‌سواری کند ۶/۲ درصد کمتر از افرادی است که تجربه تصادف با دوچرخه نداشته‌اند. این نتیجه، اهمیت مسئله ایمنی دوچرخه‌سواران در شهر قم را نشان می‌دهد و به نوعی این جهت‌دهی را به سیاست‌گذاران شهری می‌کند که با توجه بیشتر به دوچرخه‌سواران و فراهم‌سازی مسیر ایمن برای آنان می‌تواند در روی‌آوری آنان به دوچرخه‌سواری مؤثر باشد.



شکل ۴- سهم شیوه‌ها و اهداف سفر در نمونه مورد بررسی

۴- نتیجه‌گیری

این مطالعه به بررسی انتخاب شیوه سفر دوچرخه‌سواری در سفرهای خانه- مبنای کوتاه‌تر از سه کیلومتر، به عنوان سفرهایی که پتانسیل بالایی برای شیوه‌های فعال سفر به‌ویژه دوچرخه‌سواری دارند، پرداخته است. نتایج این مطالعه نشان داد که ویژگی‌های اقتصادی- اجتماعی (سن، چاق بودن و دسترسی داشتن به دوچرخه مناسب)، ویژگی‌های سفر (اهداف سفر تحصیلی- دانش‌آموزان، تفریحی و ورزش، دیدار آشنایان و خرید)، عوامل محیطی (زندگی کردن در محدوده مرکزی شهر، تراکم جمعیت ساکن و تراکم بوستان در شعاع ۸۰۰ متری اطراف محل زندگی) و عوامل نظری (داشتن تجربه تصادف با دوچرخه) بر رفتار انتخاب دوچرخه‌سواری اثرگذار است. معناداری همه متغیرها نیز در سطح معناداری ۱۰ درصد مشخص شده است.

مقادیر اثر حاشیه‌ای مشخص نمود که متغیر دسترسی‌داشتن به دوچرخه مناسب (با اثر حاشیه‌ای ۰/۲۳۴) از اهمیت بسیار زیادی در مدل برخوردار است. این در حالی است که تنها ۳۰ درصد اعضای نمونه به

دوچرخه مناسب دسترسی داشته و باقی افراد به دوچرخه مناسب دسترسی ندارند. از این‌رو، با توجه به اینکه در شهر قم هیچگونه زیرساختی برای ارائه خدمات دوچرخه اشتراکی وجود ندارد، می‌توان به عنوان یک نتیجه مهم اشاره نمود که ارائه درست خدمات مربوط به دوچرخه اشتراکی توسط سیاست‌گذاران شهری به‌واسطه در اختیار قرار دادن دوچرخه مناسب به شهروندان می‌تواند در رشد سهم دوچرخه‌سواری در سفرهای زیر سه کیلومتر شهر قم اثرگذار باشد. علاوه بر این متغیر، مقادیر اثر حاشیه‌ای نشان داد چهار هدف سفر معنادار شده در مدل اثر قابل توجهی نسبت به سایر متغیرها بر احتمال انتخاب دوچرخه‌سواری دارند، به‌ویژه اهداف سفر تفریح و ورزش (با اثر حاشیه‌ای ۰/۲۲۹۶) و دیدار آشنایان (با اثر حاشیه‌ای ۰/۱۵۷۶) که از اهمیت بیشتری برخوردار هستند. به بیان دیگر، سیاست‌گذاران باید توجه داشته باشند که در شهر قم این دو هدف سفر، پتانسیل بیشتری برای دوچرخه‌سواری دارند.

متغیرهای محیطی از دیگر متغیرهای با اهمیت برای سیاست‌گذاران بوده که معناداری سه مورد از آن‌ها در نتایج این مطالعه نشان داده شده است. معناداری این سه متغیر و علامت و ضرایب آن‌ها در کنار یکدیگر مشخص نمود در حالی که مناطق با تراکم جمعیت ساکن و تراکم بوستان و پارک بیشتر، پتانسیل بیشتری برای دوچرخه‌سواری دارند، اما محدوده مرکزی شهر اگرچه تنوع کاربری‌ها در آن بیشتر است، احتمال دوچرخه‌سواری برای افرادی که خانه‌شان در آن محدوده قرار گرفته کمتر است.

تنها متغیر نظری معنادار شده در مدل نهایی، داشتن تجربه تصادف با دوچرخه است. این مورد بیانگر درک خطر بیشتر این افراد نسبت به دوچرخه‌سواری‌کردن است. از این‌رو، برنامه‌ریزان و سیاست‌گذاران عرصه ایمنی باید توجه ویژه‌ای به مسئله ایمنی دوچرخه‌سواران داشته باشند تا بتوانند با بهبود سطح ایمنی دوچرخه‌سواری مطلوبیت آن را افزایش دهند.

قدردانی

این مطالعه با استفاده از اطلاعات جمع‌آوری شده در مطالعه طرح جامع دوچرخه شهر قم انجام شد. بنابراین، از همه عزیزان در معاونت حمل‌ونقل و ترافیک شهرداری قم، دانشگاه قم و دوستانی که در فرآیند جمع‌آوری اطلاعات مشارکت و همراهی داشتند، قدردانی می‌شود.

مراجع

[1] De Nazelle, A., Nieuwenhuijsen, M. J., Antó, J. M., Brauer, M., Briggs, D., Braun-Fahrlander, C & Hoek, G. (2011). “Improving health through policies that promote active travel: a review of evidence to support integrated health impact assessment”. *Environment international*, *37*(4), 766-777.
[2] WHO. (2020). *Physical activity*, World Health Organization, *https://www.who.int*.
[3] Mohebi, F., Mohajer, B., Yoosefi, M., Sheidaei, A., Zokaei, H., Damerchilu, B., ... & Farzadfar, F. (2019). “Physical activity profile of the Iranian population”: STEPS survey, 2016. *BMC public health*, *19*(1), 1-17.
[4] Celis-Morales, C. A., Lyall, D. M., Welsh, P., Anderson, J., Steell, L., Guo, Y., ... & Gill, J. M. (2017). “Association between active commuting and incident cardiovascular disease, cancer, and mortality: prospective cohort study”. *bmj 357*, j1456.
[5] Dinu, M., Pagliai, G., Macchi, C., & Sofi, F. (2019). “Active commuting and multiple health outcomes: a systematic review and meta-analysis”. *Sports medicine*, *49*(3), 437-452.
[6] Plaut, P. O. (2005). “Non-motorized commuting in the US”. *Transportation Research Part D: Transport and Environment*, *10*(5), 347-356.
[7] Khalilikhah, M., Habibian, M., & Heaslip, K. (2016). “Acceptability of increasing petrol price as a TDM pricing policy: A case study in Tehran”. *Transport Policy*, *45*, 136-144.
[8] Tehran's Transportation Statistics and Information, (2016). Deputy of Transportation and Traffic of Tehran Municipality.
[9] Master cycling plan of the city of Qom, (2020). Deputy of Transportation and Traffic of Qom Municipality.

[10] Rubin, O., Mulder, C. H., & Bertolini, L. (2014). “The determinants of mode choice for family visits–evidence from Dutch panel data”. *Journal of Transport Geography*, *38*, 137-147.
[11] Commins, N., & Nolan, A. (2011). “The determinants of mode of transport to work in the Greater Dublin Area”. *Transport Policy*, *18*(1), 259-268.
[12] Wardman, M., Tight, M., & Page, M. (2007). “Factors influencing the propensity to cycle to work”. *Transportation Research Part A: Policy and Practice*, *41*(4), 339-350.
[13] Aldred, R., Woodcock, J., & Goodman, A. (2016). “Does more cycling mean more diversity in cycling?”. *Transport reviews*, *36*(1), 28-44.
[14] Winters, M., Sims-Gould, J., Franke, T., & McKay, H. (2015). “I grew up on a bike: Cycling and older adults”. *Journal of transport & health*, *2*(1), 58-67.
[15] Garrard, J., Rose, G., & Lo, S. K. (2008). “Promoting transportation cycling for women: the role of bicycle infrastructure”. *Preventive medicine*, *46*(1), 55-59.
[16] Dill, J., & Voros, K. (2007). “Factors affecting bicycling demand: initial survey findings from the Portland, Oregon, region”. *Transportation Research Record*, *2031*(1), 9-17.
[17] Heinen, E., Van Wee, B., & Maat, K. (2010). “Commuting by bicycle: an overview of the literature”. *Transport reviews*, *30*(1), 59-96.
[18] Parkin, J., Wardman, M., & Page, M. (2008). “Estimation of the determinants of bicycle mode share for the journey to work using census data”. *Transportation*, *35*(1), 93-109.
[19] Muñoz, B. (2016). “Integrating bicycle option in mode choice models through latent variables”. *Doctoral dissertation*, Universidad Politécnica de Madrid.
[20] Ton, D., Duives, D. C., Cats, O., Hoogendoorn-Lanser, S., & Hoogendoorn, S. P. (2019). “Cycling or walking? Determinants of mode choice in the Netherlands”. *Transportation research part A: policy and practice*, *123*, 7-23.
[21] Dėdelė, A., Miškinytė, A., Andrušaitytė, S., & Nemaniūtė-Gužienė, J. (2020). “Dependence between travel distance, individual socioeconomic and health-related characteristics, and the choice of the travel mode: a cross-sectional study for Kaunas, Lithuania”. *Journal of Transport Geography*, *86*, 102762.
[22] Ko, J., Lee, S., & Byun, M. (2019). “Exploring factors associated with commute mode choice: An application of city-level general social survey data”. *Transport policy*, *75*, 36-46.
[23] Rahul, T. M., & Verma, A. (2013). “Study of impact of various influencing factors on NMT mode choice”. *Procedia-Social and Behavioral Sciences*, *104*, 1112-1119.
[24] Barberan, A., e Silva, J. D. A., & Monzon, A. (2017). “Factors influencing bicycle use: a binary choice model with panel data”. *Transportation research procedia*, *27*, 253-260.
[25] Paul, D. R., Deng, Y., & Cook, P. S. (2019). “Cross-sectional and longitudinal analysis of the active commuting behaviors of US Department of the Interior employees”. *BMC Public Health*, *19*(1), 1-11.
[26] Hu, H., Xu, J., Shen, Q., Shi, F., & Chen, Y. (2018). “Travel mode choices in small cities of China: A case study of Changting”. *Transportation research part D: transport and environment*, *59*, 361-374.
[27] Kaplan, S., Nielsen, T. A. S., & Prato, C. G. (2016). “Walking, cycling and the urban form: a Heckman selection model of active travel mode and distance by young adolescents”. *Transportation research part D: transport and environment*, *44*, 55-65.
[28] Ton, D., Bekhor, S., Cats, O., Duives, D. C., Hoogendoorn-Lanser, S., & Hoogendoorn, S. P. (2020). “The experienced mode choice set and its determinants: Commuting trips in the Netherlands”. *Transportation Research Part A: Policy and Practice*, *132*, 744-758.
[29] Menghini, G., Carrasco, N., Schüssler, N., & Axhausen, K. W. (2010). “Route choice of cyclists in Zurich”. *Transportation research part A: policy and practice*, *44*(9), 754-765.
[30] Mitra, R. (2013). “Independent mobility and mode choice for school transportation: a review and framework for future research”. *Transport reviews*, *33*(1), 21-43.
[31] Handy, S., Van Wee, B., & Kroesen, M. (2014). “Promoting cycling for transport: research needs and challenges”. *Transport reviews*, 34(1), 4-24.
[32] Fraser, S. D., & Lock, K. (2011). “Cycling for transport and public health: a systematic review of the effect of the environment on cycling”. *European journal of public health*, *21*(6), 738-743.
[33] Wang, Y., Chau, C. K., Ng, W. Y., & Leung, T. M. (2016). “A review on the effects of physical built environment attributes on enhancing walking and cycling activity levels within residential neighborhoods”. *Cities*, *50*, 1-15.
[34] Muñoz, B., Monzon, A., & Daziano, R. A. (2016). “The increasing role of latent variables in modelling bicycle mode choice”. *Transport Reviews*, *36*(6), 737-771.
[35] De Witte, A., Hollevoet, J., Dobruszkes, F., Hubert, M., & Macharis, C. (2013). “Linking modal choice to motility: A comprehensive review”. *Transportation Research Part A: Policy and Practice*, *49*, 329-341.
[36] Clark, B., Chatterjee, K., & Melia, S. (2016). “Changes to commute mode: The role of life events, spatial context and environmental attitude”. *Transportation Research Part A: Policy and Practice*, *89*, 89-105.

[37] Şimşekoğlu, Ö., Nordfjærn, T., & Rundmo, T. (2015). “The role of attitudes, transport priorities, and car use habit for travel mode use and intentions to use public transportation in an urban Norwegian public”. *Transport Policy*, *42*, 113-120.
[38] Muñoz, B., Monzon, A., & López, E. (2016). “Transition to a cyclable city: Latent variables affecting bicycle commuting”. *Transportation Research Part a: Policy and Practice*, *84*, 4-17.
[39] Hajali Fard, M., (2016). “Modeling the effect of Rasht citizens’ attitudes & perceptions towards walking on travel mode choice behavior in daily work trips”. *Master dissertation*, Amirkabir University of Technology.
[40] Ghadami, M., & Nabinejade kenari, M. (2012). “An investigation into the effects of individual and spatial factors on the urban trips (case study: Babol city)”. *Geography and environmental sustainability*, *1*(1), 79-94.
[41] Amini, V., & Mamdoohi, A., (2014). “Sensitivity analysis of bicycle use binary logit model”. *The 13th international conference on traffic & transportation engineering*. Tehran, Iran.
[42] Abdorrazaghi, A., Jabbari, P., & Mizani, V. (2018). “Modeling individual indicators of bicyclists using binary logit model”. *The 17th international conference on traffic & transportation engineering*. Tehran, Iran.
[43] Larsen, J., El-Geneidy, A., & Yasmin, F. (2010). “Beyond the quarter mile: examining travel distances by walking and cycling, Montréal, Canada”. *Can J Urban Res*, *19*(1), 70-88.
[44] Master plan of the city of Qom, (2019). Deputy of Transportation and Traffic of Qom Municipality.
[45] Rahul, T. M., & Verma, A. (2014). “A study of acceptable trip distances using walking and cycling in Bangalore”. *Journal of Transport Geography*, *38*, 106-113.
[46] Van Goeverden, C. D., & De Boer, E. (2013). “School travel behaviour in the Netherlands and Flanders”. *Transport Policy*, *26*, 73-84.
[47] Cochran, W. G. (1977). *Sampling Techniques*, *3d Ed*. Wiley.
[48] Washington, S., Karlaftis, M., Mannering, F., & Anastasopoulos, P. (2020). *Statistical and econometric methods for transportation data analysis*. Chapman and Hall/CRC.
[49] Bopp, M., Kaczynski, A. T., & Campbell, M. E. (2013). “Health-related factors associated with mode of travel to work”. *Journal of environmental and public health*, 2013.

تأثیر تغییر کاربری زمین و گسترش کشاورزی بر روی خشک شدن دریاچه‌های بختگان و طشک

زینب حسینی
دانشکده زمین شناسی، پردیس علوم، دانشگاه تهران.
پست الکترونیک:
zainab.hosseini@ut.ac.ir

مرتضی مظفری*
استادیار دانشکده زمین شناسی، پردیس علوم، دانشگاه تهران.
پست الکترونیک:
mmozafari@ut.ac.ir

الهام فیجانی
استادیار دانشکده زمین شناسی، پردیس علوم، دانشگاه تهران.
پست الکترونیک:
Efijani@ut.ac.ir

در سال‌های اخیر دریاچه‌های بختگان و طشک با بحران کم‌آبی و خشکی مواجه شده‌اند. در نبود داده کافی، نقش گسترش کشاورزی در خشک شدن این دریاچه‌ها ناشناخته باقی مانده است. هدف از این پژوهش، تعیین تأثیر تغییرات کاربری زمین و گسترش کشاورزی بر کاهش مساحت دریاچه‌های یاد شده است. به این منظور، با استفاده از سنجش از دور، تغییرات سطح آب دریاچه‌ها و همچنین مساحت زمین‌های کشاورزی حوضه آبریز بختگان در سه دهه گذشته تعیین شد. نتایج نشان می‌داد که طی سال‌های ۱۳۶۶ تا ۱۳۸۶، وسعت زمین‌های کشاورزی در تمام دشت‌های حوضه افزایش یافته است. با شروع خشکسالی در سال ۱۳۸۶ و همزمان با آغاز کاهش چشمگیر سطح آب دریاچه‌ها، دشت‌های واقع در بخش‌های میانی و پایین‌دست حوضه با کاهش چشمگیر و دشت‌های بالاست با گسترش قابل توجه زمین‌های کشاورزی روبرو بوده‌اند. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که علاوه‌بر عوامل اقلیمی، گسترش کشاورزی در بالادست حوضه نیز در خشک شدن دریاچه‌های بختگان و طشک نقش داشته است.

واژگان کلیدی: دریاچه بختگان و طشک، خشکسالی، کشاورزی، سنجش از دور، شاخص‌های NDVI و NDWI.

۱- پیشگفتار

در دهه‌های گذشته، برخی از دریاچه‌های جهان با بحران کم‌آبی و یا خشکی روبرو شده‌اند که این پدیده مشکلات اقتصادی، اجتماعی و زیست‌محیطی خاص خود را به همراه داشته است. از تغییرات اقلیمی و فعالیت‌های انسانی به‌عنوان دو عامل اصلی خشک شدن دریاچه‌ها یاد شده است. افزایش دما و کاهش بارش از جمله عامل‌های اقلیمی و سدسازی، گسترش کشاورزی و افزایش برداشت از آب‌های سطحی و زیرزمینی از جمله عامل‌های انسانی مؤثر بر خشک شدن دریاچه‌ها هستند [۱-۳]. در دهه‌های اخیر، افزایش جمعیت و نیاز انسان به غذا سبب گسترش زمین‌های کشاورزی شده است. تغییر کاربری زمین‌های طبیعی به کشاورزی بیش از هر زمان دیگری باعث تغییر در چشم‌انداز زمین شده و آن را به یکی از مهمترین مسائل زیست‌محیطی جهان تبدیل کرده است [۴-۷]. افزایش زمین‌های کشاورزی در بسیاری از حوضه‌ها باعث کاهش منابع آب سطحی و زیرزمینی شده و به عنوان یکی از دلایل اصلی خشکی و یا افت سطح آب دریاچه‌ها مطرح است. از جمله دریاچه‌هایی که خشکی و یا کم‌آبی آنها ناشی از گسترش کشاورزی است می‌توان به

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۳/۱۰، بازنگری ۱۴۰۰/۰۴/۱۳، پذیرش ۱۴۰۰/۰۴/۱۹.
شناسه دیجیتال (DOI): 10.22091/cer.2021.7001.1255

دریاچه تز و بوردور[1] در کشور ترکیه، دریاچه‌های گانگ[2] در چین و دریاچه ارومیه در ایران اشاره کرد [۸ -۱۲].

دریاچه‌های بختگان و طشک، به عنوان دومین دریاچه‌های بزریگ ایران، در استان فارس قرار دارند (شکل ۱). این دریاچه‌ها در گذشته نقش بسیار مهمی در بقای تنوع ژنتیکی و اکولوژیکی کشور ایفا می‌کردند، اما طی سال‌های اخیر و به‌ویژه از سال ۱۳۸۶ به این سو، با بحران کم‌آبی و خشکی روبرو شده‌اند. مرگ گونه‌های گیاهی و جانوری وابسته به دریاچه، تبدیل شدن دریاچه به شوره‌زار، ایجاد طوفان‌های شن و نمک، نابودی زمین‌های کشاورزی پیرامون، شور شدن آب چاه‌های اطراف، در معرض خطر قرارگرفتن سلامتی افراد بومی در اثر شیوع برخی بیماری‌های پوستی و کاهش گردشگری و اکوتوریسم از جمله بازخوردهای خشکیدن این دریاچه‌ها بوده است [۱۳ و ۱۴]. در پژوهش‌های گوناگون از تغییرات اقلیمی، افزایش جمعیت، تغییر کاربری زمین، گسترش کشاورزی، ساخت سد و افزایش برداشت از منابع آب زیرزمینی به عنوان عامل‌های مهم خشکیدن دریاچه‌های بختگان و طشک اشاره شده است [۱۵ و ۱۶]. مرادی و ولی الهی در پژوهشی، ساخت سد درودزن را به عنوان مهمترین عامل خشکی دریاچه‌های بختگان و طشک دانسته‌اند [۱۷]. قره‌چایی و همکاران با جداسازی بازخوردهای تغییرپذیری اقلیمی و فعالیت‌های انسانی بر رواناب حوضه آبخیز بختگان در دوره آماری ۱۳۵۱ تا ۱۳۹۱، نشان دادند که سهم تغییرپذیری اقلیمی در کاهش رواناب حوضه ۶۲/۴۵ درصد و سهم فعالیت‌های انسانی ۳۷/۵۵ درصد برآورد می‌باشد [۱۸]. در سال ۱۳۹۸، عباسی و همکاران با ارزیابی اثر تغییر اقلیم بر پایداری منابع آب حوضه بختگان براساس داده‌های سال ۲۰۱۴ به این نتیجه رسیدند که شاخص‌های کمبود نیاز زیست‌محیطی حوضه (از جمله تأمین آب دریاچه‌های طشک- بختگان) بیانگر ناپایداری آن در دوره آماری بوده و در نهایت به خشکی دریاچه‌ها منجر گردیده است [۱۹]. محققان در سال ۱۳۹۹ با بررسی روند تغییرات زمانی- مکانی دما و بارش در حوضه آبریز طشک- بختگان در یک دوره آماری ۳۰ ساله (۱۹۸۱-۲۰۱۰) بیان داشتند که در این حوضه بارندگی به میزان ۱۴/۳ درصد کاهش و دما به میزان ۳/۵ درصد افزایش داشته است [۲۰]. بیشتر پژوهش‌های انجام شده در حوضه بختگان بر روی نقش پارامترهای اقلیمی و سدسازی در خشک شدن دریاچه‌های حوضه متمرکز شده و به نقش گسترش زمین‌های کشاورزی در این پدیده کمتر توجه گردیده است. دلیل این امر می‌تواند کمبود داده باشد، چرا که مساحت حوضه آبریز بختگان بسیار گسترده بوده و تهیه نقشه کاربری زمین آن در زمان‌های مختلف نیازمند کار بر روی تعداد زیادی تصویر ماهواره‌ای است. در بین اندک کارهای موجود در زمینه تعیین نقش گسترش کشاورزی بر خشک شدن دریاچه بختگان می‌توان به پژوهش باقری و همکاران اشاره کرد. این پژوهشگرها با بررسی نقشه کاربری زمین‌های حوضه بختگان در سال ۱۳۳۵ و تصویرهای لندست سال ۱۳۸۵، وسعت زمین‌های کشاورزی در بخش‌های مرتفع، میانی، انتهایی و پیرامون دریاچه بختگان را مشخص کردند و به این نتیجه رسیدند که کاهش بارندگی و مهمتر از آن افزایش سطح زیر کشت در بالادست حوضه باعث خشکیدن کامل دریاچه‌ها شده است [۱۵]. اسفندیاری و همکاران نیز با استفاده از تصویرهای لندست سال‌های ۲۰۰۰ و ۲۰۰۹ میلادی، نقشه کاربری زمین‌های حاشیه شمالی دریاچه بختگان را تهیه نمودند و به این نتیجه رسیدند که طی ۹ سال بیش از ۴۰ درصد از وسعت زمین‌های کشاورزی در این ناحیه کاسته شده است [۲۱]. با توجه به مطالب یاد شده به نظر می‌رسد که تعیین روند گسترش زمین‌های کشاورزی در حوضه بختگان و بررسی نقش آن در خشک شدن دریاچه‌های این حوضه ضروری به نظر می‌رسد.

[1]- Tuz and Burdur
[2]- Gonghe

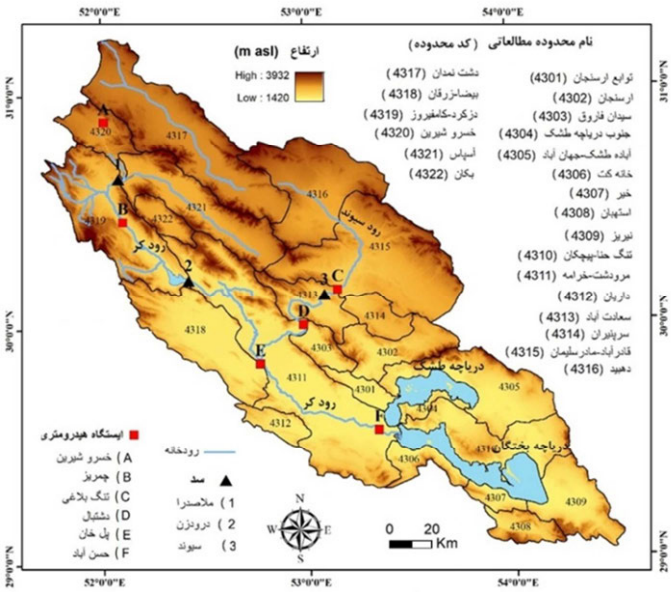
شکل ۱- موقعیت جغرافیایی دریاچه‌های طشک و بختگان

به دلیل اهمیت این موضوع، در این پژوهش به بررسی روند تغییرات کاربری کشاورزی در این حوضه طی سال‌های ۱۳۶۶ تا ۱۳۹۶ و واکاوی تأثیر آن بر خشک شدن دریاچه‌ها پرداخته شده است. به‌روز بودن داده‌ها، استفاده از تصویرهای ماهواره‌ای سال‌های اخیر و همزمانی آن با شدیدترین دوره خشکی دریاچه‌ها و همچنین تعیین روند گسترش زمین‌های کشاورزی در هریک از دشت‌های حوضه به‌صورت جداگانه از جمله نکات مثبت پژوهش پیش رو و وجه تمایز آن با مطالعه‌های پیشین است.

۲- مواد و روش‌ها

۲-۱- منطقه مورد مطالعه

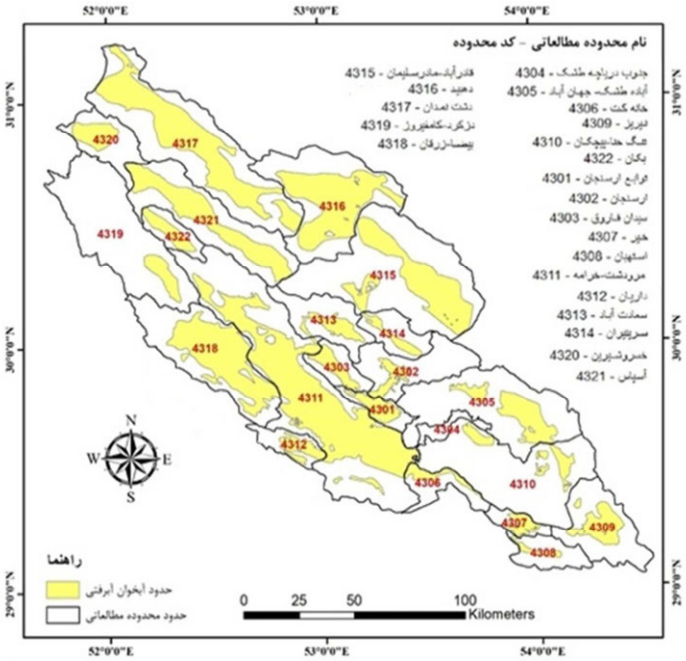
حوضه آبریز بختگان از ۲۲ محدوده مطالعاتی تشکیل شده است (شکل ۲). دشت‌های واقع در هریک از این محدوده‌ها (شکل ۳) میزبان مناطق مسکونی و صنعتی و زمین‌های کشاورزی است. حوضه آبریز بختگان به‌وسیله رودهای کر و سیوند زهکشی می‌شود. رود کر از بلندی‌های شمال و شمال غرب حوضه نشأت گرفته و به دریاچه‌های بختگان و طشک ختم می‌شود.



شکل ۲- نقشه ارتفاعی حوضه آبریز بختگان، شامل: مرز محدوده‌های مطالعاتی، موقعیت ایستگاه‌های هیدرومتری و سدها

رود سیوند از شمال غرب حوضه آغاز شده و سرانجام در محل پل‌خان به رودخانه کر می‌پیوندد. سدهای مخزنی ملاصدرا (با حجم مخزن ۴۴۰ میلیون مترمکعب) و درودزن (با حجم مخزن ۹۶۰ میلیون مترمکعب) بر روی رود کر و سد سیوند (با حجم مخزن ۲۵۵ میلیون مترمکعب) بر روی رود سیوند احداث شده‌اند.

آب و هوای حوضه آبریز بختگان از نوع مدیترانه‌ای بوده و بیشترین ریزش‌های جوی آن از اواسط پاییز تا اواسط بهار است. مناطق شمال غربی حوضه دارای بیشترین میزان بارش (حدود ۸۰۰ میلیمتر در سال) بوده و با حرکت به سمت بخش‌های جنوبی از مقدار بارندگی کاسته می‌شود.



شکل ۳- موقعیت دشت‌های حوضه آبریز بختگان

۲-۲- بارش و آورد رودخانه

در هریک از محدوده‌های مطالعاتی حوضه آبریز بختگان حداقل یک ایستگاه باران‌سنجی قرار دارد. همچنین در این حوضه تعداد ۸ ایستگاه هیدرومتری بر روی رودخانه‌های کر و سیوند ساخته شده که در بین آنها ایستگاه حسن‌آباد نزدیک‌ترین فاصله (حدود ۱۰ کیلومتر) را با دریاچه بختگان دارد (شکل ۲). در این پژوهش، از داده‌های بارندگی اندازه‌گیری شده طی سال‌های ۱۳۶۲ تا ۱۳۹۹ در ۲۱ ایستگاه باران‌سنجی واقع در حوضه و همچنین دبی سنجیده شده در ایستگاه حسن آباد طی سال‌های ۱۳۷۶ تا ۱۴۰۰ استفاده شده است. شایان ذکر است که این اطلاعات از پایگاه داده‌های وزارت نیرو برگرفته شده است [۲۲]. پس از تعیین درستی داده‌ها، میانگین بارش ماهانه حوضه، به‌دست آمده و براساس شاخص بارش استاندارد[3] دوره‌های خشکسالی حوضه تعیین گردیده است. در ادامه، سری زمانی دبی رودخانه در ایستگاه حسن آباد مورد واکاوی قرار گرفته است.

۲-۳- سنجش از دور

۲-۳-۱- پیش پردازش تصویرهای ماهواره‌ای

برای پوشش مساحت کل حوضه آبریز طشک-بختگان از پنج قالب از تصویرهای ماهواره لندست استفاده شده است. با توجه به شناختی که از منطقه وجود دارد، تصویرهای برداشت شده در ماه‌های فروردین و اردیبهشت

[3]- Standard precipitation index

(به عنوان زمانی که حوضه دارای بیشترین پوشش گیاهی است) مورد بررسی قرار گرفته است. در مجموع، تعداد ۳۰ تصویر ماهواره لندست با کمترین میزان پوشش ابر از سنجنده‌های TM[۴]، ETM+[۵] و OLI/TIR[۶] و از سایت سازمان زمین‌شناسی امریکا برگرفته شد [۲۳]. پس از موزائیک کردن، شش تصویر با پوشش سراسری حوضه (هریک شامل پنج قالب تصویر) مربوط به سال‌های ۱۳۶۶، ۱۳۷۰، ۱۳۷۷، ۱۳۸۴، ۱۳۹۱ و ۱۳۹۶ به‌دست آمد (جدول ۱). همچنین در مراحل مختلف پیش پردازش تا استخراج داده‌ها از نرم‌افزارهای آرک-جی-آی-اس[۷] و ان-وی[۸] استفاده شد.

۲-۳-۲- برآورد مساحت دریاچه

در سنجش از دور برای برآورد سطح پهنه‌های آبی می‌توان از شاخص‌های بسیار گوناگونی استفاده کرد. شاخص تفاضلی بهنجار شده آب (NDWI[۹]) یکی از مهمترین این ابزارها است که اولین‌بار توسط مک‌فیترز[۱۰] با هدف بررسی وسعت آب‌های سطحی ارائه شد (رابطه ۱) [۲۴]:

$$NDWI = \frac{\mathrm{GREEN} - \mathrm{NIR}}{GREEN + NIR} \qquad (۱)$$

در این رابطه، NDWI شاخص تفاضلی بهنجار شده آب، GREEN باند سبز و NIR باند مادون قرمز است. این شاخص می‌تواند دارای مقادیری بین ۱+ تا ۱- باشد. سطوح آبی دارای مقادیر شاخص صفر تا یک است؛ در حالی که به دلیل انعکاس بالای باند مادون قرمز نسبت به نور سبز در خاک و گیاهان، این شاخص برای آنها دارای مقادیر صفر یا منفی است [۲۴]. در این پژوهش، پس از اجرای شاخص تفاضلی بهنجار شده آب بر روی هریک از تصویرها، با استفاده از آستانه[۱۱] ارزش طیفی، مقادیر صفر و منفی حذف شدند و تنها مقادیر بزرگتر از صفر انتخاب گردیدند تا پوشش آبی دریاچه‌ها مشخص شود. شایان ذکر است که با تبدیل مرز دریاچه‌ها به شکل وکتوری[۱۲]، ویرایش‌های بعدی و تخمین مساحت دریاچه‌ها انجام شد.

۲-۳-۳- برآورد مساحت زمین‌های کشاورزی

در پژوهش‌های سنجش از دور برای بررسی وضعیت پوشش گیاهی شاخص‌های مختلفی معرفی شده که یکی از آنها شاخص تفاضلی بهنجار شده پوشش گیاهی (NDVI[۱۳]) است [۲۵]. شاخص تفاضلی بهنجار شده پوشش گیاهی به‌صورت رابطه (۲) برآورد می‌شود که در آن از میانگین انعکاس سطحی در بازه طول موج باندهای قرمز و مادون قرمز نزدیک طیف الکترومغناطیس استفاده شده است [۲۶]:

$$NDVI = \frac{NIR - RED}{\mathrm{NIR} + \mathrm{RED}} \qquad (۲)$$

شاخص پوشش گیاهی یک عدد بدون بعد است که مقادیر آن در بازه ۱- تا ۱+ قرار می‌گیرد. به طور کلی، مقادیر منفی، نشان‌دهنده مناطق بدون پوشش گیاهی (زمین‌های بایر با پوشش سنگی یا آبی) و مقادیر مثبت، نمایانگر مناطق دارای پوشش گیاهی است. همچنین می‌توان گفت مقادیر کوچک یا نزدیک به صفر (صفر تا ۰/۲) نشان‌دهنده مناطق شهری یا پوشش خاک و سنگ است [۱۱ و ۲۷]. مناطق دارای پوشش گیاهی متوسط (بوته‌زار و یا علفزار) دارای مقدار شاخص بین ۰/۱ تا ۰/۳ (یا حتی ۰/۴) است [۲۵ و ۲۸]. مقادیر شاخص بزرگتر از ۰/۴ به‌عنوان معیاری مناسب برای تشخیص پوشش گیاهی است، مقادیر شاخص بزرگتر از ۰/۵ نشان‌دهنده گیاهان متراکم (مانند زمین‌های کشاورزی) و مقادیر بیش از ۰/۶ نشانگر پوشش‌های جنگلی است [۱۱، ۱۲ و ۲۸].

4- Thematic Mapper
5- Enhanced Thematic Mapper Plus
6- Operational Land Imager and Thermal Infrared Sensor
7- Arc GIS 10.5
8- ENVI 5.3
9- Normalized Difference Water Index
10- McFeeters

11- Threshold
12- Vector
13- Normalized Difference Vegetation Index

جدول ۱- ویژگی تصویرهای ماهواره‌ای استفاده شده در این پژوهش (ردیف ۳۸ تا ۴۰ و گذر ۱۶۱ تا ۱۶۳)

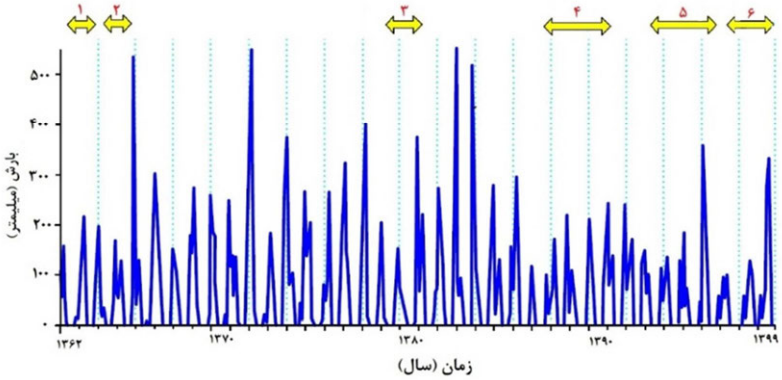
سال شمسی (میلادی)	ماهواره/سنجنده	تاریخ و زمان برداشت (به میلادی)	قدرت تفکیک مکانی
۱۳۶۶ (۱۹۸۷)	لندست TM/۵	۱۹۸۷/۰۵/۱۳، ۱۹۸۷/۰۵/۱۳، ۱۹۸۷/۰۵/۲۲، ۱۹۸۷/۰۵/۲۲، ۱۹۸۷/۰۴/۲۹	۳۰
۱۳۷۰ (۱۹۹۱)	لندست TM/۵	۱۹۹۱/۰۴/۱۵، ۱۹۹۱/۰۴/۱۵، ۱۹۹۱/۰۴/۲۲، ۱۹۹۱/۰۴/۲۲، ۱۹۹۱/۰۴/۲۴	۳۰
۱۳۷۷ (۱۹۹۸)	لندست TM/۵	۱۹۹۸/۰۴/۲۵، ۱۹۹۸/۰۴/۲۵، ۱۹۹۸/۰۵/۰۴، ۱۹۹۸/۰۵/۰۴، ۱۹۹۸/۰۴/۲۷	۳۰
۱۳۸۴ (۲۰۰۵)	لندست ETM+/۷	۲۰۰۵/۰۴/۱۳، ۲۰۰۵/۰۴/۱۳، ۲۰۰۵/۰۴/۲۰، ۲۰۰۵/۰۴/۲۰، ۲۰۰۵/۰۴/۲۲	۳۰
۱۳۹۱ (۲۰۱۲)	لندست ETM+/۷	۲۰۱۲/۰۵/۲۵، ۲۰۱۲/۰۵/۲۵، ۲۰۱۲/۰۵/۰۲، ۲۰۱۲/۰۵/۰۲، ۲۰۱۲/۰۴/۲۵	۳۰
۱۳۹۶ (۲۰۱۷)	لندست OLI/TIR/۸	۲۰۱۷/۰۵/۱۵، ۲۰۱۷/۰۵/۱۵، ۲۰۱۷/۰۴/۲۲، ۲۰۱۷/۰۴/۲۲، ۲۰۱۷/۰۴/۱۵	۳۰

به طور کلی می‌توان چنین بیان کرد که مناطق دارای پوشش گیاهی اندک و پراکنده دارای شاخص نزدیک به صفر و مناطق با پوشش گیاهی متراکم (مانند زمین‌های کشاورزی) دارای شاخص نزدیک به یک می‌باشد.

در پژوهش پیش رو، از مقدار شاخص ۰/۴ برای جداسازی مناطق دارای پوشش گیاهی پراکنده از پوشش متراکم استفاده شده است. شایان ذکر است که به منظور جلوگیری از در نظر گرفتن پوشش جنگلی به جای پوشش کشاورزی، برآوردها در زمین‌های واقع در محدوده دشت‌ها صورت گرفته است.

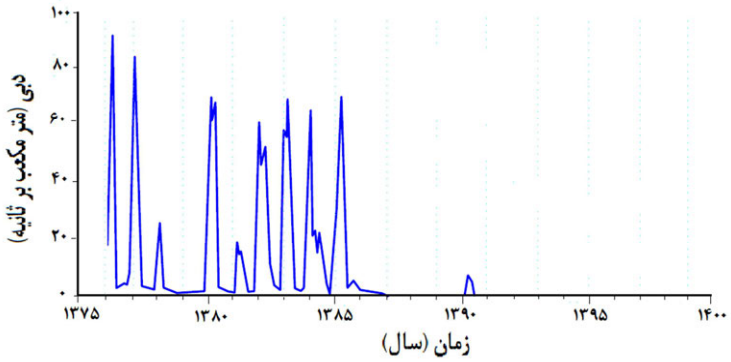
۳- تحلیل نتایج

سری زمانی میانگین بارش رخ داده در بازه ۴۷ ساله این پژوهش (از سال ۱۳۶۲ تا ۱۳۹۹) در حوضه آبریز بختگان در شکل ۴ آورده شده است. با استفاده از این سری زمانی و به کمک محاسبه شاخص بارش استاندارد، شش دوره خشکسالی هواشناسی در حوضه آبریز بختگان شناسایی شده که بازه زمانی هریک از آنها در شکل ۴ نشان داده شده است. خشکسالی‌های رخ داده از سال ۱۳۶۲ تا ۱۳۸۶، دارای شدت کم و بیش یکسان بوده، بیشتر به صورت خشکسالی‌های ملایم (به استثنای سال ۱۳۷۹ با خشکسالی متوسط) با دوره یک یا دو ساله است. این خشکسالی‌ها با سال‌های دارای بارش‌های بیشتر از مقدار میانگین دنبال شده است. از سال ۱۳۸۷ تا ۱۳۹۹، دوره خشکسالی‌ها طولانی‌تر بوده است. طولانی‌ترین خشکسالی رخ داده در حوضه به مدت ۴۶ ماه و مربوط به سال‌های ۱۳۸۶ تا ۱۳۹۰ است. پس از این خشکسالی، برای دو سال (۱۳۹۱ و ۱۳۹۲) بارش بیشتر شده، اما از سال ۱۳۹۳ تا ۱۳۹۵ دوباره خشکسالی شدید رخ داده است. سال ۱۳۹۶ همراه با یک ترسالی بسیار ملایم همراه است و دوباره در سال ۱۳۹۷ خشکسالی آغاز شده است.



شکل ۴ - سری زمانی بارش میانگین در حوضه بختگان

سری زمانی متوسط آبدهی ماهانه و سالانه اندازه‌گیری شده در ایستگاه حسن آباد در شکل ۵ آورده شده است. این سری زمانی نشانگر تغییرات فصلی آبدهی رودخانه در اثر تغییر مقدار بارش است، بگونه‌ای که آبدهی رودخانه در فصل تر افزایش یافته و در فصل خشک کاهش می‌یابد. تغییرات آورد رودخانه در این ایستگاه نشان می‌دهد که تا قبل از سال ۱۳۸۶ مقدار آبدهی تحت تأثیر سال‌های تر و خشک به صورت افزایشی و کاهشی است، اما پس از سال ۱۳۸۷ روند کاهشی آبدهی آشکار می‌گردد. رودخانه کر در ایستگاه حسن‌آباد از سال ۱۳۸۸ تا ۱۳۹۲ و از سال ۱۳۹۴ تا ۱۴۰۰ بیشتر خشک بوده و طولانی‌ترین و شدیدترین خشکسالی را تجربه کرده است.

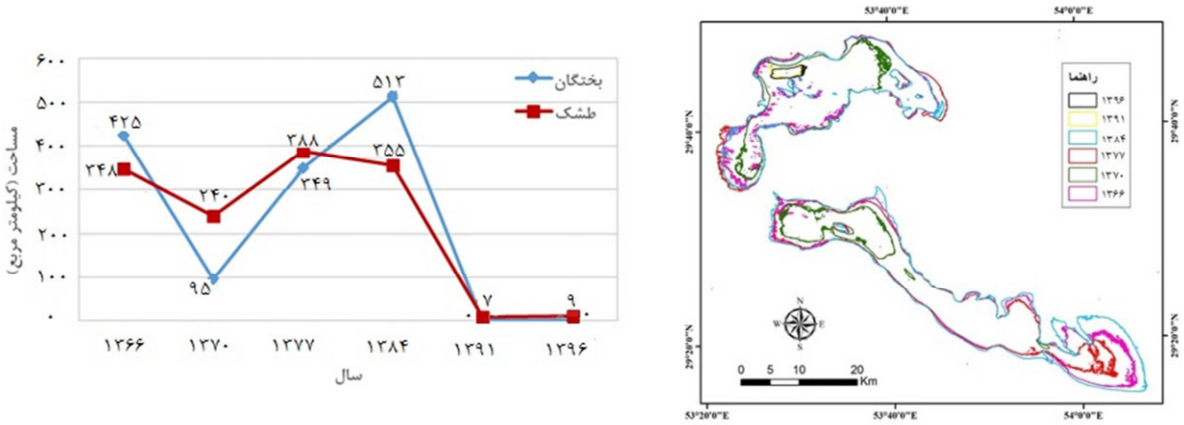


شکل ۵- سری زمانی آبدهی رود کر در ایستگاه حسن‌آباد

در شکل ۶ محدوده و مساحت برآورد شده دریاچه‌های بختگان و طشک در شش سال مورد سنجش در بازه مورد مطالعه نشان داده شده است. همانطور که دیده می‌شود در سال ۱۳۸۴ دریاچه‌های بختگان و طشک، به ترتیب با مساحت ۵۱۳/۲۲ و ۳۸۸/۲۸ کیلومتر مربع، در حالت پر آبی بوده‌اند. از سال ۱۳۸۷ تراز آب این دریاچه‌ها روند کاهشی به خود گرفته و از سال ۱۳۹۱ به این سو افت شدیدی را تجربه کرده است.

مساحت زمین‌های کشاورزی در هریک از دشت‌های حوضه آبریز بختگان (شکل ۳) طی شش دوره سنجش در جدول ۲ و نمودار تغییرات آن در شکل ۸ آورده شده است. در محدوده مطالعاتی جنوب دریاچه طشک فعالیت کشاورزی چندانی وجود ندارد. چنانکه در جدول ۲ دیده می‌شود، مساحت زمین‌های کشاورزی در حوضه طی سال‌های ۱۳۶۶، ۱۳۷۰ و ۱۳۷۷ به ترتیب ۱۲۵۳/۰۱، ۲۱۳۰/۸۵ و ۲۵۰۶/۱۱ کیلومترمربع بوده است. از سال ۱۳۶۶ تا ۱۳۷۷ وسعت زمین‌های کشاورزی در همه دشت‌های حوضه روند افزایشی داشته است. بنابراین از سال ۱۳۶۶ تا ۱۳۷۰ سریع‌ترین نرخ رشد زمین‌های کشاورزی (به میزان ۲۹۰/۴۶ کیلومترمربع در هر سال)

رخ داده است که در ادامه و از سال ۱۳۷۰ تا ۱۳۷۷ به میزان ۵۳/۶۱ کیلومتر مربع در سال رسیده است.



(الف) (ب)

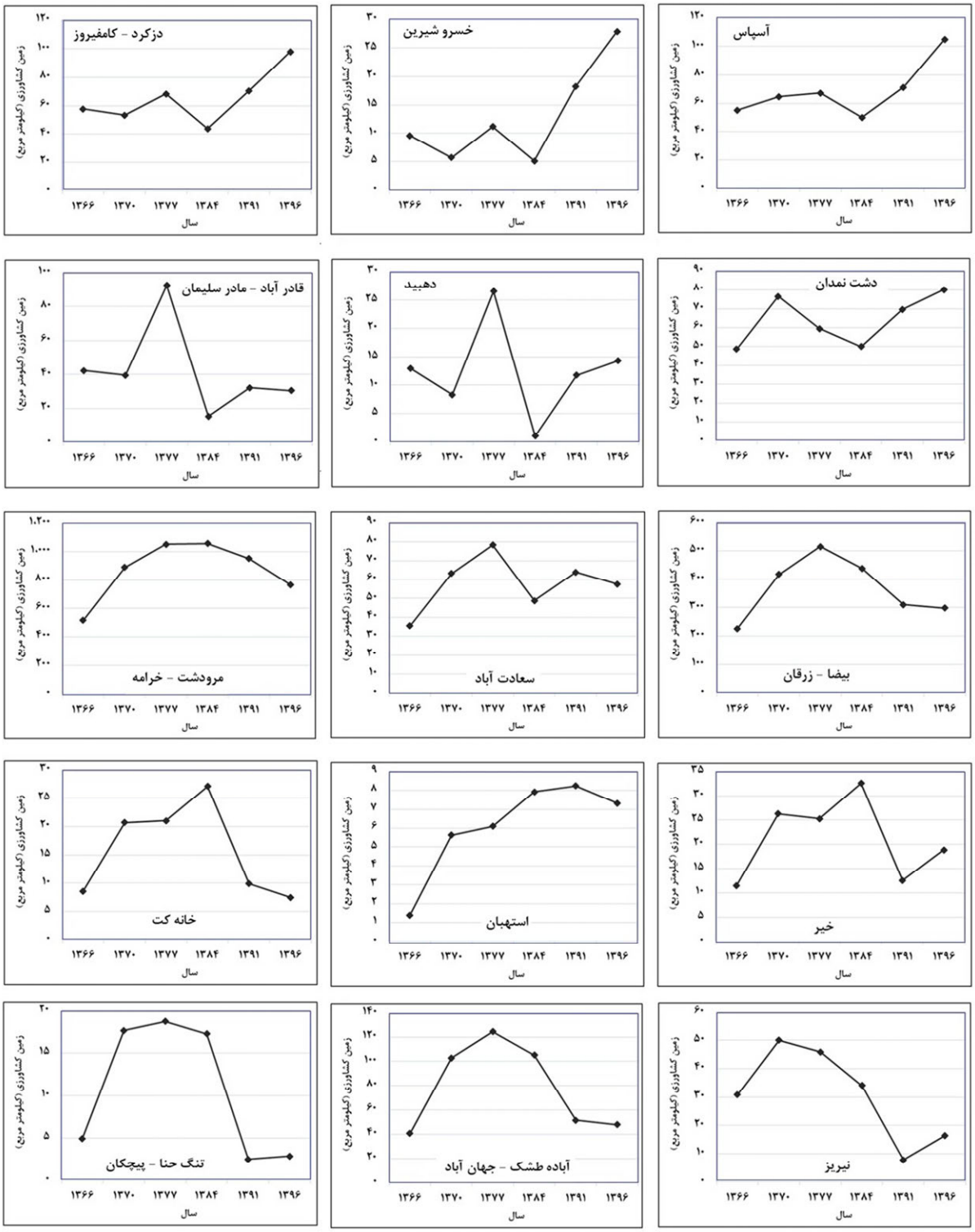
شکل ۶- (الف) محدوده و (ب) تغییرات مساحت دریاچه‌های بختگان و طشک در شش سال برآورد شده

از سال ۱۳۷۷ تا ۱۳۹۶ یک روند کاهشی در مساحت زمین‌های کشاورزی حوضه مشاهده می‌شود که البته نسبت به روند افزایشی دوره قبل، شیب ملایم‌تری دارد، به صورتی که در سال ۱۳۹۶ مساحت زمین‌های کشاورزی در کل حوضه ۱۸۴۴/۳۸ کیلومترمربع بوده است.

جدول ۲- مساحت زمین‌های کشاورزی در دشت‌های حوضه آبریز بختگان

محدوده مطالعاتی	مساحت زمین‌های کشاورزی (کیلومترمربع)					
	۱۳۶۶	۱۳۷۰	۱۳۷۷	۱۳۸۴	۱۳۹۱	۱۳۹۶
قادرآباد مادر سلیمان	۴۲/۳۸	۳۹/۵۵	۹۲/۵۹	۱۵/۴۵	۳۲/۳۰	۳۰/۶۱
دهبید	۱۲/۹۱	۸/۳۲	۲۶/۵۶	۱/۰۴	۱۱/۷۵	۱۴/۳۰
دزکرد- کامفیروز	۵۷/۶۸	۵۳/۴۱	۶۸/۲۸	۴۳/۸۳	۷۰/۴۸	۹۷/۹۶
خسرو شیرین	۹/۵۹	۵/۷۱	۱۱/۱۹	۵/۱۲	۱۸/۲۷	۲۷/۹۱
دشت نمدان	۴۸/۶۴	۷۶/۴۹	۵۹/۴۵	۵۰/۰۰	۶۹/۷۲	۸۰/۱۶
بکان	۱۲/۸۴	۱۸/۵۰	۱۴/۲۱	۱۰/۲۵	۱۷/۱۳	۳۹/۶۴
آسپاس	۵۵/۱۱	۶۴/۶۲	۶۷/۳۰	۵۰/۰۰	۷۱/۲۷	۱۰۴/۹۶
مرودشت خرامه	۵۱۵/۷۲	۸۸۹/۳۴	۱۰۵۲/۶۴	۱۰۵۸/۴۲	۹۵۱/۹۲	۷۶۷/۵۶
بیضا- زرقان	۲۲۵/۷۵	۴۱۷/۴۴	۵۱۵/۱۶	۴۳۸/۵۵	۳۱۰/۶۷	۲۹۸/۵۸
سیدان- فاروق	۴۱/۳۶	۸۸/۱۱	۹۱/۳۳	۹۰/۷۰	۸۹/۸۶	۸۶/۷۳
توابع ارسنجان	۲۱/۲۱	۶۲/۸۹	۵۹/۴۴	۵۱/۶۳	۲۷/۴۳	۳۴/۶۰
ارسنجان	۲۷/۹۴	۵۸/۱۱	۵۷/۹۴	۵۵/۰۷	۵۲/۳۸	۴۶/۲۷
سرپنیران	۳/۹۱	۶/۰۶	۱۳/۷۴	۲/۹۰	۱/۵۸	۱/۹۳
سعادت آباد	۳۵/۵۰	۶۳/۲۸	۷۸/۳۳	۴۸/۷۵	۶۳/۹۷	۵۷/۵۴
داریان	۴۴/۶۲	۵۵/۹۳	۵۶/۴۹	۵۵/۵۳	۵۷/۵۳	۵۴/۹۳
آباده طشک- جهان آباد	۴۰/۶۹	۱۰۲/۷۸	۱۲۴/۴۴	۱۰۵/۱۰	۵۱/۶۴	۴۷/۸۹
تنگ حنا- پیچکان	۴/۹۱	۱۷/۶۳	۱۸/۶۹	۱۷/۲۴	۲/۴۸	۲/۸۴
نیریز	۳۰/۷۹	۵۰/۰۰	۴۵/۹۰	۳۴/۱۱	۷/۸۰	۱۶/۳۲
خیر	۱۱/۴۸	۲۶/۳۲	۲۵/۲۸	۳۲/۶۱	۱۲/۵۸	۱۸/۸۷
استهبان	۱/۳۹	۵/۶۴	۶/۱۰	۷/۹۳	۸/۲۴	۷/۳۲
خانه کت	۸/۶۰	۲۰/۷۱	۲۱/۰۴	۲۷/۱۰	۹/۹۲	۷/۴۶

هرچند که روند عمومی تغییرات مساحت زمین‌های کشاورزی از سال ۱۳۷۷ به بعد به صورت کاهشی است، اما بررسی بخش‌های مختلف حوضه نشان می‌دهد که این روند در همه دشت‌ها وجود ندارد (شکل ۸).



شکل ۸- سری زمانی مساحت زمین‌های کشاورزی در دشت‌های حوضه آبریز بختگان

دشت‌های دزکرد- کامفیروز، خسروشیرین، آسپاس و نمدان در نواحی شمالی حوضه آبریز و در بالادست سد درودزن واقع شده‌اند. در این دشت‌ها گسترش زمین‌های کشاورزی از سال ۱۳۸۴ به بعد روند افزایشی داشته است.

طی سال‌های ۱۳۸۴ تا ۱۳۹۶، وسعت زمین‌های‌کشاورزی در دشت دزکرد- کامفیروز از ۴۳/۸۳ کیلومترمربع به ۹۷/۹۶ کیلومترمربع، در دشت خسروشیرین از ۵/۱۲ کیلومترمربع به ۲۷/۹۱ کیلومترمربع، در دشت آسپاس از ۵۰ کیلومترمربع به ۱۰۴/۹۶ کیلومترمربع و در دشت نمدان از ۵۰ کیلومترمربع به ۸۰/۱۶ کیلومترمربع رسیده است. بیشتر زمین‌های کشاورزی در این دشت‌ها به زیر کشت برنج می‌روند، بنابراین بخش قابل‌توجهی از آب سرچشمه رود کر صرف آبیاری مزرعه‌های برنج در این ناحیه می‌شود. دشت‌های قادرآباد- مادرسلیمان و دهبید در نواحی شرقی حوضه و بالادست سد سیوند قرار دارند. در هر دو این دشت‌ها گسترش زمین‌های کشاورزی از سال ۱۳۸۴ تا ۱۳۹۶ روند افزایشی داشته است. طی ۱۲ سال وسعت زمین‌های کشاورزی در دشت قادرآباد- مادرسلیمان از ۱۵/۴۵ کیلومترمربع به ۳۰/۶۱ کیلومترمربع و در دشت دهبید از ۱/۰۴ کیلومترمربع به ۱۴/۳۰ کیلومترمربع رسیده است. وسعت زمین‌های کشاورزی در دشت سعادت آباد واقع در پایین‌دست سد سیوند طی سال‌های ۱۳۸۴ تا ۱۳۹۶ از ۴۵/۷۸ کیلومترمربع به ۵۷/۵۴ کیلومترمربع افزایش یافته است.

در بخش‌های میانی و پایین‌دست حوضه بختگان، روند گسترش زمین‌های کشاورزی از سال ۱۳۸۴ به صورت قابل‌توجهی کاهشی بوده است. دشت‌های مرودشت- خرامه و بیضا- زرقان در حدفاصل سد درودزن و دریاچه بختگان قرار دارند. وسعت زمین‌های کشاورزی در این دو دشت از سال ۱۳۸۴ تا ۱۳۹۶ روند کاهشی چشمگیری داشته است. طی سال‌های ۱۳۸۴ تا ۱۳۹۶، وسعت زمین‌های کشاورزی در دشت مرودشت- خرامه از ۱۰۵۸/۴۲ کیلومترمربع به ۷۶۷/۵۶ کیلومترمربع و در دشت زرقان- بیضا از ۴۳۸/۵۵ کیلومترمربع به ۲۹۸/۵۸ کیلومترمربع کاهش یافته است. دشت‌های نیریز، استهبان، خانه‌کت، خیر، آباده طشک- جهان آباد و تنگ حنا- پیچکان در پیرامون دریاچه بختگان قرار دارند. این دشت‌ها با رود کر ارتباطی ندارند، اما رواناب حاصل از بارندگی در این دشت‌ها به دریاچه‌های بختگان و طشک سرازیر می‌شود. روند گسترش زمین‌های کشاورزی در این دشت‌ها نیز از سال ۱۳۸۴ کاهشی بوده است. طی ۱۲ سال وسعت زمین‌های کشاورزی در دشت نیریز از ۳۴/۱۱ به ۱۶/۳۲ کیلومترمربع، در دشت استهبان از ۷/۹۳ به ۷/۳۲ کیلومترمربع، در دشت خانه‌کت از ۲۷/۱۰ به ۷/۴۶ کیلومترمربع، در دشت خیر از ۳۲/۶۱ به ۱۸/۸۷ کیلومترمربع، در دشت آباده طشک- جهان آباد از ۱۰۵/۱۰ به ۴۷/۸۹ کیلومترمربع و در دشت تنگ حنا- پیچکان از ۱۷/۲۴ به ۲/۸۴ کیلومترمربع رسیده است.

۴- نتیجه‌گیری

تغییرات مساحت دریاچه بختگان و طشک نشان می‌دهد که از سال ۱۳۸۴ به این سو دریاچه‌ها با افت شدید سطح آب و حتی خشکیدن کامل روبه‌رو شده‌اند. مهمترین دلیل این پدیده، کاهش آورد رود کر (به عنوان تنها رود تغذیه کننده دریاچه) می‌باشد. واکاوی خشکسالی در حوضه بختگان نشان می‌دهد که از سال ۱۳۸۶ به بعد، این حوضه با خشکسالی هواشناسی و هیدرولوژی روبه‌رو بوده است. در این زمان مقدار بارش حوضه کمتر از مقدار میانگین بوده و حتی در برخی سال‌ها به زیر ۱۵۰ میلیمتر در سال نیز رسیده است. از سوی دیگر، آبدهی رودخانه نیز دچار کاهش شدید شده بگونه‌ای که در ایستگاه حسن‌آباد (نزدیک‌ترین ایستگاه به دریاچه) رودخانه به‌طور کامل خشک شده است. کاهش آبدهی رودخانه نمی‌تواند به‌صورت کامل در اثر کاهش بارش باشد. از سال ۱۳۸۶ به بعد مقدار بارش حوضه در حدود ۴۷ درصد کم شده، اما آورد رودخانه دچار کاهش شدیدتری گردیده و حتی در برخی ایستگاه‌ها به صفر رسیده است. بدیهی است که در شرایط طبیعی و در صورت عدم برداشت از آب رودخانه، حتی در دوره خشک نیز نباید چنین کاهش چشمگیری در آورد آن مشاهده گردد.

برداشت آب رودخانه به منظور آبیاری زمین‌های کشاورزی سبب کاهش آورد آن می‌شود. روند افزایشی مساحت زمین‌های کشاورزی در حوضه آبریز بختگان از سال ۱۳۶۶ آغاز شده و تا سال ۱۳۷۷ ادامه داشته است. در ادامه و تا سال ۱۳۸۴ تغییر کمی در مساحت زمین‌های کشاورزی در همه دشت‌های حوضه مشاهده می‌شود. از سال ۱۳۸۴ به بعد، گسترش زمین‌های کشاورزی در بخش‌های مختلف حوضه رفتار متفاوتی دارد. در این زمان، روند گسترش زمین‌های کشاورزی در دشت‌های بالادست سد درودزن و سیوند، برقرار بوده (در دشت‌های بالادست سد درودزن این روند شدت بیشتری داشته) است. بیشتر افزایش زمین‌های کشاورزی در بالادست سد درودزن و در دشت‌های دزکرد- کامفیروز، بکان، خسروشیرین، آسپاس و نمدان رخ داده است. از سال ۱۳۷۷، در نواحی میانی و پایین‌دست حوضه آبریز، روند کاهشی مساحت زمین‌های کشاورزی در دشت‌های مرودشت- خرامه، بیضا- زرقان، ارسنجان، سرپنیران، سعادت آباد، آباده طشک- جهان آباد، تنگ حنا- پیچکان و خانه‌کت به خوبی مشاهده می‌گردد. تنها در دشت‌های سیدان- فاروق، داریان و استهبان مساحت زمین‌های کشاورزی در گذر زمان کم‌وبیش یکسان بوده که دلیل آن وابستگی کامل کشاورزی در این مناطق به منابع آب زیرزمینی است.

دشت‌های بالادست سد درودزن در محل سرشاخه‌های رود کر قرار دارند. افزایش سطح زیرکشت در این دشت‌ها افزایش برداشت از منابع آب رودخانه را به همراه داشته است. از سوی دیگر، نوع محصول کشت شده در این مناطق بیشتر برنج بوده، که از جمله گیاهان با مصرف زیاد آب است. شایان ذکر است که نوع کشاورزی در این مناطق به شکل غرقابی می‌باشد که این پدیده نیز باعث افزایش بیشتر مصرف آب در بالادست حوضه می‌شود. افزایش زمین‌های کشاورزی در دشت‌های بالادست حوضه، افزایش مصرف آب‌های سطحی و زیرزمینی و در نتیجه کاهش آورد رودخانه را به همراه داشته است. در دشت‌های پایین‌دست نیز به دلیل کاهش آب‌های سطحی، برداشت آب‌های زیرزمینی به‌شدت افزایش یافته که خود اثر منفی بر میزان آورد رودخانه دارد.

براساس نتایج این پژوهش می‌توان اینگونه بیان داشت که علاوه‌بر خشکسالی، گسترش زمین‌های کشاورزی در بالادست حوضه نیز از جمله عوامل مؤثر بر خشک شدن دریاچه‌های بختگان و طشک بوده است. با توجه به تأثیر زمین‌های کشاورزی بر خشک شدن این دریاچه‌ها، برنامه‌ریزی مناسب در جهت مدیریت منابع آب حوضه بختگان ضروری است. محدود کردن فعالیت‌های کشاورزی، جلوگیری از تغییر کاربری مراتع و جنگل‌ها به زمین کشاورزی، آگاهی‌رسانی عمومی نسبت به اهمیت دریاچه‌ها، و اجرای طرح‌ها و ایجاد شغل‌های جایگزین کشاورزی، ارائه الگوی کشت مناسب و جلوگیری از کشت گیاهان آب‌بر همچون برنج، تغییر نوع کشت به سمت محصولات با مصرف آب کم، استفاده از روش‌های نوین و علمی در کارهای کشاورزی، تغییر نوع آبیاری از غرقابی به سمت آبیاری بهینه (همچون آبیاری قطره‌ای)، مسدود نمودن چاه‌های غیرمجاز و مدیریت مصرف آب حوضه از طریق نصب کنتورهای هوشمند، از جمله کارهایی است که برای نجات دریاچه‌های بختگان و طشک پیشنهاد می‌گردد.

مراجع

[1] Liu, C., Xie, G., & Huang, H. (2006). “Shrinking and drying up of Baiyangdian Lake wetland: a natural or human cause?”, *Chinese Geographical Science*, *16*(4), 314-319.
[2] Alemayehu, T., Furi, W., & Legesse, D. (2007). “Impact of water overexploitation on highland lakes of eastern Ethiopia”, *Environmental geology*, *52*(1), 147-154.

[3] Khazaei, B., Khatami, S., Alemohammad, S. H., Rashidi, L., Wu, C., Madani, K., ... & Aghakouchak, A. (2019). "Climatic or regionally induced by humans? Tracing hydro-climatic and land-use changes to better understand the Lake Urmia tragedy", *Journal of Hydrology*, *569*, 203-217.
[4] Paudel, B., Zhang, Y., Li, S., & Wu, X. (2017). "Spatiotemporal reconstruction of agricultural land cover in Nepal from 1970 to 2010", *Regional Environmental Change*, *17*(8), 2349-2357.
[5] Salem, M., Tsurusaki, N., & Divigalpitiya, P. (2020). "Remote sensing-based detection of agricultural land losses around Greater Cairo since the Egyptian revolution of 2011", *Land Use Policy*, *97*, 104744.
[6] Hishe, H., Giday, K., Van Orshoven, J., Muys, B., Taheri, F., Azadi, H., ... & Witlox, F. (2021). "Analysis of land use land cover dynamics and driving factors in Desa'a forest in Northern Ethiopia", *Land Use Policy*, *101*, 105039.
[7] Lark, T. J., Mueller, R. M., Johnson, D. M., & Gibbs, H. K. (2017). "Measuring land-use and land-cover change using the US department of agriculture's cropland data layer: Cautions and recommendations", *International journal of applied earth observation and geoinformation*, *62*, 224-235.
[8] Aydin, F., Erlat, E., & Türkeş, M. (2020). "Impact of climate variability on the surface of Lake Tuz (Turkey), 1985–2016", *Regional Environmental Change*, *20*, 1-14.
[9] Davraz, A., Sener, E., & Sener, S. (2019). "Evaluation of climate and human effects on the hydrology and water quality of Burdur Lake, Turkey", *Journal of African Earth Sciences*, *158*, 103569.
[10] Wu, D., Chen, F., Li, K., Xie, Y., Zhang, J., & Zhou, A. (2016). "Effects of climate change and human activity on lake shrinkage in Gonghe Basin of northeastern Tibetan Plateau during the past 60 years", *Journal of Arid Land*, *8*(4), 479-491.
[11] Ghale, Y. A. G., Baykara, M., & Unal, A. (2019). "Investigating the interaction between agricultural lands and Urmia Lake ecosystem using remote sensing techniques and hydro-climatic data analysis", *Agricultural Water Management*, *221*, 566-579.
[12] Khazaei, B., Khatami, S., Alemohammad, S. H., Rashidi, L., Wu, C., Madani, K., ... & Aghakouchak, A. (2019). "Climatic or regionally induced by humans? Tracing hydro-climatic and land-use changes to better understand the Lake Urmia tragedy", *Journal of Hydrology*, *569*, 203-217.
[13] Shahsavar, Z., & Mousavi Nasab, Z. (2012). "Bakhtegan Fars dried lake and its environmental consequences, an indicator of the role of natural resources in the sustainable development of arid and semi-arid regions", *The first national conference on sustainable development in arid and semi-arid regions*, Abarkooh, Iran.
[14] Sajedipour, S., Zarei, H., & Oryan, S. (2017). "Estimation of environmental water requirements via an ecological approach: a case study of Bakhtegan Lake, Iran", *Ecological engineering*, *100*, 246-255.
[15] Bagheri, M. H., Bagheri, A., & Sohooli, G. A. (2016). "Analysis of changes in the Bakhtegan lake water body under the influence of natural and human factors", *Iran-Water Resources Research*, *12*(3), 1-11.
[16] Lorestani, M., Bankadari, H., & Azeri, A. (2017). "Investigation of the effect of climatic parameters on changes in the area of Bakhtegan and Tashk lakes using satellite images", *16th Iranian Hydraulic Conference*, Mohaghegh Ardabili University, Ardabil.
[17] Moradi E., & Valiolahi J. (2012). "Investigating the causes of drying of Bakhtegan wetland", *Third National Conference on Combating Desertification and Sustainable Development of Desert Wetlands*, Iran
[18] Gharechaei, H., Moghaddam Nia, A., Malekian, A., & Ahmadi, A. (2015). "Separation of the effects of climate variability and human activities on runoff of Bakhtegan Basin", *Iranian journal of Ecohydrology*, *2*(4), 445-454.
[19] Abbasi, H., Delavar, M., & Bigdeli, R. (2019). "Assessing the effects of climate change on the sustainability of water resources in catchments using water footprint indices", *Iranian Water Resources Research*, *15*(4), 259-272.
[20] Imani, S., Farokhnia, A., Morid, S., & Roozbahani, R. (2019). "Spatio-temporal Analysis of Temperature and Precipitation Trends in Tashk-Bakhtegan Watershed", *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, *52*(11), 17-17.
[21] Esfandiari, M., Hakimzadeh, M., & Jabali, A. (2015). "Preparation of vegetation map and monitoring of its changes using remote sensing techniques and GIS", *The First International Conference on Agricultural Sciences, Animal Natural Resources*, Rural Tourism Environment and Medicinal Plants of Islamic Countries.
[22] https://www.wrm.ir
[23] www.earthexplorer.usgs.org
[23] McFeeters, S. K. (1996). "The use of the Normalized Difference Water Index (NDWI) in the delineation of open water features", *International journal of remote sensing*, *17*(7), 1425-1432.
[24] Gandhi, G. M., Parthiban, S., Thummalu, N., & Christy, A. (2015). "Ndvi: Vegetation change detection using remote sensing and GIS–A case study of Vellore District", *Procedia Computer Science*, *57*, 1199-1210.
[25] Carlson, T. N., & Ripley, D. A. (1997). "On the relation between NDVI, fractional vegetation cover, and leaf area index", *Remote sensing of Environment*, *62*(3), 241-252.
[26] Julien, Y., Sobrino, J. A., & Verhoef, W. (2006). "Changes in land surface temperatures and NDVI values over Europe between 1982 and 1999", *Remote Sensing of Environment*, *103*(1), 43-55.

[27] Pravalie, R., Sîrodoev, I., & Peptenatu, D. (2014). “Detecting climate change effects on forest ecosystems in Southwestern Romania using Landsat TM NDVI data”, *Journal of Geographical Sciences*, *24*(5), 815-832.

بررسی اثر موقعیت ترک و مشخصات مقاومتی مصالح بر پایداری شیب‌های خاکی همگن

احمدرضا مظاهری*
دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آیت الله العظمی بروجردی.
پست الکترونیک:
A.Mazaheri@Abru.ac.ir

بابک طهماسبی راد
دانشجوی کارشناسی ارشد سازه‌های هیدرولیکی، دانشگاه آیت الله العظمی بروجردی.
پست الکترونیک:
babakkasit@yaho.com

مهدی کماسی
دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آیت الله العظمی بروجردی.
پست الکترونیک:
Komasi@Abru.ac.ir

مسعود نصیری
دانشجوی دکتری ژئوتکنیک، دانشگاه رازی کرمانشاه.
پست الکترونیک:
Nasiri.ma@razi.ac.ir

پیچیدگی شرایط و رفتار مصالح خاکی، وجود فرضیات متعدد در فرمول‌بندی تحلیل پایداری، مکانیسم لغزش، شکست شیب‌ها و ایجاد ترک در قسمت‌های مختلف شیب از جمله عوامل اصلیِ اثرگذار در پایداری شیب‌های خاکی است. در واقع، ترک‌ها یک رخداد شایع در شیب‌های خاکی بوده که نیازمند روشی هستند که شامل حضور ترک در ارزیابی پایداری براساس رویکرد سینماتیکی اجزای محدود و تفاضل محدود باشد. در حالی که بسیاری از ترک‌ها ممکن است در یک شیب وجود داشته باشند، به‌طور معمول مکانیسم شکست درگیر ترکی است که موقعیت آن دارای بیشترین اثر منفی بر پایداری است. در پژوهش حاضر، هندسه سطوح شکست بحرانی، از جمله نامطلوب‌ترین ترک‌ها، برای دامنه‌هایی با محدودیت‌های عرضی و شیبی مختلف مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفته است. براساس یافته‌های حاصل از مدل‌سازی‌های عددی می‌توان نتیجه‌گیری کرد ضریب اطمینان در برابر پایداری به دلیل وجود ترک کاهش می‌یابد. نتایج نشان داد که براساس روش تفاضل محدود، بحرانی‌ترین موقعیت ترک برای شیب‌های خاکی همگن در محل پنجه شیب خواهد بود، زیرا در این محدوده، تشکیل ترک باعث ایجاد کمترین ضریب اطمینان می‌گردد.

واژگان کلیدی: تحلیل پایداری، شیب خاکی، ترک، روش تفاضل محدود.

۱- مقدمه

مسأله پایداری شیب‌ها از مهمترین و اساسی‌ترین مسائل مهندسی ژئوتکنیک محسوب می‌شود. منظور از پایداری، یعنی ایستایی شیب با درجه اطمینان قابل قبول. ناپایداری شیب به‌معنی حرکت و جابه‌جایی آن است. پایداری و فرآیند پایدارسازی شیب‌ها از مهمترین و اساسی‌ترین مسائل در مهندسی ژئوتکنیک است. گسیختگی و شکست شیب‌ها در طول زمان موجب خسارت و صدمات مالی و جانی زیادی شده است [۱].

بروز ترک در پی و شیروانی بالادست و پایین‌دست سدهای خاکی یکی از عوامل مهمی است که موجب

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۲/۱۴، بازنگری ۱۴۰۰/۰۵/۱۳، پذیرش ۱۴۰۰/۰۵/۱۴.
شناسه دیجیتال (DOI): 10.22091/cer.2021.6917.1246

تخریب و شکست چنین سدهایی شده و در نتیجه خسارات مالی و جانی جبران‌ناپذیر در پایین‌دست سدها به دنبال خواهد داشت. لزوم بررسی پدیده ترک‌خوردگی که معمولاً به‌صورت لغزش بروز می‌کند و در صورت لغزش، تهدید جدی برای پایداری سد و حتی شکست سد را به دنبال دارد، موضوعی بسیار مهم است [۲]. ژانگ[1] و همکاران به بررسی اثرات ترک‌ها بر رفتار شیب‌های خاکی در شرایط بارندگی پرداختند. لغزش‌های عمیق در شیب‌ها اغلب ناشی از بارندگی به واسطه ترک‌های موجود از قبل و یا لایه‌های ضعیف هستند. مجموعه‌ای از آزمایش‌های مدل سانتریفیوژ تحت شرایط بارندگی در دامنه‌های مختلف با انواع ترک‌ها انجام شد [۳].

اگلی و فیلات‌پولات[2] به بررسی مکانیسم و مدل‌سازی پایداری شیب خاکی کم‌عمق در طی بارندگی با شدت بالا و زمان کوتاه پرداختند. نتایج نشان داد که تمام شیب‌های ۳۵ درجه، دچار گسیختگی موازی سطح شیب[3] شده‌اند. برای دیگر زوایای شیب‌ها (۲۵ و ۱۵ درجه)، هیچ خرابی مشاهده نگردید [۴]. سان[4] و همکاران به تجزیه‌وتحلیل پایداری شیب خاکی غیراشباع خاک در طی نفوذ باران با استفاده از مدل کوپل سه فاز مایع، گاز و جامد پرداختند. در این پژوهش از نرم افزار $FLAC^{3D}$ برای تجزیه و تحلیل مکانیکی استفاده شد. نتایج نشان داد که ابتدا ضریب اطمینان برای سطح لغزش داده شده کاهش یافته، سپس افزایش می‌یابد و مجددا کاهش خواهد یافت تا بارندگی متوقف شود. در نتیجه، ضریب اطمینان دچار افزایش ناگهانی خواهد شد. پس از آن، ضریب اطمینان به‌طور مداوم کاهش یافته و به کمترین مقدار خود می‌رسد و سپس به آرامی تا مقدار ثابتی افزایش می‌یابد [۵].

محققان به تجزیه‌وتحلیل و مقایسه شیب‌های خاکی همگن همراه با ترک پرداختند. در این بررسی، نتایج حاصل از بررسی تحلیل عددی ارائه شده توسط دانشمندان مختلف پرداخته شده است. در این پژوهش‌ها تأثیر ایجاد ترک بر میزان کار انجام گرفته در روش تحلیل عددی مورد بررسی قرار گرفته و نتایج آن به‌صورت نمودارهایی گزارش شده است [۶].

در پژوهش ژائو[5] و همکاران، به بررسی پایداری شیب‌های خاکی تحت تأثیر نیروی زلزله پرداخته شده است. در این تحقیق، با استفاده از روش تحلیل عددی تأثیر عمق و محل ترک در شیب‌های خاکی همگن مورد ارزیابی قرار گرفته است. آنها نشان دادند در شیب‌های خاکی همگن همراه با ترک با افزایش زاویه اصطکاک تأثیر نیروی زلزله بر پایداری شیروانی افزایش می‌یابد [۷].

پژوهشگران به بررسی تأثیر جهت ترک در شیب‌های خاکی پرداختند. در بررسی صورت گرفته، تأثیر لایه‌بندی خاک و جهت ترک ایجاد شده بر رفتار شیب خاکی مورد ارزیابی قرار گرفته است. همچنین آنها بیان نمودند که ترک ایجاد شده در وسط شیب در صورتی که عمیق باشد، می‌تواند در کاهش ضریب اطمینان تأثیرگذار باشد [۸].

لی و یانگ[6] به بررسی اثر آب را در پایداری و ضریب اطمینان شیب‌های خاکی ترک‌خورده مورد ارزیابی قرار دادند. آنها بر مبنای تحلیل حدی، مکانیسم گسیختگی جدیدی جهت بررسی ضریب اطمینان در شیب‌های خاکی ترک خورده و با حضور آب پیشنهاد نمودند [۹].

محققان به بررسی تأثیر ترک در شیب‌های خاکی در شرایط زهکشی نشده پرداختند. آنها رنج وسیعی از شیب‌های خاک ایجاد شده در خاک رس در شرایط زهکشی نشده (زاویه اصطکاک صفر) را مورد بررسی قرار

1- Zhang
2- Egeli and Firat Pulat
3- translational failure
4- Sun
5- Zhao
6- Li and Yang

دادند و بیان نمودند که ترک در شیب‌های تند، تأثیر بیشتری بر کاهش ضریب اطمینان دارد. علاوه بر آن، پژوهشگران دریافتند که در شیراونی‌های خاکی ملایم وجود ترک در وسط شیروانی، تأثیر محسوسی بر مقاومت شیب نخواهد داشت [۱۰].

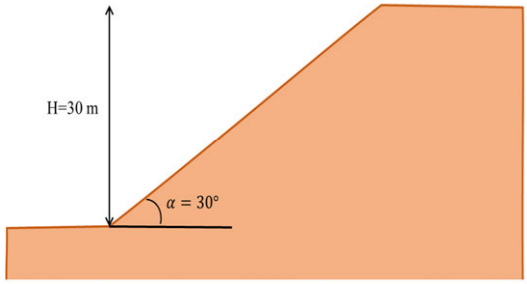
محققان با استفاده از تحلیل حددی به بررسی شیب‌های خاک همگن ترک خورده پرداخت. در این بررسی سه نوع مختلف از ترک و شیب با شرایط مختلف عمق مورد بررسی واقع گردید و در هر روش با استفاده و روابط تحلیلی، میزان کار انجام شده در روش تحلیل حدی محاسبه شد [۱۱]. پژوهشگران دیگری نیز ترک در شیب‌های خاکی را با استفاده از روش تحلیل حدی مورد ارزیابی قرار دادند. آنها ایجاد ترک در شیب‌های خاکی را در حالت‌های مختلفی مورد ارزیابی قرار دادند و با در نظر گرفتن یک بلوک لغزش، مکانیزم ایجاد ترک در شیب خاک با استفاده از روش تحلیل حدی را نشان دادند [۱۲]. به‌طور کلی، موضوع پایداری شیب‌های خاکی و نیز ترک ایجاد شده در شیب‌ها از جمله مسائل کاربردی بوده که در کانون توجه پژوهشگران قرار گرفته است [۱۳-۱۷].

در اکثر روش‌های ذکر شده که موضوع ترک را در شیب مورد بررسی قرار داده‌اند، از روش تحلیلی و با استفاده از روش تحلیل حدی به بررسی این موضوع پرداخته شده است. در این پژوهش، با استفاد از روش تحلیل عددی، پایداری شیب‌های خاکی و ایجاد ترک در آنها، مورد ارزیابی قرار گرفته است. روش انجام شده با استفاده از مدل‌سازی تفاضل محدود توسط نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ در بحث تأثیر محل و فاصله ترک بر پایدارای شیب‌های خاکی و مدل‌سازی ترک در نرم‌افزار مورد بررسی و مطالعه قرار گرفته است.

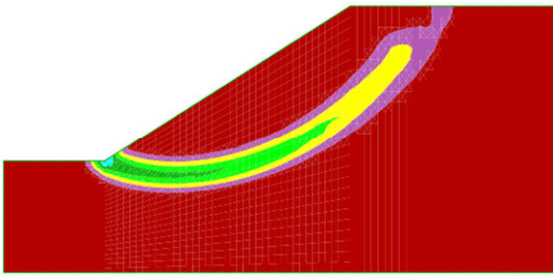
۲- تعریف مساله

۲-۱- شیب مورد بررسی

شیروانی مورد بررسی در این پژوهش، یک شیروانی با خاک همگن است که ارتفاع آن ۳۰ متر و زاویه آن ۳۰ درجه می‌باشد. مشخصات مصالح با تغییر زاویه اصطکاک و تغییر چسبندگی مصالح تغییر یافته است. شکل ۱- الف، هندسه شیروانی مورد نظر را نشان می‌دهد. در این پژوهش برای بررسی ترک در شیب‌های خاکی از نرم‌افزار تفاضل محدود $FLAC^{2D}$ استفاده شده است. در شکل ۱- ب، مدل نمونه‌ای از مدل‌سازی در نرم‌افزار تفاضل محدود دو بعدی FLAC برای چسبندگی ۲۰ کیلوپاسکال و زاویه اصطکاک ۳۰ درجه نشان داده شده است. در جدول ۱ نیز مشخصات مصالح برای هر دو نوع شیب ارائه شده است.



(الف)



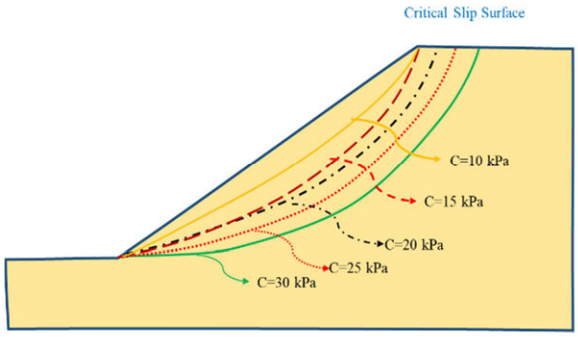
(ب)

شکل ۱- (الف) هندسه شیب مدل شده و (ب) شیب مدل شده در نرم افزار $FLAC^{2D}$

شیب‌ها با مشخصات بیان شده در جدول ۱ مورد بررسی قرار گرفته و ضرایب اطمینان اولیه آنها تعیین شده است. در شکل ۲ سطوح گسیختگی اولیه آنها مشخص گردیده است. همانطور که در این شکل مشاهده می‌شود، با افزایش میزان چسبندگی خاکریز، عمق سطح لغزش افزایش یافته است.

جدول ۱- مشخصات مصالح در تحلیل‌های عددی

شماره	ضریب اطمینان اولیه	وزن مخصوص (kg/m^3)	مدول یانگ (kPa)	نسبت پواسون	زاویه اصطکاک داخلی	چسبندگی (kPa)
۱	۱/۶۶	۱۹۰۰	۶۱۰۰۰	۰/۲۵	۲۸	۳۰
۲	۱/۴۶	۱۹۰۰	۶۱۰۰۰	۰/۲۵	۲۴	۳۰
۳	۱/۲۸	۱۹۰۰	۶۱۰۰۰	۰/۲۵	۲۰	۳۰
۴	۱/۳۹	۱۹۰۰	۶۱۰۰۰	۰/۲۵	۲۴	۲۵
۵	۱/۳۱	۱۹۰۰	۶۱۰۰۰	۰/۲۵	۲۴	۲۰
۶	۱/۲۱	۱۹۰۰	۶۱۰۰۰	۰/۲۵	۲۴	۱۵
۷	۱/۰۹	۱۹۰۰	۶۱۰۰۰	۰/۲۵	۲۴	۱۰



شکل ۲- سطوح گسیختگی در شرایط چسبندگی مختلف

این موضوع بیان می‌کند که با افزایش مقدار چسبندگی، گسیختگی محتمل چنین خاکریزی عمیق و عمیق‌تر خواهد شد، که نشان از افزایش پهنه ناحیه گسیخته شده و نیز تأثیر موقعیت ترک بر پایداری شیب دارد.

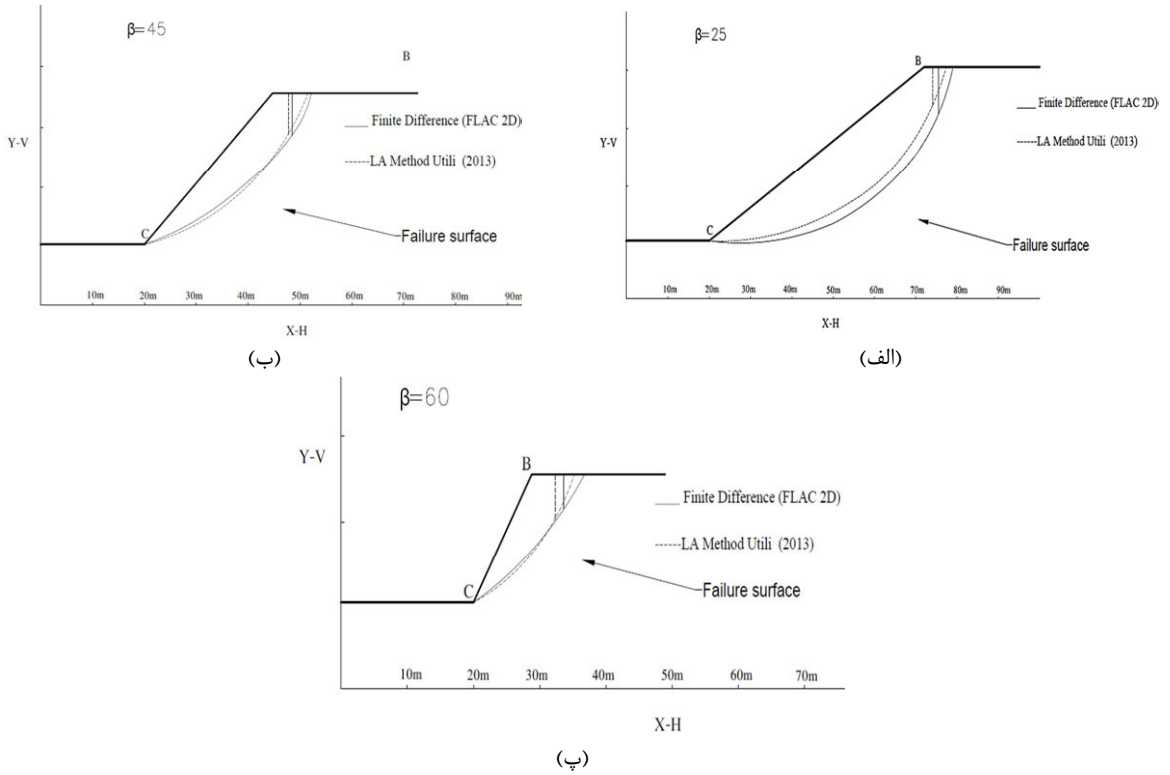
در شیب‌های خاکی، باز شدن ترک در خاک در بالای شیب قبل از فروپاشی شیب امری رایج است. بیشتر آنالیزهای معمولی، روند باز شدن ترک را شامل نمی‌شوند. در اکثر موارد، یک ترک از قبل موجود، در نظر گرفته شده و موضوع با استفاده از آنالیز روش‌های عددی مرسوم مورد بررسی قرار می‌گیرد [۱۸-۲۳]. در ادامه، موقعیت‌های مورد بررسی وضعیت ترک در شیب خاکی بیان می‌گردد.

۲-۲- صحت‌سنجی نرم‌افزار $FLAC^{2D}$

در این مرحله از پژوهش، اعتبارسنجی نتایج حاصل از روش تفاضل محدود که توسط نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ انجام شده است، مورد بررسی قرار خواهد گرفت. بدین ترتیب که نتایج حاصله با نتایج تحقیقات یوتلی[۷] مقایسه خواهد شد [۱۶]. در اینجا در هر دو مدل، یعنی هم تحلیل حدی یوتلی و هم مدل تفاضل محدود در این پژوهش با زاویه اصطکاک داخلی ۲۰ درجه و زوایای شیب ۲۵، ۴۵ و ۶۰ درجه تحلیل و مقایسه شده‌اند. در شکل ۳، هندسه سطوح لغزش بحرانی و ترک‌های بالقوه حاصل از هر دو مدل نشان داده شده است. همانطور که در شکل ۳ مشخص است، روش تفاضل محدود در شیب‌های با زاویه خوابیده، عمق سطح گسیختگی را مقداری بیشتر از روش یوتلی [۱۶] محاسبه می‌کند و این به احتمال زیاد مربوط به هندسه مش‌ها و روشی که نرم‌افزار برای سطح

[7]- Utili

گسیختگی شیب استفاده می‌کند، مربوط باشد. اما در دیگر زوایا، نتایج حاصله از روش تحلیل حدی و روش تفاضل محدود بسیار شبیه هم هستند و تقریبا همانند هم عمل می‌کنند.

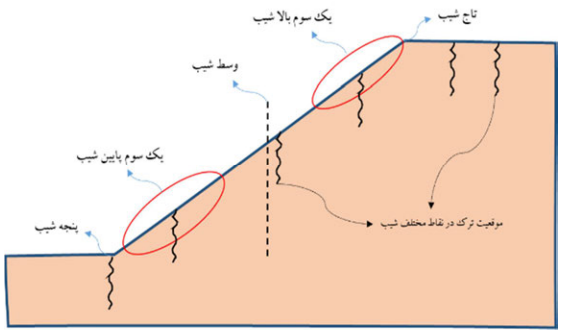


شکل ۳- سطوح لغزش و ترک‌های ایجاد شده در دو نرم‌افزار تفاضل محدود (این پژوهش) و تحلیل حدی (یوتلی [۱۶]) با زوایای (الف) ۲۵، (ب) ۴۵ و (پ) ۶۰ درجه

یک موضوع دیگری که در روش تفاضل محدود در شیب‌هایی با زوایای مختلف، مشاهده شد این است که در شیب‌های تند از میزان ناحیه سطح گسیختگی شیب کاسته می‌شود و عمق گوه گسیختگی نیز کمتر می‌شود. در روش تحلیل حدی که توسط یوتلی صورت گرفت، مشاهده شد که سطوح لغزش به‌دست آمده از شیب‌های کم‌عمق به‌دلیل بروز ترک‌های بسیار کوچک، مشابه هستند [۱۶].

۲-۳- بررسی موقعیت مختلف ترک در شیب

به منظور بررسی تأثیر ترک بر رفتار و ضریب اطمینان شیب خاکی، ترک‌هایی در سه قسمت تاج، دامنه و پاشنه شیب ایجاد شده و تأثیر هریک از این ترک‌ها بر ضریب اطمینان شیب، مورد ارزیابی قرار گرفته است. موقعیت‌های مختلف ترک‌ها در شیب‌های خاکی شکل ۴ نشان داده شده است. در تمام تحلیل‌های صورت گرفته، عمق ترک ۴ و عرض آن ۰/۵ متر در نظر گرفته شده است. به منظور مدل‌سازی ترک در نرم‌افزار پس از ساخت مدل، ترک مورد نظر با استفاده از المان Null در نرم‌افزار ایجاد شده است.

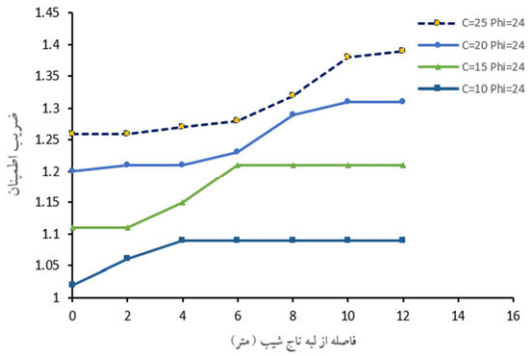


شکل ۴- موقعیت مختلف ترک‌ها در شیب خاکی

۳- بحث و بررسی نتایج

۱-۳- بررسی تأثیر ترک در تاج شیب

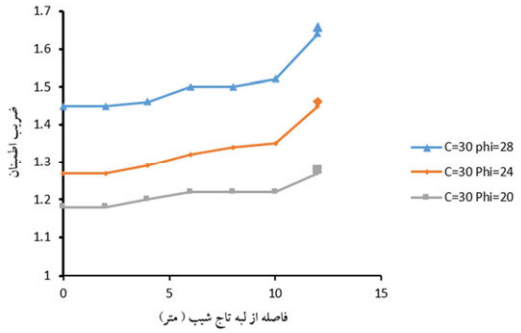
در این قسمت، تأثیر وجود ترک و تغییر فاصله ایجاد آن در تاج شیب مورد ارزیابی قرار گرفته است. همانطور که در جدول ۱ بیان گردید چسبندگی شیب از مقدار ۱۰ کیلوپاسکال تا ۳۰ کیلوپاسکال و زاویه اصطکاک از ۲۰ تا ۲۸ درجه تغییر یافته است. در شکل ۵، مقادیر ضریب اطمینان در شرایط چسبندگی مختلف با فاصله گرفتن ترک از تاج شیب نشان داده است. در این حالت، مقدار زاویه اصطکاک ثابت نگاه داشته شده و چسبندگی به عنوان متغیر در نظر گرفته شده است.



شکل ۵- اثر چسبندگی بر مقدار ضریب اطمینان (ترک در تاج)

بررسی نتایج شکل ۵ نشان می‌دهد زمانی که چسبندگی مصالح ۱۰ کیلوپاسکال و به عبارتی، گوه گسیختگی کوچک و کم‌عمق است، فاصله بیشتر از ۴ متری ترک از لبه شیب، تأثیری بر تغییر ضریب اطمینان نخواهد داشت. این در حالی است که زمانی که چسبندگی حدود ۲۵ کیلوپاسکال است ترک ایجاد شده در فاصله ۸ متری نیز بر ضریب اطمینان شیب تأثیرگذار است و مقدار آن را کاهش می‌دهد.

در گام بعدی، با ثابت نگاه داشتن مقدار چسبندگی، مقدار زاویه اصطکاک به عنوان متغیر در نظر گرفته شده است، تا بتوان مقادیر ضریب اطمینان را به‌دست آورد. شکل ۶، مقادیر ضریب اطمینان در شرایط زاویه اصطکاک مختلف با فاصله گرفتن ترک از تاج شیب را نشان داده است. نتایج نشان می‌دهد زمانی که چسبندگی مصالح بیشتر از ۲۵ کیلوپاسکال است و گوه گسیختگی نسبتا عمیق است، ایجاد ترک تا فاصله ۱۰ متری از لبه شیب نیز می‌تواند بر کاهش ضریب اطمینان تأثیرگذار باشد ولی با افزایش فاصله ترک بیش از ۱۰ متر، همانطور که در شکل مشخص است، ضریب اطمینان به مقدار ضریب اطمینان شیب در حالت بدون ترک نزدیک شده است.

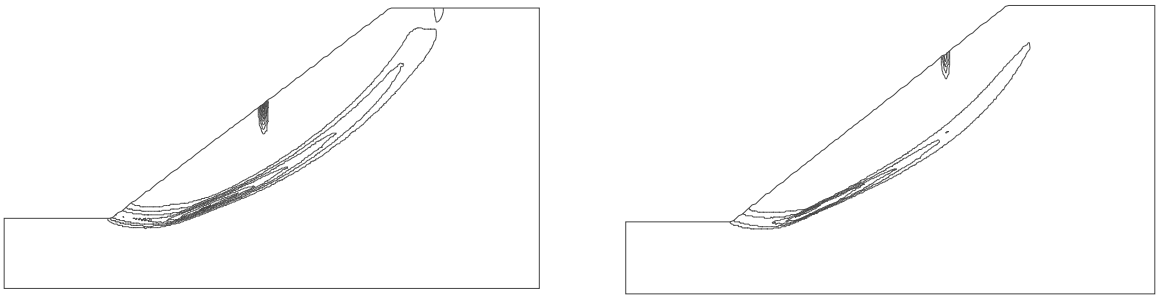


شکل ۶- اثر زاویه اصطکاک بر مقدار ضریب اطمینان (ترک در تاج)

این بدان معنی است که ایجاد ترک در فاصله بیشتر از ۱۰ متری در تاج، تأثیری بر ضریب اطمینان شیب نخواهد داشت. علاوه‌بر آن، همانطور که مشخص است ایجاد ترک باعث کاهش ضریب اطمینان در شیب می‌شود که این کاهش در شیب‌های با زاویه اصطکاک‌های مختلف روند یکسانی را دارد و هنگامی که ترک در تاج شیب و تا فاصله ۱۰ متری از لبه تاج رخ می‌دهد ضریب اطمینان حدود ۸۰ درصد ضریب اطمینان حالت بدون ترک می‌باشد. این روند یکسان در رفتار شیب‌های با ضریب زاویه اصطکاک‌های مختلف را می‌توان به دلیل عدم تأثیر تغییرات زاویه اصطکاک بر عمق گوه گسیختگی دانست.

۳-۲- بررسی تأثیر ترک در دامنه شیب

در این مرحله، وضعیت شیب زمانی که ترک در قسمت‌های مختلف دامنه شیب ایجاد می‌گردد مورد بررسی قرار گرفته است. شکل ۷ کانتور گسیختگی شیب زمانی که ترک در دامنه شیب ایجاد شده است را نشان می‌دهد. نتایج این بررسی در شکل ۸، مقادیر ضریب اطمینان شیب با توجه به تغییرات بازه چسبندگی را مشخص می‌کند. نتایج نشان می‌دهد که وجود ترک در یک سوم بالای شیب، بیشترین تأثیر را بر کاهش ضریب اطمینان دارد.



(الف) (ب)

شکل -۷ کانتور گسیختگی با ترک در (الف) یک سوم بالای شیب و (ب) وسط شیب

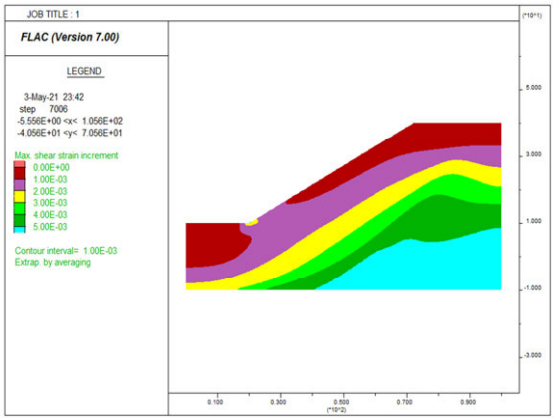
علاوه‌بر آن نکته قابل بحثی که از شکل ۸ قابل استخراج بوده این است که زمانی که چسبندگی ۲۵ کیلوپاسکال است، ایجاد ترک در وسط شیب، تأثیری بر کاهش ضریب اطمینان ندارد ولی زمانی که چسبندگی شیب به ۱۰ کیلوپاسکال کاهش می‌یابد ایجاد ترک در وسط شیب نیز سبب کاهش ضریب اطمینان می‌گردد.

شکل ۸- اثر ترک در موقعیت‌های مختلف دامنه شیب

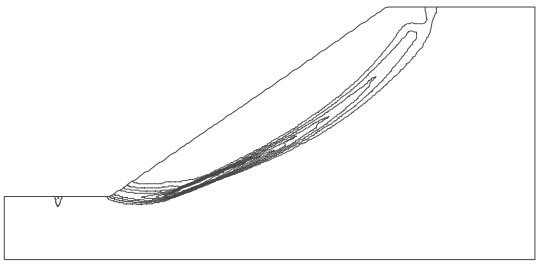
۳-۳- بررسی تأثیر ترک در پنجه شیب

در این قسمت به بررسی تأثیر ایجاد ترک در پنجه شیب پرداخته می‌شود. در شکل‌های ۹ و ۱۰، کانتورهای ایجاد شده در مدل‌سازی هنگامی که ترک در پاشنه ایجاد شده است نشان داده شده است و در شکل ۱۱ مقادیر ضریب اطمینان را در شرایط چسبندگی و زاویه اصطکاک مختلف با فاصله گرفتن ترک از پنجه شیب مشاهده می‌شود. نتایج نشان می‌دهد که با افزایش مقدار چسبندگی و زاویه اصطکاک، ضریب اطمینان افزایش می‌یابد. هرچند نکته‌ای که باید بدان توجه شود، این است که برخلاف وضعیت ترک در تاج شیب، در شرایط ترک در پنجه شیب، اختلاف ضرایب اطمینان در شرایط متفاوت قابل‌توجه نیست، یعنی وضعیت ترک در تاج شیب، بحرانی‌تر بوده و منجر به ناپایداری بیشتری خواهد شد.

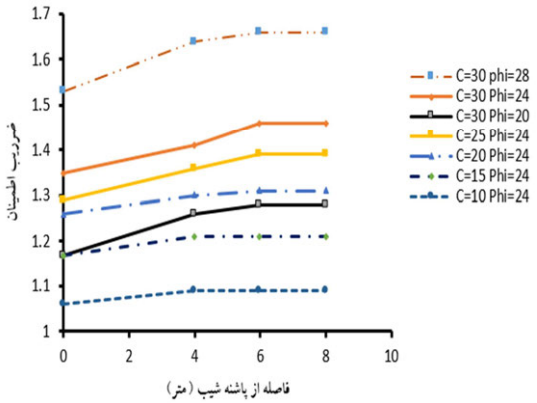
همانطور که در شکل ۹ مشخص است ایجاد ترک در پاشنه شیب و بدون فاصله گرفتن از پاشنه بر کاهش ضریب اطمینان مؤثر است ولی با فاصله گرفتن ترک از پاشنه شیب، ضریب اطمینان به مقادیر اولیه و حالت بدون ترک نزدیک می‌گردد.



شکل ۹- کرنش‌های برشی در شیب با ترک در پنجه برای مدل شماره ۵



شکل ۱۰- ترک ایجاد شده در فاصله ۸ متری از پنجه شیب برای مدل شماره ۴



شکل ۱۱- اثر چسبندگی و زاویه اصطکاک بر مقدار ضریب اطمینان (ترک در پنجه)

به عنوان نمونه در شیب با چسبندگی ۳۰ کیلوپاسکال و زاویه اصطکاک ۲۰ درجه، هنگامی که ترک در پاشنه شیب ایجاد می‌گردد ضریب اطمینان شیب برابر ۱/۱۷ می شود ولی زمانی که ترک در فاصله چهار متری از پاشنه ایجاد می‌گردد ضریب اطمینان به ضریب اطمینان حالت بدون ترک ۱/۲۸ نزدیک می‌شود.

۴- نتیجه‌گیری

در این پژوهش به بررسی تأثیر ترک بر ضریب اطمینان در شیب‌های خاکی پرداخته شده است. برای این منظور، شیب‌های با ویژگی‌های متفاوت از نظر زاویه اصطکاک و چسبندگی مورد بررسی قرار گرفته و محل ترک نیز در تاج، دامنه و پنجه شیب تغییر نموده و تأثیرات آن مورد ارزیابی واقع شده است. تعدادی از نتایج به‌دست آمده به شرح ذیل می‌باشد:

۱- با تغییر زاویه چسبندگی گوه گسیختگی عمیق‌تر می‌شود. بنابراین ایجاد ترک در تاج شیب و تغییرات محل آن در شیب‌های با چسبندگی‌های مختلف متفاوت خواهد بود.

۲- ایجاد ترک در دامنه شیب با تغییر مشخصات مصالح، رفتار متفاوتی ایجاد می‌کند. ایجاد ترک در یک سوم بالایی دامنه شیب باعث کاهش ضریب اطمینان در تمامی مشخصات مصالح می‌گردد ولی ایجاد ترک در وسط دامنه شیب فقط در شیب‌های با چسبندگی کمتر از ۱۵ کیلوپاسکال سبب کاهش ۱۵ درصدی در ضریب اطمینان می‌شود.

۳- ایجاد ترک در پاشنه شیب فقط زمانی که ترک در پاشنه و یا فواصل نزدیک به آن ایجاد می‌گردد بر کاهش ضریب اطمینان موثر خواهد بود و با ایجاد فاصله ۶ متری ترک از پاشنه هیچ‌گونه تأثیری بر ضریب اطمینان ایجاد نخواهد شد.

۴- نتایج اعتبارسنجی این پژوهش نشان داد که روش تفاضل محدود به کمک نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ اندکی گوه گسیختگی را در مقایسه با نتایج تحلیل حدی یوتلی عمیق‌تر نشان می‌دهد. این موضوع ممکن است مربوط به نحوه مش‌بندی مدل و یا اندازه آن‌ها باشد. اما به‌صورت کلی، این نرم‌افزار بسیار کارآمد و دارای دقت زیادی در حل اینگونه مسائل خواهد بود.

مراجع

[1] Hajiazizi, M., Mazaheri, A., & Orense, R. P. (2018). “Analytical approach to evaluate stability of pile-stabilized slope”, *Scientia Iranica*, *25*(5), 2525-2536.
[2] Li, Y. X., & Yang, X. L. (2016). “Stability analysis of crack slope considering nonlinearity and water pressure”, *KSCE Journal of Civil Engineering*, *20*(6), 2289-2296.
[3] Zhang, G., Wang, R., Qian, J., Zhang, J., & Qian, J. (2012). “Effect study of cracks on behavior of soil slope under rainfall conditions”, *Soils and Foundations*, *52*(4), 634-643.
[4] Egeli, I., & Firat Pulat, H. (2011). “Mechanism and modelling of shallow soil stability during high intensity and short duration rainfall.” *Scientia Iranica*, *18*(6), 1179-1187.
[5] Sun, D., Li, X., Feng, P. & Zang, Y. (2016). “Stability analysis of unsaturated soil slope during rainfall infiltration using coupled liquid-gas-solid three phase model”, *Water science and Engineering*, *9*(3), 183-194.
[6] Gao, Y., Song, W., Zhang, F., & Qin, H. (2015). “Limit analysis of slopes with cracks: Comparisons of results”, *Engineering Geology*, *188*(7), 97-100.

[7] Zhao, L., Cheng, X., Zhang, Y., Li, L., & Li, D. (2016). “Stability analysis of seismic slopes with cracks”, *Computers and Geotechnics*, *77*, 77-90.
[8] Mukhlisin, M., & Khiyon, K. N. (2018). “The effects of cracking on slope stability”, *Journal of the Geological Society of India*, *91*(6), 704-710.
[9] Li, Y. X., & Yang, X. L. (2016). “Stability analysis of crack slope considering nonlinearity and water pressure”, *KSCE Journal of Civil Engineering*, *20*(6), 2289-2296.
[10] Li, B., Zhang, F., & Wang, D. (2018). “Impact of crack on stability of slope with linearly increasing undrained strength”, *Mathematical Problems in Engineering*, *2018*.
[11] Utili, S. (2013). “Investigation by limit analysis on the stability of slopes with cracks”, *Geotechnique*, *63*(2), 140-154.
[12] Michalowski, R. L. (2012). “Cracks in slopes: limit analysis approach to stability assessment”, In *GeoCongress 2012: State of the Art and Practice in Geotechnical Engineering*, 442-450.
[13] Kakuturu, S., & Reddi, L. N. (2006). “Evaluation of the parameters influencing self-healing in earth dams”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *132*(7), 879-889.
[14] Hajiazizi, M., Nasiri, M., & Mazaheri, A. R. (2018). “The effect of fixed-tip piles on stabilization of earth slopes”, *Scientia Iranica*, *25*(5), 2550-2560.
[15] Löfroth, H., O'Regan, M., Snowball, I., Holmén, M., Kopf, A., Göransson, G., ... & Frogner-Kockum, P. (2021). “Challenges in slope stability assessment of contaminated fibrous sediments along the northern Baltic coast of Sweden”, *Engineering Geology*, *289*, 106190.
[16] Sengani, F., Muavhi, N., & Mulenga, F. (2021). “Advanced analysis of road-slope stability in a brittle and faulted rockmass terrain by several techniques”, *Transportation Geotechnics*, *28*, 100545.
[17] Cai, J. S., Yeh, T. C. J., Yan, E. C., Tang, R. X., & Hao, Y. H. (2021). “Design of borehole deployments for slope stability analysis based on a probabilistic approach”, *Computers and Geotechnics*, *133*, 103909.
[18] Spencer, E. (1967). “A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces”, *Géotechnique*, *17*(1), 11-26.
[19] Spencer, E. (1968). “Effect of tension on stability of embankments”, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, *94*(5), 1159-1173.
[20] Robertson, A. M. (1971). “Accounting for Cracks in Slope Stability Analysis”, *nature*, *1*, 4.
[21] Cousins, B.F. (1980). “Stability charts for simple earth slopes allowing for tension cracks”, *In Proceedings of the Third Australia–New Zealand Conference on Geomechanics, Wellington*, *2*, 101-105
[22] Baker, R., & Leshchinsky, D. (2003). “Spatial distribution of safety factors: cohesive vertical cut”, *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, *27*, 1057-1078.
[23] Chowdhury, R. N., & Zhang, S. (1991, December). “Tension cracks and slope failure”, In *Proc. International Conference*, 27-32.

مقایسه رفتار آرماتورهای FRP با فولادی در ستون‌های بتن مسلح تحت بارگذاری انفجار

رضا حیدری مال امیری
گروه مهندسی عمران واحد شهرکرد، دانشگاه آزاد اسلامی، شهرکرد، ایران.
پست الکترونیک:
Rezaheydari991@yahoo.com

داود توکلی*
گروه مهندسی عمران واحد شهرکرد، دانشگاه آزاد اسلامی، شهرکرد، ایران.
پست الکترونیک:
d.tavakoli@sru.ac.ir

در این مقاله، هدف تحلیل دینامیکی ستون‌های مربعی با استفاده از انواع میلگردهای پلیمری FRP (CFRP-AFRP-GFRP) و مقایسه آن‌ها با میلگرد فولادی تحت بار انفجار است. برای این منظور، ابتدا جهت ارزیابی اثر آرماتورهای پلیمری، ستون با بعد ۲۵ سانتی‌متر و آرماتورهای ۱۲ میلی‌متر، تحت سه نوع بارگذاری انفجار در قسمت‌های نزدیک پایه، میان و کل ستون قرار می‌گیرد. سپس جهت ارزیابی اثر سایز آرماتور، آرماتور با سایز ۱۸ میلی‌متر جایگزین آرماتورهای ۱۲ میلی‌متری شده و اثر بار انفجار بر کل ستون مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. در گام بعد، جهت ارزیابی تأثیرگذاری ابعاد ستون، بارگذاری انفجار در کل ستون با بعد ۳۵ مورد بررسی قرار خواهد گرفت. نهایتاً ۲۰ مدل آماده شده و توسط روش اجزای محدود مورد بررسی قرار گرفته و نتایج مربوط به جابه‌جایی، تنش و انرژی مستهلک‌شده محاسبه می‌گردد. نتایج نشان داده است که آرماتورهای FRP مقاومت بیشتری نسبت به آرماتورهای فولادی در برابر بارگذاری انفجار دارند و آرماتور پلیمری CFRP نسبت به مابقی آرماتورهای موجود، عملکرد بهتری از خود نشان داده است. به‌طور کلی، می‌توان گفت استفاده از آرماتورهای پلیمری می‌تواند اقدامی در جهت مقاوم‌سازی سازه‌ها در برابر انفجار باشد.

واژگان کلیدی: ستون بتنی، انفجار، میلگرد، CFRP، AFRP، GFRP.

۱- مقدمه

در سال‌های اخیر، انفجارهای متعددی در گوشه کنار دنیا به علت حوادث ناشی از فعالیت‌های تروریستی و نظامی رخ داده است. برای محافظت سازه‌ها و نجات زندگی انسان‌ها در مقابل حوادث انفجار، درک صحیح از نحوه رفتار و اثر موج‌های انفجاری بر روی سازه‌ها، ضروری است. در یک انفجار، بار انفجار به صورت یک بار آنی و در بازه زمانی خیلی کوتاه به همراه فشار و حرارت زیاد بر سازه اعمال می‌شود. تحقیقات در خصوص اثر انفجار بر سازه‌ها در اواخر دهه ۸۰ میلادی آغاز گردید و بعد از وقوع ۱۱ سپتامبر ۲۰۰۱، این موضوع در مرکز توجه محققین قرار گرفت؛ از آن زمان تحقیقات آزمایشگاهی و عددی قابل‌توجهی در خصوص انفجار بر سازه‌ها انجام گرفته است [۱].

موج انفجار از آزاد شدن بسیار سریع انرژی به‌صورت نور، گرما و صدا ایجاد شده و یک موج ضربه‌ای است. موج ضربه‌ای متشکل از هوای بسیار فشرده‌ای است که موج را به‌صورت شعاعی و با سرعت فراصوتی، از سطح ماده منفجره به سمت محیط اطرافش منتشر می‌کند. براساس FEMA 427، قاب ساختمان آخرین قسمتی است که در مقابل انفجار عکس‌العمل نشان می‌دهد [۲].

به‌طور کلی، در بررسی اثر انفجار بر سازه عوامل زیر در اولویت توجه قرار دارند: موقعیت محل انفجار نسبت به

---

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۴/۰۱، بازنگری ۱۴۰۰/۰۵/۱۳، پذیرش ۱۴۰۰/۰۵/۱۴.
شناسه دیجیتال (DOI): 10.22091/cer.2021.7062.1260

سازه، هندسه و نحوه سیستم سازه، خواص مواد منفجره مانند جنس، وزن، مقدار انرژی آزاد شده، مقدار تشدید موج در اثر تداخل با زمین و حفاظ [۲ و ۳].

روابط زیادی در مطالعات جهت بررسی انفجار ارائه شده‌اند. رابطه هاپکینسون- کرانز که عموما به رابطه ریشه سوم نیز مشهور است، در بررسی پدیده انفجار کاربرد بسیار زیادی دارد [۴]. روابط دیگر در این زمینه همچون رابطه مشهوری که توسط نیومارک و هنسن[1] در سال ۱۹۶۱ معرفی گردید؛ رابطه‌ای توسط لم[2] و همکاران به‌صورت رابطه لگاریتمی ارائه شد و رابطه‌ای که توسط ایزدی‌فر و همکاران به‌صورت رابطه لگاریتمی ارائه گردید، استفاده می‌شوند [۵-۷]. همچنین تاریخچه زمانی فشار ناشی از انفجار، غالباً توسط رابطه فریدلندر[3] بررسی می‌گردد [۸].

اهمیت بررسی اثرات انفجار بر روی سازه‌ها سبب شده تا دستورالعمل‌هایی در زمینه طراحی ساختمان‌ها و فضاهای شهری در برابر انفجار تدوین گردد. دستورالعمل TM5-855-1 که در سال ۱۹۸۶ توسط دپارتمان نیروی زمینی ارتش آمریکا برای سازه‌های مقاوم در برابر انفجار تهیه شد را می‌توان به‌عنوان یکی از اولین دستورالعمل‌هایی دانست که از اوایل دهه ۵۰ به بعد ارائه گردیده است [۱]. پس از آن دستورالعمل TR 87-57 در سال ۱۹۸۹ توسط بخش مهندسی نیروی هوایی آمریکا به منظور تحلیل و طراحی سازه‌های مقاوم در برابر انفجارهای غیراتمی ارائه شد. در سال ۱۹۵۹ ارتش آمریکا نشریه‌ای تحت عنوان سازه‌های مقاوم در برابر اثرات انفجارهای تصادفی منتشر کرد. در سال ۱۹۹۰ نیز دستورالعمل TM 5-1300 توسط دپارتمان نیروی زمینی، نیروی دریایی و نیروی هوایی ارتش آمریکا ارائه شد که به‌صورت گسترده جهت طراحی سازه‌ها در برابر انفجار مورد استفاده قرار گرفت [۲]. در ادامه، دستورالعمل‌های دیگری همچون DOE/TIC 11268 توسط کارگروه انرژی آمریکا در سال ۱۹۹۲ و دستورالعمل‌های ASCE 1995، DAHSCWE 1995، FEMA 426، FEMA 427 و FEMA 428 تهیه شده‌اند. نهایتاً دستورالعمل UFC 3-340-02 در سال ۲۰۰۸ ارائه گردید [۱].

از سوی دیگر در این سال‌ها روش‌های مختلفی برای مقاوم‌سازی سازه‌ها ارائه شده است. یکی از روش‌هایی که برای مقاوم‌سازی ستون‌ها استفاده می‌شود، استفاده از میلگردهای FRP است. استحکام کششی FRP به میزان قابل‌توجهی بیشتر از فولاد است، در صورتی‌که وزن آن تنها یک‌چهارم فولاد است. همچنین کامپوزیت FRP نسبت به میلگردهای فولادی در برابر یون کلرید و حمله شیمیایی بسیار مقاوم هستند [۹]. استفاده از این مواد بیشتر به‌صورت ورق و جهت مقاوم‌سازی سازه‌های موجود بوده است. جهت طراحی سازه‌ها با این کامپوزیت‌ها تاکنون چندین آیین‌نامه طراحی ارائه گردیده است [۱۰-۱۲].

در زمینه استفاده کامپوزیت‌های FRP در سازه مطالعات زیادی انجام شده است. در سال ۲۰۱۶ محققین در مطالعه آزمایشگاهی خود به بررسی تأثیر جایگزینی میلگردهای GFRP[4] به‌جای میلگردهای فولادی پرداختند. نتایج این تحقیق نشان داد استفاده از میلگردهای GFRP به‌جای میلگردهای فولادی می‌تواند روش مؤثری برای بهسازی تیرهای بتنی آسیب‌دیده باشد [۱۳].

محققین در سال ۲۰۱۷ در تحقیق آزمایشگاهی خود، به ارزیابی عملکرد ستون‌های بتنی با مقاومت بالا مسلح شده با استفاده از میلگردها و دورپیچ‌های GFRP پرداختند. نتایج این تحقیق نشان داد استفاده از میلگردها و دورپیچ‌های GFRP می‌تواند روش مناسبی برای تحمل بار محوری متمرکز در ستون‌ها باشد. براساس نتایج این تحقیق با استفاده از میلگردها و دورپیچ‌های GFRP،

[1]- Newmark and Hansen
[2]- Lam
[3]- Friedlander
[4]- Glass- Fiber Reinforced Polymers Rebars

ظرفیت بار محوری ستون حدود ۱۰ تا ۱۲ درصد کاهش و شکل‌پذیری ستون حدود ۳۰ درصد نسبت به ستون‌های تقویت شده با میلگردها و دورپیچ‌های فولادی افزایش می‌یابد [۱۴].

محققین در سال ۲۰۱۵، آسیب وارده به ستون‌های بتن مسلح در اثر انفجار را با استفاده از شبیه‌سازی اجزای محدود مورد بررسی قرار دادند. ستون‌ها یکی از مهم‌ترین المان‌های سازه‌ای در قاب‌های بتن مسلح بوده و ستون‌های کناری سازه‌ها نیز در معرض بیشترین خطر آسیب از حملات تروریستی هستند. چندین پارامتر مؤثر بر رفتار تحت بار انفجار در تحقیق لحاظ گردیده است [۱۵].

در سال ۱۹۹۷ محققین، به بررسی نمودار فشار-ضربه و پیش‌بینی میزان خسارت ستون‌های بتن‌آرمه تحت بارگذاری انفجار پرداخته و روش پیشنهادی خود را برای پیش‌بینی میزان خسارت ارائه نمودند [۱۶].

در مطالعه تجربی دیگر، ستون‌های تقویت شده توسط ورق‌های FRP بررسی و اثر روش مقاوم‌سازی ستون‌های بتن مسلح توسط این ورق‌ها بررسی شد [۱۷].

مکانیسم تقویت برشی دال بتنی یک‌طرفه با استفاده از میلگردهای FRP در سال ۲۰۱۶ مورد بررسی قرار گرفت. نتایج این تحقیق مؤثر بودن استفاده از میلگردهای FRP بر تقویت برشی دال بتنی یک طرفه را تائید نمود. نتایج نشان داد که استفاده از ورق با الیاف کربنی (CFRP[5]) می‌تواند باعث جابه‌جایی مفصل پلاستیک از بر ستون شود [۱۸].

محققین در سال ۲۰۱۹، پاسخ‌های دینامیکی بتنی اعضای با میلگردهای FRP تقویت شده تحت انفجار را با روش اجزای محدود مورد بررسی قرار دادند. نتایج به‌دست آمده مزایا الیاف بازالت را نشان داد [۱۹].

کارایی استفاده از CFRP به‌عنوان یک روش تقویت کننده برای تیرهای بتن‌آرمه تحت بارگذاری انفجار نیز در سال ۲۰۱۹ انجام شده است، که براساس نتایج به‌دست آمده با استفاده از تحلیل عددی، پلیمرهای CFRP می‌تواند جایگزین مناسبی برای تیرهای بتن‌آرمه در برابر انفجار باشد [۲۰].

اکثر مطالعات انجام شده در این زمینه، معطوف به ورق‌های FRP بوده است و تاکنون تحقیق جامعی بر روی عملکرد انواع میلگردهای FRP و همچنین اثر سایز میلگرد بر عملکرد ستون تحت بار انفجار انجام نشده است. از این‌رو، در این مطالعه به بررسی عملکرد این آرماتورها با جنس‌های مختلف CFRP، AFRP[6] و GFRP و مقایسه با آرماتور فولادی پرداخته شده است تا دید جامعی در مورد عملکرد این آرماتورها در برابر انفجار به‌دست آید.

۲- فرضیات مدل‌سازی

۲-۱- صحت‌سنجی

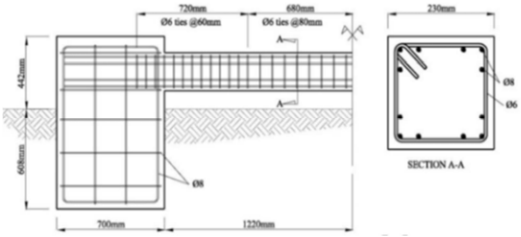
در این مقاله، به‌منظور صحت‌سنجی نتایج مدل‌سازی اجزای محدود، یک مدل آزمایشگاهی ستون بتنی مربعی شکل انتخاب و توسط نرم‌افزار آباکوس مدل گردید [۲۱]. مشخصات هندسی و آرایش آرماتورهای نمونه آزمایشگاهی در شکل ۱-الف نشان داده شده است. مقطع عرضی عضو بتنی مربعی با بعد ۲۳۰ و طول ۲۴۴۰ میلی‌متر است. مطابق با شکل ۱-ب، ۸ کیلوگرم معادل TNT در فاصله ۳۲۰ میلی‌متری از انتهای پایه و به ارتفاع ۶۰۰ میلی‌متری عضو کار گذاشته شده است.

مشخصات مصالح مورد استفاده در جدول ۱ ارائه شده است. شرایط مرزی به این صورت تعریف شد که هر دو پایه با تکیه‌گاه گیردار مقید شده و بار انفجار بر ستون در نزدیکی پایه سمت چپ اعمال می‌شود. شکل ۲، برای نمایش تطابق توزیع خسارت کششی و شکست رخ داده

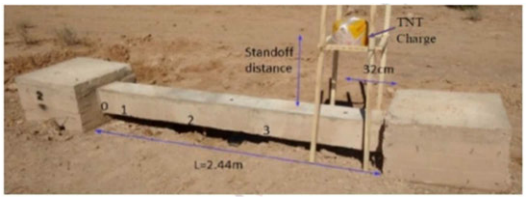
[5]- Carbon-Fiber Reinforced Polymers Rebars

[6]- Aramid- Fiber Reinforced Polymers Rebars

در نمونه آزمایشگاهی و مدل اجزای محدود استخراج گردیده است. مقایسه حداکثر تغییرشکل‌های رخ داده در نمونه آزمایشگاهی و مدل اجزای محدود در جدول ۲ ارائه شده است. درصد اختلاف مدل اجزای محدود با نمونه آزمایشگاهی ۲/۵ درصد است.



(الف)



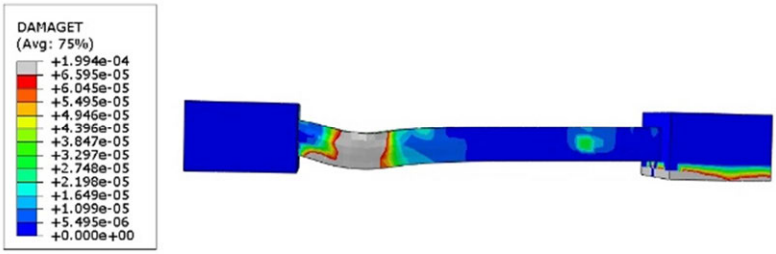
(ب)

شکل ۱- (الف) شکل کلی و مشخصات نمونه آزمایشگاهی و (ب) شرایط مرزی و بارگذاری اعمالی بر عضو بتنی [۲۱ و ۲۲]

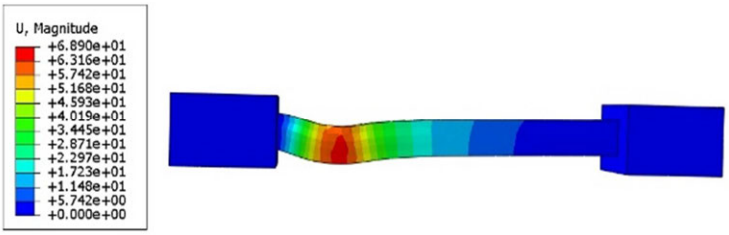
جدول ۱- مشخصات مکانیکی مصالح [۲۱]

	جرم مخصوص (kg/m^3)	مدول الاستیسیته (GPa)	ضریب پواسون	مقاومت فشاری بتن (MPa)	تنش تسلیم (MPa)
بتن	۲۴۰۰	۲۶/۴۱	۰/۲	۳۰	-
مدل الاستوپلاستیک برای فولاد	-	۲۰۵	۰/۳	-	۴۲۰

(الف) خسارت رخ داده شده ستون در نمونه آزمایشگاهی [۲۱]



(ب) خسارت رخ داده شده بتن در نرم‌افزار آباکوس



(پ) تغییرشکل داده شده ستون در نرم‌افزار آباکوس

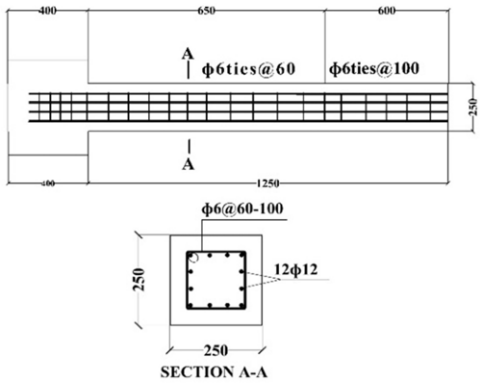
شکل ۲- تطابق نتایج مربوط به توزیع خسارت کششی و شکست رخ داده در نمونه آزمایشگاهی و مدل اجزای محدود

جدول ۲- مقایسه حداکثر تغییرشکل‌های رخ داده در اعضای مدل

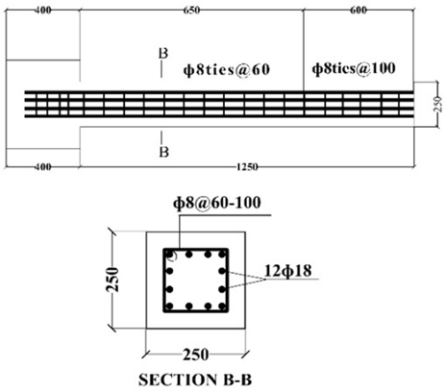
نمونه آزمایشگاهی (mm)	مدل اجزای محدود (mm)	درصد اختلاف (٪)
۶۷/۲	۶۸/۹	۲/۵۲

۲-۲- مدل‌سازی

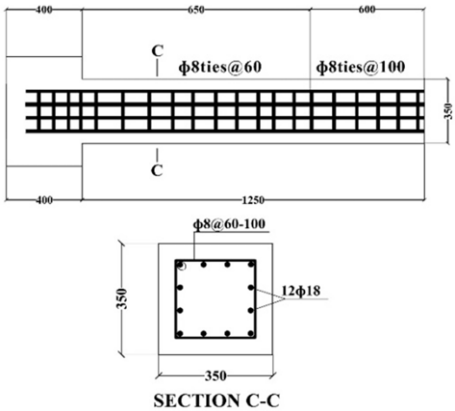
مشخصات هندسی ستون مورد مدل‌سازی در این مطالعه در شکل ۳ ارائه شده است. مطابق شکل، ستون‌های بتن مسلح با طول ۲۵۰۰ میلی‌متر، مربعی شکل با بعد ۲۵۰ میلی‌متر و با دو سایز آرماتور ۱۲ و ۱۸ میلی‌متر و با بعد ۳۵۰ میلی‌متر با آرماتور سایز ۱۸ میلی‌متر مورد مدل‌سازی قرار گرفته‌اند.



(الف) ستون با بعد ۲۵ سانتی‌متر و میلگرد قطر ۱۲



(ب) ستون با بعد ۲۵ سانتی‌متر و میلگرد قطر۱۸

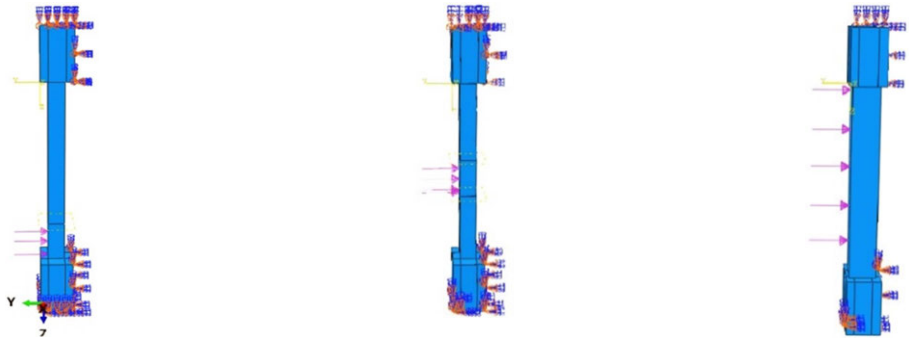


(پ) ستون با بعد ۳۵ سانتی‌متر و میلگرد قطر ۱۸

شکل ۳- هندسه ستون‌های مورد بررسی در این پژوهش

محل و نحوه اعمال شرایط مرزی در شکل ۴ نشان داده شده است، پایین و بالای ستون (پایه‌ها) با تکیه‌گاه گیردار مقید شده است و به ستون طبق شکل، بار انفجار (در پایه، میان ستون و کل ستون) اعمال می‌شود.

مشخصات مصالح استفاده شده در شبیه‌سازی نیز در جدول‌های ۳ و ۴ ارائه شده است.



(الف) ستون با بعد ۳۵ سانتی‌متر (ب) ستون با بعد ۲۵سانتی‌متر (پ) ستون با بعد ۲۵ سانتی‌متر

شکل ۴- محل اعمال شرایط مرزی و بارگذاری در (الف) کل، (ب) مرکز و (پ) پایه ستون

جدول ۳- مشخصات مکانیکی مصالح

	جرم مخصوص (kg/m^3)	مدول الاستیسیته (MPa)	ضریب پواسون	مقاومت فشاری بتن (MPa)	تنش تسلیم (MPa)	تنش نهایی (MPa)
بتن	۲۴۵۰	۲۷۳۸۶	۰/۲	۳۰	-	-
مدل الاستوپلاستیک برای فولاد	۲۴۵۰	۲۱۰۰۰۰	۰/۳	-	۴۸۰	۵۶۰

جدول ۴- مشخصات میلگرد FRP

نوع میلگرد FRP	مدول الاستیسیته (GPa)	تنش نهایی (MPa)
CFRP bar	۱۸۲	۳۴۰۰
GFRP bar	۶۵	۱۳۳۰
AFRP bar	۱۱۰	۲۴۷۰

مدل‌ها براساس جدول ۵ در نظر گرفته شده‌اند. در این جدول، S به معنای نمونه، SB معرف مسلح‌سازی با میلگرد فولادی، CB معرف مسلح‌سازی با میلگرد CFRP، GB معرف مسلح‌سازی با میلگرد GFRP، AB معرف مسلح‌سازی با میلگرد AFRP، NB بیانگر برخورد انفجار به محل نزدیک پایه، MH بیانگر برخورد انفجار به مرکز ستون و WH بیانگر برخورد انفجار به کل ستون است.

جدول ۵- مدل‌های طراحی شده

نام مدل	نوع ستون	محل برخورد انفجار
S-SB-NB	بعد ۲۵ سانتی‌متر، مسلح شده با میلگرد STEEL، قطر ۱۲	نزدیک پایه ستون
S-CB-NB	بعد ۲۵ سانتی‌متر، مسلح شده با میلگرد CFRP، قطر ۱۲	نزدیک پایه ستون
S-GB-NB	بعد ۲۵ سانتی‌متر، مسلح شده با میلگرد GFRP، قطر ۱۲	نزدیک پایه ستون
S-AB-NB	بعد ۲۵ سانتی‌متر، مسلح شده با میلگرد AFRP، قطر ۱۲	نزدیک پایه ستون
S-SB-MH	بعد ۲۵ سانتی‌متر، مسلح شده با میلگرد STEEL، قطر ۱۲	مرکز ستون
S-CB-MH	بعد ۲۵ سانتی‌متر، مسلح شده با میلگرد CFRP، قطر ۱۲	مرکز ستون
S-GB-MH	بعد ۲۵ سانتی‌متر، مسلح شده با میلگرد GFRP، قطر ۱۲	مرکز ستون
S-AB-MH	بعد ۲۵ سانتی‌متر، مسلح شده با میلگرد AFRP، قطر ۱۲	مرکز ستون
S-SB-WH1-2	بعد ۲۵ سانتی‌متر، مسلح شده با میلگرد STEEL، قطر ۱۲و۱۸	کل ستون
S-CB-WH1-2	بعد ۲۵ سانتی‌متر، مسلح شده با میلگرد CFRP، قطر ۱۲و ۱۸	کل ستون
S-GB-WH1-2	بعد ۲۵ سانتی‌متر، مسلح شده با میلگرد GFRP، قطر ۱۲و ۱۸	کل ستون
S-AB-WH1-2	بعد ۲۵ سانتی‌متر، مسلح شده با میلگرد AFRP، قطر ۱۲و ۱۸	کل ستون
S-SB-WH3	بعد ۳۵ سانتی‌متر، مسلح شده با میلگرد STEEL، قطر ۱۸	کل ستون
S-CB-WH3	بعد ۳۵ سانتی‌متر، مسلح شده با میلگرد CFRP، قطر ۱۸	کل ستون
S-GB-WH3	بعد ۳۵ سانتی‌متر، مسلح شده با میلگرد GFRP، قطر ۱۸	کل ستون
S-AB-WH3	بعد ۳۵ سانتی‌متر، مسلح شده با میلگرد AFRP، قطر ۱۸	کل ستون

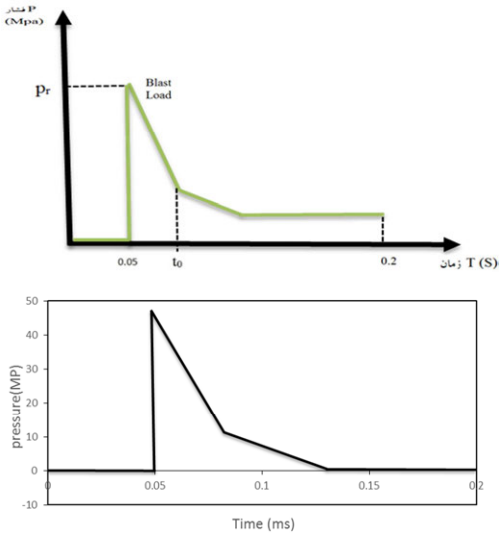
برای محاسبه پارامترهای انفجار، معمولا از روشی به نام روش فاصله مقیاس‌بندی شده استفاده می‌کنند. عمومی‌ترین روش مقیاس‌گذاری انفجار، روش هاپکینسون- کرانز[۷] یا ریشه سوم است که ابتدا توسط هاپکینسون در سال ۱۹۱۹ و سپس توسط کرانز در سال ۱۹۲۶فرمول‌بندی شد [۲۳]. براساس این قانون امواج مشابه هنگامی به‌وجود می‌آیند که دو ماده منفجره با جنس یکسان در فواصل مقیاس‌گذاری شده مشابه منفجر شوند [۲۳].

مواد منفجره مختلف، فشارهای متفاوتی را ایجاد می‌کنند. بنابراین برای داشتن یک مبنا برای مقایسه، مواد منفجره مختلف با ماده منفجره TNT معادل و مقایسه می‌شوند. پارامتر مقیاس Z_G فاصله مقیاس شده، برای محاسبه اثر انفجار بر مبنای وزن معادل TNT طبق معادله زیر تعریف می‌شود:

$$Z_G = \frac{R}{W^{1/3}} \qquad (۱)$$

که در آن، W جرم معادل TNT ماده منفجره (وزن خرج) برحسب Kg و R فاصله مرکز انفجار از نقطه موردنظر برحسب m است.

لازم به ذکر است در این مطالعه برای ساده‌سازی و کاهش زمان عملیات شبیه‌سازی مدل‌ها، از وابستگی مکانی بارگذاری صرف‌نظر شده و تنها به توزیع زمانی بار پرداخته شده است. به عبارت دیگر، توزیع فشار ناشی از انفجار به صورت یک فشار یکنواخت ولی تابعی از زمان‌بر روی سطح ستون تعریف می‌شود. این امر را می‌توان با استناد به آیین‌نامه انفجار UFC مورد قبول دانست [۱]. بر طبق این آیین‌نامه در انفجارهای دور می‌توان اثر بار انفجار را به‌صورت فشار یکنواخت بار روی سازه در نظر گرفت [۱]. با استفاده از پارامتر فاصله مقیاس شده Z_G، محاسبه شده طبق رابطه (۱) و نمودارهای UFC 3-340-02 و سایر رابطه‌های آیین‌نامه نمودار فشار- زمان ناشی از انفجار محاسبه می‌شود و بررسی انفجارهای نزدیک یا تماسی مورد مطالعه قرار گرفته است. همچنین در شکل ۵ مشخص است که یک فشار براساس موج انفجار می‌باشد و برای طراحی سازه‌های مقاوم اغلب در فاز مثبت چون شدت بیشتر می‌باشد، در نظر گرفته می‌شود و در فاز منفی اغلب از اهمیت کمتری برخورد است. به همین دلیل در اکثر مواقع، بار به صورت مثلثی در نظر گرفته می‌شود. نحوه بارگذاری و زمان‌بندی آن در این تحقیق مطابق شکل ۵ است.



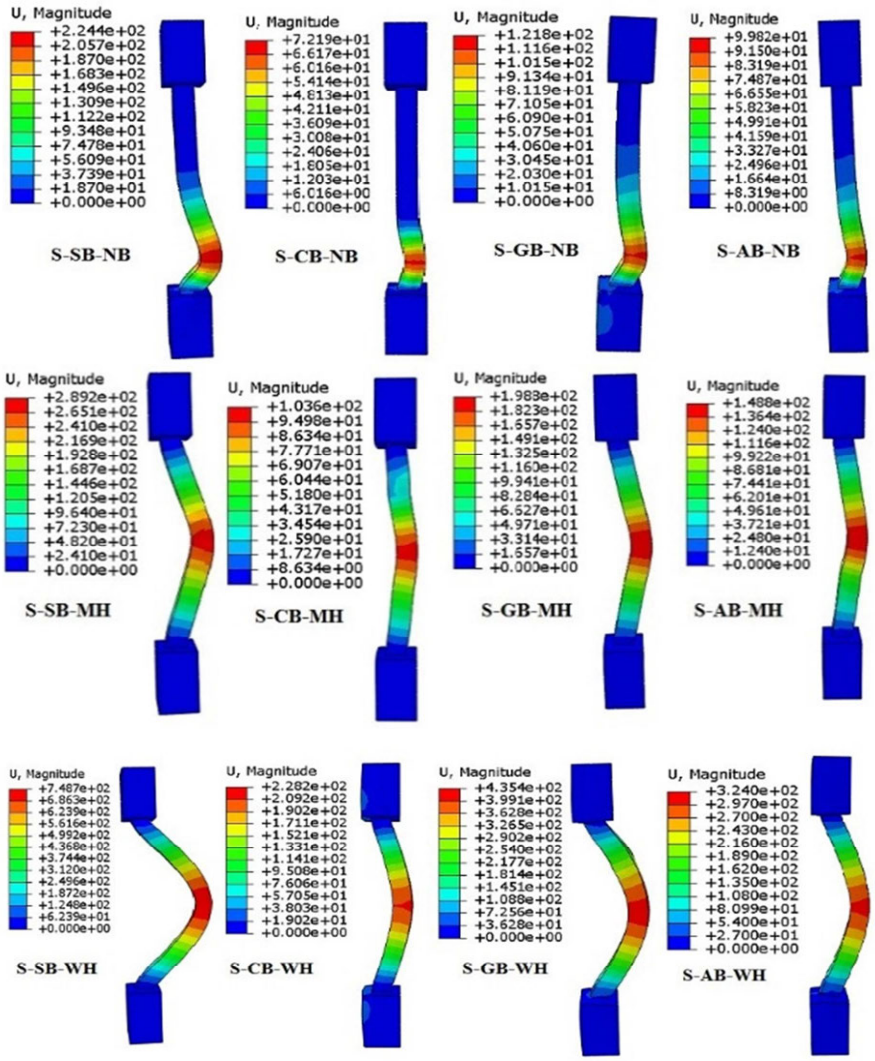
شکل ۵- نحوه اعمال بارگذاری، فشار برحسب زمان

۳- نتایج و تحلیل

نتایج مدل‌سازی تحت انفجار نشان داده است که تغییرشکل در میلگردهای FRP بسیار کمتر از میلگردهای فولادی بوده است. تغییرشکل رخ داده در ستون تحت موج انفجار در شکل‌های ۶ تا ۸ ارائه شده است. در شکل ۹ نیز ماکزیمم تغییرشکل رخ داده در مدل‌ها نشان داده شده است. طبق نتایج، در ستون با مقطع ۲۵ و آرماتور قطر ۱۲ میلی‌متر با میلگردهای CFRP، GFRP و AFRP تحت انفجار در نزدیک پایه، کاهش تغییرشکل رخ داده در ستون به ترتیب به میزان ۶۷/۸، ۴۵/۹ و ۵۵/۸ درصد نسبت به ستون مسلح شده با

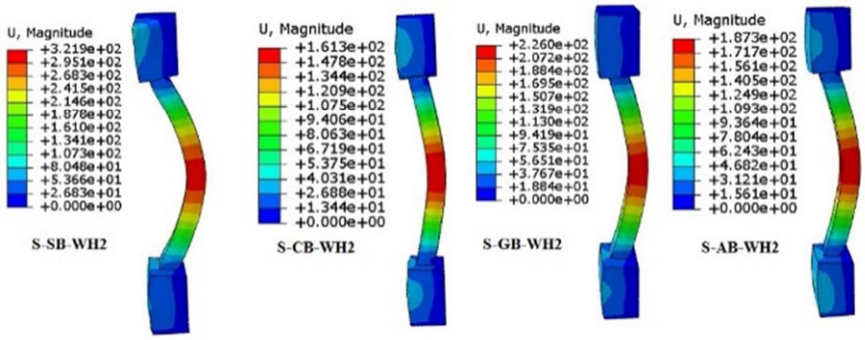
[7]- Hopkinson-Cranz

فولاد بوده است. همچنین این میزان کاهش در ستون تحت انفجار در مرکز به ترتیب میزان ۶۴/۳، ۳۱/۴ و ۴۸/۷ درصد، در ستون تحت انفجار در کل ارتفاع به ترتیب میزان ۶۹/۵، ۴۱/۸ و ۵۶/۶ درصد بوده است.



شکل ۶- تغییرشکل در مدل‌های ستون ۲۵×۲۵ با میلگرد ۱۲ میلی‌متر

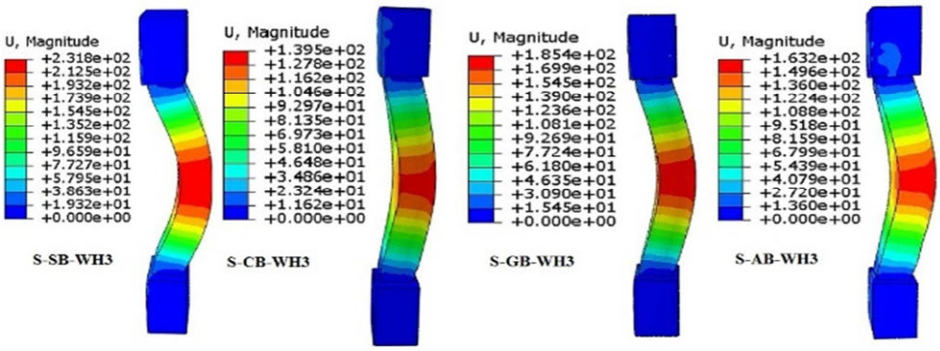
در ستون با بعد ۲۵ سانتی‌متر با میلگرد با قطر ۱۸ میلی‌متر تحت انفجار در کل ارتفاع این میزان کاهش به ترتیب میزان ۴۹/۸، ۲۹/۶ و ۴۱/۷ درصد و در ستون با بعد ۳۵ سانتی‌متر با آرماتور قطر ۱۸ میلی‌متر تحت انفجار در کل ارتفاع به ترتیب ۴۰، ۲۰/۲ و ۲۹/۷ درصد است.



شکل ۷- تغییرشکل در مدل ستون ۲۵×۲۵ با میلگرد ۱۸میلی‌متر

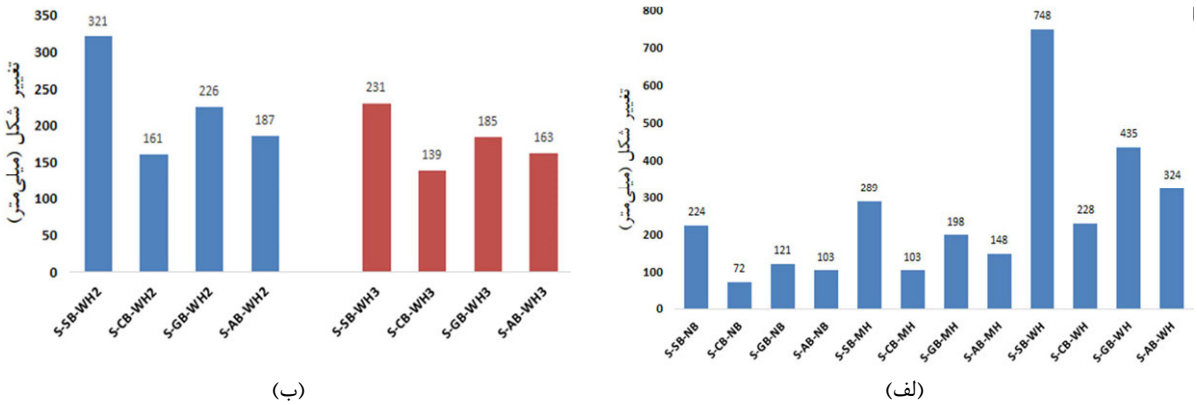
عملکرد مناسب میلگردهای FRP به‌وضوح در نتایج مشخص است و در این بین، بهترین عملکرد مربوط به میلگرد CFRP بوده است. عملکرد میلگردهای مختلف در هر سه حالت بار انفجار تقریباً مشابه می‌باشد و بیشترین تغییرمکان به ترتیب در بارگذاری کل ستون، میان ستون و پایه ستون بوده است. افزایش سایز آرماتور از ۱۲ به ۱۸ میلی‌متر منجر به کاهش جابه‌جایی در ستون شده است.

این کاهش برای نمونه‌های میلگرد فولادی، CFRP، GFRP و AFRP به ترتیب برابر با ۵۷، ۲۹، ۴۸ و ۴۲ درصد بوده است. بیشترین کاهش جابه‌جایی با افزایش سایز آرماتور مربوط به نمونه‌های حاوی آرماتورهای فولادی بوده است. بنابراین می‌توان گفت با افزایش سایز آرماتور، تأثیر مثبت آرماتورهای FRP کاهش می‌یابد.



شکل ۸- تغییرشکل در مدل ستون ۳۵×۳۵ با میلگرد ۱۸ میلی‌متر

همچنین افزایش سایز ستون نیز باعث کاهش جابه‌جایی شده است. این کاهش برای نمونه‌ها با بعد ۳۵ سانتی‌متر و با آرماتور سایز ۱۸ به نسبت نمونه‌ها با بعد ۲۵ سانتی‌متر برای نمونه‌های میلگرد فولادی، CFRP، GFRP و AFRP به ترتیب برابر با ۲۸، ۱۳، ۱۸ و ۱۲ درصد بوده است که اثرگذاری کمتری به نسبت افزایش سایز آرماتور داشته است. همچنین اثر نوع آرماتور در ابعاد بزرگ‌تر ستون تأثیر معناداری نداشته است.

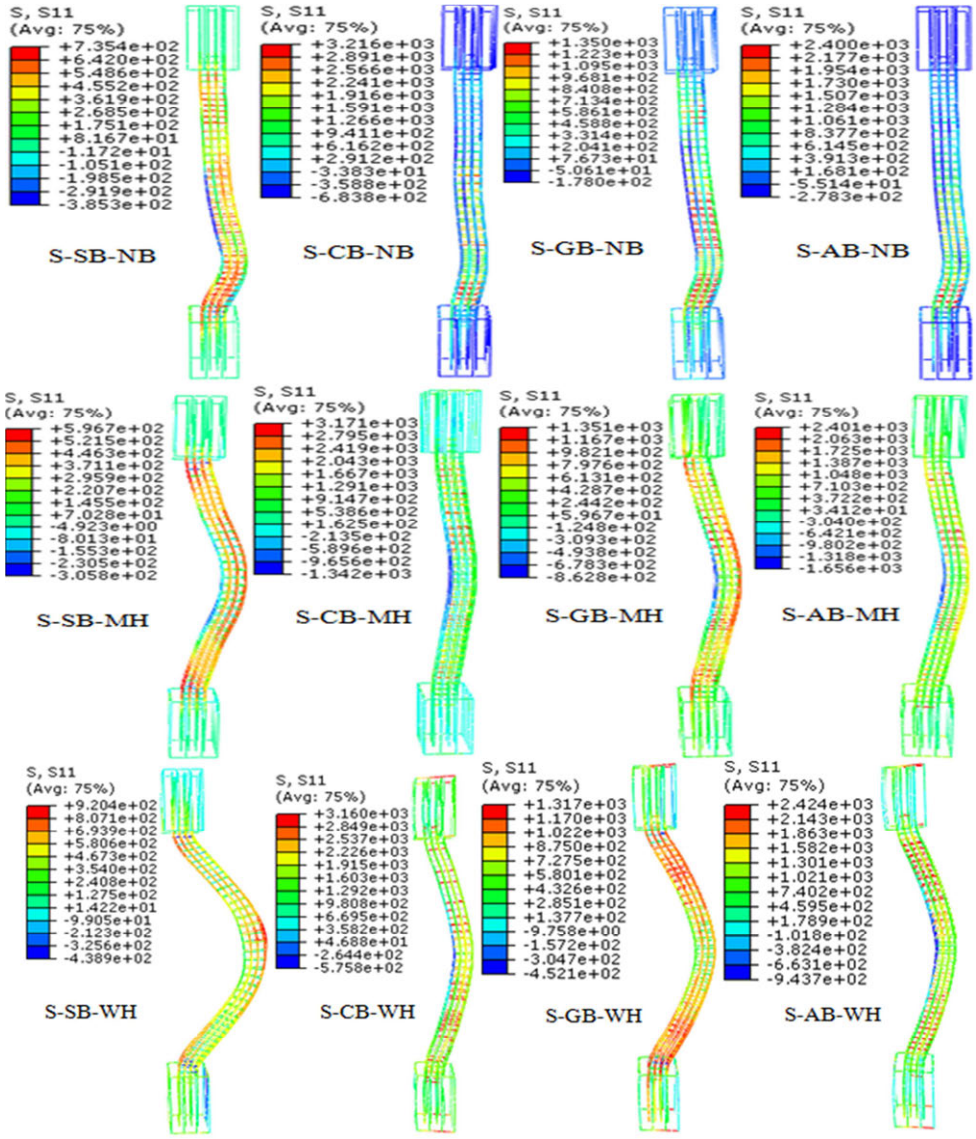


(ب) (الف)

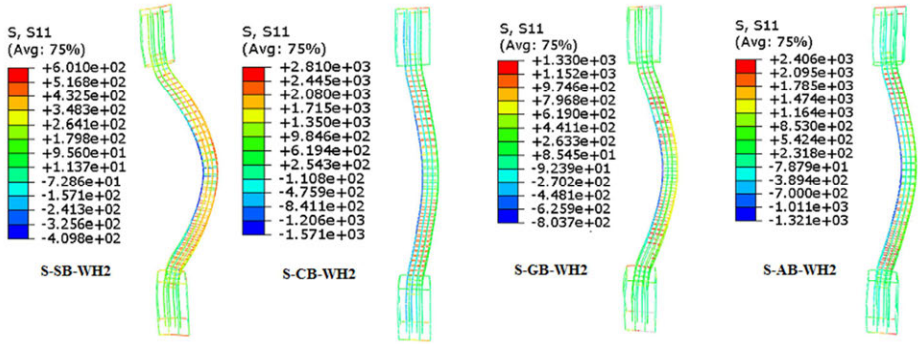
شکل ۹- تغییرشکل ماکزیمم رخ داده، (الف) ستون‌ها با بعد ۲۵ و آرماتور قطر ۱۲ میلی‌متر و (ب) آبی: ستون‌ها با بعد ۲۵ و آرماتور قطر ۱۸ میلی‌متر و قرمز: ستون‌ها با بعد ۳۵ و آرماتور قطر ۱۸ میلی‌متر

شکل‌های ۱۰ تا ۱۲ توزیع تنش محوری در میلگردها را نشان می‌دهد. حداکثر تنش محوری مدل‌ها در جدول ۶ ارائه شده است. با مقایسه تنش در میلگردها با تنش نهایی آن‌ها مشاهده می‌شود که تنش در همه مدل‌های مسلح شده با میلگردهای فولادی و مدل‌های مسلح شده با میلگردهای GFRP به نقطه تنش نهایی رسیده است؛ ولی تنش رخ داده در مدل‌های مسلح شده

با میلگردهای CFRP و AFRP کمتر از تنش نهایی این میلگردها است.



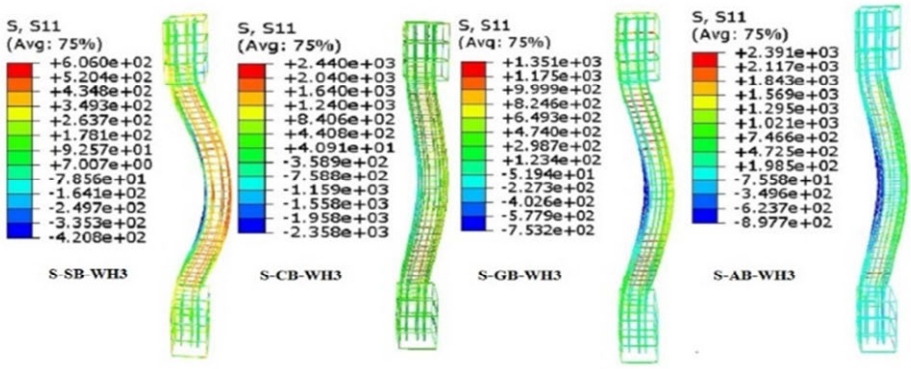
شکل ۱۰- توزیع تنش محوری در ستون با بعد ۲۵ سانتی‌متر و با میلگردهای ۱۲ میلی‌متر



شکل ۱۱- توزیع تنش محوری در ستون با بعد ۲۵ سانتی‌متر و با میلگردها با قطر ۱۸ میلی‌متر

افزایش سایز میلگرد از ۱۲ به ۱۸ در نمونه‌های حاوی ملیگرد فولادی، CFRP، GFRP و AFRP به ترتیب منجر به کاهش حداکثر تنش محوری به میزان ۳۴، ۱۱، ۳ و ۱ درصد شده است که نشان دهنده این

است که میلگردهای کامپوزیتی در سایزهای کوچک‌تر می‌توانند عملکرد بهتری در برابر انفجار در مقایسه با میلگرد فولادی داشته باشند. همچنین افزایش ابعاد ستون از ۲۵ به ۳۵ سانتی‌متر منجر به کاهش حداکثر تنش محوری شده است که این کاهش در اکثر مدل‌ها قابل‌توجه نبوده است. همان‌طور که در شکل‌ها مشخص است به دلیل بار ضربه‌ای انفجار، تنش‌های میلگردهای FRP مقاومت بیشتری از خود نشان داده است.



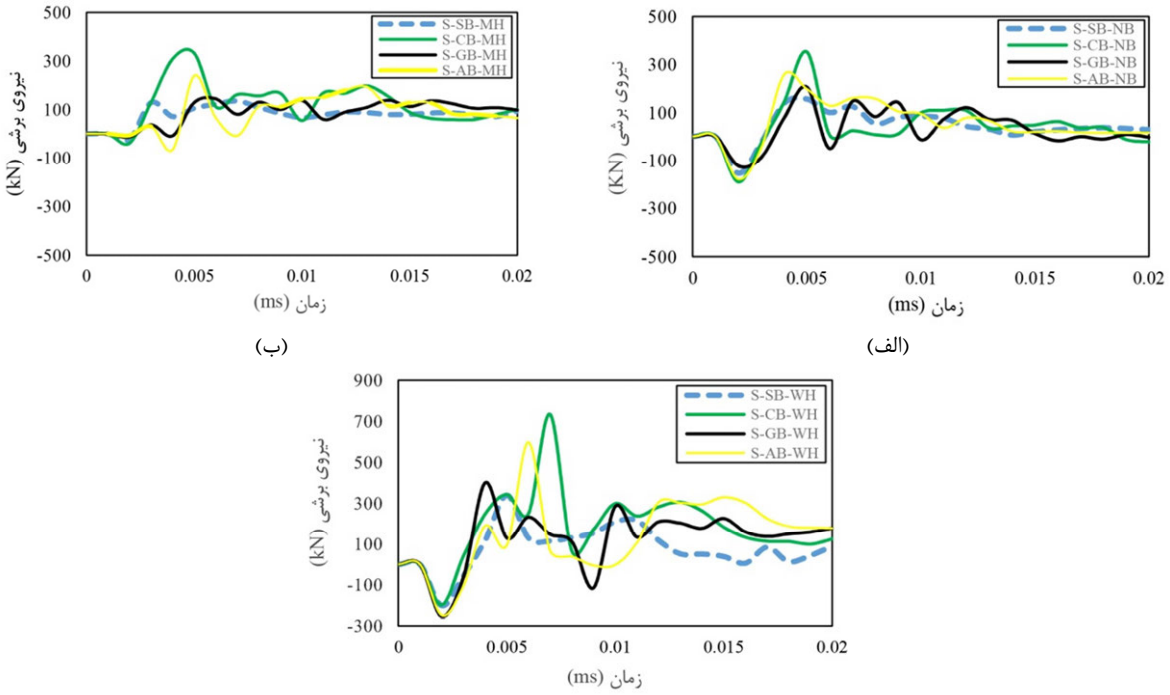
شکل ۱۲- توزیع تنش محوری در ستون ۳۵ سانتی‌متر و با میلگرد با قطر ۱۸ میلی‌متر

جدول ۶- حداکثر تنش محوری در مدل‌ها

نام مدل	حداکثر تنش محوری میلگردها (N/mm^2)
S-SB-NB	۷۳۵
S-CB-NB	۳۲۱۰
S-GB-NB	۱۳۵۰
S-AB-NB	۲۴۰۰
S-SB-MH	۵۹۶
S-CB-MH	۳۱۷۱
S-GB-MH	۱۳۵۱
S-AB-MH	۲۴۰۱
S-SB-WH	۹۲۰
S-CB-WH	۳۱۶۰
S-GB-WH	۱۳۷۱
S-AB-WH	۲۴۲۴
S-SB-WH2	۶۰۱
S-CB-WH2	۲۸۱۰
S-GB-WH2	۱۳۳۰
S-AB-WH2	۲۴۰۶
S-SB-WH3	۶۰۶
S-CB-WH3	۲۴۴۰
S-GB-WH3	۱۳۵۱
S-AB-WH3	۲۳۹۱

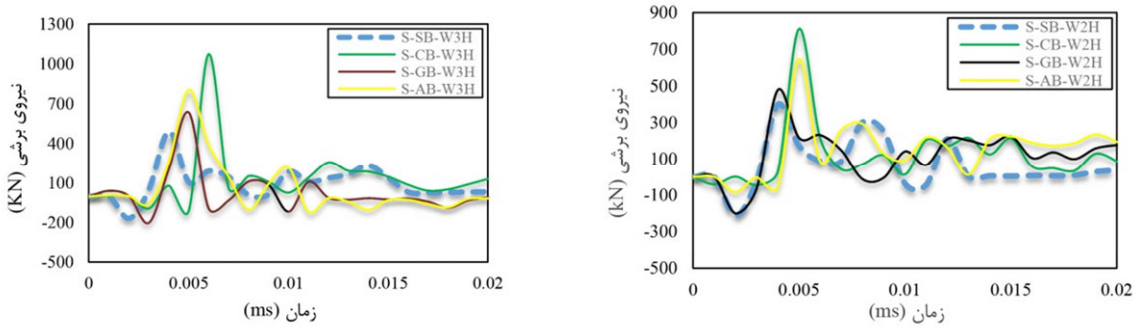
در نمودارهای شکل‌های ۱۳ و ۱۴ منحنی نیروی برشی- زمان مدل‌ها ارائه شده است. همچنین در جدول ۷ حداکثر ظرفیت برشی مدل‌ها نشان داده شده است. براساس نتایج، مسلح کردن ستون با میلگردهای CFRP،

GFRP و AFRP برای ستون با بعد ۲۵ سانتی‌متر و آرماتور ۱۲ میلی‌متر به ترتیب سبب افزایش ظرفیت برشی، تحت انفجار در نزدیک پایه ستون به میزان ۱۲۷، ۳۷ و ۷۳ درصد، تحت انفجار در مرکز ستون به میزان ۱۵۲، ۳۳ و ۸۷ درصد، تحت انفجار در کل ارتفاع ستون به میزان ۱۲۶، ۳۴ و ۸۴ درصد نسبت به مدل با آرماتور فولادی شده است. همچنین افزایش ظرفیت برشی تحت انفجار در کل ارتفاع ستون با بعد ۲۵ سانتی‌متر و با میلگرد ۱۸ میلی‌متر به ترتیب به میزان ۱۰۲، ۲۰ و ۶۲ درصد، و برای ستون با بعد ۳۵ سانتی‌متر و با میلگرد ۱۸ میلی‌متر به ترتیب به میزان ۱۱۶، ۲۷ و ۶۲ درصد نسبت به ستون مسلح شده با فولاد گزارش شده است. در نمودارهای نیروی برشی همان‌طور که مشخص است میلگردهای FRP مقاومت بالایی از خود نشان داده‌اند. از نتایج مشخص است که اثر افزایش سطح مقطع بیشتر از افزایش قطر آرماتورها بوده است. افزایش ماکزیمم ظرفیت برشی در مدل‌های حاوی CFRP قابل‌توجه بوده است.



(الف) (ب) (پ)

شکل ۱۳- منحنی نیروی برشی- زمان مدل‌های تحت انفجار در (الف) نزدیک پایه، (ب) مرکز و (پ) کل ارتفاع ستون ۲۵×۲۵، میلگرد قطر ۱۲ میلی‌متر



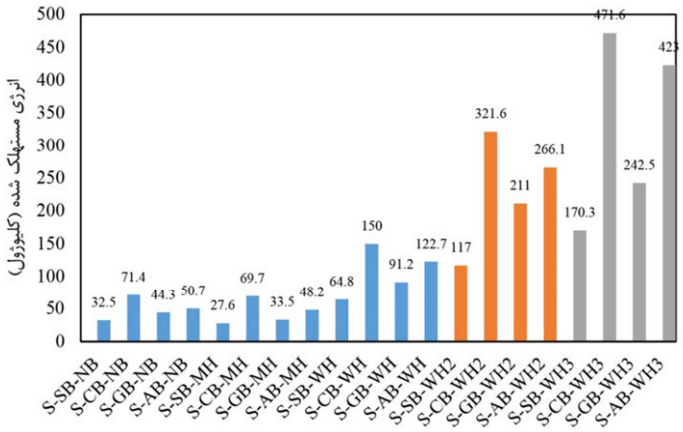
(الف) (ب)

شکل ۱۴- منحنی نیروی برشی- زمان مدل‌های تحت انفجار در کل ارتفاع (الف) ستون ۲۵×۲۵ و (ب) ستون ۳۵×۳۵، میلگرد قطر ۱۸ میلی‌متر

جدول ۷- حداکثر ظرفیت برشی مدل‌ها

نام مدل	ماکزیمم ظرفیت برشی مدل‌ها (kN)
S-SB-NB	۱۶۱
S-CB-NB	۳۶۷
S-GB-NB	۲۲۱
S-AB-NB	۲۷۹
S-SB-MH	۱۳۶
S-CB-MH	۳۴۴
S-GB-MH	۱۸۱
S-AB-MH	۲۵۴
S-SB-WH	۳۰۸
S-CB-WH	۶۹۸
S-GB-WH	۴۱۵
S-AB-WH	۵۶۹
S-SB-WH2	۱۶۱
S-CB-WH2	۳۶۷
S-GB-WH2	۲۲۱
S-AB-WH2	۲۷۹
S-SB-WH3	۱۳۶
S-CB-WH3	۳۴۴
S-GB-WH3	۱۸۱
S-AB-WH3	۲۵۴

انرژی مستهلک شده در شکل ۱۵ ارائه شده است. طبق نتایج، مسلح کردن ستون با بعد ۲۵ سانتی‌متر و با میلگرد ۱۲ میلی‌متری با میلگردهای CFRP، GFRP و AFRP به ترتیب سبب افزایش انرژی مستهلک شده ستون، تحت انفجار در نزدیک پایه به میزان ۱۱۹، ۳۶ و ۵۶ درصد، تحت انفجار در مرکز به میزان ۱۵۲، ۲۱ و ۷۴ درصد و تحت انفجار در کل ارتفاع، به میزان ۱۳۱، ۴۰ و ۸۹ درصد می‌شود.



شکل ۱۵- انرژی مستهلک شده مدل‌ها (آبی: مدل‌ها با بعد ۲۵ سانتی‌متر و آرماتور قطر ۱۲ میلی‌متر، قرمز: مدل‌ها با بعد ۲۵ سانتی‌متر و آرماتور قطر ۱۸ میلی‌متر و سبز: مدل‌ها با بعد ۳۵ سانتی‌متر و آرماتور قطر ۱۸ میلی‌متر)

همچنین برای بار انفجار در کل ارتفاع ستون، برای ستون با میلگرد ۱۸ میلی‌متر برای بعد ۲۵ سانتی‌متر به میزان ۱۷۴، ۸۰ و ۱۲۷ درصد و ستون با بعد ۳۵ سانتی‌متر به میزان ۱۷۶، ۴۲، ۱۴۸ درصد نسبت به ستون مسلح شده با فولاد افزایش مشاهده شده است.

نتایج مربوط به انرژی مستهلک شده نشان می‌دهد که با افزایش سایز آرماتور، عملکرد آرماتورهای پلیمری در استهلاک انرژی بهتر می‌شود. با افزایش سایز آرماتور از ۱۲ به ۱۸ میزان استهلاک انرژی به ترتیب برای مدل‌های دارای آرماتور فولادی، CFRP، GFRP و AFRP به میزان ۸۰، ۱۱۴، ۱۳۱ و ۱۱۷ درصد افزایش داشته است که نشان‌دهنده عملکرد خوب آرماتورهای پلیمری در سایزهای بالا در زمینه استهلاک انرژی است. همچنین افزایش ابعاد ستون نیز تأثیر قابل‌توجهی بر روی استهلاک انرژی داشته است که نوع رفتار به نوع آرماتور وابستگی قابل‌توجهی نداشته است.

۴- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، تحلیل دینامیکی بارگذاری انفجار روی ۲۰ مدل ستون‌های مربعی شکل با ابعاد ۲۵×۲۵ و ۳۵×۳۵ سانتی‌متر و با آرماتورهای با قطر ۱۲ و ۱۸ میلی‌متر با استفاده از میلگردهای پلیمری (CFRP-AFRP-GFRP) و فولادی در سه ناحیه بارگذاری انفجاری (نزدیک پایه ستون، مرکز ستون و کل ستون) انجام شد.

نتایج حاصل از این مطالعه به شرح ذیل است:

- مسلح کردن ستون تحت انفجار با آرماتورهای CFRP، GFRP و AFRP در هر سه سناریو بارگذاری سبب کاهش تغییرشکل رخ داده در ستون نسبت به ستون مسلح شده با فولاد می‌شود که این میزان کاهش برای آرماتورهای CFRP بیشتر بوده است.
- با مقایسه تنش در میلگردها با تنش نهایی آن‌ها مشاهده می‌شود که تنش در همه مدل‌های مسلح شده با میلگردهای فولادی و مدل‌های مسلح شده با میلگردهای GFRP به نقطه تنش نهایی رسیده است، ولی تنش رخ داده در مدل‌های مسلح شده با میلگردهای CFRP و AFRP کمتر از تنش نهایی این میلگردها است.
- مسلح کردن ستون با میلگردهای CFRP، GFRP و AFRP سبب افزایش ظرفیت برشی ستون تحت انفجار در هر سه سناریو بارگذاری می‌شود؛ که بیشترین افزایش ظرفیت مربوط به سناریو بارگذاری در پایه ستون است. این میزان افزایش برای آرماتورهای CFRP از همه بیشتر بوده و بسیار چشمگیر است.
- آرماتورهای پلیمری عملکرد بسیار مناسبی در زمینه استهلاک انرژی داشته‌اند.
- افزایش سایز آرماتور از شدت اثرگذاری مثبت آرماتورهای پلیمری در بحث جابه‌جایی کم می‌کند و در سایزهای بزرگ‌تر اختلاف در بهبود نتایج با آرماتور فولادی کاهش یافته است؛ ولی از سوی دیگر، در زمینه استهلاک انرژی آرماتورهای پلیمری با سایز بزرگ‌تر عملکرد بهینه‌تری داشته‌اند.
- افزایش بعد مقطع باعث کاهش اثر انفجار بر روی ستون شده است، ولی این اثر از تأثیر افزایش سایز آرماتور کمتر بوده است. تفاوت معناداری در مدل‌های دارای آرماتورهای پلیمری با مدل آرماتور فولادی پس از افزایش بعد مقطع مشاهده نشد.
- به‌طورکلی، آرماتورهای پلیمری جهت تقویت سازه در برابر انفجار توصیه می‌شوند. در این بین، بهترین عملکرد را به ترتیب آرماتورهای CFRP، AFRP و GFRP داشته‌اند.

مراجع

[1] DoD, U. S. (2008). “Structures to resist the effects of accidental explosions”, *Unified Facilities Criteria, United States of America, Department of Defense, Washington, DC, Document No. UFC*, 3-340.
[2] FEMA426. (2003). *Reference Manual to Mitigate Potential Terrorist Attacks against Building*, Federal Emergency Management Agency, *4*, 1-20.
[3] FEMA427. (2003). *Primer for Design of Commercial Buildings to Mitigate Terrorist Attacks*, Federal Emergency Management Agency, *4*, 1-10.
[4] Bangash, M. Y. H., & Bangash, T. (2006). “Blast and Explosive Loadings on Buildings”, *Explosion-Resistant Buildings: Design, Analysis, and Case Studies*, 67-101.
[5] Newmark, N. M., & Hansen, R. J. (1961). *Design of blast resistant structures*. Shock and vibration handbook, *3*, 1-19.
[6] Lam, N., Mendis, P., & Ngo, T. (2004). “Response spectrum solutions for blast loading”, *Electronic Journal of Structural Engineering*, *4*(4), 28-44.
[7] Izadifard, R. A., & Maheri, M. R. (2010). “Application of displacement-based design method to assess the level of structural damage due to blast loads”, *Journal of mechanical science and technology*, *24*(3), 649-655.
[8] Accidental Explosions. (1990). “The Design of Structures to Resist the Effects of US Department of the Army, Navy, and Air Force”, *Washington DC*, 5-1300.
[9] Amran, Y. M., Alyousef, R., Rashid, R. S., Alabduljabbar, H., & Hung, C. C. (2018). “Properties and applications of FRP in strengthening RC structures: A review”, In *Structures, Elsevier*, *16*, 208-238.
[10] ACI Committee 440. (2003). *Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars*, ACI440.1R-03, American Concrete Institute, USA, 41.
[11] Canadian Standards Association. (2002). *Design and Construction of Building Components with Fiber Reinforced Polymers.CSA*, Rexdale Ontario, S806-02.
[12] Japanese Society of Civil Engineers. JSCE. (1997). *Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials*, Concrete Engineering Series, 23.
[13] Escórcio, P., & França, P. M. (2016). “Experimental study of a rehabilitation solution that uses GFRP bars to replace the steel bars of reinforced concrete beams”, *Engineering Structures*, *128*, 166-183.
[14] Hasan, H. A., Sheikh, M. N., & Hadi, M. N. (2017). “Performance evaluation of high strength concrete and steel fibre high strength concrete columns reinforced with GFRP bars and helices”, *Construction and Building Materials*, *134*, 297-310.
[15] Shi, Y., & Stewart, M. G. (2015). “Spatial reliability analysis of explosive blast load damage to reinforced concrete columns”, *Structural safety*, *53*, 13-25.
[16] Shi, Y., Hao, H., & Li, Z. X. (2008). “Numerical derivation of pressure–impulse diagrams for prediction of RC column damage to blast loads”, *International Journal of Impact Engineering*, *35*(11), 1213-1227.
[17] Crawford, J. E., Malvar, L. J., Wesevich, J. W., Valancius, J., & Reynolds, A. D. (1997). “Retrofit of reinforced concrete structures to resist blast effects”, *Structural Journal*, *94*(4), 371-377.
[18] Abdul-Salam, B., Farghaly, A. S., & Benmokrane, B. (2016). “Mechanisms of shear resistance of one-way concrete slabs reinforced with FRP bars”, *Construction and Building Materials*, *127*, 959-970.
[19] Zhou, Y., Liu, S., Feng, J., & Fan, H. (2019). “Improved finite difference analysis of dynamic responses of concrete members reinforced with FRP bars under explosion”, *Composite Structures*, *230*, 111518.
[20] Jahami, A., Temsah, Y., & Khatib, J. (2019). “The efficiency of using CFRP as a strengthening technique for reinforced concrete beams subjected to blast loading”, *International Journal of Advanced Structural Engineering*, *11*(4), 411-420.
[21] Codina, R., Ambrosini, D., & de Borbón, F. (2016). “Alternatives to prevent the failure of RC members under close-in blast loadings”, *Engineering Failure Analysis*, *60*, 96-106.
[22] Thai, D. K., & Kim, S. E. (2018). “Numerical investigation of the damage of RC members subjected to blast loading”, *Engineering Failure Analysis*, *92*, 350-367.
[23] Bangash, M. Y. H., & Bangash, T. (2006). “Blast and Explosive Loadings on Buildings”, *Explosion-Resistant Buildings: Design, Analysis, and Case Studies*, 67-101.

توسعه مدل پیش‌بینی مدول برجهندگی خاک بستر رسی براساس نتایج آزمایش نفوذ مخروط با استفاده از روش رگرسیون چندجمله‌ای تکاملی

علیرضا غنی‌زاده*
دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سیرجان.
پست الکترونیک:
ghanizadeh@sirjantech.ac.ir

علی دل‌آرام
دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سیرجان.
پست الکترونیک:
ali.delaram7397@gmail.com

تعیین دقیق مدول برجهندگی (M_r) خاک بستر روسازی یکی از عوامل مهم برای طراحی موفق سیستم روسازی است. این پارامتر معمولاً با استفاده از آزمایش سه محوری تکراری اندازه‌گیری می‌شود که آزمایشی پیچیده و گران‌قیمت است. در این پژوهش از روش رگرسیون چندجمله‌ای تکاملی (EPR) به‌منظور ارائه مدلی جهت پیش‌بینی مدول برجهندگی خاک بستر رسی براساس نتایج آزمایش نفوذ مخروط استفاده شده است. با بهره‌گیری از مدل نمایی توسعه داده شده می‌توان مدول برجهندگی خاک بستر رسی را با داشتن پارامترهای مقاومت نوک مخروط (q_c)، مقاومت اصطکاکی جداره (f_s)، درصد رطوبت (w) و چگالی خشک (γ_d) محاسبه کرد. نتایج این تحقیق نشان می‌دهند که مدل توسعه داده شده توسط تابع نمایی بهترین مدل ساخته شده می‌باشد. براساس مدل توسعه داده شده، ضریب تعیین (R^2) برای داده‌های آموزش، آزمون و کل داده‌ها به ترتیب برابر با ۰/۹۸۰۸، ۰/۹۷۱۴ و ۰/۹۷۸۵ به‌دست آمد. تحلیل حساسیت انجام شده نیز نشان‌دهنده انطباق بسیار خوب مدل توسعه داده شده در پیش‌بینی مدول برجهندگی خاک بستر رسی می‌باشد. نتایج تحلیل حساسیت نشان داد که پارامتر w کم‌اهمیت‌ترین پارامتر برای پیش‌بینی مدول برجهندگی خاک‌های ریزدانه است و درجه اهمیت سایر پارامترها تقریباً یکسان است. در این تحقیق همچنین تأثیر پارامترهای مختلف بر مدول برجهندگی با استفاده از تحلیل پارامتریک ارزیابی شده است.

واژگان کلیدی: مدول برجهندگی، خاک‌های رسی، آزمایش نفوذ مخروط، رگرسیون چندجمله‌ای تکاملی.

۱- مقدمه

مصالح خاکی و سنگدانه‌ای ریزدانه و دانه‌ای، مصالح اصلی تشکیل‌دهندهٔ زیرسازی و روسازی می‌باشند. یک روش طراحی روسازی اقتصادی نیازمند داشتن یک مشخصه قابل‌اعتماد از خواص سختی الاستیک خاک بستر است. امروزه مدول برجهندگی به‌عنوان یک پارامتر قالب اعتماد از سختی الاستیک مصالح بستر شناخته‌شده است. مدول برجهندگی نشان‌دهندهٔ مدول ارتجاعی خاک در سطوح مختلف تنش است که به‌صورت نسبت تنش انحرافی اعمال‌شده به کرنش محوری برگشت‌پذیر تحت اثر بار دینامیکی تعریف می‌شود [۱]. این پارامتر یکی از مشخصات مهم و اساسی مصالح راهسازی در تحلیل‌های مکانیستیک و طراحی سازه‌ای روسازی‌های انعطاف‌پذیر هم در روش‌های تجربی (مانند اشتو ۱۹۹۳) و هم در

* نویسنده مسئول
تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۴/۱۶، بازنگری ۱۴۰۰/۰۶/۰۱، پذیرش ۱۴۰۰/۰۶/۰۴.
شناسه دیجیتال (DOI): 10.22091/cer.2021.7122.1267

روش‌های مکانیستیک- تجربی (مانند MEPDG[1]) است [۲ و ۳]. متداول‌ترین آزمایش برای تعیین مدول برجهندگی در آزمایشگاه، آزمایش سه محوری دینامیکی تحت اثر تنش‌های محدودکننده و تنش‌های انحرافی مختلف بوده که بسیار وقت‌گیر و پرهزینه است.

مشخصات خاک بستر نقش مهمی در طراحی و اجرای روسازی دارند. خصوصیاتی مانند چگالی خشک، میزان رطوبت، دانه‌بندی و شکل ذرات خاک، درصد ریزدانه و حالت تنش، تأثیر نسبتاً بالایی بر مدول برجهندگی خاک‌های بستر دارند [۲، ۴-۷]. مدول برجهندگی (M_r) خاک معمولاً با استفاده از آزمایش سه محوری تکراری تعیین می‌شود [۲ و ۸]. همچنین مدول برجهندگی (M_r) را می‌توان با انجام آزمایش‌های مختلف سه محوری درجا و حلقوی، برش پیچشی و ستون تشدید آزمایشگاهی تعیین کرد [۲، ۹-۱۴]. انجام این‌گونه آزمایش‌ها پیچیده و گران‌قیمت هستند [۱۵]. از طرفی به‌دست آوردن نمونه دست‌نخورده خاک برای انجام آزمون‌های آزمایشگاهی وقت‌گیر و غیراقتصادی است. تاکنون تحقیقات وسیعی در خصوص توسعه روابط تجربی جهت برقراری ارتباط بین مدول برجهندگی و مشخصات اصلی خاک که در آزمایشگاه قابل‌تعیین می‌باشند، انجام شده است [۱۵-۱۸]]. از طرف دیگر، تحقیقات متعددی در خصوص ایجاد همبستگی بین مدول برجهندگی خاک بستر و شاخص‌های درجای خاک بستر نیز انجام شده است [۱۹-۲۴].

به‌طور کلی، برآورد مستقیم یا غیرمستقیم M_r با استفاده از آزمون‌های آزمایشگاهی کاملاً توصیف‌کننده شرایط درجا نیست. این امر عمدتاً به دلیل اختلال و تغییرات ایجاد شده در شرایط و ویژگی‌های نمونه‌های خاک و همچنین وضعیت تنش‌های اعمال شده اتفاق می‌افتد. در این خصوص، خاک‌های بستر به دلیل رفتارهای متغیر و تأثیرپذیری از پارامترهای بارگذاری و شرایط محیطی مختلف مشکل‌سازتر هستند [۲۵]. بنابراین نتایج آزمایش‌های درجا قابل‌اطمینان‌تر خواهند بود، زیرا این آزمایش‌ها خصوصیات خاک دست‌نخورده را در شرایط واقعی ارائه می‌دهند. در بین روش‌های آزمایش درجا، آزمایش نفوذ مخروط (CPT[2]) در مقایسه با آزمون‌های آزمایشگاهی برای به‌دست آوردن مدول برجهندگی ساده‌تر، سریع‌تر و کارآمدتر تلقی می‌شود [۲۱، ۲۳، ۲۴ و ۲۶]. اگرچه این آزمایش در مقایسه با آزمایش‌های درجایی مانند SPT[3] گران‌تر است.

آزمون نفوذ مخروط پیزوکون (CPTU[4]) یک آزمون پیشرفته در محل بوده و به دلیل دقت بالا و قابلیت تکرارپذیری خوب در مهندسی ژئوتکنیک به‌صورت گسترده مورد استفاده قرار گرفته است [۲۷-۳۳]. در آزمون پیزوکون سه پارامتر مقاومت نوک مخروطی (q_c)، مقاومت اصطکاکی جداره (f_s) و فشار آب منفذی (u) اندازه‌گیری می‌شود و همچنین اطلاعاتی در خصوص طبقه‌بندی زیر سطح زمین را نیز در اختیار قرار می‌دهد. مزیت قابل‌توجه CPT نسبت به سایر تکنیک‌های تحقیق این است که تجزیه‌وتحلیل را می‌توان با در نظر گرفتن نتایج به‌دست آمده از داده‌های دیجیتالی خواص خاک در اعماق مختلف انجام داد [۳۴].

حسن (۱۹۹۶) اولین همبستگی بین شاخص نفوذ مخروط دینامیکی و مدول برجهندگی خاک‌های ریزدانه را به صورت معادله زیر پیشنهاد نمود:.

$$M_r = 7013.065 - 2040.783.\mathrm{Ln}(\mathrm{DCPI}) \qquad (۱)$$

که در این رابطه DCPI، شاخص نفوذ مخروط دینامیکی برحسب میلی‌متر بر ضربه و M_r، مدول برجهندگی برحسب مگاپاسکال است [۳۵].

محمد و همکاران (۱۹۹۹) مدلی را جهت برآورد پارامتر M_r با استفاده از نتایج آزمون CPT و نتایج

[1]- Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide

[2]- Cone Penetration Test
[3]- Standard Penetration Test
[4]- Piezocone Penetration Test

آزمون‌های آزمایشگاهی برای خاک‌های ریزدانه به شکل زیر پیشنهاد نمودند:

$$M_r = -5.69\times q_c - 26.51\times f_s + 69.34\times w + 11.78\times \gamma_d - 137.47 \quad (۲)$$

متغیرهای ورودی در این رابطه شامل مقاومت نوک مخروط (q_c)، مقاومت اصطکاکی جداره (f_s)، چگالی خشک خاک (γ_d) و درصد رطوبت (w) بودند. نتایج نشان داد که مدل توسعه‌یافته با نتایج آزمایشگاهی تطابق مناسبی دارد [۲۱].

جورج و اودین[5] (۲۰۰۰) در مورد DCP دستی و خودکار بررسی‌هایی انجام دادند و دریافتند که تفاوت معنی‌داری بین این دو نوع DCP وجود ندارد. رابطه زیر توسط آن‌ها برای پیش‌بینی مدول برجهندگی ارائه شده است [۳۶]:

$$M_r = 532.(DCPI)^{-0.492} \quad (۳)$$

در پژوهشی دیگر، رابطه بین مدول برجهندگی خاک‌های ریزدانه و پارامترهای DCPI، چگالی خشک (γ_d) و درصد رطوبت (M_c) به شکل رابطه (۴) ارائه شده است. همچنین نشان داده شد که درصد رطوبت به شدت بر روی مدول برجهندگی خاک‌های بستر ریزدانه تأثیر می‌گذارد [۴].

$$M_r = \frac{1100.(DCPI)^{-0.44}}{M_c} + 2.39*\gamma_d \quad (۴)$$

هرات[6] و همکاران (۲۰۰۵) با استفاده از دو معادله، مدول برجهندگی خاک‌های ریزدانه را بررسی کردند. این معادلات به شدت قابل اعتماد بودند، اما معادله (۶) را برای همه نوع خاک مناسب و قابل اعتمادتر از معادله (۵) اعلام کردند.

$$M_r = 16.28 + \frac{928.24}{DCPI} \quad (۵)$$

$$M_r = 520.62(DCPI)^{-0.738} + 0.4\left(\frac{\gamma_d}{M_c}\right) + 0.44PI \quad (۶)$$

که در این روابط PI، شاخص خمیری است [۳۷].

محمد و همکاران (۲۰۰۷) دو مدل مبتنی بر روابط آماری برای پیش‌بینی M_r خاک بستر ریزدانه، از طریق پارامتر خروجی آزمون DCP و خواص خاک ایجاد کردند. نتایج نشان داد که مدل پیشنهاد شده با نتایج آزمایشگاهی تطابق خوبی دارد. مدل‌های پیشنهادی به شرح زیر است:

$$M_r = \frac{151.8}{DCPI^{1.096}} \quad (۷)$$

$$M_r = \frac{165.5}{DCPI^{1.147}} + 0.0966\left(\frac{\gamma_d}{w}\right) \quad (۸)$$

که در این روابط M_r، مدول برجهندگی برحسب مگاپاسکال؛ DCPI شاخص نفوذ مخروط دینامیکی برحسب میلی‌متر بر ضربه؛ γ_d چگالی خشک خاک برحسب کیلونیوتن بر مترمکعب و w مقدار آب برحسب درصد می‌باشد [۲۴].

لیو[7] و همکاران (۲۰۱۶) از روش توزیع نرمال چندمتغیره برای مدل‌سازی M_r خاک‌های ریزدانه با استفاده از آزمون نفوذ پیزوکون (CPTU) و سایر پارامترهای کلیدی خاک استفاده نمودند [۲۶]. این روش مورد استقبال محققان قرار گرفته است، زیرا استفاده از آن منجر به ایجاد مدل‌های بهتری از طریق کاهش عدم قطعیت و افزودن تعداد بیشتری متغیر در مقایسه با روش‌های سنتی مبتنی بر رگرسیون شده است [۲۶، ۳۸-۴۰]. مدل مبتنی بر توزیع چندمتغیره به شرح زیر است:

5- George and Uddin
6- Herath
7- Liu

$$M_r = \begin{pmatrix} 1.13 q_c^{0.53} + 13.06 f_s^{1.4} - 0.75 w^{0.34} \\ +0.0007 \gamma_d^{2.33} + 4.75 \end{pmatrix}^{2.44} \quad (۹)$$

که در این معادله M_r، q_c و f_s برحسب مگاپاسکال و γ_d و w نیز به ترتیب برحسب کیلونیوتن بر مترمکعب و درصد هستند.

صدروسادات و همکاران (۲۰۲۰) مدلی با استفاده از نتایج آزمون CPT و براساس روش برنامه‌نویسی بیان ژن (GEP[۸]) جهت پیش‌بینی مدول برجهندگی خاک بستر ریزدانه توسعه داده‌اند. مدل آن‌ها مدول برجهندگی را برحسب مقاومت نوک مخروط (q_c)، مقاومت اصطکاک جداره (f_s)، چگالی خشک خاک (γ_d) و درصد رطوبت (w) پیش‌بینی می‌کند. نتایج نشان داد که مدل توسعه داده شده با دقت مطلوبی مدول برجهندگی خاک بستر ریزدانه را پیش‌بینی می‌کند. رابطه زیر مدل توسعه داده شده را بیان می‌کند [۲۵]:

$$M_r = 34.17 \sqrt{\frac{\gamma_d q_c}{w} \sqrt{\left(\frac{\gamma_d}{q_c} + w\right) f_s}} \quad (۱۰)$$

قربانی و همکاران (۲۰۲۰) نیز مدلی جهت پیش‌بینی مدول برجهندگی خاک بستر ریزدانه ارائه داده‌اند. جهت توسعه مدل از روش ترکیب الگوریتم کرم شب‌تاب (FA[۹]) و شبکه عصبی پرسپترون چندلایه (MLP[۱۰]) استفاده شد. نتایج این اطمینان را داد که مدل توسعه‌یافته به‌خوبی مدول برجهندگی خاک بستر ریزدانه را پیش‌بینی می‌کند. رابطه (۱۱) مدل توسعه داده شده را نشان می‌دهد [۴۱]:

$$(M_r)_{FA-MLP} = 41.65 \times (M_r)_n + 54.15 \quad (۱۱)$$

در این رابطه داریم:

$$(M_r)_n = \sum_{k=1}^{3} V_k \times \tanh(A_k) + bias_h \quad (۱۲)$$

از سوی دیگر داریم:

$$A_k = w_{1k} \times \gamma_{dn} + w_{2k} \times w_n + w_{3k} \times q_{cn} + w_{4k} \times f_{sn} + bias_k \quad (۱۳)$$

در این روابط، k تعداد گره‌های لایه پنهان، w_{ik} وزن لایه ورودی، V_k وزن لایه پنهان، $bias_h$ وزن لایه پنهان و $bias_k$ وزن لایه ورودی می‌باشند. همچنین مقادیر متغیرهای ورودی نیز باید نرمال شده باشند. همان‌طور که واضح است، اگرچه مدل توسعه داده شده براساس روش FA-MLP دقت خوبی دارد، ولی از نظر ریاضی دارای محاسبات پیچیده‌ای است.

در این مقاله با استفاده از روش رگرسیون چندجمله‌ای تکاملی، مدل‌هایی به‌منظور پیش‌بینی مدول برجهندگی خاک بستر ریزدانه با استفاده از نتایج آزمایش CPTU شامل مقاومت نوک مخروط و مقاومت اصطکاکی جداره، رطوبت خاک و چگالی خشک خاک توسعه داده شده است. پس از ارزیابی دقت هریک از مدل‌ها، مدل بهینه از دیدگاه دقت و سادگی انتخاب و تحلیل حساسیت و همچنین تحلیل پارامتریک به‌منظور تعیین درجه اهمیت هریک از ورودی‌ها در پیش‌بینی مدول برجهندگی خاک‌های بستر ریزدانه و همچنین شناخت تأثیر تغییرات هرکدام از پارامترهای ورودی بر روی تغییرات پارامتر خروجی انجام شد.

۲- رگرسیون چندجمله ای تکاملی

رگرسیون چندجمله‌ای تکاملی (EPR[۱۱]) براساس ادغام روش رگرسیون عددی و نمادین توسعه داده شده است. این استراتژی به‌منظور استفاده از خواص مطلوب ریاضی از ساختارهای چندجمله‌ای استفاده کرده است. ایده اصلی EPR استفاده از جستجوی تکاملی برای بیان عبارات چندجمله‌ای با استفاده از الگوریتم ژنتیک (GA[۱۲]) است. EPR امکان پیاده‌سازی محاسباتی ساده

[8]- Gene Expression Programing
[9]- Firefly Algorithm
[10]- Multilayer Perceptron Neural Network
[11]- Evolutionary Polynomial Regression
[12]- Genetic Algorithm

الگوریتم، جستجوی کارآمد برای عبارتی صریح و بهبود کنترل پیچیدگی عبارت تولید شده را فراهم می‌کند [۴۲]. روش EPR مبتنی بر داده و براساس محاسبات تکاملی است و هدف آن جستجوی ساختار چندجمله‌ای نشان‌دهنده سیستم است. یک سیستم فیزیکی، با داشتن خروجی y، ورودی‌های X و پارامترهای θ، می‌تواند به‌صورت زیر بیان شود:

$$y = F(X,\theta) \qquad (۱۴)$$

که در آن F، تابعی در یک فضای mبعدی است که m تعداد ورودی‌ها است. برای جلوگیری از مشکل افزایش تعداد عبارات ریاضی در EPR، توان‌های چندجمله‌ای با حداکثر تعداد جمله‌های ثابت در تابع توسط روند تکاملی جستجو می‌شوند. در طی یک اجرا، تعدادی از عبارات با افزایش تعداد جمله‌ها تا حداکثر تعداد مشخصی که توسط کاربر تعیین می‌شود برگردانده می‌شود تا امکان انتخاب تعداد بهینه جمله‌ها فراهم گردد. شکل کلی عبارت مورد استفاده در EPR را می‌توان به‌صورت زیر نشان داد [۴۲]:

$$y = \sum_{j=1}^{m} F\left(X, f\left(X, a_i\right)\right) + a_0 \qquad (۱۵)$$

که در آن y بردار خروجی فرایند، a_i یک مقدار ثابت، F تابعی است که توسط فرآیند ساخته می‌شود، X ماتریس متغیرهای ورودی، f تابعی است که توسط کاربر تعریف می‌شود و m تعداد جمله‌های عبارت هدف است.

به‌طور کلی، EPR یک روش دومرحله‌ای برای ساخت مدل‌های نمادین است. در مرحله اول با استفاده از یک الگوریتم استاندارد ژنتیک، بهترین شکل ساختار تابع جستجو می‌شود، یعنی ترکیبی از بردارهای ورودی‌های مستقل $X_{S=1,k}$، و سپس رگرسیون حداقل مربعات به‌منظور یافتن پارامترهای قابل تنظیم θ برای هر ترکیبی از ورودی‌ها به‌کار گرفته می‌شود. به این ترتیب با توجه به تابع هزینه تعریف شده توسط کاربر، به‌طور هم‌زمان یک الگوریتم جستجوی جهانی برای یافتن بهترین مجموعه ترکیبات ورودی و توان‌های مرتبط انجام می‌شود. پارامترهای قابل تنظیم، a_i، با استفاده از روش حداقل مربعات خطی (LS[۱۳]) و براساس به حداقل رساندن مجموع مربعات خطا (SSE[۱۴]) به‌عنوان تابع هزینه ارزیابی می‌شوند. جستجوی جهانی برای یافتن بهترین شکل معادله EPR با استفاده از الگوریتم ژنتیک استاندارد (GA) بر روی مقادیر موجود در بردار نماینده تعریف شده توسط کاربر انجام می‌شود. الگوریتم GA براساس نظریه تکامل داروین عمل می‌کند و با ایجاد یک جمعیت اولیه تصادفی از راه‌حل‌ها آغاز می‌شود. هر پارامتر تنظیم‌شده در جمعیت نشان‌دهنده کروموزوم‌های فرد است. به هر فردی براساس عملکرد خوبی که در محیط خود دارد، درجه‌ای از برازندگی اختصاص داده می‌شود. از طریق عملیات همپوشانی[۱۵] و جهش[۱۶]، به ترتیب با احتمال P_c و P_m، نسل بعدی ایجاد می‌شود. افراد (راه‌حل‌های) سازگار برای جفت‌گیری انتخاب می‌شوند، در حالی‌که افراد (راه‌حل‌های) ضعیف کنار گذاشته می‌شوند. فرزندان با ترکیب مجموعه‌ای از کروموزوم‌های والدین ایجاد می‌شوند. در EPR از کدگذاری عدد صحیح GA و عملیات همپوشانی تک‌نقطه‌ای برای تعیین مکان توان‌های نامزد استفاده می‌شود. فرآیند EPR هنگامی متوقف می‌شود که معیار خاتمه، که می‌تواند حداکثر تعداد نسل‌ها، حداکثر تعداد جمله‌ها در عبارت ریاضی هدف یا یک خطای مجاز خاص باشد، برآورده شود [۴۳]. فلوچارت روش EPR در شکل ۱ نشان داده شده است.

۳- ارزیابی دقت مدل

به‌منظور ارزیابی دقت مدل و مقایسه مدل‌ها با یکدیگر با توجه به روابط (۱۶) تا (۲۰)، از ۵ پارامتر آماری ضریب رگرسیون (R^2)، جذر میانگین مربعات خطا

[13]- Least-Squares
[14]- Sum of Squared Estimate of Errors
[15]- Crossovr
[16]- Mutation

(RMSE[۱۷])، ضریب تعیین (CoD[۱۸])، مجموع مربعات خطا (SSE) و میانگین خطاها (AVG[۱۹]) استفاده شده است. این پارامترها برای داده‌های آموزش، داده‌های آزمون و کل داده‌ها مورد ارزیابی قرار گرفت.

$$R^2=\left[\frac{1}{N}\frac{\sum_{i=1}^{N}(T_i-\bar{T})(O_i-\bar{O})}{\sigma_T.\sigma_O}\right]^2 \quad (۱۶)$$

$$CoD=1-\frac{\sum_{i=1}^{N}\sum_{N_s}(O_i-T_i)^2}{\sum_{i=1}^{N}(T_i-\bar{T})^2} \quad (۱۷)$$

$$SSE=\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}(T_i-O_i)^2 \quad (۱۸)$$

$$RMSE=\sqrt{\frac{1}{N}\times\sum_{i=1}^{N}(T_i-O_i)^2} \quad (۱۹)$$

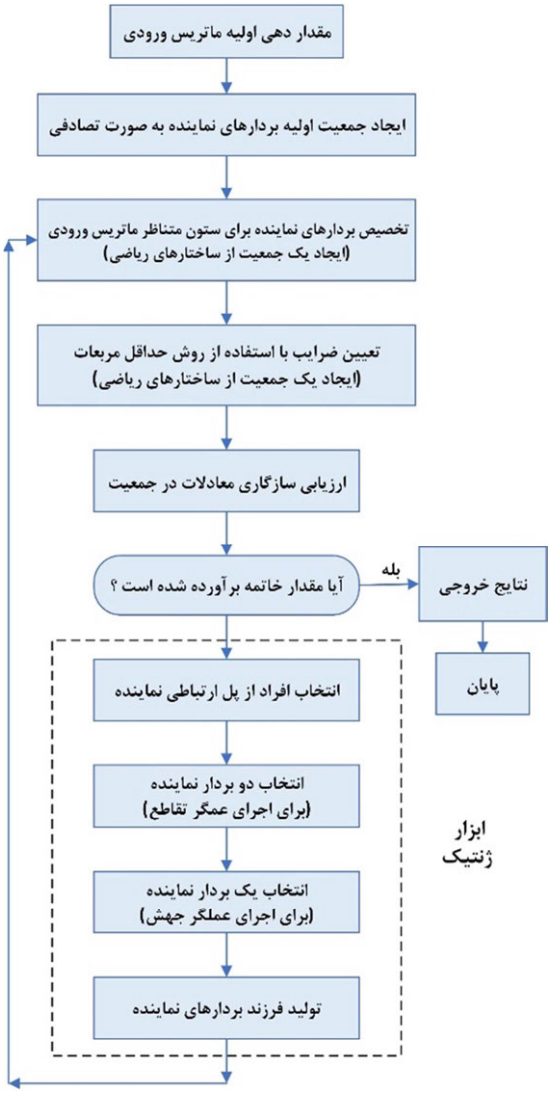
$$AVG=\frac{\sum_{i=1}^{N}\sqrt{(1-T_i/O_i)^2}}{N} \quad (۲۰)$$

در این روابط، N تعداد داده‌های مشاهده‌شده، T_i بردار مقادیر پیش‌بینی‌شده، O_i بردار مقادیر اندازه‌گیری شده، $\bar{T}$ میانگین بردار مقادیر پیش‌بینی‌شده، $\bar{O}$ میانگین بردار مقادیر اندازه‌گیری شده، σ_T انحراف معیار مقادیر پیش‌بینی‌شده و σ_O انحراف معیار مقادیر اندازه‌گیری شده است.

۴- پایگاه داده

۴-۱- تشریح پایگاه داده

پایگاه داده مورد استفاده در این تحقیق برگرفته از مقاله لیو و همکاران (۲۰۱۶) است [۴۴]. هدف آن‌ها ایجاد یک همبستگی بین شاخص‌های آزمون نفوذ مخروط و مدول برجهندگی خاک‌های بستر ریزدانه رسی بود. برای این منظور، از ۱۲۴ داده آزمایشگاهی حاصل از آزمایش CPTU در ۱۶ سایت مختلف از استان جیانگ سو کشور چین که مطابق با استانداردهای بین‌المللی انجام شده بودند، استفاده شده است [۴۵ و ۴۶]. لایه‌های زیرین در این محل، عمدتاً شامل خاک‌های رسی نرم و سفت و خاک‌های رسی لای‌دار با تنوع بالا از نظر مقاومت و سختی بودند [۴۴].



شکل ۱- فلوچارت روند EPR [۴۷]

براساس نمونه‌های خاک از سایت‌های آزمایش، آزمون‌های آزمایشگاهی برای تعیین مشخصات خاک شامل درصد رطوبت (w)، چگالی خشک (γ_d) و مدول برجهندگی (M_r) انجام شد. آزمون‌های مدول برجهندگی مطابق با استانداردهای AASHTO T307 انجام شده است [۴۸].

در آزمایش‌های انجام شده از نفوذسنج مخروطی استوانه‌ای شکل با مساحت ۱۰ سانتی‌مترمربع و زاویه نوک ۶۰ درجه استفاده گردید. همچنین سطح سیلندر اصطکاک ۱۵۰ سانتی‌مترمربع مساحت داشت و فیلتر

[17]- Root Mean Square Error
[18]- Coefficient of Determination
[19]- Average Error

ساخته شده از پلاستیک متخلخل در شکاف بین نوک مخروط و جداره با ضخامت ۵ میلی‌متر قرار داشت. برای انجام آزمایش، از گمانه‌هایی در مجاورت یکدیگر و با فاصله افقی کمتر از ۲ متر استفاده شد. عمق سفره آب زیرزمینی (GWT) که در محل‌های آزمایش از ۰/۴ تا ۴/۵ متر متفاوت بود، بلافاصله پس از آزمایش CPTU ثبت شد. برای پیش‌بینی M_r تحت تنش درجا، آزمایش‌های CPTU در مکان‌های مجاور نزدیک گمانه‌ها که در آنجا نمونه‌های خاک جمع‌آوری شده بودند، انجام گردید. فاصله افقی بین گمانه شناسایی مشخصات خاک و محل آزمایش CPTU برای هر مجموعه داده {M_r، q_c، f_s، w و γ_d} کمتر از ۲ متر بود. در این تحقیق M_r، q_c و f_s برحسب مگاپاسکال، w برحسب درصد و γ_d برحسب کیلونیوتن بر مترمکعب اندازه‌گیری شده بود [۴۴].

۴-۲- پارامترهای آماری

برای مدل‌سازی، ابتدا داده‌ها به‌صورت تصادفی به دسته‌های آموزش و آزمون تقسیم شدند. برای این منظور، ۷۰ درصد داده‌ها به‌عنوان داده آموزش و ۳۰ درصد داده‌ها به‌عنوان داده آزمون انتخاب شدند.

در جداول ۱ و ۲، مشخصات آماری پارامترهای ورودی و خروجی به ترتیب برای داده‌های آموزش و آزمون نشان داده شده است. همچنین در شکل ۲ هیستوگرام فراوانی و فراوانی تجمعی برای پارامترهای ورودی و خروجی مشاهده می‌شود.

جدول ۱- مشخصات آماری مجموعه داده‌های آموزش

مشخصات آماری	W (%)	γ_d (kN/m^3)	q_c (MPa)	f_s (MPa)	M_r (MPa)
حداقل	۶/۹	۱۰/۵	۰/۲۲	۰/۰۰۶	۱۲/۵
حداکثر	۷۸/۱	۱۹/۹	۳/۹۳	۰/۱۴	۹۵/۸
میانگین	۳۱/۳۲	۱۶/۱۳	۱/۷۲	۰/۰۸	۴۶/۶۳
میانه	۲۷/۶	۱۶/۴	۱/۵۵	۰/۰۸	۴۵/۳
انحراف معیار	۱۴/۵۷	۱/۹۱	۰/۸۸	۰/۰۳	۱۸/۱۹

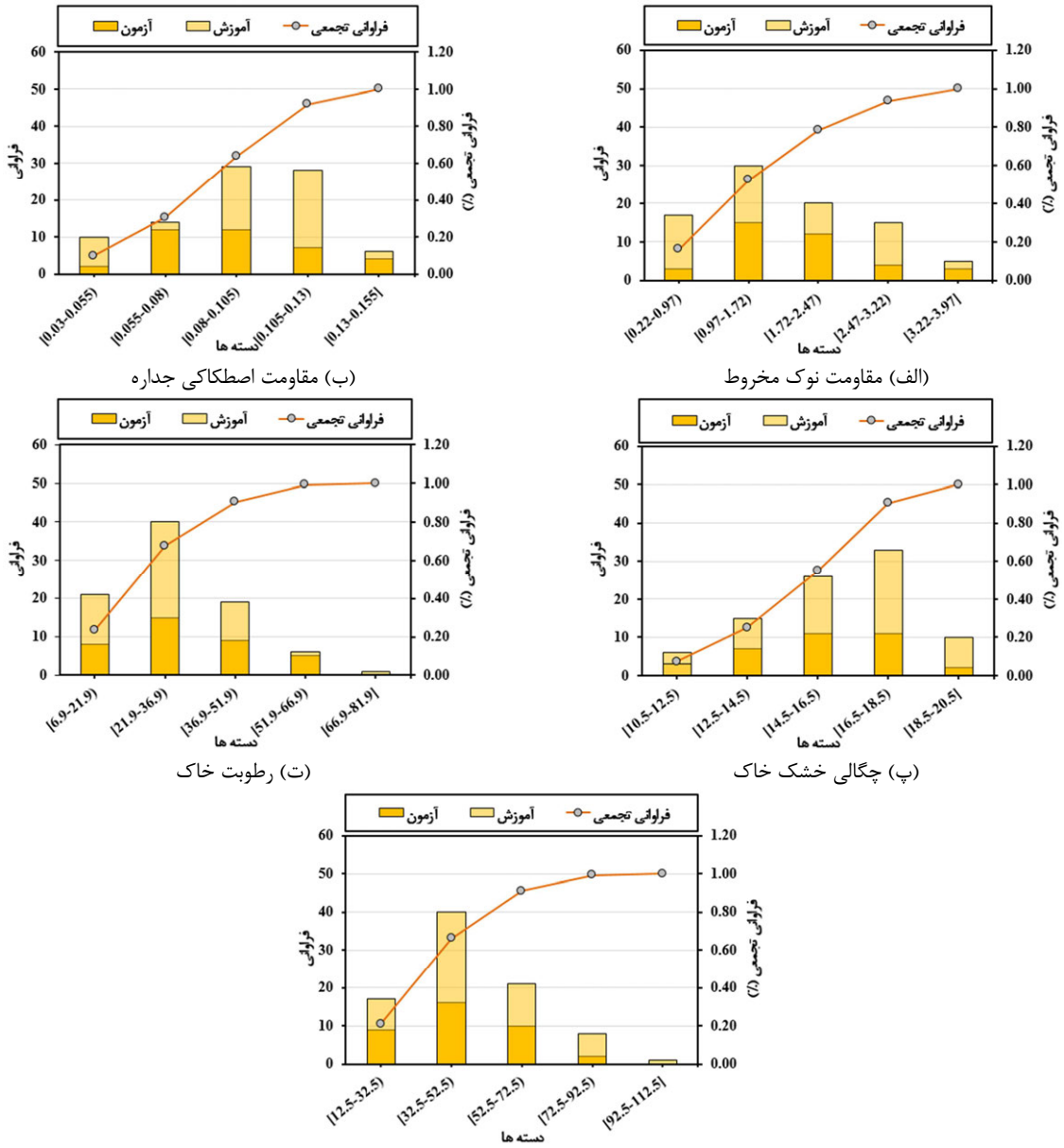
جدول ۲- مشخصات آماری مجموعه داده‌های آزمون

مشخصات آماری	W (%)	γ_d (kN/m^3)	q_c (MPa)	f_s (MPa)	M_r (MPa)
حداقل	۱۰/۱	۱۰/۵	۰/۵۲	۰/۰۱	۲۲/۹
حداکثر	۶۰/۲	۱۹/۸	۳/۳۴	۰/۱۳	۸۱/۴
میانگین	۳۳/۳۳	۱۵/۱۹	۱/۸۳	۰/۰۷	۴۴/۷۹
میانه	۳۱/۶	۱۵/۵	۱/۷۲	۰/۰۸	۴۳
انحراف معیار	۱۳/۴۹	۲/۳۱	۰/۷۶	۰/۰۳	۱۵/۱۴

همان‌گونه که ملاحظه می‌شود درصد رطوبت در دامنه ۶/۹ الی ۷۸/۱، چگالی خشک در دامنه ۱۰/۵ الی ۱۹/۹ کیلونیوتن بر مترمکعب، مقاومت نوک مخروط در دامنه ۰/۲۲ الی ۳/۹۳ مگاپاسکال، مقاومت اصطکاکی جداره در دامنه ۰/۰۰۶ الی ۰/۱۴ مگاپاسکال تغییر می‌کند. همچنین مدول برجهندگی اندازه‌گیری شده نیز در دامنه ۱۲/۵ الی ۹۵/۸ مگاپاسکال تغییر می‌کند.

محدوده وسیع تغییر هریک از متغیرهای ورودی و خروجی نشان‌دهنده تنوع نمونه‌های موجود در پایگاه داده

و تعمیم‌پذیر بودن مدل‌های توسعه داده شده براساس داده‌های موجود در این پایگاه داده است.



(الف) مقاومت نوک مخروط

(ب) مقاومت اصطکاکی جداره

(پ) چگالی خشک خاک

(ت) رطوبت خاک

(ث) مدول برجهندگی

شکل ۲- هیستوگرام فراوانی، فراوانی تجمعی و مشخصات آماری برای داده‌های آموزش و آزمون

۵- مدل‌سازی براساس روش EPR

۵-۱- توسعه مدل‌های پیش‌بینی مدول برجهندگی

پس از انجام فرآیند تقسیم داده‌ها به داده‌های آموزش و آزمون، مدل‌سازی براساس روش EPR انجام شد. این فرآیند براساس توابع داخلی همچون لگاریتم طبیعی، تانژانت، نمایی، تانژانت هایپربولیک و سکانت هایپربولیک انجام گردید.

بهترین مدل برای هریک از توابع و ساختارها براساس حداقل خطای مدل‌سازی انتخاب شد. مدل‌های بهینه در حالت استفاده از توابع مختلف در جدول ۳ آورده شده‌اند.

مقدار نرمال شده هر پارامتر با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$x' = \frac{x - x_{min}}{x_{max} - x_{min}} \qquad (۲۱)$$

که در این رابطه، x مقدار کمیت در مقیاس واقعی، x' مقدار نرمال شده کمیت، x_{min} مقدار حداقل کمیت و x_{max} مقدار حداکثر کمیت می‌باشد.

جدول ۳- مدل‌های بهینه ارائه شده براساس توابع مختلف

تانژانت هایپربولیک	$M_r = -1.3729\tanh(\gamma_d)^{0.5} - 0.64893\tanh(w)^{0.5} + 1.187\gamma_d^{0.5} + 0.34245 q_c^{0.5}.f_s + 0.4736 q_c.\tanh(\gamma_d)^{0.5} + 0.57493$
لگاریتم طبیعی	$M_r = -0.64801 Ln(w+1)^{(0.5)} + 0.42234 f_s/w.Ln(q_c+1)^{(0.5)}.Ln(w) + 0.36852 q_c^{(0.5)}.\gamma_d.Ln(\gamma_d+1) + 0.27562 q_c + 0.44115$
سکانت هایپربولیک	$M_r = +0.21979 \times \frac{\text{sech}(\gamma_d)}{\text{sech}(f_s).\text{sech}(w)} - 2.6905\,\text{sech}(w) - 1.1895 \times \frac{1}{sech(q_c)^{0.5}} + 0.28204 f_s.\text{sech}(w) + 0.47286 q_c. \times \frac{1}{sech(f_s)^{0.5}.sech(\gamma_d)^{0.5}} + 3.1956$
نمایی	$M_r = 0.37163\exp(0.5q_c + 0.5f_s - w) + 0.39131 w^{0.5} \times \exp(-w) + 0.16289 q_c^{0.5} \times \exp(\gamma_d) - 0.074953$
تانژانت	$M_r = \tan\left(-0.47396 w^{0.5} + 0.33276 q_c^{0.5} \times \gamma_d + 0.37232 q_c^{0.5} \times f_s + 0.20852 q_c - 0.25154 q_c \times f_s^{0.5} \times \gamma_d^{0.5} + 0.35871\right)$

q_c: مقدار نرمال شده مقاومت نوک مخروط برحسب MPa.
f_s: مقدار نرمال شده مقاومت اصطکاکی جداره برحسب MPa.
w: مقدار نرمال شده رطوبت خاک برحسب درصد.
γ_d: مقدار نرمال شده چگالی خشک خاک برحسب kN/m^3.
M_r: مقدار نرمال شده مدول برجهندگی خاک‌های ریزدانه برحسب MPa.

مقادیر حداقل و حداکثر هریک از پارامترها در جدول ۴ نشان داده شده است. همچنین نوع ارائه مدل EPR در مدل‌های سکانت هایپربولیک، تانژانت هایپربولیک، لگاریتم طبیعی و نمایی به‌صورت رابطه (۲۷) و در مدل تانژانت به‌صورت رابطه (۲۸) در نظر گرفته شد. سایر جزئیات تنظیم شده برای توسعه هریک از مدل‌ها به شرح جدول ۴ است.

$$Y = \text{sum}(a_i.\,X1.\,X2.\,f\,(X1).f\,(X2)) + a_0 \qquad (۲۲)$$

$$Y = \tan(sum(a_i.X1.X2) + a_0) \qquad (۲۳)$$

محدوده نماینده ذکر شده در جدول ۴ تعیین‌کننده خطی یا غیرخطی بودن مدل و همچنین وابستگی مستقیم یا معکوس بین پارامترهای ورودی و پارامتر خروجی است.

۵-۲- ارزیابی عملکرد مدل

در جدول ۵، پارامترهای عملکردی هریک از مدل‌ها به ترتیب برای داده‌های آموزش، آزمون و کل داده‌ها ذکر شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، تمامی مدل‌ها در پیش‌بینی مدول برجهندگی خاک‌های ریزدانه عملکرد مطلوبی دارند و همبستگی بسیار خوبی بین مدول برجهندگی خاک‌های ریزدانه و سایر پارامترهای ورودی وجود دارد.

برای مقایسه بین مدل‌ها و انتخاب بهترین مدل، علاوه بر مقایسه پارامترهای عملکردی، سادگی مدل نیز اهمیت دارد. میزان سادگی و پیچیده بودن یک مدل براساس ضرایب توانی، تعداد عبارت‌های جبری و رابطه مستقیم یا غیرمستقیم بین پارامترهای ورودی و پارامتر خروجی تعیین می‌شود.

با مقایسه بین مدل‌ها، مدل ایجاد شده براساس تابع نمایی، که در جدول ۳ نشان داده شده است، به‌عنوان ساده‌ترین مدل انتخاب شد. این مدل علی‌رغم اینکه

ضریب تعیین (R^2) کمتری نسبت به مدل سکانت هایپربولیک دارد، به دلیل ساده‌تر بودن (تعداد عبارات جبری کمتر و همبستگی مستقیم همه ورودی‌ها با خروجی) به‌عنوان مدل بهینه انتخاب می‌گردد.

جدول ۴- جزئیات پارامترهای تنظیمی برای مدل‌ها

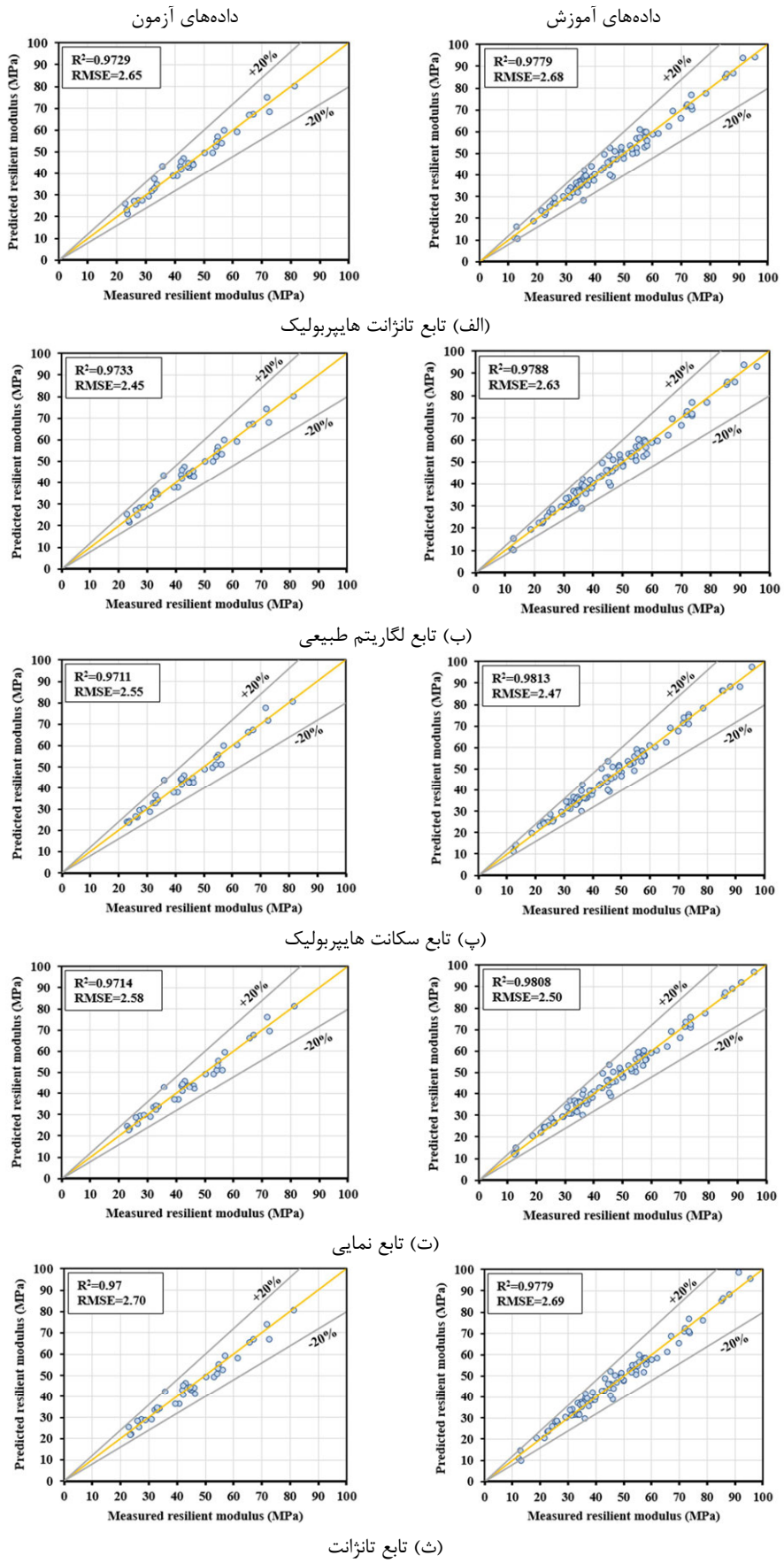
توصیف پارامترها	تنظیم پارامترها				
	سکانت هایپربولیک	تانژانت هایپربولیک	لگاریتم طبیعی	نمایی	تانژانت
محدوده نماینده	[-1,-0.5,0,0.5,1]	[-1,-0.5,0,0.5,1]	[-1,-0.5,0,0.5,1]	[-1,-0.5,0,0.5,1]	[-1,-0.5,0,0.5,1]
تعداد عبارات	۵	۵	۴	۴	۵
مقدار بایاس	۳/۱۹۵۶	۰/۵۷۴۹۳	۰/۴۴۱۱۵	-۰/۰۷۴۹۵۳	۰/۳۵۸۷۱
مقیاس پارامترها	[0,1]	[0,1]	[0,1]	[0,1]	[0,1]

جدول ۵- دقت و عملکرد هریک از مدل‌های پیش‌بینی مدول برجهندگی

مدل‌ها	COD	AVG	RMSE	SSE	R^2
داده‌های آموزش					
تانژانت هایپربولیک	۰/۹۷۷۹	۰/۰۵	۲/۶۸	۷/۲۲	۰/۹۷۷۹
لگاریتم طبیعی	۰/۹۷۸۱	۰/۰۴۹	۲/۶۳	۶/۹۱	۰/۹۷۸۸
سکانت هایپربولیک	۰/۹۸۱۳	۰/۰۴۳	۲/۴۷	۶/۱۰	۰/۹۸۱۳
نمایی	۰/۹۸۰۸	۰/۰۴۵	۲/۵۰	۶/۲۹	۰/۹۸۰۸
تانژانت	۰/۹۷۷۸	۰/۰۵۱	۲/۶۹	۷/۲۳	۰/۹۷۷۹
داده‌های آزمون					
تانژانت هایپربولیک	۰/۹۷۲۷	۰/۰۴۷	۲/۶۵	۶/۰۸	۰/۹۷۲۹
لگاریتم طبیعی	۰/۹۷۳۰	۰/۰۴۷	۲/۴۵	۶/۰۱	۰/۹۷۳۳
سکانت هایپربولیک	۰/۹۷۰۰	۰/۰۴۴	۲/۵۵	۶/۵	۰/۹۷۱۱
نمایی	۰/۹۷۰۰	۰/۰۴۹	۲/۵۸	۶/۶۸	۰/۹۷۱۴
تانژانت	۰/۹۷۷۸	۰/۰۵۱	۲/۶۹	۷/۲۶۹	۰/۹۷۵۷۰
کل داده‌ها					
تانژانت هایپربولیک	۰/۹۷۷۸	۰/۰۸۰	۲/۶۲	۷/۲۵	۰/۹۷۶۸
لگاریتم طبیعی	۰/۹۷۸۵	۰/۰۴۹	۲/۵۷	۷/۰۲	۰/۹۷۷۶
سکانت هایپربولیک	۰/۹۸۱۴	۰/۰۴۳	۲/۴۹	۶/۰۹	۰/۹۷۹
نمایی	۰/۹۸۰۹	۰/۰۴۴	۲/۵۳	۶/۲۴	۰/۹۷۸۵
تانژانت	۰/۹۷۷۸	۰/۰۵۱	۲/۶۹	۷/۲۶	۰/۹۷۵۷

در شکل ۳، توانایی هریک از مدل‌های توسعه داده شده با مقایسه بین مدول برجهندگی اندازه‌گیری شده و مدول برجهندگی پیش‌بینی شده براساس داده‌های آموزش و آزمون آورده شده است.

محدوده خطای ۲۰ درصد و همچنین مقادیر R^2 و RMSE نیز با توجه به دقت هر مدل نشان داده شده است. با دقت در مدل نمایی که پیش‌تر به‌عنوان بهترین مدل انتخاب شد، مشخص می‌شود که مقدار R^2 به ترتیب برای داده‌های آموزش و آزمون برابر با ۰/۹۸۰۸ و ۰/۹۷۱۴ و مقدار RMSE نیز به ترتیب برابر با ۲/۵۰ و ۲/۵۸ است که این مقادیر دقت مطلوب مدل را نشان می‌دهند.



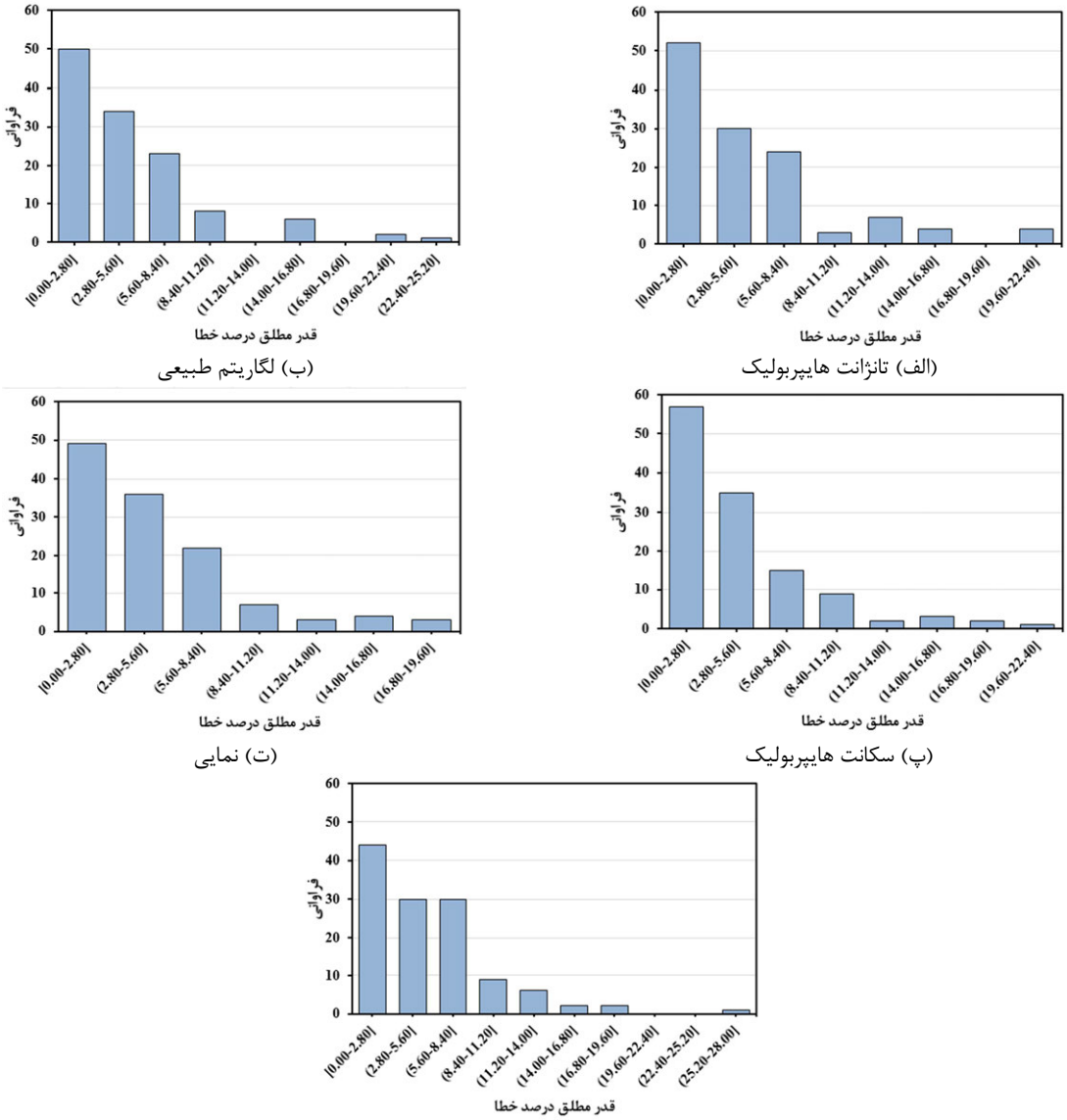
شکل ۳- مقایسه نتایج مدول برجهندگی پیش‌بینی‌شده و اندازه‌گیری شده براساس توابع مختلف

۵-۳- انتخاب مدل بهینه از دیدگاه دقت

به‌منظور تعیین حداکثر خطای پیش‌بینی هریک از مدل‌های توسعه داده شده، فراوانی قدرمطلق درصد خطاها برای مجموع داده‌های آموزش و آزمون محاسبه گردید. هیستوگرام فروانی قدرمطلق درصد خطاها در شکل ۴ نشان داده شده است. قدرمطلق درصد خطا برای هر داده از رابطه (۲۴) محاسبه گردید:

$$AEP_i = \frac{|Mr_i^M - Mr_i^P|}{Mr_i^M} \qquad (۲۴)$$

که در این رابطه، Mr_i^M مقدار اندازه‌گیری شده مدول برجهندگی، Mr_i^P مقدار پیش‌بینی‌شده مدول برجهندگی و AEP_i قدرمطلق درصد خطا برای داده iام می‌باشند. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود حداکثر مقدار قدرمطلق درصد خطا برای مدل سکانت هایپریولیک و تانژانت هایپربولیک برابر با ۲۲/۴، مدل لگاریتم طبیعی برابر با ۲۵/۲، برای مدل نمایی برابر با ۱۹/۶ و برای مدل تانژانت برابر با ۲۸/۰ درصد است.



(الف) تانژانت هایپربولیک

(ب) لگاریتم طبیعی

(پ) سکانت هایپربولیک

(ت) نمایی

(ث) تانژانت

شکل ۴- هیستوگرام فراوانی قدرمطلق درصد خطا با توجه به مدل‌های مختلف

بنابراین می‌توان دید که مدل نمایی با حداکثر خطای ۱۹/۶ درصد توانایی پیش‌بینی مدول برجهندگی را دارد و در مقایسه با سایر مدل‌ها با خطای کمتری امکان پیش‌بینی مدول برجهندگی را فراهم می‌کند.

۶- مقایسه مدل توسعه داده شده با سایر مدل‌ها

به‌منظور ارزیابی توانایی روش رگرسیون چندجمله‌ای تکاملی، نتایج حاصل از این روش برای پیش‌بینی مدول برجهندگی خاک بستر ریزدانه با نتایج سایر مدل‌های توسعه داده شده در این زمینه مقایسه گردید.

برای این منظور از نتایج مدل توزیع چندمتغیره، مدل توسعه داده شده براساس روش برنامه‌نویسی بیان ژن (GEP) و مدل توسعه داده شده براساس ترکیب الگوریتم کرم شب‌تاب (FA) و شبکه عصبی پرسپترون چندلایه (MLP) استفاده شده است [۲۵، ۲۶ و ۴۱]. این مدل‌ها در بخش مقدمه معرفی شده‌اند. با توجه به اینکه در تحقیق‌های لیو و همکاران و صدروسادات و همکاران شکل معادله جهت محاسبه مدول برجهندگی به صورت صریح معرفی شده بود، از این معادلات به منظور پیش‌بینی مدول برجهندگی برای مجموعه داده‌های آموزش و آزمون استفاده گردید.

در جدول ۶ مقادیر ضریب تعیین (R^2) و جذر میانگین مربعات خطای (RMSE) حاصل از مدل‌های توزیع نرمال، مدل GEP، مدل FA-MLP و EPR نشان داده شده است.

همانگونه که ملاحظه می‌شود، مدل توسعه داده شده براساس روش EPR دارای بیشترین مقدار ضریب تعیین در خصوص مجموعه داده‌های آموزش و همچنین دارای کمترین خطای RMSE در خصوص مجموعه داده‌های آزمون می‌باشد. دقت مدل FA-MLP با دقت مدل توسعه داده شده در این تحقیق قابل مقایسه است، با این وجود پیاده‌سازی محاسبات مربوط به این روش به دلیل بهره‌گیری از روش شبکه عصبی مصنوعی طولانی‌تر و شکل معادله بسیار پیچیده‌تر بوده و برای محاسبات دستی مناسب نیست.

جدول ۶- مقایسه مدل‌های مختلف توسعه داده شده

محققان	روش	R^2		RMSE	
		آموزش	آزمون	آموزش	آزمون
لیو و همکاران [۲۶]	توزیع نرمال	۰/۹۸۰۰	۰/۹۶۹۹	۲/۸۰	۲/۷۵
صدروسادات و همکاران [۲۵]	GEP	۰/۹۶۱۶	۰/۹۵۱۳	۳/۵۵	۳/۳۲
قربانی و همکاران [۴۱]	FA-MLP	۰/۹۸۰۱	۰/۹۸۰۱	۲/۲۹	۲/۶۸
تحقیق حاضر	EPR	۰/۹۸۰۸	۰/۹۷۱۴	۲/۵۰	۲/۵۸

۷- تحلیل حساسیت

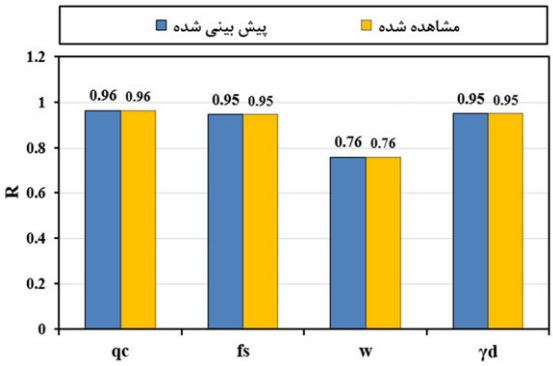
در این مطالعه، از روش دامنه کسینوس (CAM[۲۰]) برای تعیین درجه اهمیت هریک از پارامترهای ورودی برای پیش‌بینی مدول برجهندگی خاک‌های ریزدانه با استفاده از درجه شاخص حساسیت استفاده شده است. درجه شاخص حساسیت را می‌توان توسط معادله (۲۵) محاسبه کرد:

$$R_i = \frac{\sum_{j=1}^{n} x_{ij} \cdot y_j}{\sqrt{\sum_{j=1}^{n} x_{ij}^2 \cdot \sum_{j=1}^{n} y_j^2}} \qquad (۲۵)$$

[20]- Cosine Amplitude Method

در این معادله، x_{ij} متغیر iام مستقل را برای نقطه داده j و y_j متغیر وابسته را برای نقطه داده j نشان می‌دهد (با توجه به x_{ij}). مقدار R_i نزدیک به ۱ نشان‌دهنده اهمیت بیشتر پارامتر ورودی در برآورد پارامتر خروجی است، در حالی‌که R_i برابر با صفر عملاً امکان استخراج همبستگی را از بین می‌برد.

شکل ۵ درجه اهمیت متغیرهای ورودی را براساس نتایج حاصل از مقادیر اندازه‌گیری شده و پیش‌بینی شده مدول برجهندگی نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، درجه اهمیت پارامترهای q_c، γ_d و f_s تقریباً برابر است و w کم‌اهمیت‌ترین پارامتر برای پیش‌بینی مدول برجهندگی خاک‌های ریزدانه با استفاده از نتایج آزمون نفوذ مخروط است. همچنین اختلاف R_i بین مقادیر پیش‌بینی شده و اندازه‌گیری شده مدول برجهندگی برای پارامترهای q_c، γ_d، f_s و w به ترتیب برابر با ۰/۰۵، ۰/۱۱، ۰/۰۱ و ۰/۰۴ درصد است که دقت بالای روش EPR را برای پیش‌بینی مدول برجهندگی خاک‌های ریزدانه نشان می‌دهد.



شکل ۵- اهمیت هریک از متغیرها براساس روش CAM

۸- تحلیل پارامتریک

محدودیت‌های زمانی و هزینه‌ای و همچنین دسترسی محدود به تجهیزات مناسب به‌طور کلی موانع اصلی در مطالعات آزمایشگاهی هستند. در بیشتر موارد، بررسی تأثیر هر متغیر ورودی بر روی پارامتر خروجی، مستلزم ساخت چندین نمونه است که زمان‌بر و گران می‌باشند. یکی از مزایای مدل‌سازی استفاده از مدل‌های توسعه‌یافته برای مطالعات پارامتریک و ارزیابی تأثیر هر پارامتر ورودی بر خروجی مدل است.

همان‌طور که قبلاً ذکر شد، در این پژوهش پارامترهای ورودی q_c، γ_d، f_s و w هستند. در این مطالعه با استفاده از مدل بهینه EPR، تأثیر برهمکنش بین پارامترهای q_c و γ_d، برهمکنش بین پارامترهای q_c و f_s، برهمکنش بین پارامترهای q_c و w، برهمکنش بین پارامترهای f_s و γ_d، برهمکنش بین پارامترهای w و γ_d و برهمکنش بین پارامترهای w و f_s بر روی مدول برجهندگی خاک‌های ریزدانه ارزیابی شده است.

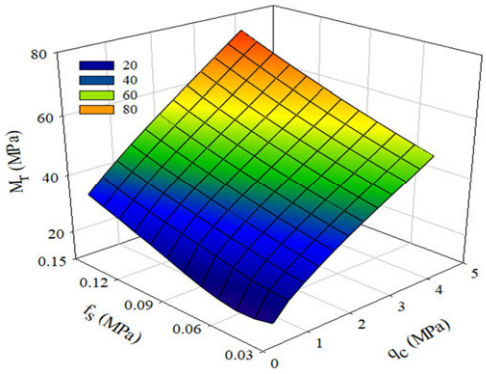
برای این منظور، پارامتر موردنظر بین حداقل مقدار و حداکثر مقدار آن تغییر داده شد و سایر پارامترها برابر با مقادیر متوسط در نظر گرفته شدند و سپس مدول برجهندگی با توجه به تغییر پارامتر موردنظر براساس مدل EPR تعیین گردید. نتایج مربوط به تحلیل پارامتریک در شکل ۶ نشان داده شده است.

همان‌طور که ملاحظه می‌شود، برهمکنش q_c و f_s نشان می‌دهد که افزایش این دو پارامتر باعث افزایش مدول برجهندگی می‌شود. برهمکنش q_c و γ_d نشان‌دهندهٔ تأثیر زیاد q_c در افزایش مدول برجهندگی و تأثیر کمتر γ_d در افزایش آن است. برهمکنش f_s و γ_d نشان می‌دهد که افزایش هردو پارامتر f_s و γ_d افزایش مدول برجهندگی را در پی خواهند داشت. همچنین برهمکنش w و γ_d نشان‌دهندهٔ تأثیر زیاد افزایش w در کاهش مدول برجهندگی و افزایش اندک γ_d در افزایش مدول برجهندگی است.

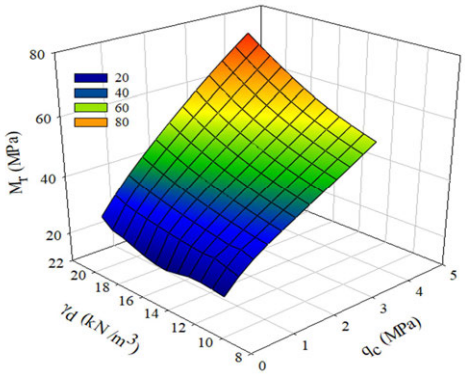
۹- نتیجه‌گیری

در این مقاله ۵ مدل، با استفاده از روش رگرسیون چندجمله‌ای تکاملی (EPR) جهت پیش‌بینی مدول برجهندگی خاک بستر رسی توسعه داده شده است. برای این منظور از پایگاه داده‌ای شامل ۱۲۴ نمونه آزمایشی استفاده شده است. ورودی‌های همه مدل‌ها شامل مقاومت

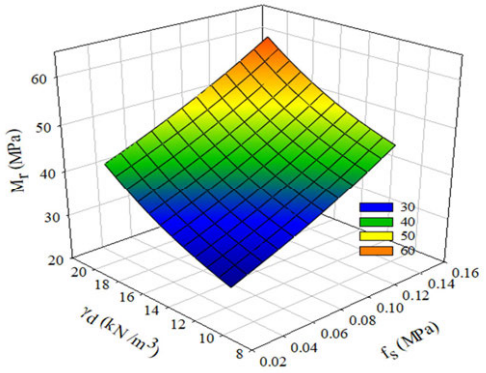
نوک مخروط (q_c)، مقاومت اصطکاکی جداره (f_s)، درصد رطوبت (w) و چگالی خشک (γ_d) بوده است.



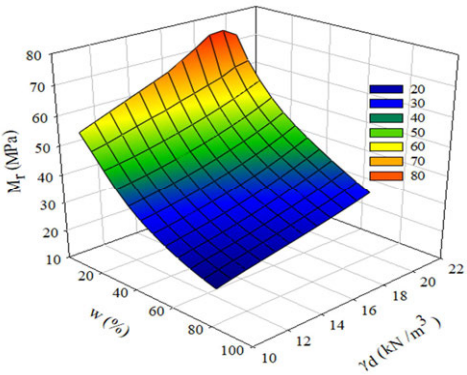
(الف) تأثیر مقاومت نوک مخروط و مقاومت اصطکاکی جداره بر مدول برجهندگی



(ب) تأثیر مقاومت نوک مخروط و چگالی خشک خاک بر مدول برجهندگی



(پ) تأثیر مقاومت اصطکاکی جداره و چگالی خشک خاک بر مدول برجهندگی



(ت) تأثیر چگالی خشک خاک و درصد رطوبت بر مدول برجهندگی

شکل ۶- نتایج مربوط به تحلیل پارامتریک

سپس مدل‌های توسعه داده شده براساس دقت و سادگی با یکدیگر مقایسه شده و مدل با تابع داخلی نمایی به‌عنوان مدل بهینه انتخاب گردید. این مدل، مدول برجهندگی خاک بستر رسی را براساس ضریب رگرسیون (R^2) برای داده‌های آموزش، آزمون و کل داده‌ها به ترتیب برابر ۰/۹۸۰۸، ۰/۹۷۱۴ و ۰/۹۷۸۵ پیش‌بینی می‌کند.

مدل توسعه داده شده براساس تابع داخلی نمایی امکان پیش‌بینی مدول برجهندگی با درصد خطای مطلق کمتر از ۲۰ درصد را فراهم می‌نماید.

تحلیل حساسیت انجام شده بر روی این مدل، نشان داد که درجه اهمیت پارامترهای q_c، γ_d و f_s تقریباً برابر و w کم‌اهمیت‌ترین پارامتر برای پیش‌بینی مدول برجهندگی خاک‌های ریزدانه با استفاده از نتایج آزمون نفوذ مخروط است. همچنین تحلیل پارامتریک مدل بهینه، بیانگر تأثیر زیاد پارامترهای q_c و f_s در افزایش مدول برجهندگی است.

مراجع

[1] Zaman, M., Solanki, P., Ebrahimi, A., & White, L. (2010). “Neural Network Modeling of Resilient Modulus Using Routine Subgrade Soil Properties”, *International Journal of Geomechanics*, *10*(1), 1-12.
[2] AASHTO. (1993). *AASHTO Guide for Design of Pavement Structures 1993*. American Association of State Highway and Transportation Officials, *1*, Washington, D.C.

[3] Natinal Cooperative Highway Research Program. (2004). *Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures*. ARA, Inc., ERES Division.
[4] Gudishala, R. (2004). "Development of resilient modulus prediction models for base and subgrade pavement layers from in situ devices test results", Louisiana State University Master's Theses. 3929.
[5] Hicks, R., & Monismith, C. (1971). "Factors influencing the resilient response of granular materials", *Highway Research Record*, *345*, 15-31.
[6] Kim, W., Labuz, J. (2007). *Resilient Modulus and Strength of Base Course with Recycled Bituminous Material*. Minnesota Department of Transportation, Research Services Section. Retrieved from the University of Minnesota Digital Conservancy, https://hdl.handle.net/11299/5567.
[7] Kim, S.H., Yang, J., & Jeong, J. (2014). "Prediction of subgrade resilient modulus using artificial neural network", *KSCE Journal of Civil Engineering*, *18*(5), 1372-1379.
[8] NCHRP. (2004). *National Cooperative Highway Research Program. Guide for Mechanisticempirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures. Part 2, Design Inputs.* Final Rep. No. NCHRP 1-37A, Washington, D.C.
[9] Drumm, E. C., Boateng-Poku, Y., & Johnson Pierce, T. (1990). "Estimation of subgrade resilient modulus from standard tests", *Journal of Geotechnical Engineering*, *116*(5), 774-789.
[10] Kim, D. G. (1999). *Engineering properties affecting the resilient modulus of fine-grained soils as subgrade*. Doctoral dissertation, The Ohio State University.
[11] George, K. P. (2004). *Prediction of resilient modulus from soil index properties* (No. FHWA/MS-DOT-RD-04-172). University of Mississippi.
[12] Andrei, D., Witczak, M. W., Schwartz, C. W., & Uzan, J. (2004). "Harmonized resilient modulus test method for unbound pavement materials", *Transportation Research Record*, *1874*(1), 29-37.
[13] Kim, D., & Kim, J. R. (2007). "Resilient behavior of compacted subgrade soils under the repeated triaxial test", *Construction and Building Materials*, *21*(7), 1470-1479.
[14] Mazari, M., Navarro, E., Abdallah, I., & Nazarian, S. (2014). "Comparison of numerical and experimental responses of pavement systems using various resilient modulus models", *Soils and Foundations*, *54*(1), 36-44.
[15] Park, H. I., Kweon, G. C., & Lee, S. R. (2009). "Prediction of resilient modulus of granular subgrade soils and subbase materials using artificial neural network", *Road Materials and Pavement Design*, *10*(3), 647-665.
[16] Heidarabadizadeh, N., Ghanizadeh, A. R., & Behnood, A. (2021). "Prediction of the resilient modulus of non-cohesive subgrade soils and unbound subbase materials using a hybrid support vector machine method and colliding bodies optimization algorithm", *Construction and Building Materials*, *275*, 122140.
[17] Ghanizadeh, A. R., & Rahrovan, M. (2016). "Application of artifitial neural network to predict the resilient modulus of stabilized base subjected to wet dry cycles", *Comput. Mater. Civ. Eng*, *1*, 37-47.
[18] Ghanizadeh, A. R., Heidarabadizadeh, N., & Heravi, F. (2021). "Gaussian Process Regression (GPR) for Auto-Estimation of Resilient Modulus of Stabilized Base Materials", *Journal of Soft Computing in Civil Engineering*, *5*(1), 80-94.
[19] Heukelom, W., & Klomp, A. (1962). "Dynamic Testing as a Means of Controlling Pavements During and after Construction", *203*(1), 495-510.
[20] Duncan, J., & Buchignani, A. (1976). *An Engineering Manual for Settlement Studies*. *University of California, Berkeley CA.* University of California, Berkeley CA.
[21] Mohammad, L., Titi, H., & Herath, A. (1999). "Evaluation of resilient modulus of subgrade soil by cone penetration test", *Transportation Research Record*, *1*(1652), 236-245.
[22] Mohammad, L., Titi, H., & Herath, A. (2002). *Effect of moisture content and dry unit weight on the resilient modulus of subgrade soils predicted by cone penetration test.* Washington, DC: Publication FHWA-LA-00-355. U.S. Department of Transportation, FHWA.
[23] Dehler, W., & Labuz, J. (2007). *Cone Penetration Testing In Pavement Design*. *Minnesota Department of Transportation*. Minnesota Department of Transportation, Research Services Section. Retrieved from https://hdl.handle.net/11299/5590
[24] Mohammad, L., Herath, A., Abu-Farsakh, M., Gaspard, K., & Gudishala, R. (2007). "Prediction of Resilient Modulus of Cohesive Subgrade Soils from Dynamic Cone Penetrometer Test Parameters", *Journal of Materials in Civil Engineering*, *19*(11), 986-992.
[25] Sadrossadat, E., Ghorbani, B., Zohourian, B., Kaboutari, M., & Rahimzadeh Oskooei, P. (2020). "Predictive modelling of the MR of subgrade cohesive soils incorporating CPT-related parameters through a soft-computing approach", *Road Materials and Pavement Design*, *21*(3), 701-719.
[26] Liu, S., Zou, H., Cai, G., Bheemasetti, T. V., Puppala, A. J., & Lin, J. (2016). "Multivariate correlation among resilient modulus and cone penetration test parameters of cohesive subgrade soils", *Engineering Geology*, *209*, 128-142.
[27] Puppala, A. J., Acar, Y. B., & Tumay, M. T. (1995). "Cone Penetration in Very Weakly Cemented Sand", *Journal of Geotechnical Engineering*, *121*(8), 589-600.
[28] Lunne, T., Robertson, P., & Powell, J. J. (1997). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice.*

London: Blackie Academic and Professional, CRC Press.
[29] Mayne, P. W. (2007). *Cone penetration testing: a synthesis of highway practice*. Washington, D.C.: NCHRP Synthesis 368. Transportation Research Board, National Academies Press, Washington, D.C.
[30] Liu, S., Cai, G., Puppala, A. J., & Tu, Q. (2011). "Prediction of embankment settlements over marine clay using piezocone penetration tests", *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, *70*(3), 401-409.
[31] Cai, G., Liu, S., Puppala, A. J., & Tong, L. (2011). "Assessment of the coefficient of lateral earth pressure at rest (K o) from in situ seismic tests", *Geotechnical Testing Journal*, *34*(4), 310-320.
[32] Cai, G., Liu, S., & Puppala, A. J. (2012). "Reliability assessment of CPTU-based pile capacity predictions in soft clay deposits", *Engineering Geology*, *141-142*, 84-91.
[33] Cai, G., Puppala, A. J., & Liu, S. (2014). "Characterization on the correlation between shear wave velocity and piezocone tip resistance of Jiangsu clays", *Engineering Geology*, *171*, 96-103.
[34] Olsen, R. S. (1994). *Normalization and prediction of geotechnical properties using the cone penetrometer test (CPT)*. University of California, Berkeley.
[35] Hassan, A. B. (1996). *The effects of material parameters on Dynamic Cone Penetrometer results for fine-grained soils and granular materials*. Oklahoma: Oklahoma State University Stillwater.
[36] George, K. P., & Uddin, W. (2000). *Subgrade characterization for highway pavement design.* Final Report. Jackson: Mississippi Department of Transportation.
[37] Herath, A., Mohammad, L. N., Gaspard, K., Gudishala, R., & Abu-Farsakh, M. Y. (2005). "The use of dynamic cone penetrometer to predict resilient modulus of subgrade soils", In *Advances in pavement engineering*, 1-16
[38] Zou, H., Liu, S., Cai, G., Puppala, A. J., & Bheemasetti, T. V. (2017). "Multivariate correlation analysis of seismic piezocone penetration (SCPTU) parameters and design properties of Jiangsu quaternary cohesive soils", *Engineering Geology*, *228*, 11-38.
[39] Zhang, Y., Li, T., & Wang, Y. (2011). "Theoretical elastic solutions for foundations improved by geosynthetic-encased columns", *Geosynthetics International*, *18*(1), 12-20.
[40] Zhang, W. (2020). "MARS use in prediction of collapse potential for compacted soils", In *MARS applications in geotechnical engineering systems*, Springer, Singapore, 27-46.
[41] Ghorbani, B., Arulrajah, A., Narsilio, G., Horpibulsuk, S., & Bo, M. W. (2020). "Hybrid Formulation of Resilient Modulus for Cohesive Subgrade Soils Utilizing CPT Test Parameters", *Journal of Materials in Civil Engineering*, *32*(9), 06020011.
[42] Giustolisi, O., & Savic, D. A. (2006). "A symbolic data-driven technique based on evolutionary polynomial regression", *Journal of Hydroinformatics*, *8*(3), 207-222.
[43] Giustolisi, O., & Savic, D. (2009). "Advances in data-driven analyses and modelling using EPR-MOGA", *Journal of Hydroinformatics*, *11*(3-4), 225-236.
[44] Liu, S., Zou, H., Cai, G., Bheemasetti, T. V., Puppala, A. J., & Lin, J. (2016). "Multivariate correlation among resilient modulus and cone penetration test parameters of cohesive subgrade soils", *Engineering Geology*, *209*, 128-142.
[45] ASTM D5778. (2012). *International Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils*. Annual Book of ASTM Standards. ASTM International, West Conshohocken, PA.
[46] ISSMFE, I. (1989). *Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soils -TC 16 with Reference Test Procedures. International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering*.
[47] Ghani, A., Shahin, M., & Nikraz, H. (2012). "Use of Evolutionary Polynomial Regression (EPR) for Prediction of Total Sediment Load of Malaysian Rivers", *International Journal of Engineering*, *6*(5), 262-277.
[48] AASHTO T307. (2003). *Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.* Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing, Washington, D.C.

بررسی تأثیر انواع طرح مخلوط و بافت درشت بر مقاومت لغزشی رویه بتن غلتکی

مصطفی آدرسی*
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی.
پست الکترونیک:
m.adresi@sru.ac.ir

محمدعلی قنبری
دانشجوی دکتری دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم تحقیقات.
پست الکترونیک:
ma.ghanbari@srbiau.ac.ir

علیرضا امیدی
کارشناس ارشد مهندسی عمران گرایش راه و ترابری دانشگاه ازاد واحد تهران جنوب.
پست الکترونیک:
alirezaomidiamr@gmail.com

هدف از این تحقیق، بررسی راهکارهای ارتقای مقاومت لغزندگی رویه بتن غلتکی است. با توجه به اینکه عمده ضعف رویه‌های بتن غلتکی نداشتن بافت درشت روسازی است، در این تحقیق سه نوع بافت دانه‌نشانی (در سه اندازه)، نقش‌اندازی(در دو اندازه) و شیارکشی (یک جهته و دو جهته) مورد توجه قرار گرفت. بنابراین هشت طرح مخلوط برای ساخت نمونه‌های بتن غلتکی انتخاب شد. مقاومت لغزندگی نمونه‌های عمل‌آوری شده به مدت ۲۸ روز قبل و بعد از سایش توسط آزمون پاندول انگلیسی ارزیابی شدند. نتایج نشان داد که سایش سطح بتن، مقاومت لغزندگی نمونه‌های ساخته شده را حدود ۱۰ درصد کاهش می‌دهد. همچنین نتایج نشان داد تغییر طرح‌های مختلف مخلوط، تأثیر محسوسی بر مقاومت لغزندگی ندارد. از طرفی، مقاومت لغزندگی به نوع بافت، کاملا وابسته است به‌گونه‌ای که بافت شیارکشی، بیشترین و دانه‌نشانی، کمترین مقاومت لغزندگی را قبل و بعد از سایش نشان می‌دهند.

واژگان کلیدی: روسازی بتن غلتکی، طرح اختلاط، مقاومت لغزندگی، بافت ریز و درشت، سایش.

۱- مقدمه

امروزه روسازی‌های انعطاف‌پذیر هرچند توان تحمل بار و ترافیک وارده را دارا می‌باشند، اما به‌دلیل ضعف‌هایی که دارند از طول عمر کمتری نسبت به رویه‌های بتنی برخوردارند. از طرفی رویه‌های بتنی انواع مختلفی دارند که در کشور ایران عمدتا در قالب رویه‌های بتنی غیرمسلح درزدار (JPCP[1]) و بتن غلتکی اجرا شده‌اند. تجارب میدانی، هزینه‌های اجرا شامل هزینه ماشین‌آلات، نیروی متخصص برای پیمانکاران، داول‌بار و میل‌دوخت‌ها در روسازی‌های بتن مسلح درزدار به قدری زیاد است که کمتر پیمانکاری در داخل کشور توانایی اجرای اینگونه روسازی را دارا است. از این‌رو به نظر می‌رسد استفاده از رویه بتن غلتکی که از نظر اقتصادی توجیه مناسبی نسبت به آسفالت دارد [۱]. همچنین به این علت که نیاز به تجهیزات پیشرفته‌ای مانند رویه‌های بتن مسلح درزدار ندارد، می‌تواند برای کشور ایران به‌عنوان یک گزینه مؤثر در اجرای روسازی‌های بادوام و اقتصادی مطرح باشد. در حال حاضر، استفاده از این نوع روسازی در دنیا در حال گسترش است [۲].

روسازی‌های صلب یا بتنی دارای سختی خمشی نسبتاً بالایی در مقایسه با روسازی‌های انعطاف‌پذیر بوده، بارهای خارجی را با حداقل تغییرشکل روسازی در سطح نسبتاً وسیعی به خاک بستر منتقل می‌کنند و بستر

---

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۵/۲۳، بازنگری ۱۴۰۰/۰۷/۰۷، پذیرش ۱۴۰۰/۰۷/۱۸.
شناسه دیجیتال (DOI): 10.22091/cer.2021.7234.1281

[1]- Jointed Plain Concrete Pavement

روسازی تحت تنش‌های کمتری قرار می‌گیرد [۳ و ۴]. این در حالی است که مقاومت خاک بستر در پایداری روسازی‌های آسفالتی نقش تعیین‌کننده‌ای دارد و به مقاومت رساندن خاک بستر خود، خالی از هزینه نیست و این نقش در رویه‌های بتنی بسیار کم‌رنگ‌تر است [۵]. اگر به موارد گفته شده موضوعات زیست‌محیطی، وابستگی به مشتقات نفتی روسازی‌های آسفالتی و هزینه‌های بالای اجرای روسازی‌های آسفالتی را اضافه نماییم، ضرورت جایگزین کردن موادی که بتوان در ساخت روسازی‌ها از آن به‌جای آسفالت استفاده نمود، محرز می‌شود. به‌نظر می‌رسد بتن‌های فشرده شده با غلتک که قدمت استفاده از آن به ساخت سدها برمی‌گردد، یکی از بهترین گزینه‌های جایگزین روسازی‌های آسفالتی خواهد بود. روسازی های بتن غلتکی، که به اختصار بدان RCCP[۲] گفته می‌شود، چند دهه است که در ساخت رویه‌ها، کف انبارهای صنعتی و محل دپو کانتینرها در بنادر و غیره استفاده می‌شوند. از نظر اجرایی نیز بتن غلتکی را می‌توان با استفاده از دستگاه و تجهیزات مورد استفاده در ساخت روسازی‌های آسفالتی اجرا نمود [۲].

بتن غلتکی دارای محدویت‌هایی نظیر سروصدای بیشتر ناشی از حرکت خودرو نسبت به روسازی آسفالتی و سر خوردن خودرو به هنگام بارندگی به علت عدم وجود بافت درشت رویه و وقوع پدیده آب‌پیمایی[۳] مخصوصا در سرعت‌های زیاد، می‌باشد. این مقاله سعی دارد با استفاده از روش‌های ایجاد بافت درشت، تغییر و اصلاح و ترکیب مصالح سنگی مورد استفاده در مخلوط بتن غلتکی، نشان دهد که مقاومت لغزندگی تحت تأثیر چه پارامترهایی قرار دارد تا بتوان با بهبود هریک از آنها مقاومت لغزشی سطح روسازی بتن غلتکی را بهبود بخشید.

۲- مروری بر ادبیات طرح

کیفیت اصطکاک سطح جاده یکی از عوامل مؤثر در ایمنی رانندگی است. اصطکاک تابع شرایط سطح رویه، سرعت، سطح تماس چرخ و میزان آج و فشار باد لاستیک ماشین و شرایط محیطی مانند رطوبت سطحی روسازی و دما است. همه روزه تعداد تلفات بسیاری بر اثر تصادفات در جاده‌ها گزارش می‌شود. درصد زیادی از این تصادفات بر اثر لغزندگی سطوح روسازی و توقف دیرهنگام خودروها در هنگام تصادف رخ می‌دهد. تعیین میزان اصطکاک سطح جاده‌ها به ویژه در نقاط حادثه‌خیز و شیب‌ها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. مقاومت در برابر لغزندگی یکی از عوامل سنجش کفایت ایمنی روسازی به‌خصوص در تصادفات ناشی از سرخوردن بر روی سطح خیس است [۲].

دستگاه‌هایی که معمولاً برای اندازه‌گیری خصوصیات اصطکاک رویه در آزمایشگاه و در محل استفاده می‌شوند، شامل آزمونگر آونگ انگلیسی (BPT[۴])، مطابق با AASHTO T278 یا ASTM E303 و آزمونگر اصطکاک دینامیکی (DFT[۵]) مطابق با ASTM E1911 است. هر دو دستگاه، خواص اصطکاکی را با افت انرژی جنبشی سرخوردن آونگ و چرخیدن دیسک در تماس با رویه، تعیین می‌کنند. افت انرژی جنبشی به دلیل نیروی اصطکاکی است که بین پاندول و سطح روسازی وجود دارد. مزیت DFT نسبت به BPT قابلیت اندازه‌گیری اصطکاک رویه در سرعت‌های مختلف است [۶]. علاوه‌بر موارد گفته شده، روش تعیین اصطکاک با چرخ‌های قفل شده[۶] نیز مرسوم می‌باشد. از طرفی در روسازی بتن غلتکی به علت خصوصیات خاص خود، بحث اصطکاک رویه بسیار حائز اهمیت است. در یکی از اولین مطالعات، بررسی اصطکاک سطحی روسازی بتن غلتکی در امریکا که با روش کشیدن چرخ صاف در حالت سرش ۱۰۰ درصد (قفل) در سرعت ۴۰ مایل بر ساعت طبق

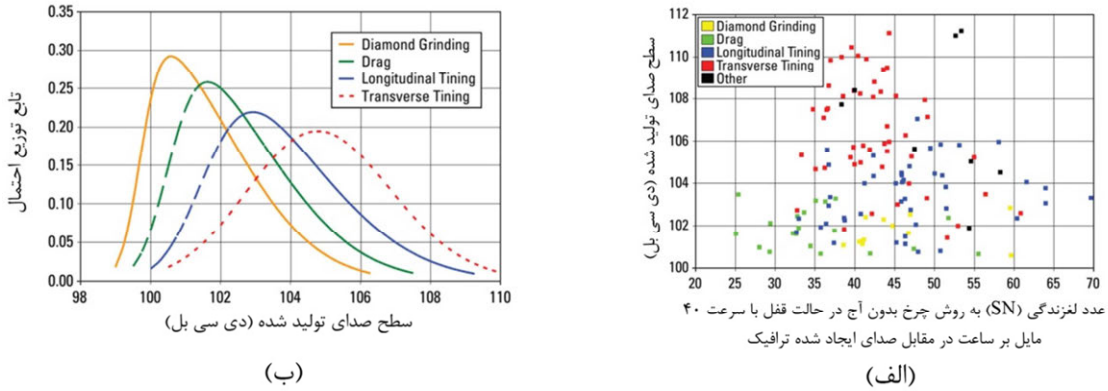
[2]- Roller-compacted concrete pavement
[3]- Hydro planning
[4]- British pendulum tester
[5]- Dynamic friction tester
[6]- Locked Wheel Friction Test

روش ASTM 274-90 صورت گرفت، نشان داده شد که عدد مقاومت لغزشی (SN[7])، که از ضرب ۱۰۰ در مقدار ضریب اصطکاک به‌دست می‌آید، در محدوده ۴۳ تا ۶۴ بوده است. نانی[8] و همکاران، اعداد متعارف بر روسازی بتن معمولی را به طور متوسط عدد ۴۷ گزارش کردند و در آخر نتیجه‌گیری نمودند که مقاومت در برابر لغزش برای بتن غلتکی حداقل برابر و یا کمی بهتر از روسازی بتن معمولی است [۷]. باید توجه داشت که SN حداقل برای روسازی‌های پرترافیک ۴۲ می‌باشد [۸]. گرچه روسازی بتنی و بتن غلتکی در این تحقیق مقادیر حداقل اصطکاک مورد نیاز را تأمین کرده‌اند، ولی به نظر می‌رسد کمی باید به این نتیجه با احتیاط اعتماد نمود. حسن‌پور در مقاله‌ای جهت بهبود خواص اصطکاکی سطح روسازی، شیوه تراش‌زدن و شیاراندازی توسط سر مته‌هایی از جنس الماس را مؤثر می‌داند. همچنین جهت ترمیم روسازی‌های بتن غلتکی و بتن معمولی این روش را پیشنهاد می‌کند [۹]. شکرچی‌زاده و همکاران در بررسی خواص سطحی بتن غلتکی راه‌ها بر این عقیده‌اند که بتن غلتکی دارای سطحی خشن و ناصاف می‌باشد و خواص سطحی باید از نقطه‌نظر بافت سطح، همواری سطح و نفوذپذیری در برابر آب بررسی شود. اندازه و نوع سنگدانه‌های موجود در بتن در شکل و بافت سطحی ایجاد شده نقش اصلی را ایفا می‌کند. هرچه اندازه بزرگترین سنگدانه کوچکتر انتخاب شود سطح به‌دست آمده دارای بافت ریزتر و یکنواخت‌تر خواهد بود [۱۰]. استفاده از ماشین‌های راهسازی که در تراکم آسفالت با چگالی زیاد به‌کار می‌روند به ایجاد سطحی هموار برای روسازی بتن غلتکی کمک می‌کند، بافت غیریکدست سطح روسازی ساخته شده با بتن غلتکی میزان نفوذپذیری آب به داخل بتن را افزایش می‌دهد که در اثر نفوذ آب به داخل بتن، دوام روسازی ناشی از چرخه‌های ذوب و یخ کاهش می‌یابد. با توجه به نتایج به‌دست آمده، نفوذپذیری آب به داخل روسازی‌های بتن غلتکی از روسازی‌های بتن معمولی بیشتر است؛ اما با این وجود، بررسی‌های انجام شده نشان می‌دهد که نفوذپذیری اثری بر روی روسازی‌های بتن غلتکی ندارد، به ویژه اینکه هیچ گزارشی مبنی بر تخریب این نوع بتن تحت اثر چرخه‌های ذوب و یخ حتی پس از گذشت چند دهه از ساخت آن در مناطق سردسیر مانند کانادا وجود ندارد [۱۰]. در اسپانیا در دهه ۸۰ تا ۹۰ میلادی حجم وسیعی از جاده‌های بیرون شهری مناطق شمالی این کشور از بتن غلتکی ساخته شدند که بعد از گذشت بیش از ۳۰ سال از کیفیت مناسبی برخوردارند [۱۱]. در ایالت میزوری برای بهبود مقاومت سایشی رویه‌های بتن غلتکی از یک ماله مکانیکی استفاده می‌شود. بافت به‌دست آمده به این روش برای سرعت‌های بیش از ۶۰ کیلومتر بر ساعت توصیه نمی‌شود؛ ولی برای خیابان‌های مسکونی، پارکینگ‌های صنعتی و غیره مناسب است [۱۲]. استفاده از پوشش آسفالتی بر روی روسازی بتن غلتکی باعث ایجاد سطحی هموارتر، مقاوم در برابر شن‌زدگی و با مقاومت اصطکاکی بیشتر می‌شود. مقادیر اصطکاک ایجاد شده با این روش بین ۰/۶ تا۰/۸۲ اندازه‌گیری شده است. اندازه‌گیری اصطکاک با دستگاه سنجش ضریب اصطکاک در سرعت ۷۰ کیلومتر بر ساعت انجام شده است که برای راه‌های با ترافیک سریع مناسب می‌باشد [۱۳]. انجمن روسازی بتنی اروپا اظهار دارد که روسازی بتن غلتکی به دلیل صافی سطح ناشی از غلتک‌کاری، مناسب راه‌های پرسرعت نیست و برای این راه‌ها، لازم است از رویه آسفالتی برای ایجاد مقاومت لغزندگی، همواری و یکدستی مناسب بر روی رویه بتن غلتکی استفاده شود. ضخامت رویه آسفالتی باید به‌گونه‌ای باشد تا پتانسیل ترک انعکاسی کاهش یابد. برای کاهش ریسک ترک انعکاسی و فعالیت کمتر درزها، پیشنهاد شده است به فواصل حداکثر سه متری از هم درز تازه در بتن تازه ریخته شده در حین فرایند متراکم‌سازی ایجاد شود. هرچند استفاده از

[7]- Skid Number
[8]- Nanni

فینیشرهای خاص که از قابلیت تراکم بالا برخوردارند امکان ایجاد درز تازه را ناممکن خواهد نمود [۱۴]. گزینه دیگر پیشنهادی ایجاد بافت درشت بر روی سطح روسازی بتن غلتکی به‌وسیله تراش با تیغه‌های الماسه است [۱۵].

مقاومت در برابر لغزندگی تحت تأثیر عوامل مختلفی نظیر ترافیک، جاده، وسیله نقلیه و محیط قرار دارد که مهمترین آنها بافت سطحی جاده می‌باشد. بافت سطحی جاده در دو مقیاس ریز و درشت مورد مطالعه قرار می‌گیرد. بافت ریز به میزان ناهمواری‌هایی که در سطح سنگدانه‌ها با طول موج‌های کمتر یا مساوی ۰/۵ میلی‌متر گفته می‌شود و بیانی از زبری و صیقلی بودن سنگدانه‌های موجود در مخلوط بتن می‌باشد. بافت درشت همان ارتفاع بیرون‌زدگی سنگدانه‌ها از سطح رویه می‌باشد و دامنه ناهمواری‌های آن بین ۰/۵ تا ۵ میلیمتر متغیر است. این بافت به دلیل ایجاد کانال‌های باریک، جریان آب سطحی را در هنگام بارندگی به سرعت از سطح جاده به بیرون منتقل می‌کند و از پدیده آب‌پیمایی جلوگیری می‌نماید. بافت درشت برخلاف بافت ریز، عامل مقاومت در سرعت‌های بالا بوده و به‌عنوان مضمحل نمودن انرژی جنبشی شناخته می‌شود [۱۶]. برای تأمین حداقل اصطکاک لازم برای تردد ترافیک، با ایجاد بافت بر روی روسازی بتنی به روش‌های مختلف این مهم تأمین می‌شود. باید توجه داشت که بافت درشت بر روی صدای ایجاد شده ناشی از عبور و مرور ترافیک بسیار مؤثر است. در این راستا پژوهشگری دیگر، مطالعات جامعی در مورد زمان مناسب ایجاد بافت، انواع مختلف بافت‌های درشت روسازی و عملکرد هریک ارائه داده است [۱۴]. مطالعات گسترده انجام شده در خصوص تأثیر بافت درشت بر میزان اصطکاک به روش چرخ قفل با سرعت ۴۰ مایل بر ساعت نشان دادند که ارتباط مشخصی بین نوع بافت درشت و مقاومت لغزشی وجود ندارد. در این راستا در شکل ۱- الف، تأثیر متقابل صدای روسازی، نوع بافت و عدد لغزندگی نشان داده شده است. براساس نتایج نشان داده شده، هیچ ارتباط معناداری بین نوع بافت و عدد لغزندگی مشاهده نمی‌شود. در مقابل با ترسیم متغیر بافت در مقابل تابع توزیع صدای تولید شده از عبور بر روی روسازی در شکل ۱- ب، مشاهده می‌شود که این دو متغیر ارتباط معناداری با هم دارند.



شکل ۱- تأثیر متقابل عدد لغزندگی، نوع بافت و صدای تولید شده [۱۷]

بافت ریز روسازی تحت تأثیر سنگدانه‌های ریز و درشت و کیفیت شکست آنها تحت بار وارده از طرف ترافیک می‌باشد. هرچه سنگدانه‌ها از ساختار مولکولی ریزتری ساخته شده باشند احتمال صیقل‌شدگی بیشتری دارند. در مصالح ریزدانه، هرچه مقدار سیلیس کمتر باشد و در مصالح درشت‌دانه، هرچه مقدار کربنات غیرقابل حل بیشتر باشد، احتمال صیقل‌شدگی افزایش می‌یابد [۱۷]. مقاومت در برابر لغزش در روسازی‌های بتنی تحت تأثیر بافت ریز و بافت درشت روسازی است. بافت ریز مربوط به خصوصیات مصالح در فاز ملات و بافت درشت وابسته به روش‌های مختلف پرداخت سطحی و ایجاد بافت می‌باشد [۱۸]. مطالعات ابراز داشته‌اند که هرچه مصالح ریز

شکسته‌تر و خشن‌تر باشند، مقاومت اصطکاکی بهبود می‌یابد ولی از کارایی کاسته می‌شود [۱۷]. بهترین مصالح دانه‌ای برای ایجاد مقاومت لغزندگی مناسب، در واقع ترکیبی از مصالح دانه‌ای سخت و مقاوم در برابر سایش با مصالح نرم‌تر می‌باشد. این ترکیب می‌تواند بهترین خروجی برای دستیابی به مقاومت لغزندگی در طولانی‌مدت را ارائه دهد [۱۹].

در این راستا، در صورتی که از حداقل ۲۵ درصد مصالح ریزدانه سیلیسی در حالت شکسته به همراه مصالح آهکی شکسته یا رودخانه‌ای در ساخت بتن روسازی استفاده شود، مقاومت اصطکاکی لازم تأمین خواهد شد [۱۷]. همچنین استفاده از ماسه شکسته در صورتی که الزامات آزمایش میکرودوال را تأمین کند می‌تواند موفقیت‌آمیز باشد [۱۹]. مقاومت سایشی بتن در ماندگاری بافت درشت و تأمین اصطکاک برای مدت طولانی در زیر بار ترافیک مؤثر است. مقاومت سایش بتن به شدت متأثر از مقاومت فشاری بتن، سختی مصالح دانه‌ای (سنگدانه‌های مصرفی)، سختی خمیر سیمان، چسبندگی بین مصالح دانه‌ای و خمیر سیمان، روش‌هایی که برای پرداخت نهایی سطح به‌کار برده می‌شوند و در نهایت روش‌هایی که برای عمل‌آوری بتن استفاده می‌شود، می‌باشد [۲۰ و ۲۱]. فروولوا و سالایوویچ[۹]، زبری قسمتی از روسازی ساخته شده با خرده‌های لاستیک را ارزیابی کردند گزارش دادند که افزودن لاستیک خرد شده باعث افزایش مقاومت لغزشی سطح جاده می‌شود. واضح است که لاستیک خرد شده به عنوان جایگزینی برای جزئی از سنگدانه‌ها به‌کارگرفته شده است. همچنین آنها نشان دادند که استفاده از نانوسیلیس در مخلوط بتن موجب افزایش مقاومت لغزشی سطح روسازی RCC می‌شود [۲۲]. از طرفی توکلی و همکاران با استفاده از مواد زائد به عنوان جایگزین سنگدانه‌های ریز در روسازی بتن غلتکی (RCCP)، به بررسی خصوصیات سطحی آن پرداختند. علاوه‌بر این، آنها برای کاهش اثرات منفی احتمالی مخلوط‌های سرامیکی ضایعاتی و همچنین بهبود خواص مکانیکی خمیر سیمان، از نانو SiO_2 در طراحی مخلوط استفاده کردند. پس از آماده‌سازی مخلوط‌ها، زمان Vebe، مقاومت فشاری، مقاومت کششی، جذب آب، مقاومت در برابر سایش و مقاومت در برابر لغزش را اندازه‌گیری کردند. نتایج نشان داد مخلوط با مواد زائد مقاومت به لغزش بیشتری نسبت به مخلوط شاهد داشت. به طور کلی، مخلوط‌های سرامیکی ضایعاتی ویژگی‌های مکانیکی بهتری را نشان دادند و مخلوط‌های حاوی ضایعات شیشه از نظر جذب آب و مقاومت لغزشی عملکرد بهتری داشتند. علاوه‌بر این، استفاده از نانو SiO_2 منجر به بهبود خصوصیات مکانیکی RCCP می‌شود. مقدار مطلوب نانو SiO_2، ۰/۷ درصد از وزن سیمان تعیین شده است [۲۳]. در مطالعه‌ای دیگر توسط کماراگیری و همکاران اصطکاک سطحی روسازی بتنی و نقش مواد مختلف مورد بررسی قرار گرفت. در مجموع، ۴۸ ترکیب مصالح و دو روش ایجاد بافت به عنوان بخشی از این مطالعه مورد آزمایش قرار گرفت. سه منبع مصالح سنگی در این مطالعه مورد بررسی قرار گرفت: یک منبع سیلیسی، یک منبع آهکی سخت و یک منبع آهک نرم. نمونه‌ها با دستگاه شبیه‌ساز جریان ترافیک مرکز ملی فناوری آسفالت (NCAT[۱۰]) سایش داده شدند. دستگاه تست اصطکاک متحرک برای ارزیابی مقادیر اصطکاک در نقاط مختلف از طریق فرآیند پس از سایش، بافت درشت مخلوط اندازه‌گیری شد. نتایج حاکی از آن است که به طور کلی، با افزایش محتوای سیلیس، از دست دادن اصطکاک کاهش می‌یابد. با این حال، برخی از روندها بسیار جزئی بودند و در چند مورد، سنگدانه‌های سیلیسی باعث از بین رفتن اصطکاک بیشتری شدند. موارد بیشماری وجود داشت که سطوح

[9]- Frolova and Salaiová

[10]- National Center for Asphalt Technology

روسازی کربناتی- سیلیسی عملکرد بهتری نسبت به سطوح روسازی بتنی سیلیسی داشتند [۲۴]. با این وجود دستورالعمل جامعی برای شناسایی و انتخاب روش ایجاد بافت روسازی‌های بتنی (غلتکی) که مجموعه عوامل فنی، زیست‌محیطی، اقتصادی و ایمنی راه را در برگیرد موجود یا در دسترس نیست [۲۵]. با بررسی مطالعات گذشته در خصوص بهبود مقاومت لغزندگی بر روی رویه‌های بتن غلتکی، به‌نظر می‌رسد با توجه به پیشنهادات مختلف از قبیل روکش آسفالت، ایجاد بافت درشت، کار بر روی طرح مخلوط و غیره، مسائل مبهم زیادی در این رابطه وجود دارد. از این‌رو بررسی دقیق این موضوع از نظر طرح مخلوط و نوع بافت درشت، می‌تواند برای حل مشکل کمبود اصطکاک این نوع روسازی مؤثر باشد. بنابراین نوآوری این تحقیق در خصوص بررسی عوامل مؤثر بر مقاومت لغزندگی این نوع رویه‌های بتنی از منظر بافت ریز و درشت می‌باشد.

۳- مصالح مورد استفاده و مخلوط روش انجام آزمایش

در این تحقیق از چهار نوع ماسه استفاده شده است، که با ترکیب آنها با یکدیگر چهار نوع ماسه دیگر به‌دست آمده است. ماسه‌ها از نظر جنس به مصالح نرم (کلسیمی) و سخت (سیلیسی) و از نظر شکل ظاهری به شکسته (معدنی) و گردگوشه (طبیعی) تقسیم می‌شوند. هدف، تعیین میزان تأثیر جنس و شکل ظاهری آنها بر مقاومت لغزندگی و سایشی بتن غلتکی است. به این منظور در این پژوهش جمعا هشت نوع طرح مخلوط طراحی شده است که چهار نوع دارای یک نوع ماسه به تنهایی و چهار نوع به‌صورت ترکیبی (۵۰-۵۰) از دو نوع ماسه ساخته شده است. برای تعیین مقادیر اکسید سیلیس و اکسید کلسیم موجود در ماسه‌ها از آنالیز شیمیایی استفاده شد. جدول ۱ نتایج حاصل از آنالیز شمیایی را نمایش می‌دهد.

اجزای دیگر تشکیل‌دهنده طرح‌های مخلوط بتن غلتکی نظیر شن، سیمان و آب در تمام طرح‌ها ثابت در نظر گرفته شده است. آب مورد استفاده در طرح‌ها، آب آشامیدنی شهری می‌باشد. جدول ۲ مشخصات سیمان مورد استفاده را نشان می‌دهد. ترکیبات شیمیایی سیمان مورد استفاده براساس الزامات استاندارد ملی ایران به شماره ۱۶۹۲ بوده و مقاومت آن در جدول ۳ نشان داده شده است.

به منظور بررسی ریزی ماسه، مطابق استاندارد ASTM C136، آزمایش دانه‌بندی انجام و مقادیر مدول نرمی برای هرکدام از انواع ماسه تعیین گردید [۲۶]. در شکل ۲ مدول نرمی ماسه‌های مختلف به‌کار رفته در این تحقیق نشان داده شده است. قبل از شروع اختلاط برای هریک از طرح‌های مخلوط، مصالح سنگی ریز و درشت به‌گونه‌ای با هم مخلوط شدند که در محدوده مجاز دانه‌بندی قرار گیرند.

جدول ۱- آنالیز شیمیایی ماسه‌های مختلف مورد استفاده

ردیف	نوع ماسه	اکسید سیلیس SiO_2	اکسید کلسیم CaO	عناصر دیگر
۱	ماسه آهکی طبیعی (گردگوشه)	٪ ۲۲/۳	٪ ۵۶/۴	٪ ۲۱/۳
۲	ماسه آهکی شکسته (تیزگوشه)	٪ ۲۱/۷	٪ ۵۸/۴	٪ ۱۹/۹
۳	ماسه سیلیس طبیعی (گردگوشه)	٪ ۸۶/۳	٪ ۴/۵۲	٪ ۹/۱۸
۴	ماسه سیلیسی شکسته (تیزگوشه)	٪ ۷۹/۵	٪ ۷/۷۴	٪ ۱۲/۷۸
۵	پودر سنگ	٪ ۱/۹۳	٪ ۸۳/۳	٪ ۱۴/۷۷

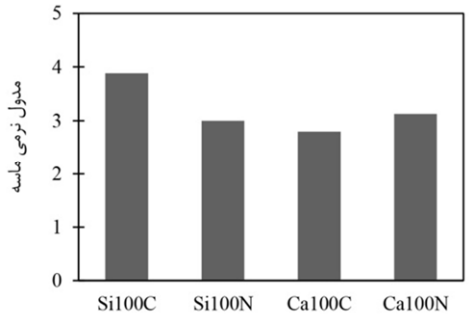
جدول ۲- مشخصات مکانیکی سیمان مورد استفاده در طرح‌های مخلوط بتن غلتکی

ردیف	نوع سیمان	غلظت نرمال (٪)	زمان گیرش اولیه (min)	زمان گیرش نهایی (min)	نرمی سیمان (cm^2/gr)	چگالی سیمان (gr/m^3)
۲	۴۲۵-۱ دلیجان	۲۳/۸	۱۵۵	۲۱۰	۳۳۸۵	۳/۰۸

جدول ۳- نتایج آزمون مقاومت فشاری ملات سیمان تیپ ۴۲۵-۱ مورد استفاده در طرح‌های مخلوط

ردیف	نوع سیمان	مقاومت فشاری نمونه مکعبی ساخته شده با ملات (Kg/cm^2)		
		۲ روزه	۷ روزه	۲۸ روزه
۱	تیپ ۴۲۵-۱ دلیجان	۲۱۷	۳۷۵/۵	۴۷۰

در ادامه، هریک از طرح‌های مخلوط با توجه به الزامات و توصیه‌های استاندارد ASTM C192 تهیه و با توجه به حجم مخلوط‌کن در واحدهای ۴۰ لیتری برای نمونه‌گیری آماده شدند [۲۷].



شکل ۲- مدول نرمی ماسه‌های مختلف

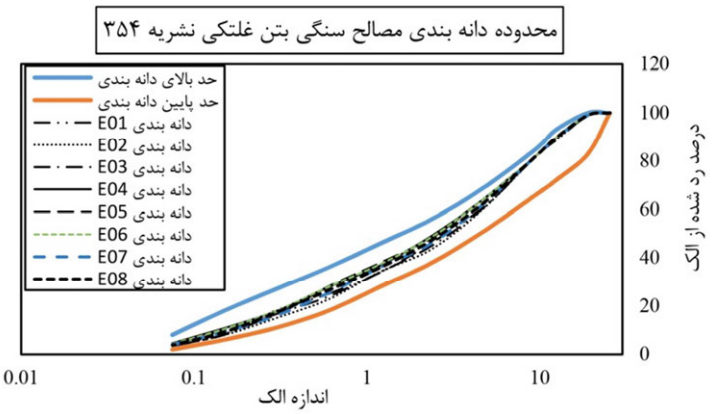
جدول ۴ جزییات طرح‌های مخلوط مورد استفاده را نشان می‌دهد. در این جدول، Si به معنی منشاء سیلیسی، Ca به معنی منشاء کلسیمی، N به معنی ماسه طبیعی و C به معنی ماسه شکسته یا کوهی است. به عنوان مثال، طرح Ca50NSi50C به معنی اختلاط ۵۰ درصد ماسه کلسیومی طبیعی به همراه ۵۰ درصد ماسه سیلیسی شکسته است. در اختلاط مصالح مختلف سعی شد تا منحنی دانه‌بندی طرح‌های مختلف مخلوط تا حدامکان بر هم منطبق باشند تا اثر دانه‌بندی در عملکرد بتن‌ها وارد نشود. شکل ۳ منحنی دانه‌بندی مصالح سنگی مورد استفاده در هریک از طرح‌های مخلوط را نمایش می‌دهد. هریک از منحنی‌های دانه‌بندی با شماره مخلوط دانه‌بندی (متناظر با جدول ۴) نامگذاری شده‌اند. در ادامه، نمونه مکعبی، استوانه‌ای و منشوری به ترتیب برای ایجاد بافت، مقاومت فشاری و خمشی برای هریک از طرح‌های مخلوط ساخته شد.

بر روی نمونه‌های ساخته شده با هریک از طرح‌های مخلوط، بافت‌هایی ساخته شد. به‌طور کلی سه نوع بافت به قرار ذیل بر روی بتن ایجاد گردید:

۱- دو نوع بافت درشت نقش‌اندازی: که با قرار دادن توری فلزی به اندازه‌های ۳×۳ و ۴×۴ سانتیمتری بین وزنه و بتن حین فرایند متراکم کردن نمونه‌ها و بر اثر فرو رفتن توری‌های فلزی در سطح بتن تحت وزن سربار و انرژی ناشی از ارتعاش مخلوط بتنی در حین ویبره کردن ایجاد می‌شوند.

جدول ۴- طرح‌های مخلوط مورد استفاده

شماره طرح	ماسه مورد استفاده از نظر جنس و نوع				شن شامل نخودی و بادامی	عیار سیمان (Kg/m^3)	شماره دانه‌بندی
	ماسه رودخانه‌ای طبیعی	ماسه آهکی شکسته	ماسه معدنی طبیعی	ماسه کوهی شکسته			
Si100N	-	-	٪ ۱۰۰	-	٪ ۱۰۰	۳۲۰	E 01
Ca100N	٪ ۱۰۰	-	-	-	٪ ۱۰۰	۳۲۰	E 02
Ca50NSi50N	٪ ۵۰	-	٪ ۵۰	-	٪ ۱۰۰	۳۲۰	E 03
Si100C	-	-	-	٪ ۱۰۰	٪ ۱۰۰	۳۲۰	E 04
Ca100C	-	٪ ۱۰۰	-	-	٪ ۱۰۰	۳۲۰	E 05
Ca50CSi50C	-	٪ ۵۰	-	٪ ۵۰	٪ ۱۰۰	۳۲۰	E 06
Ca50NSi50C	٪ ۵۰	-	-	٪ ۵۰	٪ ۱۰۰	۳۲۰	E 07
Ca50CsI50N	-	٪ ۵۰	٪ ۵۰	-	٪ ۱۰۰	۳۲۰	E 08

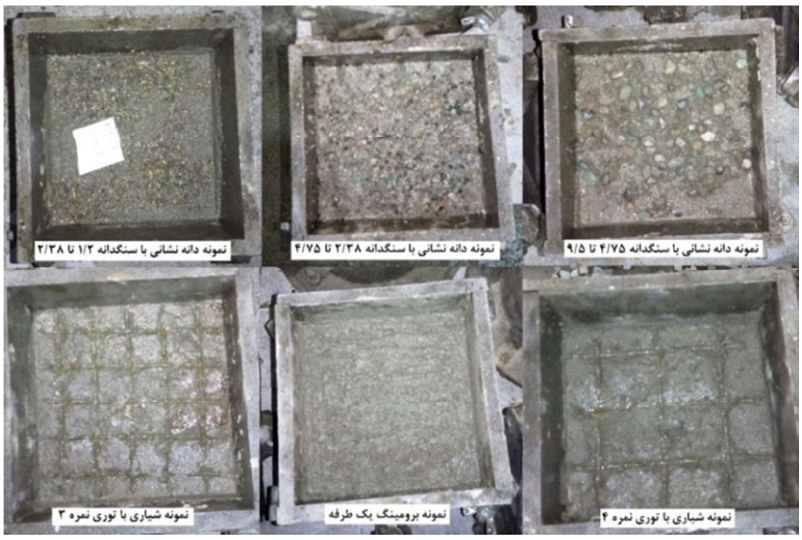


شکل ۳- دانه‌بندی مصالح سنگی در طرح‌های مخلوط

۲- سه نوع بافت دانه‌نشانی: که با ریختن سنگدانه بر روی بتن به اندازه‌های ۱/۱۹-۲/۳۸، ۲/۳۸-۴/۷۵ و ۴/۷۵ الی ۹/۵ میلیمتری و گذاشتن وزنه بر روی آنها و متراکم کردن بتن، در سطح بتن نشانده می‌شوند. این سنگدانه‌ها در حین فرایند متراکم کردن به بتن اضافه می‌شوند.

۳- دو نوع بافت برس‌کشی (شیاراندازی): که بعد از تراکم نمونه‌ها با کشیدن برس سیمی به صورت یک جهته یا دو جهته بر روی نمونه‌ها و تخلیه ریزدانه از بین درشت‌دانه‌ها ایجاد می‌شوند.

تراکم نمونه‌ها براساس الزامات و توصیه‌های استاندارد شماره ASTM C1170 بر روی میز Vebe تحت سربار مشخص شده در استاندارد نامبرده انجام شد. در ادامه، نمونه بافت‌های ایجاد شده بر سطح نمونه‌های بتن غلتکی در شکل ۴ نمایش داده شده است.



شکل ۴- انواع بافت ایجاد شده بر روی نمونه‌ها

بعد از عمل‌آوری در حوضچه آب در دمای ۲۳ درجه سانتیگراد به مدت ۲۸ روز، به منظور سنجش مقاومت لغزندگی مطابق با استاندارد ASTM E303، نمونه‌ها در شرایط مرطوب قبل و بعد از آزمایش سایش که مطابق با استاندارد ASTM C944 بر روی نمونه‌ها انجام شد، به‌وسیله اندازه‌گیری ۶ مرتبه عبور پاندول انگلیسی از روی سطح بتن مورد ارزیابی قرار گرفت. از آزمون پاندول انگلیسی عددی تحت عنوان BPN[11] استخراج می‌شود که بیانگر میزان مقاومت لغزندگی سطح

[11]- British Pendulum Number

مورد آزمایش یک نمونه در محیط آزمایشگاه می‌باشد [۲۸]. شکل ۵- الف دستگاه پاندول انگلیسی حین آزمایش را نشان می‌دهد. براساس آزمون سایش که شبیه‌ساز حرکت و عبور ترافیک سنگین برای مدت نزدیک به دو سال بر روی روسازی است، یک اهرم Tشکل که حاوی رینگ‌های مضرس می‌باشد تحت یک سربار ۹۸ نیوتنی برای مدت محاسبه شده (معادل ۴۰۰ دور گردش) به نمونه بتنی اعمال می‌شود.

این مقدار سایش در سه مرحله ۴۰۰ دوری و در مجموع ۱۲۰۰ دور بر روی نمونه اعمال می‌شود. شکل ۵- ب تصویر اهرم مضرس و دستگاه سایش را نشان می‌دهد. در این راستا مراجع مختلفی از این شیوه سایش برای ارزیابی مقاومت سایشی بتن استفاده نموده‌اند [۲۹- ۳۱].

در شکل ۶ نمونه بتن غلتکی با سطح دانه‌نشانی قبل و بعد از سایش نشان داده شده است.

(الف)

(ب)

شکل ۵- (الف) دستگاه پاندول انگلیسی و (ب) دستگاه سایش به همراه اهرم T شکل

(الف)

(ب)

شکل ۶- نمونه بتن غلتکی با بافت دانه نشانی درشت (الف) قبل و (ب) بعد از سایش

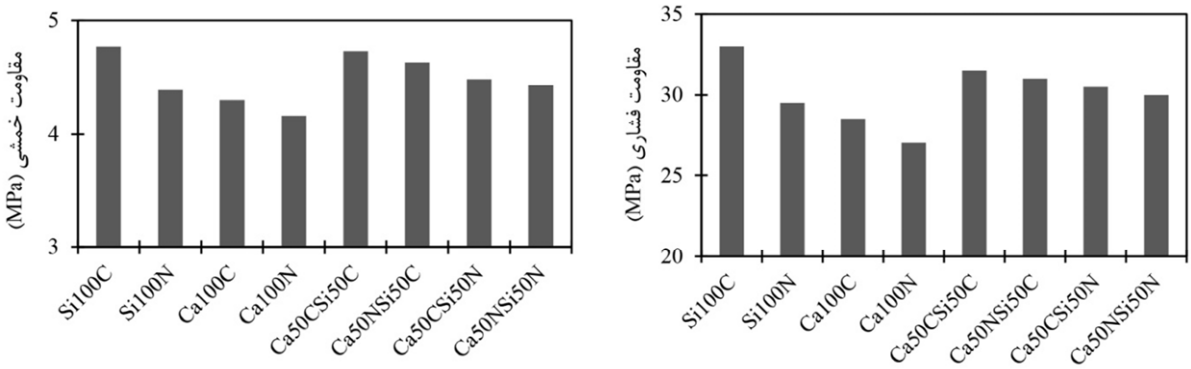
۴- تحلیل و تفسیر نتایج

۴-۱- خصوصیات مکانیکی بتن

مقاومت فشاری و خمشی طرح‌های مختلف مخلوط براساس استانداردهای ASTM C39 و ASTM C78 در شکل ۷ نشان داده شده‌اند. مقاومت فشاری ۲۸ روزه نمونه‌های سیلندری استاندارد تهیه شده در هریک از طرح‌های مخلوط این تحقیق میانگین سه نمونه مختلف است. همانطور که در شکل ۷ مشخص است، طرح مخلوط Si100C که از ماسه سیلیسی شکسته در آن استفاده

شده است بیشترین مقاومت فشاری را نشان داد. در مقابل، طرح مخلوط Ca100N که از ماسه آهکی شکسته در آن استفاده شده است کمترین مقدار مقاومت فشاری را نشان داد. با مقایسه طرح‌های مختلف مشخص است که مقاومت فشاری نمونه‌های ساخته شده از ماسه شکسته بیشتر از نمونه‌های ساخته شده از ماسه طبیعی است و این روند در ماسه آهکی و سیلیسی نیز مشاهده شد.

از شکل ۷ می‌توان نتیجه گرفت که با مخلوط دو ماسه مختلف سیلیسی و آهکی با هم، مقاومت فشاری افزایش می‌یابد. این مقدار افزایش بسیار بیشتر از مقدار مقاومت فشاری است که توسط هرکدام از انواع ماسه حاصل شده است. نکته قابل تأمل در روند تغییرات مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی ماسه ترکیبی در مقایسه با نمونه‌های حاوی ماسه یکدست نشان داد که با ترکیب چند نوع ماسه با هم، مقاومت فشاری کمتر به درصد شکستگی مصالح وابسته است. در روند تغییرات مقاومت خمشی نمونه‌های اندازه‌گیری شده نسبت به روند تغییرات مقاومت فشاری تفاوت محسوسی مشاهده نشد، که در مقایسه با منابع مختلف این رفتار قابل پیش‌بینی بوده و بر یافته‌های پیشین مطابقت دارد.



(الف) (ب)

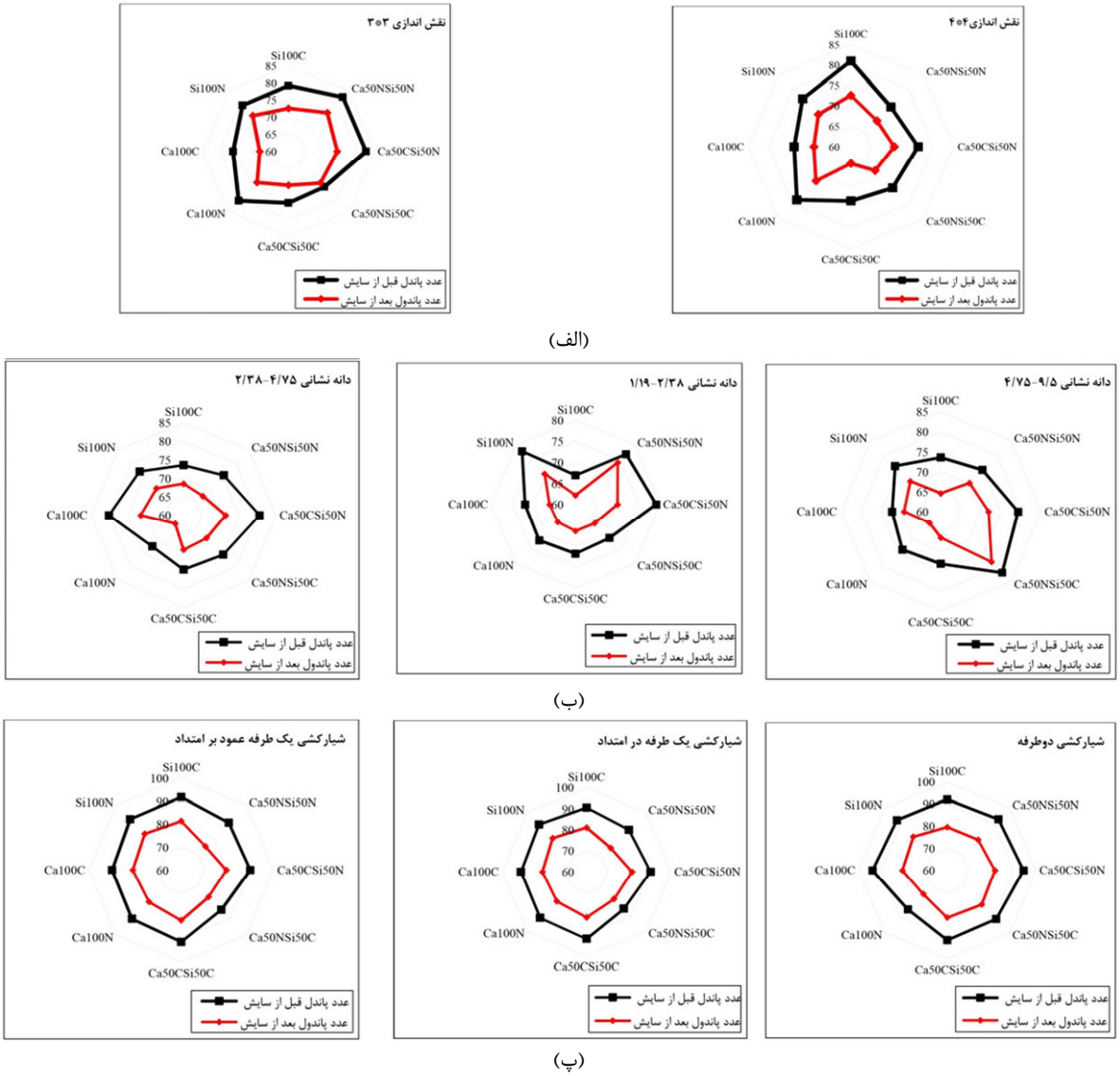
شکل ۷- مقاومت (الف) فشاری و (ب) خمشی بتن غلتکی در طرح‌های مختلف مخلوط

۴-۲- مقاومت لغزندگی قبل و بعد از سایش

در ادامه، به منظور بررسی توأمان تأثیر بافت طرح مخلوط بر مقادیر مقاومت لغزندگی قبل و بعد از سایش از نمودارهای راداری شکل ۸ استفاده شد. به دلیل پراکندگی داده‌های آزمایش و عدم مشاهده نظمی خاص در خصوص مقادیر عدد پاندول در مقابل طرح‌های مختلف مخلوط و به منظور فراهم آوردن یک دید کلی به جهت مقایسه بهتر بین داده‌ها از نمودار عنکبوتی استفاده شد. همانطور که از نتایج شکل‌های ۸- الف و ۸- ب مشخص است پراکندگی زیادی در نتایج مقاومت لغزندگی بین طرح‌های مختلف مخلوط در دو حالت قبل و بعد از سایش مشاهده می‌شود. قطعا نکته اساسی مشترک در بین تمام شکل‌های ارائه شده، کاهش در مقاومت لغزندگی نمونه‌ها بعد از سایش در مقایسه با مقاومت لغزندگی نمونه‌های قبل از سایش مشاهده می‌شود. با مشاهده شکل ۸- الف می‌توان نتیجه گرفت که استفاده از مصالح شکسته، به‌ویژه مصالح شکسته کلسیمی (آهکی)، باعث افت بیشتر مقاومت لغزندگی بعد از سایش می‌شود. عدد پاندول در هیچکدام از طرح‌های مخلوط از مقدار حداقل ۴۲ کمتر نیست و بنابراین می‌توان ادعا نمود که تمام بافت‌های ایجاد شده از این منظر حداقل‌های مورد نظر آیین‌نامه را دارا می‌باشند.

در شکل ۸- ب این موضوع کمی متفاوت است. در واقع استفاده از طرح‌های مخلوط حاوی سیلیس شکسته یا کلسیم طبیعی باعث تضعیف ساختار بتن شده که باعث افت مقاومت لغزندگی بعد از سایش در این نوع نمونه‌ها شده است. ولی در کل به دلیل اینکه ماهیت این نوع بافت خیلی به کنده شدن دانه از خمیر سیمان و میزان

فرورفتگی جای دانه‌های کنده شده وابسته است نتایج مقاومت لغزندگی دارای پراکندگی زیادی می‌باشند.



شکل ۸- مقادیر مقاومت لغزندگی (BPN) در برابر طرح‌های مختلف مخلوط در (الف) دو بافت نقش‌اندازی، (ب) سه بافت دانه‌نشانی و (پ) دو بافت شیارکشی در شرایط قبل و بعد از سایش

در خصوص نتایج مقاومت لغزندگی که در شکل ۸-پ نشان داده شده است، مشاهده می‌شود نتایج مقاومت لغزندگی در بافت شیارکشی نسبتا منظم‌تر از بقیه بافت‌ها است و به‌نظر می‌رسد در بافت شیارکشی یک‌طرفه، کم دوام‌ترین مخلوط، ترکیب ۵۰-۵۰ ماسه سیلیس طبیعی و کلسیم طبیعی، به دلیل افت شدید مقاومت لغزندگی بعد از سایش باشد. از این منظر در بافت شیارکشی دوطرفه، کم‌دوام‌ترین مخلوط، ترکیب ساخته شده از کلسیم شکسته می‌باشد.

۴-۲-۱ تحلیل آماری داده‌ها

در پروسه تحلیل و بررسی نتایج تحقیق به روش کیفی و با استفاده از نمودار، مزایای زیادی وجود دارد. یکی از مهمترین مزایای روش تحلیل نموداری، درک بهتر از شرایط و روند نتایج می‌باشد. در روش تحلیل نموداری با استفاده از نمودار یک تصور بهتر ذهنی از چگونگی روند موجود بین استراتژی‌های مختلف به‌وجود می‌آید و این امر به نتیجه‌گیری بهتر و راحت‌تر کمک می‌کند. همچنین روش تحلیل نموداری کمک بسزایی در کنترل نتایج

می‌کند. با یک نگاه اجمالی به نمودار می‌توان اشتباه احتمالی که در بیشتر موارد به دلیل وجود خطا است را تشخیص داد. ولی با این وجود، روش تحلیل نموداری دارای معایبی هم هست. یکی از اساسی‌ترین معایب این روش، کیفی بودن نتایج می‌باشد؛ به‌گونه‌ای که مقایسه کمی بین نتایج مختلف به صورت دقیق میسر نمی‌باشد. در بررسی وقایعی که جنبه احتمالاتی زیادی دارند مانند داده‌های آزمایشگاهی، در بیشتر موارد، بین نتایج اختلافاتی به چشم می‌خورد. مشخص کردن سطح معناداری این اختلاف با استفاده از آزمون‌هایی از قبیل آزمون واریانس امکان‌پذیر است. برای استفاده از آزمون واریانس، در این تحقیق از نرم‌افزار MINITAB استفاده شد. قابل ذکر است در این تحقیق آنالیز واریانس به دو صورت یک‌طرفه و دوطرفه انجام شد.

با استفاده از آنالیز واریانس دوطرفه، استقلال یا وابستگی هرکدام از روش‌های مختلف ایجاد بافت سطحی و انواع مختلف طرح مخلوط در مورد هریک از معیارهای هدف (عدد پاندول قبل و بعد از سایش) مستقلاً نسبت به هم و همچنین در رابطه با هم نیز سنجیده می‌شود. معیاری که با توجه به آن استقلال یا وابستگی، تأثیر متقابل یا عدم تأثیر متقابل مشخص می‌شود را با P-value نشان می‌دهند. مقدار P کمتر از ۰/۰۵ در آنالیز واریانس یک‌طرفه نشان‌دهنده این است که حداقل یکی از انواع طرح مخلوط یا بافت‌های ایجاد شده با بقیه فرق دارد. این مقدار در آنالیز واریانس دوطرفه بدین صورت معنی دارد که دو متغیر بافت و طرح مخلوط نسبت به هم اثر متقابلی نداشته و می‌توان هرکدام را جداگانه مورد بررسی قرار داد.

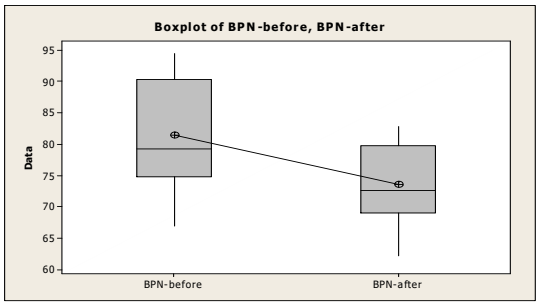
در ادامه به منظور کنترل شرایط انجام آزمون واریانس، با بررسی منحنی چهارک-چهارک (Q-Q plot) مقادیر باقیمانده، نرمال بودن داده‌ها تأیید شد. از این‌رو امکان انجام آنالیز واریانس میسر است. در این قسمت نتایج آنالیز واریانس برای معیار مقاومت لغزندگی قبل و بعد از سایش در برابر متغیرهای بافت و طرح مخلوط در جدول ۵ ذکر شده است. براساس نتایج این جدول، روش‌های مختلف ایجاد بافت سطحی و انواع مختلف طرح مخلوط، برهم‌کنشی نداشته و یا خیلی ضعیف دارند و این بدین معنی است که اصولاً آنالیز واریانس دوطرفه برای تحلیل داده‌ها لازم نبوده و هریک از استراتژی‌های را می‌بایست مستقلاً با آنالیز یک‌طرفه تحلیل کرد.

جدول ۵- نتایج آنالیز واریانس دوطرفه در خصوص معیار هدف عدد لغزندگی پاندول (BPN)

قبل از سایش						بعد از سایش					
پارامتر	درجه آزادی	مجموع مربعات	متوسط مجموع مربعات	F	P	پارامتر	درجه آزادی	مجموع مربعات	متوسط مجموع مربعات	F	P
بافت‌ها	۷	۳۲۹۷/۲	۴۷۱/۰۲۵	۵۷/۷۹	صفر	بافت‌ها	۷	۱۷۳۵/۸۲	۲۴۷/۹۷۵	۳۰/۰۵	صفر
طرح‌های مخلوط	۷	۱۱۱/۶	۱۵/۹۴۳	۱/۹۶	۰/۰۸۱	طرح‌های مخلوط	۷	۸۶/۳۳	۱۲/۳۳۳	۱/۴۹	۰/۱۹۱
خطا	۴۹	۳۹۹/۴	۸/۱۵۰	-	-	خطا	۴۹	۴۰۴/۳۳	۸/۲۵۲	-	-
مجموع	۶۳	۳۸۰۸/۱	-	-	-	مجموع	۶۳	۲۲۲۶/۴۹	-	-	-

همچنین با استفاده از آزمون آماری T-student و فرض صفر (H_0)، تساوی نتایج لغزندگی مجموعه نمونه‌های قبل و بعد از سایش مشخص شد که مقدار اختلاف دو مجموعه همانطور که در شکل ۹ مشخص است ۷/۸۸ واحد می‌باشد که بیشتر از T-value در سطح خطای ۵٪ به مقدار ۶/۴۴ است، از این‌رو، فرض صفر رد می‌شود و این دو مجموعه داده از نظر آماری دارای اختلاف معناداری می‌باشند. با تقسیم ۷/۸۸ بر میانگین داده‌های مقاومت لغزندگی قبل از سایش (۸۲) مقدار افت مقاومت لغزندگی نمونه‌های بعد از سایش نسبت به حالت

قبل از سایش در حدود ۱۰٪ تخمین زده می‌شود.

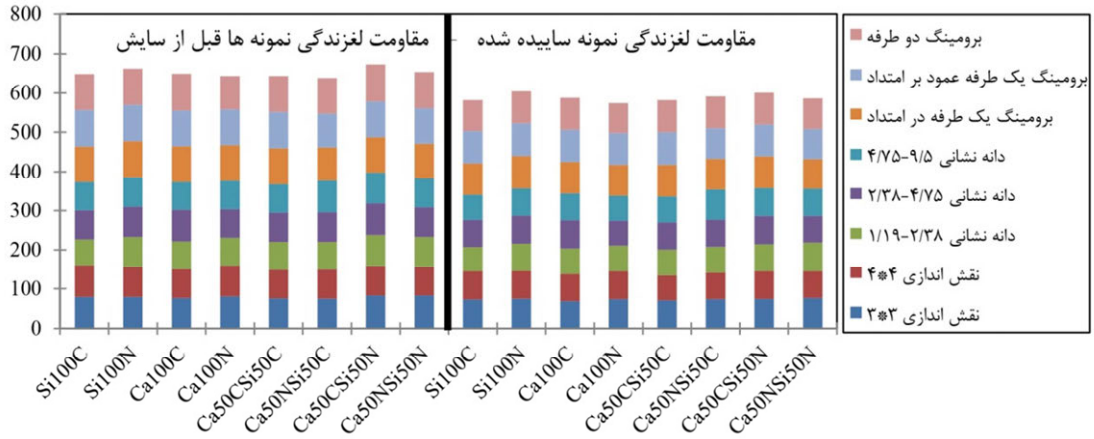


شکل ۹- بررسی آماری سطح معناداری دو مقدار مقاومت لغزندگی قبل و بعد از سایش

۴-۳- تأثیر طرح مخلوط بر مقاومت لغزندگی

در ادامه، مقادیر مجموع مقاومت لغزندگی بافت‌های مختلف سطحی در مقابل مقادیر طرح مخلوط متفاوت برای قبل و بعد از سایش در شکل ۱۰ نشان داده شده است. هدف از این نحوه نمایش فقط بررسی تأثیر طرح مخلوط مصالح بر مقاومت لغزندگی است.

در مقام مقایسه گرافیکی بین نمونه‌های مختلف مشخص است که یک روند مشخص بین نمونه‌های طرح مخلوط در مجموع همه بافت‌ها مشاهده شد. بر این اساس هم قبل و هم بعد از سایش این روند به‌طور مشابه مشاهده شد. براساس این روند، نمونه‌های ساخته شده از سیلیس طبیعی (Si100N) و ترکیب ۵۰-۵۰ کلسیم شکسته و سیلیس طبیعی (Ca50CSi50N) دارای بیشترین مقاومت لغزندگی می‌باشند.



شکل ۱۰- مقایسه مقاومت لغزندگی قبل و بعد از سایش نمونه‌های بتن غلتکی در برابر طرح‌های مختلف مخلوط

همچنین ترکیب دارای ۱۰۰ درصد ماسه کلسیمی طبیعی و ترکیب ۵۰-۵۰ کلسیم طبیعی و سیلیس شکسته در دو حالت قبل و بعد از سایش دارای کمترین مقاومت لغزندگی است. سپس از بعد آماری این نتایج مورد بررسی و اعتبارسنجی قرار می‌گیرند.

۴-۳-۱ تحلیل آماری نتایج طرح‌های مختلف مخلوط بر مقاومت لغزندگی

در قدم اول لازم است معناداری تغییراتی که بین گزینه‌های ۸گانه طرح مخلوط در رابطه با مقادیر مقاومت لغزندگی قبل و بعد از سایش مشاهده می‌شود بررسی شود. برای این منظور از آنالیز واریانس یک‌طرفه که بر پایه مقایسه مقادیر میانگین این طرح‌ها با هم بنا شده است استفاده شد. با کمک آنالیز واریانس تنها با یک بار آزمون اختلاف بین میانگین تمام گروه‌ها آزمایش می‌شود بدون اینکه احتمال خطا افزایش یابد. در آنالیز واریانس یک‌طرفه فرض صفر (فرض اولیه) این است که هیچ اختلافی بین میانگین گروه‌های مورد آزمایش وجود ندارد و فرض مقابل این است که میان میانگین حداقل دو گروه اختلاف معناداری وجود دارد. در حالتی که فرض صفر (H_0) پذیرفته شود، می‌پذیریم که بین میانگین گروه‌ها اختلافی وجود ندارد و تحلیل به پایان می‌رسد؛ اما در حالتی که فرض صفر رد شود، قطعا اختلافی میان گروه‌ها

وجود دارد و باید اختلاف را بیابیم که این امر با استفاده از آزمون‌های تکمیلی (آزمون‌های تعقیبی مانند توکی)، که در ادامه بدان اشاره می‌شود، میسر می‌باشد. بر این اساس نتایج آنالیز واریانس یک‌طرفه در جدول ۶ نشان داده شده است.

بر اساس نتایج ارائه شده در جدول ۶ چون مقادیر P-Value بزرگتر از ۰/۰۵ می‌باشند بنابراین فرض صفر رد شده و نتایج مختلف مقاومت لغزندگی با تغییر طرح‌های مختلف مخلوط معنادار نمی‌باشند؛ بدین معنی که با تغییر طرح مخلوط هیچ اختلاف معناداری در نتایج مقاومت لغزندگی رخ نخواهد داد. فرضا اگر اختلاف معنادار بود در گام بعد این سوال مطرح می‌شد که تفاوت میانگین بین کدام دوگروه معنی‌دار می‌باشد؟ در همین راستا روش‌های متنوعی برای مقایسه مقادیر میانگین بین گروه‌ها وجود دارد که یکی از آنها آزمون توکی است.

جدول ۶- آنالیز ANOVA یک‌طرفه بین نتایج مقاومت لغزندگی در برابر تغییرات طرح مخلوط قبل و بعد از سایش

قبل از سایش						بعد از سایش					
پارامتر	درجه آزادی	مجموع مربعات تنظیم شده	میانگین مجموع مربعات تنظیم شده	F	P	پارامتر	درجه آزادی	مجموع مربعات تنظیم شده	میانگین مجموع مربعات تنظیم شده	F	P
طرح‌های مخلوط	۷	۱۱۱/۶	۱۵/۹۴	۰/۲۴	۰/۹۷۳	طرح‌های مخلوط	۷	۸۶/۳۳	۱۲/۳۳	۰/۳۲	۰/۹۴۱
خطا	۵۶	۳۶۹۶/۵	۶۶/۰۱	-	-	خطا	۵۶	۲۱۴۰/۱۵	۳۸/۲۲	-	-
مجموع	۶۳	۳۸۰۸/۱	-	-	-	مجموع	۶۳	۲۲۲۶/۴۹	-	-	-

همانگونه که در جدول ۷ ملاحظه می‌شود این آزمون تعقیبی، طرح‌های مختلف مخلوط در حالت قبل و بعد از سایش را همگی داخل دسته‌ای به نام A قرار داده است و عملا از دید این آزمون، تفاوت معناداری بین مقادیر مقاومت لغزندگی با تغییر در طرح مخلوط وجود ندارد که در واقع تأییدی بر این یافته در آزمون واریانس است.

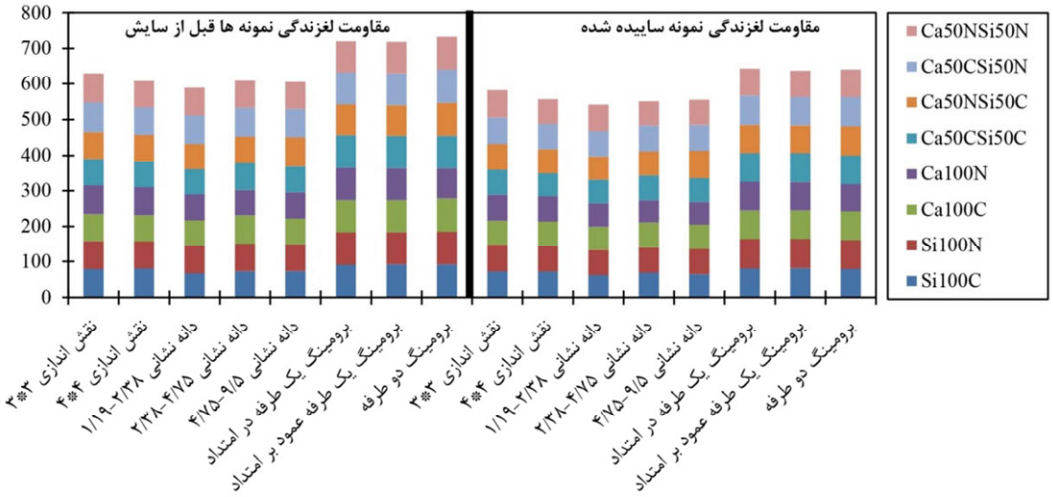
همانطور که در تحلیل گرافیکی نمودارها در مرحله قبل اشاره شد استفاده از سیلیس طبیعی به تنهایی یا با مصالح شکسته آهکی بیشترین مقاومت لغزندگی را باعث شد. در این آزمون نیز این مطلب بعد از مرتب شدن نزولی مقادیر مختلف مقاومت لغزندگی متناظر با هر طرح مخلوط، قابل مشاهده است.

جدول ۷- نتایج آزمون تعقیبی توکی در خصوص مقاومت لغزندگی در برابر طرح‌های مختلف مخلوط قبل و بعد از سایش

قبل از سایش				بعد از سایش			
طرح‌های مخلوط	تعداد	متوسط	گروه‌بندی	طرح‌های مخلوط	تعداد	متوسط	گروه‌بندی
Ca50CSi50N	۸	۸۴/۱۴	A	Si100N	۸	۷۵/۵۳	A
Si100N	۸	۸۲/۷۸	A	Ca50CSi50N	۸	۷۵/۰۸	A
Ca50NSi50N	۸	۸۱/۷۳	A	Ca50NSi50C	۸	۷۳/۹۳	A
Ca100C	۸	۸۱/۱۷	A	Ca100C	۸	۷۳/۵۰	A
Si100C	۸	۸۱/۱۱	A	Ca50NSi50N	۸	۷۳/۲۸	A
Ca100N	۸	۸۰/۴۵	A	Si100C	۸	۷۲/۸۰	A
Ca50CSi50C	۸	۸۰/۴۴	A	Ca50CSi50C	۸	۷۲/۷۵	A
Ca50NSi50C	۸	۷۹/۸۱	A	Ca100N	۸	۷۱/۷۸	A

۴-۴- تأثیر بافت درشت بر مقاومت لغزندگی

بر اساس نتایج مشاهده شده در شکل ۱۱ می‌توان نتیجه گرفت که بافت نقش‌اندازی ۴×۴ سانتیمتری از مقاومت لغزندگی کمتری در برابر بافت نقش‌اندازی ۳×۳ سانتیمتری برخوردار است. در واقع بافت ۴×۴ سانتیمتری از تراکم بافت کمتری در واحد سطح در مقایسه با بافت نقش‌اندازی ۳×۳ سانتیمتری برخوردار می‌باشد، از این‌رو حرکت پاندول را کمتر تحت تأثیر قرار می‌دهد. همچنین نتایج نشان داد که بافت دانه‌نشانی در سه سطح ریز، متوسط و درشت دارای نتایج تقریبا مشابهی است. با این وجود به‌نظر می‌رسد استفاده از دانه‌های ریز به اندازه ۱/۱۹-۲/۳۸ میلیمتر تأثیر کمتری بر افزایش مقاومت لغزندگی در مقایسه با دو بافت دیگر دارد. در ادامه مشاهده می‌شود که بافت شیارکشی (یک‌طرفه یا دوطرفه) تفاوت چندانی با هم ندارند ولی نسبت به بقیه روش‌های ایجاد بافت بر روی بتن غلتکی از مقاومت لغزندگی بالاتری برخوردارند. بر این اساس ملاحظه می‌شود که ایجاد بافت شیاری در جهت یا عمود بر جهت حرکت جریان ترافیک تفاوت محسوسی در تأمین مقاومت لغزندگی ندارد. روندها و یافته‌های فوق در دو حالت قبل و بعد سایش تقریبا مشابه می‌باشند.



شکل ۱۱- بررسی مقاومت لغزندگی قبل و بعد از سایش در برابر بافت‌های مختلف

۴-۴-۱- تحلیل آماری مقاومت لغزندگی در برابر انواع بافت درشت

یکی از مواردی که در اغلب تحقیقات مغفول مانده، بررسی آماری داده‌های به‌دست آمده می‌باشد. به طور کلی هرگاه پژوهشگر بخواهد نسبت به مقایسه دو متغیر وابسته نتیجه‌گیری نماید، می‌بایست این نتیجه با توجه به داده‌های آماری مورد صحت‌سنجی قرار گرفته و بررسی شود. بر این اساس نتایج آزمون واریانس یک‌طرفه در جدول ۸ نمایش داده می‌شود.

بر اساس نتایج آنالیز واریانس یک‌طرفه و با استناد به مقدار P، در دو حالت قبل و بعد از سایش، نتایج از نظر تغییر نوع بافت دارای معناداری مناسبی است. بنابراین می‌توان ادعا نمود که حداقل یک بافت وجود دارد که با بقیه اختلاف معناداری در میزان عدد لغزندگی دارد.

با استفاده از نتایج آزمون توکی در جدول ۹ اطلاعات بیشتری در مورد دسته‌بندی بافت‌های مشابه و رده‌بندی بافت‌های مختلف از منظر عدد لغزندگی ارائه شده است. همانگونه که ملاحظه می‌شود این آزمون تعقیبی، گروه‌ها را به سه دسته تقسیم می‌کند. گروه A شامل بافت‌های شیارکشی یک‌طرفه در جهت حرکت ترافیک و عمود بر آن و شیارکشی دوطرفه، گروه B شامل بافت‌های نقش‌اندازی ۳×۳ و ۴×۴ سانتیمتری و بافت‌های

دانه‌نشانی با اندازه متوسط و بزرگ و گروه C شامل بافت‌های سه‌گانه دانه‌نشانی به همراه بافت ۴×۴ نقش‌اندازی است. گروه A شامل بافت‌های شیارکشی یک‌طرفه در جهت حرکت ترافیک و عمود بر آن و شیارکشی دوطرفه، گروه B شامل بافت‌های نقش‌اندازی ۳×۳ و ۴×۴ سانتیمتری و بافت‌های دانه‌نشانی با اندازه متوسط و بزرگ و گروه C شامل بافت‌های سه‌گانه دانه‌نشانی به همراه بافت ۴×۴ نقش‌اندازی است.

جدول ۸- آنالیز ANOVA یک‌طرفه بین نتایج مقاومت لغزندگی در برابر تغییرات بافت‌های مختلف قبل و بعد از سایش

قبل از سایش						بعد از سایش					
پارامتر	درجه آزادی	مجموع مربعات تنظیم شده	میانگین مجموع مربعات تنظیم شده	F	P	پارامتر	درجه آزادی	مجموع مربعات تنظیم شده	میانگین مجموع مربعات تنظیم شده	F	P
بافت ها	۷	۱۷۳۵/۸	۲۴۷/۹۷۵	۲۸/۳۰	صفر	طرح‌های مخلوط	۷	۳۲۹۷/۲	۴۷۱/۰۲۵	۵۱/۶۲	صفر
خطا	۵۶	۴۹۰/۷	۸/۷۶۲	-	-	خطا	۵۶	۵۱۱/۰	۹/۱۲۴	-	-
مجموع	۶۳	۲۲۲۶/۵	-	-	-	مجموع	۶۳	۳۸۰۸/۱	-	-	-

جدول ۹- نتایج آزمون تعقیبی توکی در خصوص مقاومت لغزندگی در برابر بافت‌های مختلف قبل و بعد از سایش

قبل از سایش						بعد از سایش					
بافت‌ها	تعداد	متوسط	گروه‌بندی			بافت‌ها	تعداد	متوسط	گروه‌بندی		
نقش‌اندازی یک‌طرفه (موازی)	۸	۸۰/۳۷۵			A	نقش‌اندازی دوطرفه	۸	۹۱/۷۰			A
نقش‌اندازی دوطرفه	۸	۸۰/۱۲۵			A	نقش‌اندازی یک‌طرفه (موازی)	۸	۹۰/۱۰۰			A
نقش‌اندازی یک‌طرفه (عمود)	۸	۷۹/۷۲۵			A	نقش‌اندازی یک‌طرفه (عمود)	۸	۸۹/۸۲۵			A
نقش‌اندازی ۳×۳	۸	۷۲/۷۷۵		B		نقش‌اندازی ۳×۳	۸	۷۸/۷۵		B	
نقش‌اندازی ۴×۴	۸	۶۹/۶۲۵		B	C	دانه‌نشانی ۲/۳۸-۴/۷۵	۸	۷۶/۰۷		B	C
دانه‌نشانی ۴/۷۵-۹/۵	۸	۶۹/۴۲		B	C	نقش‌اندازی ۴×۴	۸	۷۶/۰۰		B	C
دانه‌نشانی ۲/۳۸-۴/۷۵	۸	۶۸/۸۵۰		B	C	دانه‌نشانی ۴/۷۵-۹/۵	۸	۷۵/۶۰		B	C
دانه‌نشانی ۱/۱۹-۲/۳۸	۸	۶۷/۷۳			C	دانه‌نشانی ۱/۱۹-۲/۳۸	۸	۷۳/۵۷			C

در داخل دسته‌ها، تفاوت معنی‌داری بین اعضای هر دسته با هم وجود ندارد، اما میانگین دسته‌ها نسبت به هم تفاوت معنی‌داری دارد. نتایج مختلف بین مقادیر عدد پاندول قبل و بعد از سایش تقریبا مشابه است ولی ترتیب بافت‌های مختلف از منظر دوام بافت متفاوت شده است. به‌نظر می‌رسد بافت‌های دانه‌نشانی از افت بیشتری در فرایند سایش برخوردار بوده‌اند که این باعث کاهش ناهمواری سطحی در آنها شده است و از این‌رو باعث کاهش عدد لغزندگی در آنها شده است. بر این اساس بافت‌های مختلف بعد از سایش از جهت بیشترین مقدار مقاومت لغزندگی به ترتیب، بافت شیارکشی، نقش‌اندازی و دانه‌نشانی است. در بین بافت‌های مختلف دانه‌نشانی، بافت ریز قبل و بعد از سایش از مقاومت اصطکاکی کمی برخوردار می‌باشد. به‌نظر می‌رسد کل دانه‌ها در خمیر سیمان نفوذ نموده‌اند و عملا در ایجاد مقاومت لغزندگی مؤثر نمی‌باشند. بافت دانه‌نشانی درشت قبل از سایش و بعد از سایش تغییر محسوسی را در بین دیگر بافت‌ها نشان نمی‌دهد ولی همانطور که در شکل ۶ نشان داده شد عموما دانه‌های نشانده شده از سطح بتن کنده شده‌اند. احتمالا کنده‌شدن دانه‌ها ازر سطح بتن خود بافت جدیدی (از مثبت (برآمده) به حالت منفی (فرورفتگی)) را ایجاد نموده باشد که خود به نوعی ناهمواری ایجاد نموده و

مقاومت لغزندگی متأثر از بافت جدید (منفی) باشد. بافت دانه‌نشانی متوسط قبل و بعد از سایش دچار افت شدیدی شده است. این بدان معنی است که با کنده شدن دانه‌ها و عدم وجود حفره‌های عمیق در محل دانه‌های کنده شده، دلیلی بر کاهش شدید مقاومت لغزندگی قبل و بعد از سایش باشد.

با بررسی مطالعات گذشته در خصوص تأثیر طرح مخلوط بر مقاومت لغزندگی و مقایسه آنها با نتیجه این تحقیق به عدم تأثیر معنادار طرح مخلوط بر مقاومت لغزندگی، باید توجه داشت که در این تحقیق تأثیر همزمان طرح مخلوط و بافت درشت با هم مورد ارزیابی قرار گرفته است. از آنجا که تأثیر بافت درشت به مراتب از تأثیر طرح مخلوط بر مقاومت لغزندگی بیشتر شده است به‌گونه‌ای که عملا تغییرات مقاومت لغزندگی ناشی از طرح مخلوط مختلف در مقابل طرح‌های بافت درشت متفاوت ناچیز بوده، بنابراین آزمون‌های آماری عدم حساست نتایج مقاومت لغزندگی (که ناشی از تأثیر توأمان هر دو عامل بوده است) به تغییرات طرح مخلوط را در مقایسه با تغییرات زیاد ناشی از طرح‌های متفاوت بافت درشت، نامحسوس تشخیص داده‌اند که به‌نظر می‌رسد با واقعیت میدانی متفاوت باشد؛ ولی حداقل این نتیجه نشان‌دهنده این نکته می‌باشد که برای افزایش مقاومت لغزندگی یک روسازی، عامل ایجاد بافت سطحی نسبت به عامل طرح مخلوط مؤثرتر است.

۵- نتیجه‌گیری

به منظور رفع مشکل رویه‌های بتن غلتکی در زمینه مقاومت لغزندگی در این تحقیق اثر توأمان طرح مخلوط مختلف و بافت‌های درشت متفاوت در حالت قبل و بعد از سایش مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج به شرح زیر می‌باشد:

- سایش در حدود ۱۰ درصد از مقاومت لغزندگی نمونه‌های ساخته شد را کاهش می‌دهد ولی همچنان میزان عدد پاندول از مقادیر حداقل توصیه شده توسط آیین‌نامه‌های مختلف (BPN≥۴۲) بیشتر است.
- همچنین نتایج مطالعه آماری نشان داد تغییر طرح‌های مختلف مخلوط، تأثیر محسوسی بر مقاومت لغزندگی ندارد. ولی به‌طور خیلی جزئی می‌توان مشاهده نمود که نمونه‌های ساخته شده از سیلیس طبیعی (Si100N) و ترکیب ۵۰-۵۰ کلسیم شکسته و سیلیس طبیعی (Ca50CSi50N) از بین دیگر طرح‌های مخلوط دارای بیشترین مقاومت لغزندگی می‌باشند.
- مطالعات آماری نشان داد که مقاومت لغزندگی به نوع بافت کاملا وابسته است به‌گونه‌ای که بافت شیارکشی بیشترین و دانه‌نشانی کمترین مقاومت لغزندگی را قبل و بعد از سایش نشان می‌دهد.
- با توجه به نتایج به‌دست آمده برای مقاومت لغزندگی، می‌توان اینگونه نتیجه گرفت که مقاومت لغزندگی برای هر دو حالت قبل و بعد از آزمون سایشی نسبت به بافت‌های شیارکشی شده حساسیت زیادتری نشان می‌دهند به‌گونه‌ای که بافت شیارکشی بیشترین مقدار عدد پاندول را دارا است.
- بافت نقش‌اندازی ۳×۳ سانتیمتری نسبت به بافت ۴×۴ سانتیمتری با توجه به تراکم بیشتر بافت بر روی سطح بتن غلتکی، مقاومت لغزندگی بیشتری قبل و بعد از سایش دارد.

مراجع

[1] Islamic Republic of Iran Vice presidency for strategic planning and supervision. (2009). *Guideline For Design and Construction of Rolled Compacted Concrete Pavements*, No. 354, http://tec.mporg.ir.

[2] Harrington, D., Abdo, F., Adaska, W., Hazaree, C. V., Ceylan, H., & Bektas, F. (2010). *Guide for roller-compacted concrete pavements*. InTrans Project Reports. 102. https://lib.dr.iastate.edu/intrans_reports/102.
[3] Heinrichs, K. W., Liu, M. J., Darter, M. I., Carpenter, S. H., & Ioannides, A. M. (1989). *Rigid pavement analysis and design* (No. FHWA-RD-88-068). United States. Federal Highway Administration.
[4] Kim, S. M., Won, M. C., & Frank McCullough, B. (2002). "Dynamic stress response of concrete pavements to moving tandem-axle loads", *Transportation Research Record*, *1809*(1), 32-41.
[5] Lu, Q., & Steven, B. (2006). *Friction Testing of Pavement Preservation Treatments: Literature Review*. UC Davis: University of California Pavement Research Center. Retrieved from https://escholarship.org/uc/item/3jn462tc
[6] Zamani Abyaneh, M. R., Mousavi, S. M., Naderi, S., & Javidan, M. M. (2012). "Comparison of concrete and asphalt pavements", *1st National Conference of Concrete in City Kerman*, https://civilica.com/doc/164628.
[7] Nanni, A., Ludwig, D., & Shoenberger, J. (1996). "Roller compacted concrete for highway pavements", *Concrete International*, *18*(5), 33-38.
[8] Ahammed, M. A., & Tighe, S. L. (2008). "Pavement surface mixture, texture, and skid resistance: A factorial analysis", In *Airfield and Highway Pavements: Efficient Pavements Supporting Transportation's Future*, 370-384.
[9] Hasan Pour, Sh., & Jannatiyan, M. R. (2016). "Presentation of methods to increase skid resistance and flexural strength of roller compacted concrete pavements in road and airport", *International Conference on Modern Research Results in Sciences, Engineering & Technology*, Mashhad, https://civilica.com/doc/519753.
[10] Shekarchi Zadeh, M., Chini, M., & Aslanian, Z. (2013). "A review based on the design and characteristics of roller compacted concrete pavement", In *5th National Conference of Concrete*, https://civilica.com/doc/240855.
[11] Jofré, C. (2019). "Roller Compacted Concrete: Making Concrete Pavements Available to the Whole Pavement Building Industry", *European Concrete Paving Association (EUPAVE)*, 16.
[12] Khayat, K. H., & Farzadnia, N. (2020). *Field Implementation of Compacted Concrete Pavement* (No. cmr 20-004). Missouri. Department of Transportation. Construction and Materials Division.
[13] Niknam, A. R. (2014). "The application of roller compacted concrete pavement in road construction", *Cement Technology Magazine*, No. 77, 57-64.
[14] Rasmussen, R. O., Wiegand, P. D., Fick, G. J., & Harrington, D. S. (2012). *How to reduce tire-pavement noise: better practices for constructing and texturing concrete pavement surfaces*. No. DTFH61-06-H-00011 Work Plan 7; TPF-5 (139). United States. Federal Highway Administration.
[15] Zollinger, D. (2016). *Roller-Compacted Concrete Pavement*, FHWA-HIF-16-003. 1200 New Jersey Avenue, SE Washington, DC, United States, 20590.
[16] Ameri, M., Afandizade, Sh., & Mirabi Moghadam, M. H. (2008). "Investigating the methods of measuring the skid resistance of the road surface and how to evaluate it at the road", 4th National Congress on Civil Engineering, https://civilica.com/doc/37699.
[17] Taylor, P. C., & Voigt, G. F. (2007). *Integrated materials and construction practices for concrete pavement: A state-of-the-practice manual* (No. FHWA HIF-07-004). United States. Federal Highway Administration. Office of Pavement Technology.
[18] Gonzalez, M. (2014). *Nanotechnology Applied in the Design of the Next Generation of Canadian Concrete Pavement Surfaces*. UWSpace. http://hdl.handle.net/10012/8944.
[19] Dumitru, I., Song, T., Bornstein, B., & Sirivivatnanon, V. (2015). "Constraints in Using Manufactured Sands in Concrete Pavements in Australia", *Journal of Civil Engineering and Architecture*, *9*, 1318-1324.
[20] Samani, S. G., Senior, S., & MacDonald, C. A. (2016). "Development of a Mortar Abrasion Test for Fine Aggregates and Wear Resistance of Concrete Pavements-Paper", In *TAC 2016: Efficient Transportation-Managing the Demand-2016 Conference and Exhibition of the Transportation Association of Canada*.
[21] Papenfus, N. (2003). "Applying concrete technology to abrasion resistance", In *Proceedings of the 7th International Conference on Concrete Block Paving, Sun City, South Africa*.
[22] Frolova, O., & Salaiová, B. (2017). "Analysis of road cover roughness on control road section with crumb tire rubber", *Procedia engineering*, *190*, 589-596.
[23] Tavakoli, D., Dehkordi, R. S., Divandari, H., & de Brito, J. (2020). "Properties of roller-compacted concrete pavement containing waste aggregates and nano SiO2", *Construction and Building Materials*, *249*, 118747.
[24] Komaragiri, S., Amirkhanian, A., & Bhasin, A. (2020). "Friction and Texture Retention of Concrete Pavements", *Transportation Research Record*, *2674*(6), 457-465.
[25] Hall, J. W., Smith, K. L., & Littleton, P. C. (2009). *Texturing of concrete pavements* (Vol. 634). Transportation Research Board.
[26] ASTM C136/C136M-14. (2014). *Standard test method for sieve analysis of fine and coarse aggregates*. Annual Book of ASTM Standards.

[27] Test, C. C., Content, A., Rooms, M., & Concrete, P. (2002). ASTM C 192M-02. *Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the. Concrete*, *4*, 1-8.
[28] Qian, Z. D., Liu, Y., Liu, C. B., & Zheng, D. (2016). "Design and skid resistance evaluation of skeleton-dense epoxy asphalt mixture for steel bridge deck pavement", *Construction and Building Materials*, *114*, 851-863.
[29] Zaetang, Y., Sata, V., Wongsa, A., & Chindaprasirt, P. (2016). "Properties of pervious concrete containing recycled concrete block aggregate and recycled concrete aggregate", *Construction and Building Materials*, *111*, 15-21.
[30] Pyo, S., Abate, S. Y., & Kim, H. K. (2018). "Abrasion resistance of ultra high performance concrete incorporating coarser aggregate", *Construction and Building Materials*, *165*, 11-16.
[31] Abdel-Hafez, A. E., Hussein, A. A., & Bruneau, S. (2021). "Evaluating the ASTM C944 Rotating Cutters Method for Determining the Abrasion Resistance of Concrete", *Journal of Testing and Evaluation*, *49*(6).

شبیه‌سازی اثرات ورق‌های FRP روی رفتار غیرخطی اتصالات تیر – ستون بتن‌مسلح

مهدی نعمت‌زاده*
دانشکده مهندسی و فناوری، دانشگاه مازندران، بابلسر، ایران.
پست الکترونیک:
m.nematzadeh@umz.ac.ir

سینا بهارلو
دانشکده مهندسی و فناوری، دانشگاه مازندران، بابلسر، ایران.
پست الکترونیک:
cnabhrlu@gmail.com

جواد شایان‌فر
دانشکده مهندسی و فناوری، دانشگاه مازندران، بابلسر، ایران.
پست الکترونیک:
arch3d.ir@gmail.com

سیدمحمدرضا حسنی
دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، ایران.
پست الکترونیک:
smr.hasani@stu.nit.ac.ir

آسیب‌پذیری و رفتار لرزه‌ای نامناسب اتصالات تیر- ستون در سازه‌های بتنی که براساس آیین‌نامه‌های گذشته و بدون ملاحظات لرزه‌ای طراحی شده‌اند، با توجه به نتایج حاصل از آزمایشگاه و زلزله‌های گذشته اثبات شده است. به منظور ارتقا و بهبود سطح عملکرد سازه‌های قدیمی به سطح عملکرد مورد انتظار آیین‌نامه‌های جدید، در وهله نخست، تعیین نقاط ضعف و رفتار لرزه‌ای سازه و در وهله دیگر، در صورت نیاز به مقاوم‌سازی نقاط ضعف، ارائه یک راه‌حل مقاوم‌سازی مقتضی ضروری می‌باشد. از این‌رو در این تحقیق، تأثیر استفاده از الیاف تقویت‌شده پلیمری در مقاوم‌سازی اتصالات در سطح عضو مورد ارزیابی و بررسی قرار می‌گیرد. در این مقاله، مدلی تحلیلی به منظور شبیه‌سازی رفتار غیرخطی اتصالات مقاوم‌سازی شده با ورق‌های FRP ارائه شده است. در مدل مذکور، رفتار غیرخطی در هسته اتصالات با استفاده از دو فنر محوری مورب شبیه‌سازی می‌شود. خصوصیات بار- تغییرشکل نظیر در فنرهای محوری تابعی از رابطه تنش اصلی کششی- تغییرشکل برشی در هسته اتصال می‌باشد. از این‌رو، براساس مکانیسم رفتاری اتصالات و با استفاده از نتایج آزمایشگاهی، روابط تنش اصلی کششی- تغییرشکل برشی برای اتصالات بتن‌مسلح با مهارهای مختلف آرماتورهای طولی تیر ارائه شده است. مقایسه نتایج حاصل از مدل عددی و نتایج گزارش شده از آزمایشات، قابلیت مدل پیشنهادی در پیش‌بینی رفتار غیرخطی اتصالات مقاوم‌سازی شده با ورق‌های FRP را تأیید کرده است.

واژگان کلیدی: اتصالات بتن‌مسلح، ورق‌های FRP، تحلیل غیرخطی، مقاوم‌سازی لرزه‌ای، شبیه‌سازی.

۱- مقدمه

مستندات و مدارک حاصل از زلزله‌های گذشته و مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی آسیب‌پذیر بودن سازه‌های بتن‌مسلح که براساس آیین‌نامه‌های قدیمی طراحی و اجرا شده‌اند را تحت بارهای حاصل از زلزله احتمالی تأیید می‌کنند [۱-۶]. باید توجه شود که سازه‌های بتن‌مسلح زیادی در سراسر جهان براساس آیین‌نامه‌های قدیمی و قبل از ارائه آیین‌نامه‌های لرزه‌ای جدید احداث شده‌اند. به عبارت دیگر، مقررات و تمهیدات لرزه‌ای موجود در آیین‌نامه‌های جدید در طراحی سازه‌های بتنی قدیمی در نظر گرفته نشده است. به منظور ارتقا و بهبود سطح عملکرد سازه‌های قدیمی به سطح عملکرد مورد انتظار آیین‌نامه‌های جدید، در وهله نخست تعیین نقاط ضعف و رفتار لرزه‌ای سازه و در وهله دیگر، در صورت نیاز به مقاوم‌سازی نقاط ضعف، ارائه یک راه‌حل مقاوم‌سازی مقتضی ضروری می‌باشد. از ویژگی‌های یک راه‌حل مقاوم‌سازی مناسب می‌توان به قابلیت سریع و آسان اجرا،

* نویسنده مسئول
تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۶/۲۳، بازنگری ۱۴۰۰/۰۷/۲۶، پذیرش ۱۴۰۰/۰۸/۰۲.
شناسه دیجیتال (DOI): 10.22091/cer.2021.7364.1296

کم‌هزینه بودن و قابل اتکا و مؤثر بودن آن به منظور بهبود رفتار عضو مقاوم شده اشاره نمود. از این‌رو، در این تحقیق، تأثیر استفاده از الیاف تقویت شده پلیمری در مقاوم‌سازی اتصالات در سطح عضو، مورد ارزیابی و بررسی قرار می‌گیرد.

به منظور بررسی رفتار اتصالات و متعاقباً سازه مقاوم شده با FRP[1]، تعیین خصوصیات غیرخطی این اتصالات ضروری می‌باشد. این هدف از طریق سه روش قابل دسترس خواهد بود. روش اول استفاده از نتایج آزمایشات صورت گرفته روی اتصالات مقاوم شده می‌باشد. اگرچه این روش دقیق و قابل اعتماد می‌باشد اما از نقطه نظر اختصاص منابع، زمان و همچنین تعداد زیاد اتصالات در سازه کاملاً غیرکاربردی است. روش دوم استفاده از نرم‌افزارهای اجزای محدود می‌باشد. دقت این روش کاملاً وابسته به تکنیک مدل‌سازی است که برای اکثر مهندسین رسیدن به سطح مناسبی از تکنیک مدل‌سازی دشوار می‌باشد. همچنین، این روش از نقطه نظر زمان محاسباتی و تعداد زیاد اتصالات در سازه غیرکاربردی است. روش سوم استفاده از مدل‌های تحلیلی و عددی می‌باشد. این روش کاربردی‌ترین روش برای دستیابی به خصوصیات اتصالات مقاوم شده با FRP بوده که برای اکثر مهندسین قابل استفاده است. در این تحقیق مدلی تحلیلی برای پیش‌بینی رفتار اتصالات مقاوم شده با FRP و همچنین تعیین خصوصیات غیرخطی نواحی مقاوم شده با FRP ارائه می‌شود که در سطوح عضو و سازه قابل کاربرد می‌باشد.

پروین و همکاران، اتصالاتی بتنی با مهار ناکافی آرماتور طولی تیر و بدون آرماتور برشی در هسته اتصال را آزمایش کردند. نتایج حاصل از آزمایش، تأثیر ورق‌های FRP روی افزایش مقاومت، سختی و جذب انرژی اتصالات مقاوم شده نسبت به نمونه کنترلی را تأیید می‌کند [۶]. اکگیوزل و پامپانین[2] اتصالات خارجی با مهار آرماتورهای تیر به صورت خم ۱۸۰ درجه با مد شکست برشی در هسته را توسط ورق‌های FRP مقاوم‌سازی کردند. نتایج مشاهده شده قابلیت ورق‌های FRP در انتقال خرابی از هسته اتصال به انتهای ورق‌های FRP تیر را تأیید می‌کنند [۷]. مستوفی‌نژاد و طلایی‌طبا، مدلی اجزای محدود برای تحلیل غیرخطی اتصالات بتن‌آرمه تقویت شده با لایه‌های FRP ارائه کردند. ایشان در مدل خود اثرات لغزش مهاری میلگردهای فولادی در ناحیه اتصال را نیز در نظر گرفته و برای تأیید صحت مدل خود، نتایج آن را با یک کار آزمایشگاهی مقایسه کردند [۸]. محمدی‌زاده و حسین‌زاده، تحلیلی عددی بر روی اتصالات خارجی تیر- ستون بتن‌مسلح تقویت شده با استفاده از FRP تحت اثر بارهای چرخه‌ای را انجام دادند و با نتایج آزمایشگاهی نیز مقایسه نمودند. در این مطالعه، تحلیل عددی بر روی ۱۱ نمونه اتصالات تیر- ستون بیرونی بدون تقویت و تقویت شده با FRP و با آرایش‌های تقویتی متفاوت تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای صورت گرفته است. موضوعات مورد بررسی شامل حداکثر نیرو، سختی اولیه و استهلاک انرژی بوده است. نتایج حاصل از تحلیل عددی در این مطالعه همانند نتایج آزمایشگاهی نشان داد که تقویت اتصالات بتن‌مسلح توسط پوشش خارجی FRP یک راه‌حل مناسب برای افزایش مقاومت، استهلاک انرژی و خصوصیات سختی این اتصالات تحت اثر بارهای لرزه‌ای است [۹]. پژوهشگران آزمایشی برای بررسی عملکرد لرزه‌ای بهینه در روش‌های تقویت اتصالات تیر و ستون بتن‌مسلح را بررسی نمودند. در این آزمایش، ده اتصال تیر- ستون بتنی مسلح در مقیاس یک سوم، تحت بارگذاری چرخه‌ای معکوس و بار محوری ثابت برای شبیه‌سازی زلزله قرار گرفت. از این تعداد، ۴ نمونه از اتصالات با انواع سیستم‌های FRP تقویت شده و ۲ نمونه نیز به عنوان معیار استفاده شدند. پس از آسیب‌دیدگی نیز

[1]- Fiber Reinforced Polymer

[2]- Akguzel and Pampanin

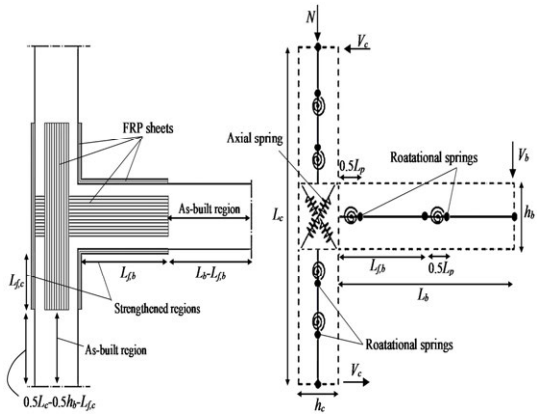
۴ نمونه با FRP تعمیر و دوباره آزمایش شدند. نتایج آزمایش نشان داد که استفاده از ورق‌های مرکب[3] شکل‌پذیری و استهلاک انرژی اتصالات تقویت شده را تا حد زیادی بهبود می‌بخشد [۱۰]. محققان دیگری، تحقیقاتی را بر روی کارایی کامپوزیت‌های FRP خارجی در بهبود عملکرد سازه و کنترل حالت خرابی در اتصال تیر- ستون بتن‌مسلح با درصدهای مختلفی از تنش‌های پیوستگی بین صفر تا صد و به صورت تحلیل غیرخطی و به روش اجزای محدود انجام دادند و نتایج حاصل شده را با نتایج آزمایشگاهی مطابقت دادند. عملکرد سازه‌ها از نظر حالات خرابی، توزیع تنش، کشش، شکل‌پذیری، اتلاف انرژی و سختی بررسی گردید. نتایج نشان داد که روش FRP مورد استفاده، می‌تواند عملکرد لرزه‌ای اتصالات را در شرایط ستون ضعیف با تیر قوی با تغییر رفتار آن به حالت شکل‌پذیرتر، از جمله لولای خمشی تیر، افزایش دهد [۱۱]. نیرومندی و همکاران تأثیر مقاوم‌سازی اتصالات بتنی با استفاده از ورق‌های FRP را روی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتنی تحت بررسی قرار دادند. آنها به منظور دستیابی به تعداد لایه‌های FRP مورد نیاز برای انتقال مفصل پلاستیک و همچنین خصوصیات غیرخطی اتصال مقاوم شده، به ترتیب از مدل اجزای محدودی و اختلاف نمودارهای لنگر- دوران اتصالات قبل و بعد از مقاوم‌سازی که از طریق مدل اجزای محدودی تعیین شده بود، استفاده کردند. همچنین با استفاده از لینک‌های غیرخطی، اختلاف نمودارهای لنگر- دوران اتصالات قبل و بعد از مقاوم‌سازی به نرم‌افزار SAP2000، را اعمال کردند. نتایج نشان‌دهنده بهبود سطح عملکرد لرزه‌ای قاب تقویت شده نسبت به قاب کنترلی می‌باشد و تأثیر این روش مقاوم‌سازی در بهبود شکل‌پذیری و ضریب رفتار قاب نیز تأیید می‌شود [۱۲ و ۱۳].

[3]- Glass-Carbon

در این مقاله، مدلی تحلیلی به منظور شبیه‌سازی رفتار غیرخطی اتصالات مقاوم‌سازی شده با ورق‌های FRP ارائه شده است. در مدل مذکور، رفتار غیرخطی در هسته اتصالات با استفاده از دو فنر محوری مورب، شبیه‌سازی می‌گردد. خصوصیات بار- تغییرشکل نظیر در فنرهای محوری تابعی از رابطه تنش اصلی کششی- تغییرشکل برشی می‌باشد. از این‌رو، براساس مکانیسم رفتاری اتصالات و با استفاده از نتایج آزمایشگاهی، روابطی برای اتصالات بتن‌مسلح قبل و بعد از مقاوم‌سازی با ورق‌های FRP ارائه شده است. همچنین، عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن‌مسلح مقاوم شده با FRP بررسی گردیده است.

۲- مدل اتصال تیر– ستون

در شکل ۱، مدل غیرخطی اتصال تیر- ستون مقاوم‌سازی شده با ورق‌های FRP که براساس رویکرد مفاصل پلاستیک گسسته می‌باشد، نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌گردد، در تیرها و ستون‌ها، دو فنر چرخشی به منظور شبیه‌سازی رفتار غیرخطی نواحی مقاوم‌سازی شده و نشده تبیعه شده است.



شکل ۱- مدل پیشنهادی به منظور شبیه‌سازی رفتار غیرخطی اتصالات مقاوم شده با FRP .

براساس مدل شایان‌فر و همکاران، در هسته اتصال نیز دو فنر محوری به منظور شبیه‌سازی رفتار برشی و مکانیسم پیوستگی- لغزش آرماتورهای طولی تیر اختصاص داده شده است [۱۴]. به منظور انجام تحلیل غیرخطی، تعیین خصوصیات رابطه لنگر- دوران یا بار-

تغییرمکان فنرهای مذکور ضروری می‌باشد. رابطه لنگر- دوران در فنرهای چرخشی تیر و ستون‌ها از طریق تحلیل لنگر- انحنا قابل محاسبه است که در بخش ۵ تشریح می‌شود.

برای فنرهای محوری مورب در هسته اتصال، رابطه بار محوری مورب و تغییرشکل نظیر آن براساس مدل شایان‌فر و همکاران به صورت زیر قابل محاسبه می‌باشد [۱۴]:

$$P_j = \frac{V_c(L_c - h_b) - 0.5\, V_b h_c}{2h_b}\sqrt{1+\alpha^2} \qquad (۱)$$

$$\Delta_j = \frac{\gamma}{2}\times\sqrt{h_b{}^2 + h_c{}^2}\times \sin\left[2\times \operatorname{atan}\left(h_b/h_c\right)\right] \qquad (۲)$$

V_c و V_b به ترتیب نیروی برشی ستون و تیر، α نسبت ارتفاع تیر به ارتفاع ستون و γ تغییرشکل برشی در هسته اتصال می‌باشند. سایر پارامترها در شکل ۱، تعریف شده است. براساس تعادل نیروهای داخلی و خارجی در اتصال تیر- ستون، نیروی برشی تیر و ستون به صورت روابط زیر قابل محاسبه می‌باشد:

$$V_b = \frac{\beta_b \xi}{(\xi - \beta_b)L_b} V_{jh} \qquad (۳)$$

$$V_c = V_b \frac{L_b + 0.5h_c}{L_c} \qquad (۴)$$

که در آن:

$$\beta_b = \frac{M_{b,i}}{T_{b,i}} = \frac{V_b \times L_b}{T_{b,i}} < h \qquad (۵)$$

$$\xi = \frac{L_c L_b}{L_b + 0.5h_c} \qquad (۶)$$

در این روابط، h_c عمق مقطع ستون، L_b طول المان تیر، L_c طول المان ستون، $M_{b,i}$ لنگر در بر اتصال و V_b نیروی برشی در المان تیر می‌باشند. پارامتر β_b شیب منحنی لنگر-نیروی کششی تیر (بازو لنگر تیر) در بر اتصال می‌باشد که با استفاده از آنالیز لنگر-انحنا مقطع با روند زیر تعیین می‌گردد:

۱- محاسبه لنگر- β تیر (مشابه روند لنگر- انحنا)

۲- فرض مقداری برای بازو لنگر تیر، β_i

۳- با برابری $\beta_i=\beta$ لنگر تیر، M_i، براساس گام ۱ قابل تعیین می‌باشد.

۴- محاسبه لنگر معادل تیر، M_b به صورت رابطه زیر:

$$M_b = V_b \times L_b = \frac{\beta_b \xi}{\xi - \beta_b} V_{jh} \qquad (۷)$$

۵- در صورتی که لنگرهای تعیین شده در گام‌های سه و چهار نزدیک باشند، با استفاده β_i خصوصیات اتصال قابل محاسبه می‌باشد. در غیر این‌صورت، مقدار جدیدی برای بازوی لنگر تیر در گام دو فرض می‌شود، اما به جهت ارائه مدلی کاربردی و جلوگیری از روند تکرار در تعیین مقدار β_i، در این پژوهش، برابر با 0.9d و 0.85d برای اتصالات قبل و بعد از مقاوم‌سازی با FRP فرض شده است که تقریباً برابر با بازوی لنگر تیر مطابق با لنگر تسلیم تیر می‌باشد. به این نکته توجه شود که در این نقطه، معمولا حداقل مقدار بازوی لنگر رخ می‌دهد که می‌تواند مقاومت حاصل از مدل را به سوی نتایجی در جهت اطمینان سوق دهد.

برای حالتی که ورق‌های FRP به صورت طولی زیر و روی تیر استفاده شده باشند، نیروی کششی ایجاد شده این ورق‌ها در حین بارگذاری لرزه‌ای براساس مقدار سختی بخش ستون و هسته اتصال میان این اعضا تقسیم می‌شود. در نتیجه، نسبت میان لنگر تیر در بر اتصال به نیروی کششی اعمالی به هسته اتصال افزایش می‌یابد که به طور تقریبی در این مطالعه 0.95d فرض شده است.

۳- تعیین مقاومت برشی اتصال

مطابق با رابطه (۳)، به منظور تعیین خصوصیات فنرهای محوری در هسته اتصال، مقاومت برشی افقی به عنوان پارامتر ورودی باید اعمال شود. براساس مطالعات، از آنجاکه تنش محوری از پارامترهای ضروری در رفتار اتصالات می‌باشد، از این‌رو، در این پژوهش، براساس تئوری دایره موهر، V_{jh} به عنوان تابعی از سطح تنش

محوری روی هسته اتصال به صورت زیر تعیین شده است [۱۵- ۱۸]:

$$V_{jh} = \left(\sqrt{1+\frac{f_v}{p_{t,tot}}}\right) p_{t,tot} b_j h_c \quad (۸)$$

که در آن، f_v تنش محوری وارد به هسته اتصال، $P_{t,t}$ تنش اصلی کششی در هسته اتصال به علت تنش محوری ناشی از نیروی محوری ستون و تنش برشی، v_{jh}، می‌باشد. براساس نتایج محققان، عرض موثر اتصال برابر با میانگین عرض ستون و تیر می‌تواند در نظر گرفته شود [۱۹].

۳-۱- سهم بتن در تنش اصلی کششی

در این بخش، میزان سهم بتن در تنش اصلی کششی در هسته اتصال تعیین خواهد شد. براساس مطالعات صورت گرفته توسط برخی محققین، $P_{t,t}$ به طور قابل ملاحظه‌ای وابسته به نوع مهار آرماتورهای کششی تیر می‌باشد [۱۴-۱۸ و ۲۰-۲۳]. در این تحقیق، براساس تحلیل رگرسیون روی پایگاه داده فراهم شده با توجه به نمونه‌های آزمایشگاهی اتصال با مد شکست برشی در ناحیه هسته اتصال، $p_{t,c}$ به صورت زیر پیشنهاد شده است:

$$p_{tc} = \frac{X\sqrt{f'_c}}{\lambda_{setup}} \quad (۹)$$

که در آن:

$$X = a\omega^b \quad (۱۰)$$

$$\omega = f_c^{P_1}\left(\frac{L_j}{h_c - c'}\right)^{P_2} \times \left(\frac{h_b}{h_c}\right)^{P_3} \times \left(\frac{h_b}{b_b}\right)^{P_4} \times \left(1+\frac{N}{b_j h_c f_c}\right)^{P_5} \times \left(\frac{\rho_b f_{yb}}{f_c}\right)^{P_6} \quad (۱۱)$$

در این رابطه نیز، c' بیانگر پوشش مقطع ستون، L_j بیانگر طول مهاری مدفون شده در ناحیه هسته اتصال، f_{yb} نشان‌دهنده تنش تسلیم آرماتورهای طولی تیر و ρ_b نیز بیانگر نسبت آرماتور طولی تیر می‌باشد که از تقسیم مساحت آرماتورهای کششی تیر بر مساحت مقطع حاصل می‌شود.

در جدول ۱، ضرایب حاصل از تحلیل رگرسیون نشان داده شده است. لازم به ذکر است، ضریب λ_{setup} بیانگر تأثیر نوع آزمایش روی تنش اصلی کششی حاصل از آزمایشگاه می‌باشد که به طور غیرمستقیم از مقدار برش تیر آزمایشگاهی تعیین شده است.

جدول ۱- ضرایب حاصل از تحلیل رگرسیون

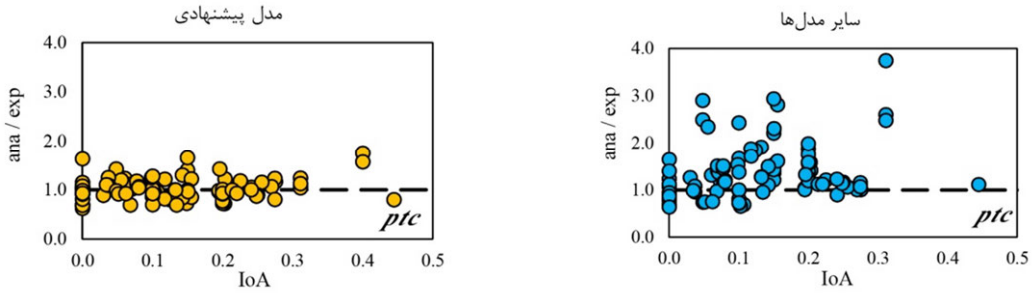
نوع مهار	a	b	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6
۹۰ درجه به داخل	۱/۰۶۹	۱/۰۶۰	۰/۰۷۳	صفر	-۰/۷۱۹	-۰/۱۸۹	۱/۴۴۴	۰/۳۵۴
۹۰ درجه به خارج	۱۳/۲۸	۲/۳۳۰	-۰/۷۲۵	صفر	-۰/۰۷۵	صفر	-۱/۷۵۰	-۰/۴۳۵
۱۸۰ درجه	۱/۴۱۳	۲/۵۴۹	صفر	صفر	-۰/۴۷۸	صفر	-۰/۹۵۵	۰/۱۵۱
مهار مستقیم	۴/۹۵۷	۵/۹۰۷	صفر	۰/۴۸۶	-۰/۶۱۴	صفر	-۰/۴۶۹	صفر

همچنین، ضریب λ_{setup} بیانگر تأثیر نوع آزمایش روی تنش اصلی کششی حاصل از آزمایشگاه می‌باشد که به طور غیرمستقیم از مقدار برش تیر آزمایشگاهی تعیین شده است. اتصالات تیر- ستون بتن‌مسلح معمولا به دو صورت آزمایش می‌شوند: اتصالات تیر- ستون نوع یک با باری متمرکز در انتهای المان تیر (در دو انتهای ستون‌های متصل به ناحیه هسته، تکیه گاه‌های مفصلی در نظر گرفته می‌شود) و اتصالات تیر- ستون نوع دو با باری متمرکز در انتهای ستون (انتهای ستون پایین متصل به ناحیه هسته و انتهای تیر به صورت مفصلی در نظر گرفته می‌شود).

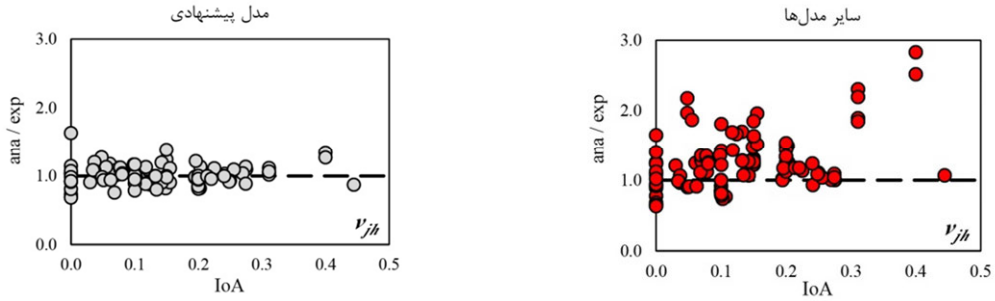
مطابق با مطالعه اجزای محدود صورت گرفته، خصوصیات غیرخطی اتصال تیر- ستون تابعی از نوع آزمایش اتصال تیر- ستون می‌باشد. بنابراین نتایج برای اتصالات تیر- ستون نوع یک، ۱/۱۸ برابر اتصال تیر- ستون نوع دو می‌باشد [۲۳]. از این‌رو، در این پژوهش،

نتایج اتصالات تیر- ستون نوع دو در ترم تنش اصلی کششی با ضریبی برابر با ۱/۱۸ تبدیل به نتایج اتصالات تیر- ستون نوع یک شده‌اند. لازم به ذکر است که نتیجه $p_{t,max}$ حاصل از رابطه (۹)، با هدف استفاده در سطح سازه به دلیل تطابق تغییرشکل اتصال در سطح سازه با اتصالات آزمایشگاهی نوع دو باید بر ضریب λ_{setup} برابر با ۱/۱۸ تقسیم شود. شکل ۲، به مقایسه قابلیت اتکا به مدل پیشنهادی و سایر مدل‌ها در ترم حداکثر تنش اصلی کششی و مقاومت برشی افقی می‌پردازد.

مقدار IoA شاخص نیروی محوری می‌باشد که برابر با $N/(A_g \times f'_c)$ می‌باشد. همانطور که مشاهده می‌شود، براساس مقادیر میانگین و ضریب تغییرات، در مدل پیشنهادی اتصال قبل از مقاوم‌سازی نسبت به سایر مدل‌ها، تنش اصلی کششی و مقاومت برشی افقی بتن در هسته اتصال، دقیق‌تر و یکنواخت‌تر تعیین شده است؛ که تأییدکننده قابلیت اتکا به مدل مذکور می‌باشد.



(الف) بررسی دقت تنش اصلی کششی



(ب) بررسی دقت مقاومت برشی افقی بتن در هسته اتصال

شکل ۲- مقایسه سطح قابلیت اتکا به مدل پیشنهادی و سایر مدل‌ها

۳-۲- سهم FRP در تنش اصلی کششی

۳-۲-۱- تأثیر ورق‌های FRP روی مقاومت اتصال

در این بخش، مدلی پیشنهادی مطابق شکل ۳ به جهت در نظر گرفتن اثرات FRP روی ظرفیت اتصالات تیر- ستون بتن‌مسلح مقاوم شده ارائه می‌گردد. در این پژوهش، چندین فرض جهت مدل‌سازی مکانیسم اتصالات مقاوم شده با FRP در نظر گرفته شده است:

۱- رویکرد تنش اصلی کششی مطابق با مطالعه پریستلی[4]، رفتاری بسیار نزدیک به رفتار واقعی اتصالات بتنی مسلح را می‌تواند ارائه دهد [۱۵].

۲- براساس تئوری میدان‌های فشاری، ورق‌های مقاوم‌سازی طولی الیاف تقویت‌شده پلیمری با زاویه‌ای برابر با β_i نسبت به محور افقی (تیر)، با تحمل نیروی کششی می‌توانند سهمی در مقدار

[4]- Priestley

تنش اصلی کششی هسته اتصال داشته باشند [۲۴].

۳- در این پژوهش، زاویه ترک در هسته اتصال برابر با $\theta = \text{atan}(h_b/h_c)$ در نظر گرفته شده است. بنابراین زاویه تنش اصلی کششی برابر با $90-\theta$ فرض می‌گردد.

۴- همچنین کرنش‌ها و تنش‌های طولی در هر دو جهت در ناحیه هسته اتصال به شکل یکنواخت توزیع می‌شود. در نهایت، با ساده‌سازی فضای مسئله به کمک فرضیات مذکور، سهم ورق‌های الیاف تقویت شده پلیمری در تنش اصلی کششی قابل تعیین خواهد بود. براساس مطالعات بوسلهام[5] و دلوکیو[6] و همکاران، تنش اصلی کششی سهم FRP نصب شده روی هسته اتصال، به صورت زیر قابل تعریف می‌باشد [۲۵ و ۲۶]:

$$p_{tf} = \frac{A_{f,eq} E_f \varepsilon_{f,e}}{b_j \sqrt{h_c^2 + h_b^2}} \quad (۱۲)$$

که در آن:

$$A_{f,e} = A_{f,i} \sin(\theta + \beta_i) \quad (۱۳)$$

رابطه (۱۳)، برای الیاف ورق در جهت تیر (صفر درجه) و در جهت ستون (۹۰ درجه) برابر می‌باشد با:

$$A_{f,e} = n_s n_l t_f h_b \sin\theta \qquad \beta = 0^\circ \quad (۱۴)$$

$$A_{f,e} = n_s n_l t_f h_c \cos\theta \qquad \beta = 0^\circ \quad (۱۵)$$

برای ورق‌های با الیاف دوجهته (در جهت تیر (صفر درجه) و در جهت ستون (۹۰ درجه)) و چهارجهته (در جهت ۴۵ درجه، در جهت تیر (صفر درجه) و در جهت ستون (۹۰ درجه))، مساحت معادل ورق‌های الیاف تقویت شده پلیمری به صورت زیر تعیین می‌شود [۲۶]:

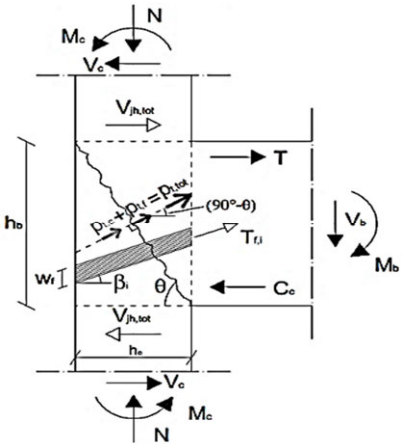
فایبرهای دوجهته:

$$A_{f,e} = n_s n_l t_f h_c \cos\theta \left(1 + \tan^2\theta\right) \quad (۱۶)$$

فایبرهای چهارجهته:

$$A_{f,e} = n_s n_l t_f h_c \cos\theta \left(1 + \tan\theta + 2\tan^2\theta\right) \quad (۱۷)$$

اتصالاتی که با جهات مختلف الیاف تقویت شده پلیمری مقاوم‌سازی شده‌اند، سهم ورق‌ها، می‌تواند به شکل مجموع توزیع فایبرها محاسبه شود [۲۵]. در نتیجه با استفاده رابطه (۱۷)، سهم FRP در تنش کششی اصلی تعیین شده و با اضافه نمودن آن به تنش اصلی کششی سهم بتن، حداکثر تنش اصلی کششی در ناحیه هسته اتصال قابل محاسبه می‌باشد و متعاقباً توسط رابطه (۸) قابل تبدیل به مقاومت برشی افقی در هسته اتصال خواهد بود.



شکل ۳- مدل تحلیلی اتصال مقاوم‌سازی شده پیشنهادی به صورت شماتیک

۳-۲-۲- تعیین کرنش مؤثر در ورق‌های FRP

برای محاسبه کرنش مؤثر ورق‌های طولی الیاف تقویت شده پلیمری، پایگاه داده‌ای شامل نمونه اتصالات تیر- ستون بتنی مسلح آزمایشگاهی مقاوم‌سازی شده با ورق‌های الیاف تقویت شده پلیمری جمع‌آوری شده که در جدول ۲، قابل ملاحظه است. مد خرابی نمونه‌های آزمایش شده به شکل شکست در ناحیه هسته اتصال یا شکست به دلیل رخداد پدیده جداشدگی بین الیاف تقویت شده پلیمری و بتن می‌باشد.

[5]- Bousselham
[6]- Del Vecchio

جدول ۲- نتایج حاصل از نمونه‌های آزمایشگاهی اتصالات مقاوم‌سازی شده با FRP

Joint Lable		f'_c	r_N	V_b^{exp}	v_{jh}^{exp}	p_{tf}^{exp}	$e_{f,e}^{exp}$
T_FL1	[۲۷]	۱۳/۵	۰/۲۰	۷۳/۳	۲/۲۸	۰/۳۰	۰/۰۰۴۰
T_FL1		۱۳/۵	۰/۲۰	۶۲/۵	۱/۹۵	۰/۲۱	۰/۰۰۲۸
T_FS1		۱۷/۷	۰/۲۰	۱۰۶/۰	۳/۳۰	۰/۹۳	۰/۰۱۲۳
T_FS1		۱۷/۷	۰/۲۰	۸۵/۴	۲/۶۶	۰/۵۸	۰/۰۰۷۶
T_FS2		۱۶/۴	۰/۲۰	۱۲۳/۳	۳/۸۴	۱/۵۱	۰/۰۰۹۹
T_FS2		۱۶/۴	۰/۲۰	۹۴/۶	۲/۹۵	۰/۹۰	۰/۰۰۵۹
T_FRP	[۲۸]	۱۴/۸	۰/۲۰	۱۰۰/۵	۳/۱۳	۰/۹۷	۰/۰۱۲۷
T_FRP		۱۴/۸	۰/۲۰	۷۷/۶	۲/۴۲	۰/۵۳	۰/۰۰۷۰
T-S1RR	[۲۹]	۳۱/۹	۰/۱۹	۱۴۳/۰	۵/۴۰	۰/۸۷	۰/۰۰۳۵
T-R1	[۳۰]	۴۳/۵	۰/۱۴	۱۱۰/۰	۴/۱۶	۰/۷۳	۰/۰۰۴۵
T-R2		۳۹/۵	۰/۱۵	۱۱۴/۵	۴/۳۳	۰/۹۸	۰/۰۰۴۲
4	[۳۱]	۲۰/۰	۰/۰۰	۱۸۷/۰	۱/۵۲	۰/۳۲	۰/۰۰۰۵
8		۲۰/۰	۰/۰۰	۱۸۷/۰	۱/۵۲	۰/۳۲	۰/۰۰۰۵
9		۲۰/۰	۰/۰۰	۲۱۶/۰	۱/۷۶	۰/۵۵	۰/۰۰۰۸
12		۳۴/۰	۰/۰۰	۲۱۷/۰	۱/۷۶	۰/۶۷	۰/۰۰۱۰
13		۳۴/۰	۰/۰۰	۲۰۴/۰	۱/۶۶	۰/۵۶	۰/۰۰۰۸
14		۳۴/۰	۰/۰۰	۲۲۹/۰	۱/۸۶	۰/۷۶	۰/۰۰۱۱
ANT-S63	[۵]	۱۹/۴	۰/۰۶	۴۰/۲	۲/۲۸	۰/۰۶	۰/۰۰۰۱
ANT-S33L		۲۱/۰	۰/۰۵	۴۴/۶	۲/۵۳	۰/۲۶	۰/۰۰۰۷
ANT-F11		۱۸/۲	۰/۰۶	۴۲/۸	۲/۴۲	۰/۲۲	۰/۰۰۰۹
ANT-F22		۲۱/۸	۰/۰۵	۵۰/۰	۲/۸۴	۰/۵۵	۰/۰۰۱۱
ANT-F21		۲۱/۶	۰/۰۵	۵۱/۱	۲/۹۰	۰/۶۱	۰/۰۰۱۴
ANT-F12		۲۳/۶	۰/۰۵	۴۴/۵	۲/۵۲	۰/۲۰	۰/۰۰۰۶
ANT-F22A		۲۲/۲	۰/۱۳	۵۷/۴	۳/۲۵	۰/۵۵	۰/۰۰۱۱
ANT-F22W		۲۳/۴	۰/۰۵	۵۵/۸	۳/۱۷	۰/۸۴	۰/۰۰۱۷
ANT-F22in		۱۶/۸	۰/۰۷	۴۱/۹	۲/۳۸	۰/۲۲	۰/۰۰۰۴
ANT-GL		۱۵/۶	۰/۰۷	۴۴/۱	۲/۵۰	۰/۳۷	۰/۰۰۱۵
ANT-S-F22		۱۵/۲	۰/۰۸	۴۴/۱	۲/۵۰	۰/۳۸	۰/۰۰۰۸
T-F33		۲۰/۸	۰/۰۶	۴۴/۵	۲/۵۲	۰/۲۶	۰/۰۰۰۷
T-F22S2		۱۷/۶	۰/۰۷	۴۰/۱	۲/۲۷	۰/۰۹	۰/۰۰۰۴
U.S.2-RC2U1	[۶]	۲۵/۰	۰/۳۱	۱۳۰/۱	۳/۸۱	۰/۸۰	۰/۰۰۲۶
U.S.3-RC3U3		۲۵/۰	۰/۳۱	۱۳۱/۲	۳/۸۴	۰/۸۲	۰/۰۰۱۱
U.S.4-RC3U3		۲۵/۰	۰/۱۶	۱۳۵/۵	۳/۹۷	۱/۶۱	۰/۰۰۲۲
U.S.2-RC2U1		۲۵/۰	۰/۳۱	۸۵/۳	۲/۵۰	۰/۵۵	۰/۰۰۱۸
U.S.3-RC3U3		۲۵/۰	۰/۳۱	۹۹/۲	۲/۹۰	۰/۸۲	۰/۰۰۱۱
U.S.4-RC3U3		۲۵/۰	۰/۱۶	۸۸/۵	۲/۵۹	۱/۰۸	۰/۰۰۱۵
JA2RF	[۳۲]	۵۴/۲	۰/۰۴	۸۶/۲	۳/۸۶	۰/۸۹	۰/۰۰۱۳
JB2RFb		۵۵/۳	۰/۰۴	۱۲۰/۰	۵/۳۷	۲/۳۵	۰/۰۰۲۷
JC2RF		۵۶/۹	۰/۰۴	۱۱۹/۴	۵/۳۵	۲/۳۱	۰/۰۰۲۷
LBCJ-CS1	[۳۳]	۲۷/۳	۰/۱۵	۶۹/۶	۳/۴۵	۰/۰۲	۰/۰۰۰۲

کرنش مؤثر در ورق‌های طولی تقویتی به صورت زیر قابل تعیین می‌باشد:

$$\varepsilon_{f,e}^{\exp} = p_{tf}^{\exp} \frac{b_j \sqrt{h_c^2 + h_b^2}}{A_{f,eq} E_f} \quad (۱۸)$$

به کمک رابطه مذکور، مقدار کرنش مؤثر در ورق‌های تقویتی قابل محاسبه می‌باشد.

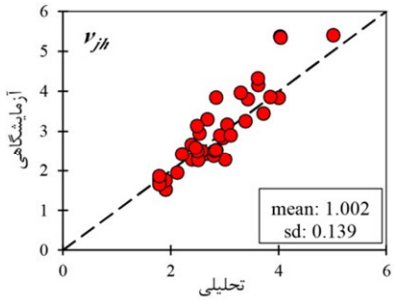
به منظور تحقق هدف مذکور، نتایج حاصل از نمونه‌های آزمایشگاهی اتصالات مقاوم‌سازی شده در جدول ۲، ارائه شده است. همچنین به کمک تحلیل رگرسیون، کرنش مؤثر در ورق‌های طولی به شکل زیر پیشنهاد می‌شود:

$$\varepsilon_{f,e} = 0.0002 \times W \times D \left(\frac{\rho_b f_{yb}}{f'_c}\right)^{0.228} \left(\frac{h_b}{b_b}\right)^{2.128} \left(\frac{E_{fy}\rho_{fy}}{E_c}\right)^{-0.141} \left(\frac{E_{fx}\rho_{fx}}{E_c}\right)^{-0.243} \quad (۱۹)$$

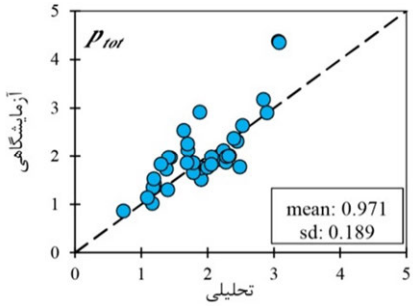
در رابطه (۱۹)، مقدار W برابر ۱/۱۸۵، برای ورق‌هایی که در نواحی تیر و ستون مهار مکانیکی شده باشند در نظر گرفته خواهد شد و در غیر این‌صورت این مقدار برابر با ۱ فرض می‌شود. همچنین، مقدار D برابر با ۰/۹۲۳ برای هسته اتصالات آسیب دیده است، در غیر این‌صورت برابر ۱ در نظر گرفته خواهد شد. شکل ۴، نتایج حاصل از مدل تحلیلی و آزمایشگاهی اتصالات بتنی مسلح مقاوم‌سازی شده با ورق‌های تقویتی را مورد مقایسه قرار می‌دهد. با توجه به اینکه نتیجه به‌دست آمده از تخمین مقدار کرنش مؤثر در جهت اطمینان بوده است، اما نتایج تنش اصلی کششی و مقاومت برشی در هسته اتصال به نتایج حاصل از آزمایشگاه نزدیک می‌باشد که دقت و یکنواختی آن نشان دهنده قابل اتکا بودن و صحت مدل تحلیلی پیشنهادی در تعیین خصوصیات غیرخطی در اتصالات بتنی مسلح مقاوم‌سازی شده با FRP می‌باشد.

۴- رابطه تنش اصلی کششی- دوران اتصال قبل و بعد از مقاوم‌سازی

براساس مطالعات انجام گرفته توسط برخی محققین، رفتار غیرخطی اتصالات سازه‌های بتن‌مسلح، به شکل قابل ملاحظه‌ای تابع چگونگی مهار آرماتورهای طولی تیر در هسته اتصال می‌باشد [۱۴-۱۸ و ۲۰-۲۳].



(الف)



(ب)

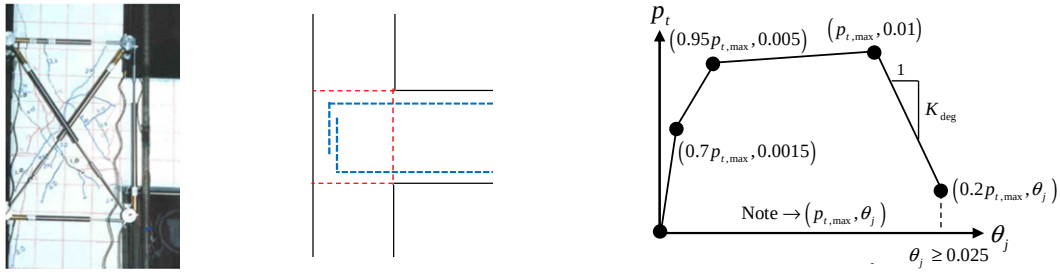
شکل ۴- مقایسه نتایج حاصل از (الف) مدل تحلیلی پیشنهادی و (ب) نمونه‌های آزمایشگاهی برای اتصالات بتنی مسلح تقویت شده با ورق‌های پلیمری

علت این می‌باشد که خم مناسب آرماتورهای تیر به شکل ۹۰ درجه و به سمت پایین و مهار شده در هسته اتصال علاوه‌بر ایجاد تکیه‌گاهی مناسب برای تشکیل مهار متقابل یا استرات فشاری مورب، نوع مکانیسم شکست اتصال را نیز مشخص می‌نماید.

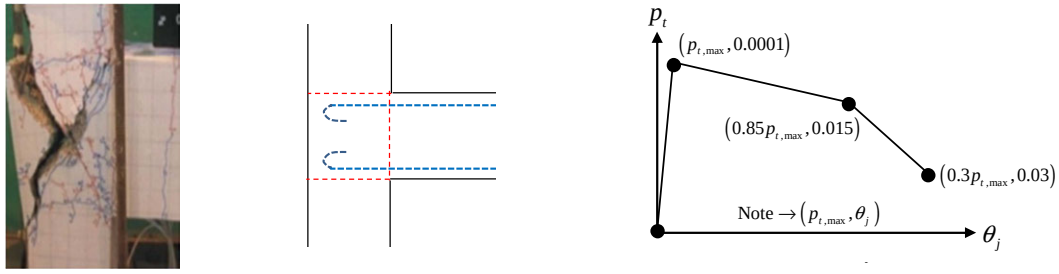
در شکل ۵، رابطه‌ای به منظور تعیین رابطه تنش اصلی کششی- چرخش اتصالات در حالت‌های مختلف

مهار آرماتورهای طولی تیر، ارائه شده است. $P_{t,max}$ بیانگر حداکثر تنش اصلی کشی در هسته اتصالات می‌باشد.

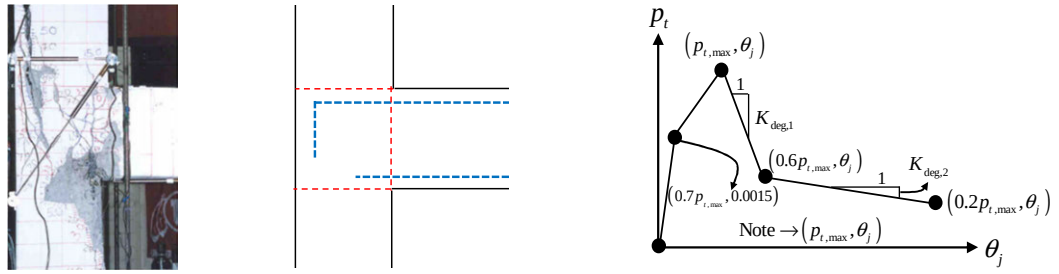
براساس نتایج حاصل از مطالعات آزمایشگاهی، در صورت مهار آرماتورهای طولی تیر به صورت خم ۹۰ درجه به سمت داخل هسته اتصال، پس از شکل‌گیری نخستین ترک قطری در هسته، مقاومت برشی هسته اتصال به حداکثر مقاومت نخواهد رسید و رفتار سخت‌شدگی مجدد در نمونه‌های آزمایش شده مشاهده می‌شود؛ تا تنش اصلی کششی در ناحیه هسته اتصال به حداکثر مقدار خود $P_{t,max}$ برسد [۳۲ و ۳۴].



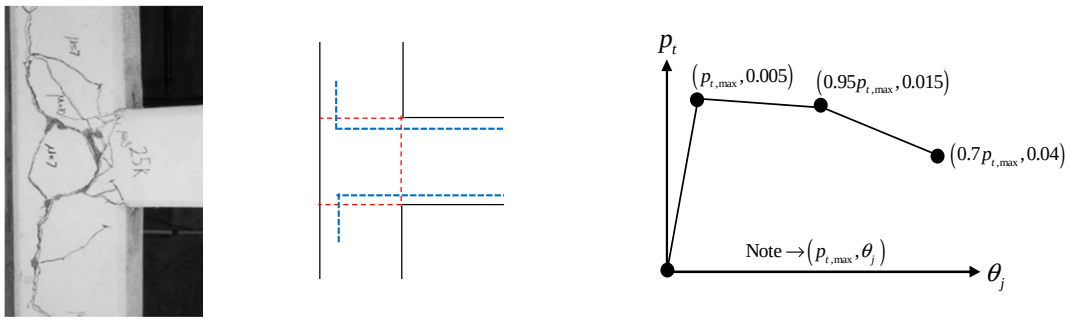
(الف) خم ۹۰ درجه در ناحیه هسته اتصال به سمت داخل



(ب) خم ۱۸۰ درجه در ناحیه هسته اتصال



(پ) تک خم ۹۰ درجه در ناحیه هسته اتصال به سمت داخل



(ت) خم ۹۰ درجه در ناحیه هسته اتصال به سمت بیرون

رابطه تنش اصلی کششی- چرخش نوع مهار مکانیسم شکست

شکل ۵- خصوصیات غیرخطی اتصالات با آرماتورهای طولی مهار شده به اشکال مختلف

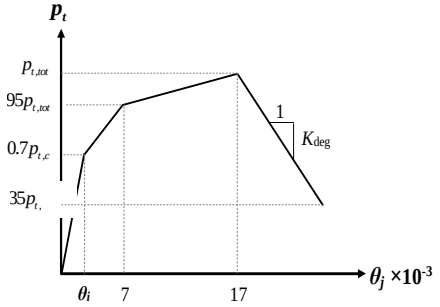
دلیل مشاهده رفتار سخت‌شدگی مجدد توانایی این نوع مهار در ایجاد گره و تکیه‌گاهی مؤثر به منظور تشکیل مکانیسم استرات مورب فشاری می‌باشد. میزان سختی بعد از اوج $K_{\deg}$ برای این اتصالات، برابر با ۴۰ مگاپاسکال بر

رادیان پیشنهاد می‌شود. نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد که مهار به شکل خم ۱۸۰ درجه در ناحیه هسته اتصال، پس از تشکیل ترک‌های قطری به علت عدم وجود گره‌ای مناسب برای شکل‌گیری استرات مورب فشاری در ناحیه هسته، نمی‌تواند در افزایش مقاومت اتصال تأثیری بگذارد [۷ و ۱۸]. از این‌رو، افت مقاومت در نمونه‌های آزمایشگاهی بعد از این نقطه مشهود می‌باشد. براساس نتایج حاصل از مطالعات آزمایشگاهی دیگری، در مهار آرماتور طولی تیر به شکل خم ۹۰ درجه به سمت ناحیه بیرون هسته اتصال، بعد از تشکیل اولین ترک قطری در هسته، مقاومت اتصال به تدریج کاهش یافته تا جایی که چرخش اتصال به چرخشی برابر با ۰/۰۱۵ برسد [۳۱ و ۳۵].

با توجه به نتایج آزمایشگاهی گرگلی و وونگ[۷]، در مهار آرماتورهای طولی تیر به شکل مستقیم در ناحیه هسته اتصال، بحرانی‌ترین مکانیسم اتصال شکست پیوستگی بوده که عملکرد لرزه‌ای اتصال را نیز کنترل می‌نماید. به همین منظور، در تحلیل اتصالات مذکور، اثرات مکانیسم پیوستگی- لغزش می‌بایست در نظر گرفته شود [۳۱ و ۳۵]. در این مطالعه، براساس مطالعات صورت گرفته توسط پروین و مورتی[۸]، مکانیسم مذکور به کمک سطحی از تنش اصلی کششی که مطابق با آن شکست نامطلوب پیوستگی رخ می‌دهد، کنترل خواهد شد [۶ و ۲۰]. مقادیر $K_{deg,}$ و $K_{deg,2}$ به ترتیب، ۱۲ و ۳۵ مگاپاسکال بر رادیان در نظر گرفته شده‌اند.

رابطه بین تنش اصلی کششی- چرخش براساس نتایج آزمایشگاهی ارائه شده در جدول ۲ برای اتصالات تیر- ستون مقاوم‌سازی شده با ورق‌های الیاف تقویت شده پلیمری در مهارهای مختلف آرماتورهای طولی تیر در شکل ۶ نشان داده شده است. در این پژوهش، θ_i که بیانگر چرخش مطابق با نخستین ترک تشکیل شده در هسته اتصال مقاوم‌سازی شده با ورق‌های الیاف تقویت شده پلیمری می‌باشد، ۷۵ درصد چرخش مطابق با نخستین ترک مورب در هسته اتصالات مقاوم‌سازی نشده وابسته به نوع مهار آرماتورهای طولی تیر در نظر گرفته می‌شود. بنابراین، سختی اولیه بیشتری در اعضای مقاوم‌سازی شده در نظر گرفته می‌شود.

در رابطه تنش اصلی کششی- چرخش اتصالات مقاوم‌سازی شده با ورق‌های تقویتی برای تمامی روش‌های مهار آرماتورهای طولی تیر در اتصال، رفتار سخت‌شدگی مجدد به دلیل توانایی ورق‌های الیاف تقویت شده پلیمری در ایجاد گره‌ای مؤثر برای تشکیل استرات فشاری مورب، در نظر گرفته شده است. در این پژوهش، K_{deg} برای اتصالات تیر- ستون مقاوم‌سازی شده برابر با ۸۰ مگاپاسکال بر رادیان در نظر گرفته شده است.



شکل ۶- رابطه تنش اصلی کششی- چرخش برای اتصالات مقاوم‌سازی شده با استفاده از ورق‌های FRP

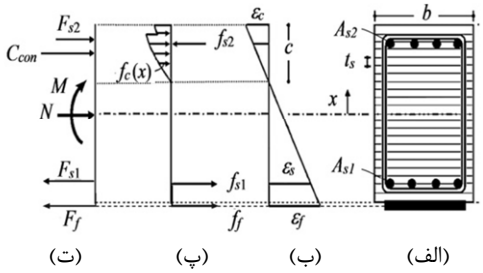
ورق‌های الیاف تقویت شده پلیمری در مقاومت نخستین ترک مورب به دلیل ناتوانایی در تغییر خصوصیات بتن بی‌تأثیر می‌باشند. در نتیجه، مقاومت نخستین ترک مورب در هسته اتصال برابر با ۷۰ درصد تنش اصلی کششی حداکثر در حالت مقاوم‌سازی نشده در نظر گرفته شده است.

۵- تأثیر مواد FRP روی رفتار غیرخطی تیرها و ستون‌ها

به منظور ارزیابی رفتار غیرخطی تیر یا ستونی بتن‌مسلح قبل و بعد از مقاوم‌سازی با FRP، تحلیل لنگر- انحنا می‌تواند اطلاعات مفیدی از رفتار عضو در طول

[7]- Gergely and Wong
[8]- Murty

تاریخچه بارگذاری بدهد. شکل ۷، تحلیل فایبری یک مقطع بتنی مسلح مقاوم‌سازی شده با الیاف تقویت شده پلیمری را به‌صورت شماتیک نشان می‌دهد.



شکل ۷- تحلیل فایبری یک مقطع بتن‌مسلح مقاوم‌سازی شده با الیاف تقویت شده پلیمری، (الف) مقطع عضو، (ب) توزیع کرنش‌ها، (پ) توزیع تنش‌ها و (ت) توزیع نیروهای فشاری و کششی

لازم به ذکر است که در این مطالعه، از مدل بتن مندر[9] و همکاران، جهت تعریف خصوصیات بتن محصور نشده و محصور شده توسط خاموت و از مدل وانگ و رسترپو[10]، جهت مدل‌سازی مدل بتن محصور شده توسط خاموت و FRP استفاده شده است. روند تحلیل لنگر- انحنا به طور خلاصه در شکل ۸، توضیح داده شده است [۳۶ و ۳۷]. به کمک الگوریتم شکل ۸، تحلیل رابطه لنگر- انحنای یک مقطع بتن‌مسلح مقاوم‌سازی شده با الیاف تقویت شده پلیمری قابل محاسبه خواهد بود. در نهایت، با تبدیل رابطه مذکور به رابطه لنگر- چرخش خصوصیات مفاصل پلاستیک براساس رویکرد پلاستیسیته گسسته تعیین خواهد شد.

چرخش عضوی بتنی مطابق با انحنا، φ_i، در محل حداکثر لنگر خمشی براساس روش لنگر سطح، قابل تعیین می‌باشد. با فرض اینکه رفتار تیرها یا ستون‌ها در سازه به صورت عضوی یک سر آزاد و یک سر گیردار (کنسول) باشد، انحنا به صورت رابطه (۲۰)، قابل تبدیل به چرخش می‌باشد:

$$\begin{cases} \theta_i = \dfrac{\varphi_i \times L}{2} & for\ \varphi_i < \varphi_y \\ \theta_i = \dfrac{\varphi_y \times L}{2} + (\varphi_i - \varphi_y) \times L_p & for\ \varphi_i \geq \varphi_y \end{cases} \quad (۲۰)$$

که در آن:

$$L_{eff} = L + 0.022 f_s d_b \qquad f_s \leq f_y \quad (۲۱)$$

$$L_p = \left(1 - \frac{M_u}{M_y}\right) L \simeq 0.8L + 0.022 f_y d_b \geq 0.044 f_y d_b \quad (۲۲)$$

در این روابط، f_s حداکثر مقاومت فولاد، L_p و d_b به ترتیب طول مفصل پلاستیک و قطر آرماتورهای طولی هستند [۳۸]. پارامتر L طول عضو بتن‌مسلح می‌باشد که همان فاصله بین لنگر صفر و لنگر حداکثراست.

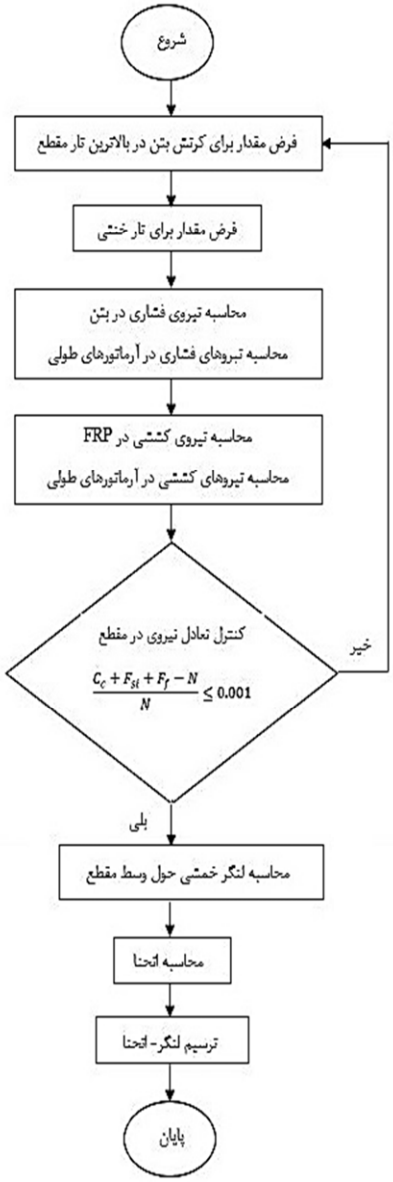
در روش مقاوم‌سازی به کمک ورق‌های تقویتی، در نظر گرفتن امکان رخداد گسیختگی بر اثر پدیده جداشدگی ضروری می‌باشد. بر همین اساس، در این پژوهش از مدل پیشنهادی ارائه شده توسط برخی محققین استفاده شده است [۱۸، ۳۹ و ۴۰]. براساس مدل مذکور، کرنش جداشدگی، ε_{fd}، به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\varepsilon_{fd} = \frac{f_{f,deb}}{E_f} \qquad f_{f,deb} = c_1 \sqrt{\frac{E_f f_{ct}}{t_f n_f}} \quad (۲۳)$$

ضریب c_1 برابر با مقدار ۰/۶۴ در نظر گرفته می‌شود [۴۱]. در این مطالعه، مقاومت کششی بتن، f_{ct}، برابر با $0.5\sqrt{f'_c}$ فرض شده است. E_f، t_f و n_f نیز بیانگر مدول الاستیسیته، ضخامت و تعداد لایه‌های مصالح الیاف تقویت شده پلیمری می‌باشد.

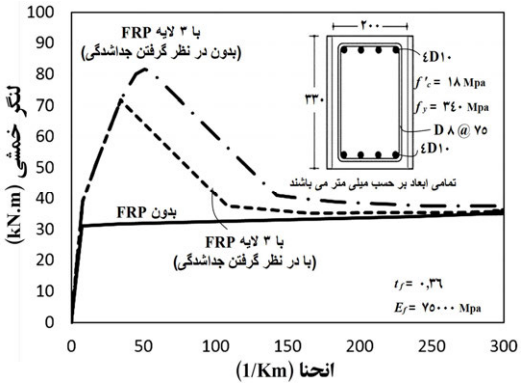
به منظور در نظر گرفتن احتمال گسیختگی بر اثر رخداد پدیده جداشدگی، مقاومت کششی متناظر با حداقل مقادیر کرنش جداشدگی و کرنش نهایی، به عنوان حداکثر مقاومت کششی الیاف تقویت شده پلیمری در نظر گرفته می‌شود.

[9]- Mander
[10]- Wang and Restrepo



شکل ۸- الگوریتم تحلیل لنگر- انحنا یک مقطع بتن‌مسلح مقاوم‌سازی شده با الیاف تقویت شده پلیمری

همچنین مشهود است که نمودار رابطه تنش- کرنش مصالح الیاف تقویت شده پلیمری به صورت خطی و با شیب ثابت E_f تا شکست نهایی ادامه پیدا می‌کند. به منظور توضیح بیشتر اثر مقاوم‌سازی بر عضو و همچنین تأثیر رخداد پدیده جداشدگی در اعضای مقاوم‌سازی شده با الیاف تقویت شده پلیمری، رابطه لنگر- دوران با و بدون در نظر گرفتن گسیختگی بر اثر پدیده جداشدگی در شکل ۹ نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، بدون لحاظ کردن اثر گسیختگی جداشدگی، تأثیر مثبت مواد الیاف تقویت شده پلیمری روی رفتار خمشی عضو از مقدار واقعی آن بیشتر تخمین زده می‌شود.



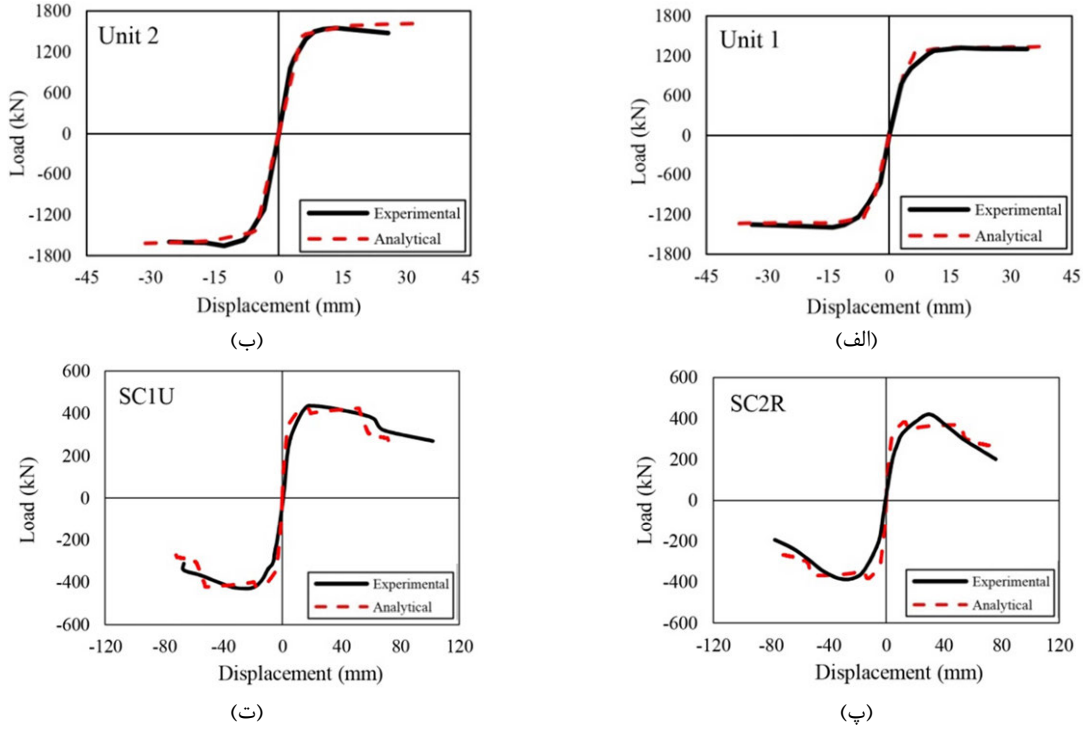
شکل ۹- اثر مقاوم‌سازی با الیاف تقویت شده پلیمری و پدیده گسیختگی جداشدگی بر روی رفتار یک مقطع بتن‌مسلح

به منظور راستی‌آزمایی مدل غیرخطی تیر و ستون، آزمایشات صورت گرفته توسط گیل[11] روی نمونه‌های ستون بتن‌مسلح و توسط قوباراه و گلال[12] روی نمونه‌های ستون بتن‌مسلح مقاوم‌سازی با استفاده از FRP انتخاب شده است [۴۲ و ۴۳]. در شکل ۱۰، مقایسه نتایج حاصل از مدل پیشنهادی و نتایج گزارش شده از آزمایشگاه نشان داده شده است. با توجه به نتایج، تطابق مطلوب میان نتایج آزمایشگاهی و شبیه‌سازی بیانگر قابلیت اتکا مناسب به مدل پیشنهادی است.

۶- راستی‌آزمایی مدل پیشنهادی

در این بخش، مدل پیشنهادی به منظور شبیه‌سازی رفتار غیرخطی اتصالات مقاوم‌شده با مصالح FRP، در مقابل نتایج آزمایشگاهی در ترم‌های مقاومت و شکل‌پذیری تحت بررسی و ارزیابی قرار می‌گیرد. نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی روی اتصالات آزمایش شده توسط آنتونوپلوس و تریانتافیلو[13] و اسلامی و رونق در شکل ۱۱ نشان داده شده است [۵ و ۴۴].

[11]- Gill
[12]- Ghobarah and Galal
[13]- Antonopoulos and Triantafillou



شکل ۱۰- مقایسه نتایج حاصل از مدل عددی پیشنهادی با نتایج آزمایشگاهی در ترم بار جانبی- تغییرمکان در (الف) نمونه اول، (ب) نمونه دوم، (پ) نمونه SC2R و (ت) نمونه SC1U

لازم به ذکر است که تحلیل‌های غیرخطی در این پژوهش، توسط نرم‌افزار تجاری SAP2000 انجام شده است. همانطور که مشاهده می‌شود نتایج، تأییدکننده صحت مدل پیشنهادی در پیش‌بینی نتایج آزمایشگاهی می‌باشد.

اگرچه در حالتی که هسته اتصال صلب فرض می‌شود، سختی اولیه تقریبا به خوبی پیش‌بینی می‌شود، اما پاسخ اتصالات در ترم مقاومت و شکل‌پذیری به شدت در خلاف جهت اطمینان می‌باشد. به جز نمونه HSG-C، مد شکست حاصل از تحلیل در حالتی که اثرات غیرخطی در هسته اتصال و همچنین تأثیر ورق‌های FRP روی ظرفیت اتصال در نظر گرفته شود، به صورت شکست در هسته اتصال پیش بینی می‌شود، اما بدون در نظر گرفتن این اثرات، شکست جداشدگی در ناحیه تیر توسط تحلیل حاصل می‌شود. نمونه HSG-C به دلیل وجود آرماتورهای عرضی در هسته اتصال مد شکست در انتهای ورق‌های FRP روی تیر می‌باشد [۴۴].

این آزمایش قابلیت مدل پیشنهادی در انتقال مفصل پلاستیک از بر تیر به انتهای ورق‌های FRP را اثبات می‌کند. از این‌رو، عدم مدل‌سازی هسته اتصال، تأثیری در تحلیل نخواهد داشت. لازم به ذکر است که روند محاسبه تأثیر آرماتورهای عرضی روی تنش اصلی کششی در هسته اتصال در مطالعه شایان‌فر و همکاران قابل ملاحظه می‌باشد [۱۴].

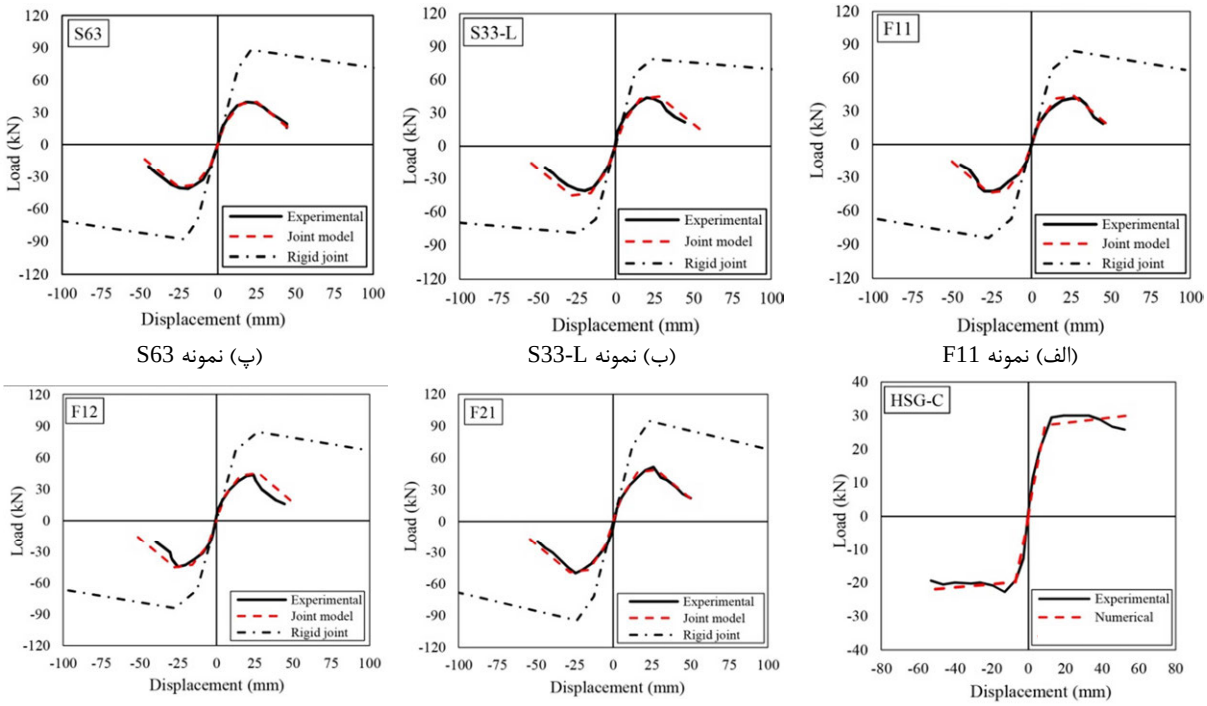
۷- ارزیابی تأثیر سیستم مقاوم‌سازی FRP در سطح سازه

۷-۱- سازه قدیمی

هندسه قاب آزمایش شده توسط کالوی[14] و همکاران در شکل ۱۲ نشان داده شده است [۴۵]. از دلایل انتخاب این قاب می‌توان به مد شکست قاب که به صورت شکست برشی در هسته اتصال می‌باشد، نسبت نامناسب مجموع ظرفیت خمشی ستون‌های متصل به

[14]- Calvi

هسته اتصال به مجموع ظرفیت خمشی تیرهای متصل به هسته اتصال که به طور میانگین ۰/۴۳ می‌باشد (عدم طراحی براساس معیارهای لرزه‌ای)، عدم طراحی آرماتورهای عرضی در هسته اتصال، جزئیات نامناسب آرماتورها نظیر استفاده از آرماتورهای صاف و مهار نامناسب آرماتورهای طولی تیر در هسته اتصال (خم ۱۸۰درجه) و ارزیابی توانایی ورق‌های FRP در بهبود رفتار قاب توسط جابه‌جایی مفاصل پلاستیک، اشاره کرد.

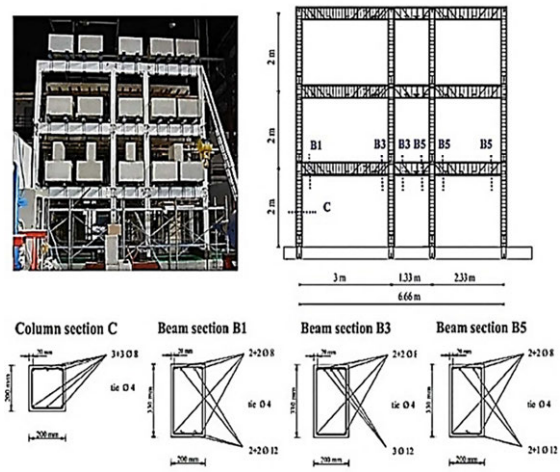


(الف) نمونه F11 (ب) نمونه S33-L (پ) نمونه S63

(ت) نمونه HSG-C (ث) نمونه F21 (ج) نمونه F12

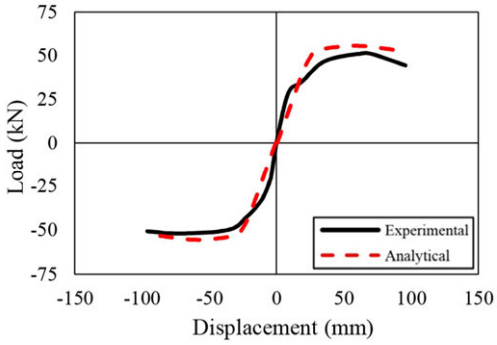
آزمایشگاهی ——— مدل عددی با مدلسازی هسته اتصال - - - مدل عددی بدون مدلسازی هسته اتصال - · - ·

شکل ۱۱- مقایسه نتایج نمودار بارجانبی- تغییر مکان حاصل از مدل عددی و آزمایشگاهی [۵ و ۴۴]



شکل ۱۲- هندسه قاب آزمایش شده توسط محققان [۴۵]

مقایسه نتایج حاصل از تحلیل‌های عددی و آزمایشگاهی در شکل ۱۳ نشان داده شده است. هنگامی که فنرهای محوری در هسته اتصال براساس مدل پیشنهادی تعریف می‌شوند، تطابق مناسبی را می‌توان بین منحنی‌های بار- تغییرمکان حاصل از تحلیل عددی و آزمایشگاهی مشاهده کرد.

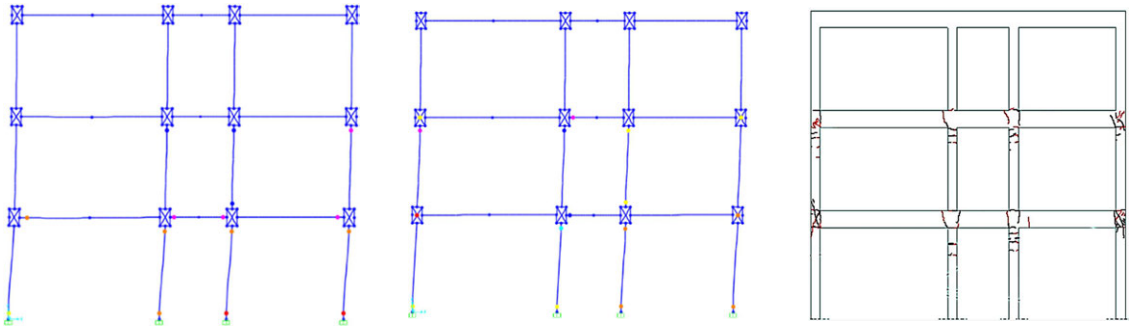


شکل ۱۳- مقایسه رابطه بار جانبی- تغییرمکان جانبی سازه حاصل از آزمایشگاه و تحلیل غیرخطی

به منظور بررسی بیشتر قابلیت مدل پیشنهادی، الگوی خرابی حاصل از تحلیل غیرخطی با نتایج مشاهده شده از آزمایش در شکل ۱۴- الف و ب مقایسه می‌شوند.

توزیع شکست مشاهده شده در قاب مانند شکست برشی در هسته اتصال و همچنین تشکیل مفصل پلاستیک در ستون‌ها به خوبی توسط تحلیل غیرخطی شبیه‌سازی می‌گردد. بنابراین می‌توان گفت که روند پیشنهادی در این تحقیق نه‌تنها می‌تواند رفتار هیسترزیس را به خوبی پیش‌بینی کند، بلکه الگوهای شکست مورد انتظار را نیز به درستی شبیه‌سازی می‌نماید.

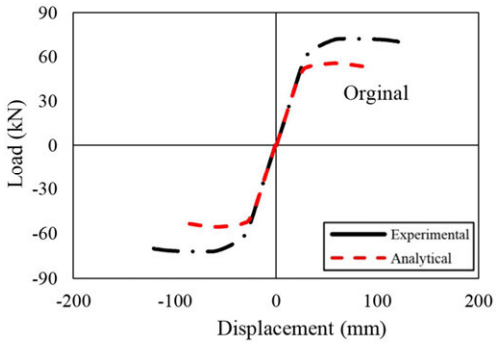
به منظور مقاوم‌سازی قاب مزبور، از سه لایه ورق FRP چهارجهته در ناحیه هسته اتصال استفاده شده است که به علت ضعف محسوس ستون‌ها نسبت به تیرهای قاب در ترم مقاومت خمشی، به طول ۵۰۰ میلیمتر روی ستون‌ها نیز گسترش یافته است. توزیع مفاصل پلاستیک مطابق با تغییرشکل نهایی در قاب مقاوم‌سازی شده در شکل ۱۴- پ نشان داده شده است. نتایج نشان دهنده تغییر مد شکست قاب از شکست برشی در هسته اتصالات به شکستی در ستون‌های سازه می‌باشد. لازم به ذکر است که قاب مذکور در ناحیه ستون به قدری ضعیف می‌باشد و از سوی دیگر تیرهای سازه نیز به قدری مقاومت خمشی بالایی دارند که اصل تیر ضعیف و ستون قوی در این سازه برقرار نشده است.



(الف) (ب) (پ)

شکل ۱۴- مقایسه الگوی خرابی براساس نتایج (الف) آزمایشگاهی، (ب) تحلیل غیرخطی و (پ) بعد از مقاوم‌سازی.

مقایسه نتایج تحلیل غیرخطی قاب اصلی و قاب مقاوم‌سازی شده در شکل ۱۵ ارائه شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، تغییر مد رفتاری سازه سبب افزایش قابل ملاحظه‌ای در پاسخ قاب در هر دو ترم مقاومت و شکل‌پذیری (تقریباً ۳۵ درصد افزایش مقاومت) می‌شود.



شکل ۱۵- مقایسه رابطه بار جانبی- تغییرمکان جانبی سازه قبل و بعد از مقاوم‌سازی

این امر از دو لحاظ قابل اهمیت می‌باشد:

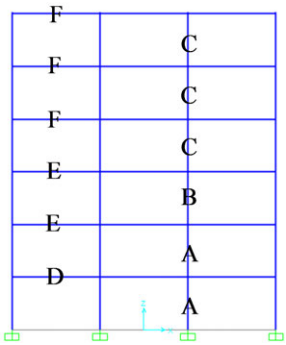
۱) قابلیت ورق‌های FRP در افزایش ظرفیت سازه،

۲) تأثیر بسیار مهم مد شکست سازه که رفتار قاب براساس آن کنترل می‌شود.

۷-۲- سازه مدرن:

در این بخش، تأثیر سیستم مقاوم‌سازی با ورق‌های FRP روی عملکرد لرزه‌ای سازه بتن‌مسلح تحت تحلیل و ارزیابی قرار می‌گیرد. از این‌رو، سازه بتن‌مسلح شش طبقه با سه دهانه با ارتفاع سه متر و عرض دهانه پنج متر طراحی شده است که در شکل ۱۶ قابل مشاهده است.

از ویژگی‌های قابل توجه در این سازه، فاصله نسبتا زیاد خاموت‌ها از یکدیگر می‌باشد. مشخصات ابعاد و جزییات آرماتورها در مقاطع مختلف (A تا F) در جدول ۳ ارائه شده است. $A_{s,top}$ و $A_{s,bot}$ به ترتیب بیانگر میزان آرماتور در بالا و مقطع تیر می‌باشد. لازم به ذکر است که منظور از n16ϕd25، ۱۶ عدد آرماتور طولی با قطر ۲۵ میلیمتر می‌باشد.



شکل ۱۶- مشخصات هندسه سازه‌های مورد مطالعه، شش طبقه (قاب A)

مقاومت فشاری بتن، مقاومت تسلیم و نهایی آرماتورهای طولی و عرضی نیز به ترتیب ۲۵، ۴۲۰ و ۶۵۰ مگاپاسکال گزارش شده است. قطر خاموت‌ها ۱۰ میلیمتر در نظر گرفته شده است که مطابق با جدول ۳، در قاب لحاظ شده است. به منظور بررسی تأثیر انتقال مفصل پلاستیک از بر اتصال تا انتهای ورق‌ها روی تیر، در تمامی طبقات، در ناحیه هسته اتصال تیر- ستون سه لایه خاموت با قطر ۱۰ میلیمتر در نظر گرفته شده است. این مقدار براساس مطالعات شایان‌فر و همکاران به منظور جلوگیری از ترک‌های مورب در هسته اتصال مناسب می‌باشند به‌طوری‌که آرماتورهای عرضی با افزایش مقاومت اصلی کششی در ناحیه هسته اتصال، امکان افزایش ظرفیت برشی هسته را ایجاد می‌کنند [۱۴ و ۱۷]. بنابراین، فرض رفتار صلب در هسته اتصال، فرض منطقی می‌باشد. در طراحی لرزه‌ای قاب، برش پایه با توجه به شتاب مبنای طرح ۰/۳g و خاک نوع III (بیان‌کننده پهنه با خطر نسبی زیاد) تعیین شده است. همچنین بار مرده و زنده در طراحی، به ترتیب ۳۰ و ۱۰ کیلونیوتن بر متر در نظر گرفته شده است [۴۶].

جدول ۳- مشخصات ابعاد و جزییات آرماتورها در مقاطع مختلف (A تا F).

مقطع	نوع	b	h	A_{st}	$A_{s,top}$	$A_{s,bot}$	خاموت
A-A	ستون	۶۰۰	۶۰۰	n16ϕd25	-	-	d10@450
B-B	ستون			n16ϕd18	-	-	
C-C	ستون	۵۰۰	۵۰۰	n16ϕd16	-	-	
D-D	تیر			-	n4ϕd25	n6ϕd25	d10@140
E-E	تیر			-	n4ϕd22	n6ϕd22	d10@175
F-F	تیر			-	n3ϕd18	n6ϕd18	d10@250

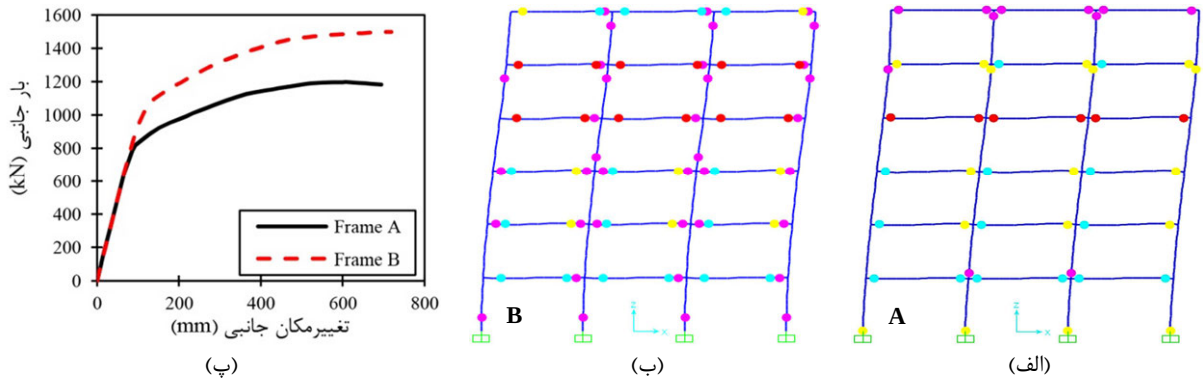
در قاب‌های مذکور، رویکرد مقاوم‌سازی روی بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه و رفتار غیرخطی از طریق انتقال مفاصل پلاستیک می‌باشد. در این پژوهش، به منظور مقاوم‌سازی براساس رویکرد مذکور، در اتصالات داخلی و خارجی طبقه اول از شش لایه FRP، در اتصالات داخلی و خارجی طبقات دوم و سوم از پنج لایه FRP و در اتصالات داخلی و خارجی طبقات چهارم، پنجم و ششم از چهار لایه FRP با هدف انتقال مفصل پلاستیک به میزان ۵۰۰ میلیمتر روی تیر استفاده شده است. لازم به ذکر است که از آنجاکه هدف در این بخش بررسی تأثیر FRP روی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بتن‌مسلح از طریق انتقال مفصل پلاستیک می‌باشد. بنابراین ورق‌های ذکر شده تنها در بالا و پایین اعضا به صورت طولی نصب شده‌اند.

۷-۳- بررسی رفتار لرزه‌ای سازه‌های A و B

در این بخش، رفتار غیرخطی و عملکرد لرزه‌ای سازه بتن‌مسلح قبل و بعد از مقاوم‌سازی با سیستم FRP در قاب‌های A و B، تحت بررسی قرار می‌گیرند. پارامترهای مورد مطالعه، تأثیر مقاوم‌سازی با سیستم فوق روی رفتار بار- تغییرمکان سازه، عملکرد لرزه‌ای و الگوی تشکیل مفاصل پلاستیک مطابق با نقطه عملکرد و تغییرشکل نهایی می‌باشد. لازم به ذکر است که تحلیل

استاتیکی غیرخطی توسط نرم‌افزار SAP2000 انجام شده و مفاصل پلاستیک با استفاده از روندهای ارائه شده در این پژوهش، تعریف شده‌اند. همچنین، الگوی بارگذاری جانبی روی سازه نیز به صورت مثلثی در نظر گرفته شده است. نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی در ترم‌های رابطه بار جانبی- تغییرمکان جانبی و الگوی تشکیل مفاصل پلاستیک در لحظه نهایی در شکل ۱۷ ارائه شده است.

در قاب شش طبقه، به طور کلی، قاب B بعد از مقاوم‌سازی در ترم‌های مقاومت و سختی اولیه جانبی عملکرد مناسبت‌تری دارد، اما حداکثر تغییرمکان جانبی در قاب مقاوم شده تا حدی کمتر از قاب اصلی می‌باشد. الگوی خرابی نشان می‌دهد که در ستون‌های طبقات اول، پنجم و ششم میزان دوران مفصل پلاستیک در محدوده دوران نهایی می‌باشد که احتمال طبقه نرم در این طبقات را ارتقا می‌دهد. بنابراین، براساس رویکرد اصلی مقاوم‌سازی مزبور، نتایج نشان می‌دهد که پس از مقاوم‌سازی، مفاصل پلاستیک عمدتا در تیرهای سازه تشکیل می‌شوند. البته در طبقات اول، چهارم، پنجم و ششم بعد از مقاوم‌سازی در ستون‌های سازه مفصل پلاستیک تشکیل می‌شود، ولی در طبقات مزبور تنها آرماتورهای طولی ستون به محدوده جاری شدن رسیده‌اند. با این وجود، افزایشی ۱۲/۵ درصدی در مقاومت سازه، قابلیت ورق‌های FRP در بهبود ظرفیت سازه را اثبات می‌نمایند.

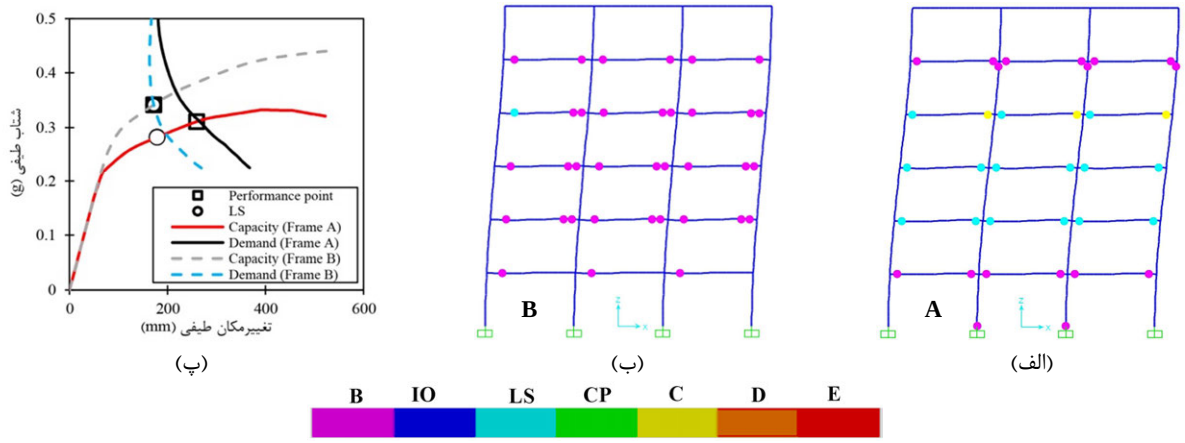


شکل ۱۷- الگوی خرابی متناظر با لحظه نهایی در قاب (الف) A، (ب) B و (پ) نتایج بار- تغییرمکان

نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی با توجه به عملکرد لرزه‌ای و الگوی تشکیل مفاصل پلاستیک در نقطه عملکرد در شکل ۱۸ نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود عملکرد لرزه‌ای با مقایسه نقطه عملکرد و سطح عملکرد امنیت جانی، که توسط آیین‌نامه FEMA 356 در تعریف مفاصل پلاستیک لحاظ شده است، قابل بررسی می‌باشد [۴۷]. در این تراز، اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای با دوران و خرابی متوسط روبه‌رو خواهند شد. سختی جانبی سازه و توانایی حمل بارهای جانبی اضافی کاهش می‌یابد. به احتمال زیاد سازه با خرابی نهایی فاصله خواهد داشت. آسانسورها و دستگاه‌های مشابه الکتریکی امکان دارد کاربری‌شان را از دست بدهند. در چنین حالتی، سازه برای سکونت مجدد مناسب نخواهد بود. امکان دارد بتوان سازه را با تعمیر به عملکرد مناسب رساند، ولی چنین کاری چندان منطقی و اقتصادی به نظر نمی‌رسد [۴۷].

در قاب شش طبقه، قاب A در سطح عملکردی بیش از LS قرار دارد که به عبارت دیگر، عملکرد مطلوبی در برابر زلزله طرح نخواهد داشت.

همانطور که از الگوی تشکیل مفاصل پلاستیک مشخص است، مکانیسم طبقه نرم در طبقات اول و پنجم سازه قابل انتظار می‌باشد و همچنین دوران در تیرهای طبقات دو تا چهارم نیز نزدیک به دوران نهایی می‌باشد، اما بعد از مقاوم‌سازی، به جز یک مفصل پلاستیک، سایر مفاصل پلاستیک تماما در تیرهای سازه تشکیل می‌شوند و تنها در سطح جاری شدن آرماتورهای طولی تیر می‌باشد و تا محدوده LS فاصله قابل‌توجه دارند.



شکل ۱۸- الگوی خرابی متناظر با نقطه عملکرد در قاب (الف) A، (ب) B و (پ) نتایج شتاب نسبی- تغییرمکان نسبی

نتایج از نقطه نظر رفتار بار- تغییرمکان سازه، عملکرد لرزه‌ای و الگوی تشکیل مفاصل پلاستیک مطابق با نقطه عملکرد و تغییرشکل نهایی تأییدکننده کارایی سیستم مقاوم‌سازی FRP می‌باشد.

۸- خلاصه و نتیجه‌گیری

در این پژوهش، اثرات مقاوم‌سازی اتصالات تیر- ستون توسط اعمال سیستم FRP با استفاده از مدل پیشنهادی شبیه‌سازی شده است. مدل شامل دو فنر محوری مورب در هسته اتصالات به منظور شبیه‌سازی رفتار غیرخطی بوده است. بدین منظور، براساس رویکرد تنش‌های اصلی در هسته اتصالات، تأثیر ورق‌های FRP روی ظرفیت عضو، به صورت افزایشی روی تنش اصلی کششی فرض شده است. به عبارت دیگر، تنش اصلی کششی کل نیز به صورت مجموع تنش‌های اصلی ناشی از بتن و ورق‌های FRP در نظر گرفته شده است. از این‌رو، براساس نتایج آزمایشگاهی، روابطی برای تعیین رابطه تنش اصلی کششی- تغییرشکل برشی در حالت‌های مختلف مهار آرماتورهای کششی پیشنهاد شده است. با مقایسه نتایج حاصل از مدل پیشنهادی و نتایج گزارش شده از آزمایشگاه می‌توان گفت که مدل پیشنهادی رفتار غیراتصالات تیر- ستون را قبل و بعد از مقاوم‌سازی را با دقت و قابلیت اتکا مناسب پیش‌بینی می‌کند. همچنین مدل مذکور، از نقطه‌نظر زمان و تلاش محاسباتی و همچنین عدم نیاز به نرم‌افزارهای پیچیده تحلیل غیرخطی، در زمره مدل‌های کاربردی برای مهندسین قابل تلقی می‌باشد. به منظور بررسی قابلیت سیستم مقاوم‌سازی با FRP، رفتار لرزه‌ای دو قاب بتن‌مسلح در سطح سازه ارزیابی شده است که نتایج از نقطه نظر رفتار بار- تغییرمکان سازه، عملکرد لرزه‌ای و الگوی تشکیل مفاصل پلاستیک مطابق با نقطه عملکرد و تغییرشکل نهایی تأییدکننده کارایی سیستم مقاوم‌سازی FRP می‌باشد.

مراجع

[1] NISEE. Earthquake Image information system: Karl V. Steinbrugge collection. University of California, Berkeley.
[2] Ghobarah, A., & Said, A. (2002). “Shear Strengthening of Beam-Column Joints”, *Engineering Structures*, *24*(7), 881-888.
[3] Kaplan, H., Bilgin, H., Yilmaz, S., Binici, H., & Öztas, A. (2010). “Structural Damages of L'Aquila (Italy) Earthquake”, *Natural Hazards and Earth System Sciences*, *10*(3), 499-507.

[4] Zhao, B., Taucer, F., & Rossetto, T. (2009). “Field Investigation on the Performance of Building Structures during the 12 May 2008 Wenchuan Earthquake in China”, *Engineering Structures*, *31*(8), 1707-1723.
[5] Antonopoulos, C. P., & Triantafillou, T. C. (2003). “Experimental Investigation of FRP-Strengthened RC Beam-Column joints”, *Journal of composites for construction*, *7*(1), 39-49.
[6] Parvin, A., Altay, S., Yalcin, C., & Kaya, O. (2010). “CFRP Rehabilitation of Concrete Frame Joints with Inadequate Shear and Anchorage Details”, *Journal of Composites for Construction*, *14*(1), 72-82.
[7] Akguzel, U., & Pampanin, S. (2010). “Effects of Variation of Axial Load and Bidirectional Loading on Seismic Performance of GFRP Retrofitted Reinforced Concrete Exterior Beam-Column Joints”, *Journal of Composites for Construction*, *14*(1), 94-104.
[8] Mostoufinezhad, D., & Talaeitaba, S. B. (2006). “Finite Element Modeling of RC Connections Strengthened with FRP Laminates”, *Iranian J Sci Technol, Trans B: Eng*, *30*, 21-30.
[9] Mohammadizadeh, M. R., & Hoseinzadeh, S. (2020). “Numerical Analysis of Reinforced Exterior Concrete Beam-Column Joints Retrofitted Using FRP under Cyclic Loads”, *Journal of Civil and Environmental Engineering*, doi: 10.22034/jcee.2021.35198.1839.
[10] Attari, N., Youcef, Y.S., & Amziane, S. (2019). “Seismic Performance of Reinforced Concrete Beam–Column Joint Strengthening by FRP Sheets”, *Structures*, *20*, 353-364.
[11] Al-Rousan, R. Z., & Alkhawaldeh, A. (2021). “Numerical Simulation of the Influence of Bond Strength Degradation on the Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Joints Externally Strengthened with FRP Sheets”, *Case Studies in Construction Materials*, *15*, e00567.
[12] Niroomandi, A., Maheri, A., Maheri, M. R., & Mahini, S. S. (2010). “Seismic Performance of Ordinary RC Frames Retrofitted at Joints by FRP Sheets”, *Engineering Structures*, *32*(8), 2326-2336.
[13] Wilson, E. L. (2002). *SAP2000 Analysis Reference*. Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA.
[14] Shayanfar, J., Bengar, H. A., & Niroomandi, A. (2016). “A Proposed Model for Predicting Nonlinear Behavior of RC joints under Seismic Loads”, *Materials & Design*, *95*, 563-579.
[15] Priestley, M. J. N. (1997). “Displacement-Based Seismic Assessment of Reinforced Concrete Buildings”, *Journal of Earthquake Engineering*, *1*(01), 157-192.
[16] Shayanfar, J., & Bengar, H.A. (2016). “Numerical Model to Simulate Shear Behaviour of RC Joints and Columns”, *Computers and Concrete*, *18*(4), 877.
[17] Sharma, A., Eligehausen, R., & Reddy, G. R. (2011). “A New Model to Simulate Joint Shear Behavior of Poorly Detailed Beam–Column Connections in RC Structures under Seismic Loads, Part I: Exterior Joints”, *Engineering Structures*, *33*(3), 1034-1051.
[18] Akguzel, U., & Pampanin, S. (2012). “Assessment and Design Procedure for the Seismic Retrofit of Reinforced Concrete Beam-Column Joints Using FRP Composite Materials”, *Journal of Composites for Construction*, *16*(1), 21-34.
[19] Park, S., & Mosalam, K. M. (2012). “Parameters for Shear Strength Prediction of Exterior Beam–Column Joints without Transverse Reinforcement”, *Engineering Structures*, *36*, 198-209.
[20] Murty, C. V. R., Rai, D. C., Bajpai, K. K., & Jain, S. K. (2003). “Effectiveness of Reinforcement Details in Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Earthquake Resistance”, *Structural Journal*, *100*(2), 149-156.
[21] Pantelides, C. P., Hansen, J., Nadauld, J., & Reaveley, L. D. (2002). “Assessment of Reinforced Concrete Building Exterior Joints with Substandard Details”, Report no. PEER 2002/18. *Pacific Earthquake Engineering Research Center*.
[22] Melo, J., Varum, H., Rossetto, T., & Costa, A. (2012). “Cyclic Response of RC Beam-Column Joints Reinforced with Plain Bars: an Experimental Testing Campaign”, *In Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, 24-28.
[23] Genesio, G. (2012). “Seismic Assessment of RC Exterior Beam-Column Joints and Retrofit with Haunches using Post-Installed Anchors”, Ph.D. Dissertation. *University of Stuttgart*, Stuttgart.
[24] Vecchio, F. J., & Collins, M. P. (1986). “The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear”, *ACI J*, *83*(2), 219-231.
[25] Bousselham, A. (2010). “State of Research on Seismic Retrofit of RC Beam-Column Joints with Externally Bonded FRP”, *Journal of Composites for Construction*, *14*(1), 49-61.
[26] Del Vecchio, C., Di Ludovico, M., Prota, A., & Manfredi, G. (2015). “Analytical Model and Design Approach for FRP Strengthening of Non-Conforming RC Corner Beam–Column Joints”, *Engineering Structures*, *87*, 8-20.
[27] Del Vecchio, C., Di Ludovico, M., Balsamo, A., Prota, A., Manfredi, G., & Dolce, M. (2014). “Experimental Investigation of Exterior RC Beam-Column Joints Retrofitted with FRP Systems”, *Journal of Composites for Construction*, *18*(4), 04014002.

[28] Di Ludovico, M., Balsamo, A., Prota, A., Verderame, G. M., Dolce, M., & Manfredi, G. (2012). "Preliminary Results of an Experimental Investigation on RC Beam–Column joints". *In 6th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering* (CICE 2012), Rome, Italy, 13-15.
[29] El-Amoury, T. (2003). "Seismic Rehabilitation of Concrete Frame Beam-Column Joints." Ph.D. dissertation, *McMaster University*, Ontario.
[30] El-Amoury, T., & Ghobarah, A. (2002). "Seismic rehabilitation of beam–column joint using GFRP sheets", *Engineering Structures*, *24*(11), 1397-1407.
[31] Gergely, J., Pantelides, C. P., & Reaveley, L. D. (2000). "Shear Strengthening of RCT-Joints using CFRP Composites", *Journal of composites for construction*, *4*(2), 56-64.
[32] Garcia, R., Jemaa, Y., Helal, Y., Guadagnini, M., & Pilakoutas, K. (2014). "Seismic Strengthening of Severely Damaged Beam-Column RC Joints using CFRP", *Journal of Composites for Construction*, *18*(2), 04013048.
[33] Ha, G. J., Cho, C. G., Kang, H. W., & Feo, L. (2013). "Seismic Improvement of RC Beam–Column Joints using Hexagonal CFRP Bars Combined with CFRP Sheets", *Composite Structures*, *95*, 464-470.
[34] Pantelides, C. P., Clyde, C., & Reaveley, L. D. (2002). "Performance-Based Evaluation of Reinforced Concrete Building Exterior Joints for Seismic Excitation". *Earthquake Spectra*, *18*(3), 449-480.
[35] Wong, H. F. (2005). "Shear Strength and Seismic Performance of Non-Seismically Designed Reinforced Concrete Beam-Column Joints", Ph.D. dissertation, *Hong Kong Univ. of Science and Technology*, Kwoloon, Hong Kong.
[36] Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", *Journal of structural engineering*, *114*(8), 1804-1826.
[37] Wang, Y. C., & Restrepo, J. I. (2001). "Investigation of Concentrically Loaded Reinforced Concrete Columns Cconfined with Glass Fiber-Reinforced Polymer Jackets", *Structural Journal*, *98*(3), 377-385.
[38] Paulay, T., & Priestley, M.J.N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley Publications, New York, NY, USA.
[39] Akguzel, U. (2011). "Seismic Performance of FRP Retrofitted Exterior RC Beam-Column Joints under Varying Axial and Bidirectional Loading", Ph.D. Dissertation. *University of Canterbury*, Christchurch.
[40] Holzenkämpfer, P. (1994), "Ingenieurmodelle des verbundes geklebterbewehrung für betonbauteile". Ph.D. Thesis, *TU Braunshwieg* (in German).
[41] Neubauer, U., & Rostasy, F. S. (1997). "Design Aspects of Concrete Structures Strengthened with Externally Bonded CFRP-Plates", *Proceedings of 7th Int. Conf. on Structural Faults and Repair*, London, 109-118.
[42] Gill, W. D., Park, R., & Priestley, M. J. N. (1979), "Ductility of Rectangular Reinforced Concrete Columns with Axial Load". Report 79-1, *Department of Civil Engineering*, *University of Canterbury*, Christchurch, New Zealand.
[43] Ghobarah, A., & Galal, K. E. (2004). "Seismic Rehabilitation of Short Rectangular RC Columns", *Journal of earthquake engineering*, *8*(01), 45-68.
[44] Eslami, A., & Ronagh, H. R. (2014). "Experimental Investigation of an Appropriate Anchorage System for Flange-Bonded Carbon Fiber–Reinforced Polymers in Retrofitted RC Beam–Column Joints". *Journal of Composites for Construction*, *18*(4), 04013056.
[45] Calvi, G. M., Magenes, G., & Pampanin, S. (2002). "Relevance of Beam-Column Joint Damage and Collapse in RC Frame Assessment", *Journal of Earthquake Engineering*, *6*(01), 75-100.
[46] Permanent Committee for Revising the Iranian Code for Seismic Resistant Design of Buildings. (2005). *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*, (Standard No. 2800-05). 3rd ed. Tehran.
[47] American Society of Civil Engineering ASCE. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* (FEMA-356). Washington (DC): Federal Emergency Management Agency.

ساخت دستگاه استوانه توخالی برای بررسی رفتار کششی خاک‌های رسی با نگاهی بر اثر شاخص خمیری

عباس قلندرزاده
دانشیار، دانشکده فنی، دانشگاه تهران.
پست الکترونیک:
aghaland@ut.ac.ir

محمودرضا عبدی
دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصرالدین طوسی.
پست الکترونیک:
abdi@kntu.ac.ir

لیلا شفیعی چافی*
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصرالدین طوسی.
پست الکترونیک:
Lshafiei@mail.kntu.ac.ir

مقاومت کششی خاک در سازه‌های مختلف ژئوتکنیکی از جمله سدهای خاکی، بستر راه‌ها، بستر فرودگاه‌ها، مکان‌های دفن زباله و خاکریز پشت دیوارهای حائل دارای اهمیت است. برای بررسی رفتار کششی خاک‌ها آزمایش‌های مختلفی وجود دارد که هرکدام نقاط قوت و ضعف خود را دارند. یکی از روش‌هایی که می‌توان مقاومت کششی خاک را به صورت مستقیم و مشابه با شرایط واقعی خاک به‌دست آورد، دستگاه استوانه توخالی کششی است که به ندرت در زمینه بررسی مقاومت کششی مورد استفاده قرار گرفته است. در این تحقیق یک دستگاه استوانه توخالی با قابلیت اندازه‌گیری خصوصیات کششی خاک طراحی، ساخت و راه‌اندازی شد. این دستگاه قادر است تنش کششی را به طور یکنواخت به کل توده خاک اعمال نماید به طوری که تمرکز تنش در هیچ نقطه‌ای از نمونه رخ ندهد. پس از طراحی، ساخت قطعات و راه‌اندازی دستگاه، جهت بررسی نحوه عملکرد دستگاه آزمایش‌های صحت‌سنجی انجام پذیرفت. نتایج آزمایش تکرارپذیری نشان از عملکرد دقیق و مطلوب دستگاه دارد. همچنین در این تحقیق، اثر شاخص خمیری خاک رسی (کائولینیت) بر رفتار کششی آن‌ها مورد بررسی قرار گرفت. شاخص خمیری خاک‌ها ۱۰ و ۲۴ درصد انتخاب گردید. نتایج نشان می‌دهد که برای خاک‌های رسی با یک منشاء مشخص، با افزایش شاخص خمیری، مقاومت کششی افزایش و کرنش گسیختگی کششی کاهش پیدا می‌کند.

واژگان کلیدی: آزمایش استوانه توخالی کششی، مقاومت کششی، خاک رسی، شاخص خمیری

۱- مقدمه

مقاومت کششی خاک در خاکریز سدها، موانع هیدرولیکی، شیروانی‌ها، بستر فرودگاه‌ها، حاشیه رودخانه‌ها، خاکریز بزرگراه‌ها و راه‌آهن، دیواره‌های نگهبان و مکان‌های دفن زباله که در آنها امکان وقوع ترک کششی وجود دارد، یک پارامتر مهم ژئوتکنیکی محسوب می‌شود. ترک‌های کششی در موارد فوق می‌تواند به دلیل نشست‌های نامتقارن، گسیختگی هیدرولیکی، حرکات لرزه‌ای و یا سایر بارهای خارجی ایجاد شود. وجود ترک‌های کششی در این سازه‌ها می‌تواند به طور قابل‌توجهی بر خصوصیات مکانیکی و هیدرولیکی آنها تأثیر بگذارد. مواردی از ترک‌های کششی در خاک در شکل ۱ نشان داده شده است. مقاومت کششی در خاک‌های غیرپلاستیک خشک حدود صفر است؛ اما خاک‌های پلاستیک همچون رس، مقداری مقاومت کششی از خود نشان می‌دهند. یکی از پارامترهایی که بر مقاومت خاک‌های کششی اثرگذار است، شاخص خمیری آنهاست.

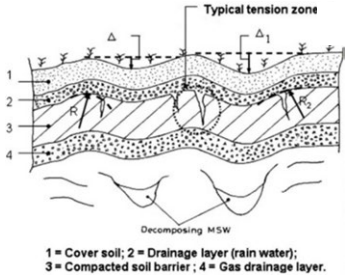
با توجه به اهمیت مقاومت کششی خاک که در بالا ذکر شد، این مسئله همیشه مورد توجه بسیاری از محققان قرار گرفته و آزمایش‌هایی مانند آزمایش کشش

* نویسنده مسئول

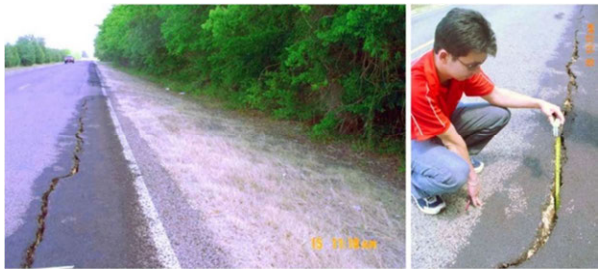
تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۶/۲۹، بازنگری ۱۴۰۰/۰۸/۰۲، پذیرش ۱۴۰۰/۰۸/۰۷.
شناسه دیجیتال (DOI): 10.22091/cer.2021.7389.1303

مستقیم، آزمایش کشش برزیلی، آزمایش تیر خمشی و آزمایش دابل پانچ مورد بررسی قرار گرفته است. در ادامه، مروری بر مطالعات انجام شده در زمینه مقاومت کششی خاک انجام می‌شود. هریک از آزمایش‌های کششی رایج ذکر شده دارای مزایا و معایبی هستند که در ادامه به آنها اشاره خواهد شد.

(الف) وقوع ترک کششی در پشت دیوار خاک مسلح [۱]



(ب) تنش‌های خمشی در پوشش و آستر مکان‌های دفن زباله [۲]



(پ) وقوع ترک کششی در روسازی راه به دلیل نشست نامتقارن لایه‌های زیرین خاک [۳]

(ت) وقوع گسیختگی کششی سطحی در بدنه سد Bardwell، تگزاس، آمریکا [۳]

(ث) وقوع ترک کششی در بالادست محل دفن زباله [۴]

شکل ۱- نمونه‌هایی از وقوع ترک‌های کششی در سازه‌های ژئوتکنیکی

محققان زیادی از آزمایش کشش مستقیم برای به‌دست آوردن پارامترهای کششی خاک استفاده کرده‌اند [۵-۲۵]. این آزمایش به دلیل اعمال کشش مستقیم در خاک و سهولت استفاده مورد توجه محققان قرار گرفته است. همچنین بسیاری از معایب آزمایش‌های کشش غیرمستقیم همچون کشش برزیلی را ندارد.

تحقیقات گسترده‌ای نیز با استفاده از آزمایش کشش برزیلی، که در دسته آزمایش‌های غیرمستقیم برای محاسبه مقاومت کششی خاک‌ها و سنگ‌ها طبقه‌بندی می‌شود، بر روی نمونه‌های خاکی برنامه‌ریزی و اجرا گردیدند [۷ و ۳۸-۲۶]. نتایج آزمایش برزیلی به دلیل محدودیت‌های آن با ابهامات متعددی توسط محققین روبروست. این آزمایش معمولاً بر روی نمونه‌های بسیار ترد مورد استفاده قرار می‌گیرد، به همین دلیل در حوزه مکانیک سنگ و محاسبه مقاومت کششی سنگ‌ها پرکاربرد است. همچنین امکان بارگذاری در نرخ کرنش‌های مختلف وجود ندارد، چون معمولاً شکست ترد در نمونه‌ها رخ می‌دهد، تکرارپذیری نتایج هم معمولاً با عدم قطعیت‌های بالایی همراه است. از طرفی دیگر، امکان محاسبه کرنش گسیختگی و ترسیم منحنی تنش- کرنش کششی در طول آزمون در این آزمایش وجود ندارد.

در پژوهش‌های محدودی نیز از آزمایش خمش، که آن نیز در دسته آزمایش‌های غیرمستقیم برای محاسبه

مقاومت کششی خاک و سنگ طبقه‌بندی می‌شود، استفاده شده است [۲، ۵، ۶، ۳۹ و ۴۰].

آزمایش کشش مستقیم در عین برتری‌هایی که نسبت به سایر روش‌ها دارد، دارای معایبی از جمله دشواری اعمال تنش یکنواخت به کل نمونه، غیرقابل اجتناب بودن اثر تمرکز تنش و بارگذاری خارج از مرکز، مشکل بودن اتصال انتهای نمونه می‌باشد. به طور کلی، معایب ذکر شده در هریک از این آزمایش‌ها باعث می‌شود که ابهاماتی در نتایج حاصل از آنها وجود داشته باشد. با این حال به دلیل مزایای زیادشان از جمله سادگی انجام آزمایش و نیاز به تجهیزات آزمایشگاهی نسبتاً ساده به طور چشمگیری مورد توجه محققان این حوزه قرار گرفته است.

آزمایش استوانه توخالی یکی از روش‌های پیشنهادی برای تعیین مقاومت کششی خاک است که می‌تواند برای شبیه‌سازی کشش در خاک مورد استفاده قرار گرفته و بسیاری از معایب ذکر شده برای سایر آزمایش‌های مقاومت کششی خاک را ندارد (جدول ۱).

جدول ۱- مقایسه معایب و مزایای روش‌های مختلف سنجش مقاومت کششی خاک

نوع آزمایش	معایب	مزایا
آزمایش کشش مستقیم	- مشکل بودن اعمال تنش یکنواخت بر روی کل نمونه - ایجاد تمرکز تنش در برخی از نقاط نمونه، خصوصاً در نقاط اتصال - سخت بودن ایجاد اتصال مناسب برای نگهداشتن نمونه در فرآیند آزمایش - حذف کامل ناهمترازی نسبتاً غیرممکن است.	- شرایط واقعی آزمایش کشش تک‌محوری را برآورده می‌کند. - می‌تواند رابطه تنش و فشار واقعی را تحت تنش اندازه‌گیری کند.
آزمایش برزیلی	- تنها برای خاک‌های ترد استفاده می‌شود. - این آزمایش بیشتر جهت تعیین مقاومت کششی سنگ و بتن استفاده می‌شود. - عدم همگنی نمونه با توجه به اینکه تنش کششی بر صفحه تقارن نمونه وارد شده و بر کل نمونه وارد نمی‌شود بر نتیجه بسیار اثرگذار است. - بررسی روند تغییرات کرنش در این روش امکان‌پذیر نیست.	- سادگی در اجرا
آزمایش خمش	- فرض بر الاستیک بودن رفتار خاک است. - این روش اغلب برای بتن استفاده می‌شود. - از نیروی وزن نمونه در این آزمایش صرف‌نظر می‌شود. - کرنش نمونه در حین آزمایش تعیین نمی‌شود.	- سادگی در اجرا - شرایط بارگذاری آن می‌تواند شرایط سایت را شبیه‌سازی کند.
آزمایش استوانه توخالی	- فرض بر الاستیک بودن رفتار خاک است. -تنش کششی مستقیم تک محوری صرفاً اعمال نمی‌شود.	- محل قرارگیری نمونه به‌گونه‌ای است که نیازی به اتصال در نمونه نیست و به این ترتیب تنش اضافی به نمونه وارد نمی‌شود. - تنش کششی یکنواخت به کل حجم نمونه وارد می‌شود. - شدت تنش فشاری شعاعی به‌طور قابل‌توجهی کوچکتر از تنش کششی مماسی است. - امکان اعمال تنش محوری علاوه بر فشار داخلی و خارجی وجود دارد. - امکان انجام آزمایش در تنش‌های همه جانبه مختلف وجود دارد. - فرآیند آزمایش در طول آزمایش کاملاً تحت کنترل بوده و تنش و کرنش به‌طور همزمان اندازه‌گیری می‌شود.

با این حال به دلیل هندسه مدل (که استوانه توخالی است و ساخت نمونه‌های آن نسبتاً دشوار است) و نیاز به تجهیزات آزمایشگاهی بیشتر و دقیق‌تر، بسیار کمتر مورد توجه محققان حوزه ژئوتکنیک قرار گرفته است. همچنین محققان حوزه مکانیک سنگ از این روش بیشتر برای محاسبه مقاومت کششی سنگ استفاده کرده‌اند. این روش دارای مزایای مختلفی است که آن را نسبت به سایر روش‌ها متمایز می کند:

(الف) قرارگیری نمونه در این آزمایش به‌گونه‌ای است که تنش‌های اضافی به نمونه وارد نمی‌شود.

(ب) تنش‌های کششی یکنواخت به روی کل حجم نمونه اثر می‌گذارد.

(پ) شدت تنش فشاری شعاعی به‌طور قابل‌توجهی کوچکتر از تنش کششی مماسی است.

(ت) امکان اعمال تنش محوری علاوه بر فشار داخلی و خارجی در این روش وجود دارد.

(ث) تغییرشکل نمونه در هنگام اعمال نیروی کششی به نمونه قابل اندازه‌گیری است.

(ج) امکان اعمال تنش همه جانبه مختلف و بررسی رفتار تنش کششی خاک‌ها در عمق نیز وجود دارد.

با مرور پژوهش‌های انجام شده ملاحظه می‌شود که علیرغم مزایای این روش، در بسیاری از پژوهش‌ها از آزمایش استوانه توخالی برای بررسی مقاومت کششی خاک استفاده نشده است و عملاً تنها یک تحقیق شاخص در زمینه استفاده از این روش برای بررسی مقاومت کششی خاک وجود دارد. در سال ۱۹۸۱ با استفاده از آزمایش استوانه توخالی مقاومت کششی خاک را مورد بررسی قرار گرفت. در این تحقیق با شرح جزئیات ساخت دستگاه خود، چندین آزمایش بر روی خاک‌های مختلف برای بررسی مقاومت کششی آنها برنامه‌ریزی و اجرا شد. قطر خارجی نمونه‌ها ۱۵۲/۴ (۶ اینچ)، قطر داخلی آن ۱۰۱/۶ (۴ اینچ) و ارتفاع نمونه نیز ۱۰۱/۶ میلیمتر (۴ اینچ) بود [۴۱].

با توجه به بررسی‌های انجام شده و مزیت‌های ذکر شده برای آزمایش استوانه توخالی کششی، در تحقیق حاضر طراحی، ساخت و راه‌اندازی دستگاه مذکور برنامه‌ریزی و اجرا گردید. این دستگاه قادر به اعمال تنش کششی مستقیم به نمونه و اندازه‌گیری تنش و کرنش کششی است. در این پژوهش، صحت‌سنجی داده‌های حاصله و تکرارپذیری آزمایش مورد بررسی قرار گرفت. همچنین اثر شاخص خمیری خاک‌های رسی بر خصوصیات مقاومتی و تغییرشکل خاک مورد مطالعه قرار گرفت.

۲- دستگاه استوانه توخالی

یکی از دستگاه‌هایی که برای بررسی رفتار کششی خاک‌ها استفاده می‌شود، دستگاه استوانه توخالی است. این روش آزمایش کشش نسبت به سایر روش‌های تعیین مقاومت کششی همچون تک نقطه‌ای، برزیلی، چهار نقطه‌ای و غیره بسیار دقیق‌تر و قابل اعتمادتر است؛ زیرا با اندازه‌گیری کرنش‌های مماسی نمونه، حین اعمال بار و ترسیم منحنی‌های تنش- کرنش می‌توان بیشتر به بررسی رفتار کششی خاک پرداخته و تنش گسیختگی کششی آن را دقیقاً تعیین نمود. همچنین امکان انجام آزمایش در فشارهای همه جانبه متفاوت نیز فراهم است.

در این آزمایش، نمونه خاک به‌صورت استوانه‌ای توخالی ساخته می‌شود که می‌توان از داخل و خارج نمونه به آن فشار اعمال نمود. درصورتی‌که فشار خارج نمونه ثابت و فشار داخل افزایش یابد، نمونه خاکی دچار کشش شده و با توجه به مقاومت کششی آن تحت فشار معینی گسیخته می‌شود. بدین ترتیب می‌توان مقاومت کششی خاک‌های مختلف را مورد مطالعه قرار داد.

در تحقیق حاضر از نمونه استوانه توخالی با قطر بیرونی ۱۵، قطر داخلی ۱۰ و ارتفاع ۱۵ سانتی‌متر استفاده شده است. چنانچه ضخامت نمونه بیش از یک‌بیستم قطر داخلی آن باشد، نمونه جدار ضخیم در نظر گرفته می‌شود [۴۲]. در اینجا با توجه به اینکه ضخامت

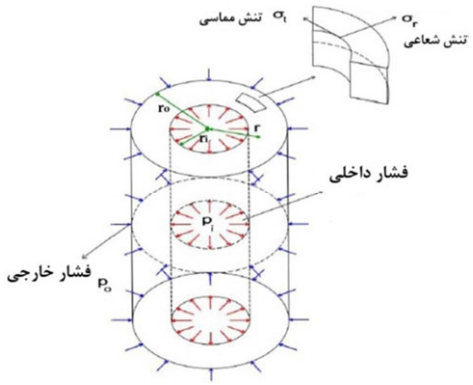
نمونه ۲/۵ سانتی‌متر است، استوانه توخالی جدار ضخیم محسوب می‌شود. تفاوت رفتار استوانه توخالی جدار ضخیم و جدار نازک، در معادلاتی است که برای بررسی رفتار مکانیکی آن‌ها استفاده می‌شود.

چنانچه یک استوانه توخالی جدار ضخیم به شعاع داخلی r_i و شعاع خارجی r_o تحت فشار یکنواخت داخل P_i و فشار خارج P_o قرار بگیرد (شکل ۲)، با فرض متقارن بودن تغییرشکل نمونه حول محور استوانه و الاستیک بودن رفتار آن می‌توان از روابط (۱) و (۲) برای محاسبه تنش شعاعی و مماسی ایجادشده در آن استفاده نمود [۴۲]:

$$\sigma_r = \frac{r_i^2 p_i - r_o^2 p_o}{r_o^2 - r_i^2} - \frac{(p_i - p_o) r_i^2 r_o^2}{r^2 (r_o^2 - r_i^2)} \quad (۱)$$

$$\sigma_t = \frac{r_i^2 p_i - r_o^2 p_o}{r_o^2 - r_i^2} + \frac{(p_i - p_o) r_i^2 r_o^2}{r^2 (r_o^2 - r_i^2)} \quad (۲)$$

که در آن σ_r تنش شعاعی، σ_t تنش مماسی و r نیز شعاع نقطه‌ای است که تنش آن محاسبه می‌شود.



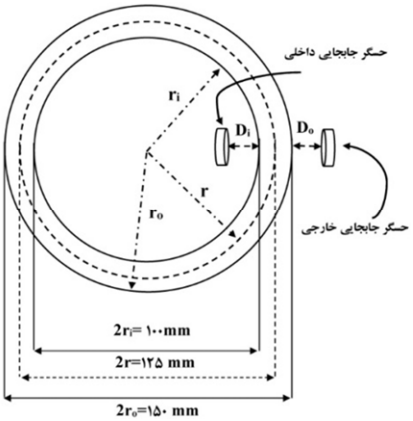
شکل ۲- تصویری شماتیک از نمونه استوانه توخالی و قابلیت اعمال فشارهای مختلف از بیرون و داخل نمونه [۴۳]

کرنش مماسی (و یا به عبارت بهتر کرنش کششی) عبارت است از نسبت افزایش محیط دایره نقطه‌چین نسبت به محیط اولیه (شکل ۳). دایره نقطه‌چین، دایره عبوری از وسط ضخامت مقطع استوانه توخالی است. بنابراین قطر این دایره ۱۲۵ میلی‌متر (قطر داخلی دایره ۱۰ و قطر خارجی آن ۱۵ سانتی‌متر است) بوده و محیط آن $\pi \times 125$ است. چنانچه محیط نمونه پس از بارگذاری به صورت $\pi \times (125 + \Delta d)$ نشان داده شود، کرنش شعاعی عبارتست از:

$$\varepsilon_t = \frac{\pi \times (125 + \Delta d) - \pi \times 125}{\pi \times 125} = \frac{\Delta d}{125} = \frac{|\Delta D_i| + |\Delta D_o|}{125} \quad (۳)$$

$$\Delta d = 2 \times \Delta r = 2 \times \frac{(|\Delta D_i| + |\Delta D_o|)}{2} = |\Delta D_i| + |\Delta D_o| \quad (۴)$$

در روابط (۳) و (۴)، D_i و D_O عبارتنداز جابه‌جایی ثبت شده توسط حسگرهای جابه‌جایی‌سنج به ترتیب داخل و خارج نمونه.



شکل ۳- پارامترهای مرتبط با محاسبه کرنش مماسی و شعاعی

همچنین کرنش شعاعی از روابط (۵) و (۶) محاسبه می‌شوند:

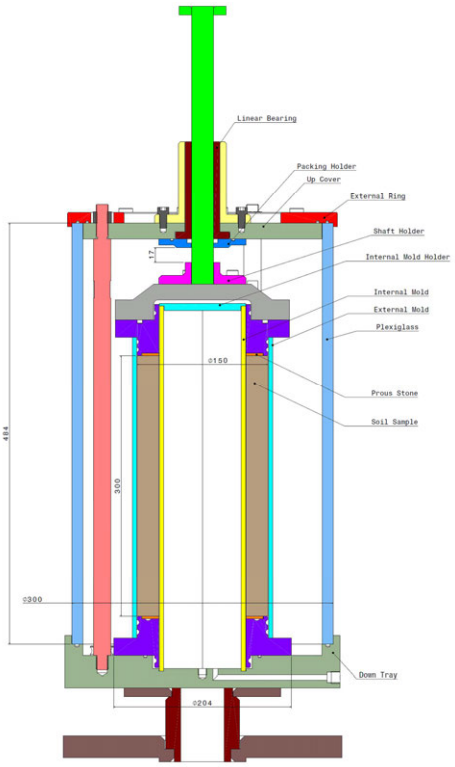
$$\varepsilon_r = \frac{\Delta t}{t} = \frac{\Delta t}{25} = \frac{|\Delta D_o| - |\Delta D_i|}{25} \quad (۵)$$

$$\Delta t = |\Delta D_o| - |\Delta D_i| \quad (۶)$$

۲-۱- ساختار دستگاه آزمایش استوانه توخالی

در تحقیق حاضر، یک سلول استوانه توخالی با قابلیت اندازه‌گیری مقاومت کششی خاک‌ها طراحی و ساخته شد. جزئیات سلول ساخته شده در شکل ۴ نشان داده شده است. از جمله اجزای اصلی سازنده سلول می‌توان به این موارد اشاره کرد: صفحه زیرین سلول، مقر

نمونه متشکل از کلاهک بالا و پایین، صفحه بالایی سلول، شفت مرکزی اعمال بار قائم، محفظه پلکسی گلاس و مقر حسگرهای جابه‌جایی داخل و خارج نمونه. قطعات فلزی سلول از استیل مرغوب ساخته شده است.



شکل ۴- تصویر شماتیک سلول آزمایش استوانه توخالی کششی

پایه سلول متشکل از صفحه زیرین سلول است که بستر سلول بوده و دیگر اجزای سلول بر روی آن واقع می‌شود. در صفحه زیرین سلول، ۵ عدد شیر تعبیه شده است که هریک جهت ورود و خروج آب یا هوا به منظور اعمال فشار و یا ایجاد خلاء و یا اشباع‌سازی قسمت‌های مختلف سلول در نظر گرفته شده است. شکل ۵، تصویری از دستگاه استوانه توخالی به صورت قطعات مجزا و قبل از سرهم کردن را نشان می‌دهد.

در این دستگاه یک نمونه استوانه‌ای‌شکل توخالی در مرکز سلول واقع می‌شود. این نمونه استوانه‌ای‌شکل، بین دو کلاهک قرار می‌گیرد تا بدین ترتیب فضای داخل و خارج نمونه با یکدیگر مرتبط نبوده و بتوان با افزایش فشار داخل نمونه و ثابت نگه داشتن فشار خارج نمونه، نمونه خاکی را در معرض تنش کششی قرار داد.

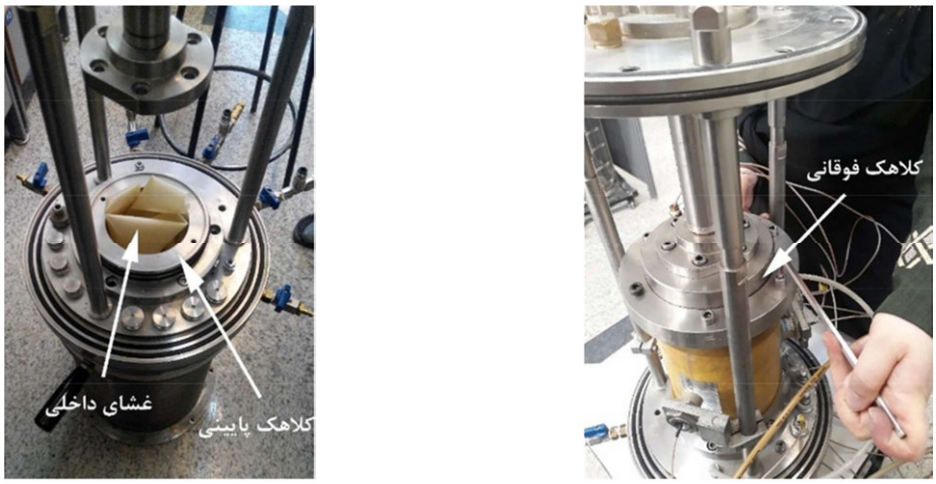
شکل ۵- تصویری از قطعات مجزای دستگاه استوانه توخالی قبل از سرهم کردن

کلاهک پایینی، توسط ۶ عدد پیچ به صفحه زیرین سلول متصل شده و محکم می‌شود. نمونه خاکی بر روی این کلاهک مستقر می‌شود. نمونه به شکل استوانه توخالی به قطر داخلی ۱۰ و به قطر خارجی ۱۵ سانتی‌متر می‌باشد. در این پژوهش، نمونه‌ها به ارتفاع ۱۵ سانتی‌متر ساخته شده و مورد آزمایش قرار گرفته‌اند. با این حال می‌توان نمونه‌های با ارتفاع بیشتر را نیز در این سلول ساخت. جهت حفاظت از نمونه و عدم تماس مستقیم عامل ایجاد فشار (آب یا هوا) با نمونه در داخل و خارج نمونه از غشای لاستیکی استفاده می‌شود.

کلاهک فوقانی نمونه از سه قسمت تشکیل شده است. یک قسمت به صورت حلقه‌ای‌شکل است که بر روی نمونه قرار می‌گیرد. پس از آن، قطعه دوم کلاهک فوقانی که یک قطعه دایره‌ای‌شکل است در مکان خود (بالای قطعه اول) قرار می‌گیرد. این قطعه به جهت آب‌بند شدن فضای داخل نمونه نسبت به فضای خارج آن در نظر گرفته شده است. قطعه سوم کلاهک فوقانی نمونه که باز هم یک قطعه حلقه‌ای‌شکل است، وظیفه یکپارچه‌کنندگی قطعات کلاهک بالا و آب‌بندی فضای داخل نمونه را بر عهده دارد (شکل ۶).

بر روی صفحه پایین سلول، سه عدد میله نگهدارنده تعبیه شده است که این میله‌ها با زاویه ۱۲۰ درجه از یکدیگر بر محیط یک دایره واقع شده‌اند. بر انتهای فوقانی

این میله‌ها، نشیمن‌هایی طراحی شده است که صفحه بالایی سلول بر روی آن قرار می‌گیرد و ثابت می‌ماند.



(الف) (ب)

شکل ۶- کلاهک‌های (الف) فوقانی و (ب) پایینی و غشای داخلی نمونه

صفحه بالایی سلول دارای یک شفت (میله) مرکزی است که این شفت (میله) توسط ۶ عدد پیچ به قطعه دوم کلاهک فوقانی متصل و محکم می‌شود. از شفت مرکزی متصل به صفحه بالایی سلول برای ثابت نگه داشتن کلاهک بالا و جلوگیری از جابه‌جایی آن حین اعمال بار در طول آزمایش استفاده می‌شود. عدم جابه‌جایی قائم نمونه در طول آزمایش بدین جهت اهمیت دارد که روابط محاسباتی استفاده شده در این پژوهش جهت محاسبه تنش- کرنش کششی خاک مبتنی بر فرض عدم تغییرشکل قائم نمونه خاکی است.

در این پژوهش جهت اندازه‌گیری میزان جابه‌جایی سطوح داخلی و خارجی نمونه در حین انجام آزمایش، از حسگرهای جابه‌جایی به‌نام حسگرهای غیرتماسی استفاده شد. همان‌طور که از نام حسگر مشخص است، این حسگر به صورت غیرتماسی با نقطه سنجش جابه‌جایی، تغییرمکان آن را اندازه‌گیری می‌کند. به عبارتی، علی‌رغم داشتن فاصله از نقطه هدف، قادر به اندازه‌گیری تغییرمکان آن با دقت بسیار بالا است. در هر آزمایش سه عدد از حسگرهای غیرتماسی در داخل نمونه و سه عدد دیگر در خارج نمونه و دقیقاً در راستای حسگرهای داخلی قرار دارند (شکل ۷). جهت استقرار حسگرهای داخل، مقری استوانه‌ای‌شکل که بر یک پایه میله‌ای واقع می‌شود، ساخته شد. مقر استوانه‌ای‌شکل به‌گونه‌ای است که سه عدد حسگر با زاویه ۱۲۰ درجه از یکدیگر واقع می‌شوند. تراز قرارگیری حسگرها به نحوی در نظر گرفته شده است که جابه‌جایی میانه نمونه را اندازه‌گیری کند. برای حسگرهای خارج نمونه نیز مقرهایی بر روی میله‌های نگهدارنده تعبیه شده‌اند. این مقرها به صورت لولایی به میله‌های نگهدارنده متصل هستند. نحوه قرارگیری حسگرهای خارجی در حین انجام آزمایش باید به‌گونه‌ای باشد که سطح حسگر موازی نقطه سنجش تغییرمکان باشد.

محفظه سلول که از جنس پلکسی گلاس است، پس از استقرار نمونه و تنظیم حسگرهای جابه‌جایی داخل و خارج نمونه بر روی سلول قرار گرفته و توسط ۹ عدد پیچ که بر سطح فوقانی آن واقع شده است به صفحه بالایی سلول متصل شده و محکم می‌شود. جهت افزایش مقاومت محفظه پلکسی ۵ عدد بست آلومنیومی در بدنه محفظه به فواصل مساوی بسته شده است. طراحی ابعاد و قرارگیری اُ-رینگ‌ها در مکان‌های تماس محفظه پلکسی گلاس و سلول به نحوی است که سلول کاملاً آب‌بند بوده و نگرانی هدر رفت فشار در آن وجود ندارد.

(ب)

(الف)

شکل ۷- حسگرهای جابه‌جایی (الف) داخلی و (ب) خارجی

شکل ۸ نمایی از سلول ساخته شده در تحقیق حاضر را نشان می دهد.

۲-۲- نحوه عملکرد دستگاه

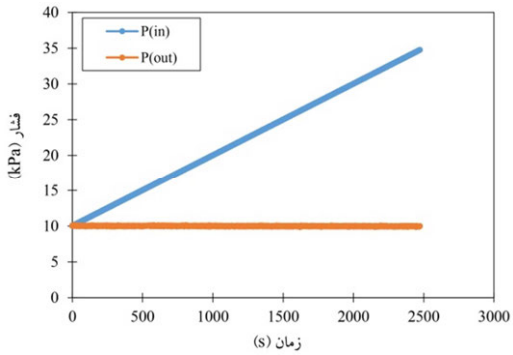
در این آزمایش هدف، ایجاد نیروی کششی به طور متقارن و کنترل شده به نمونه استوانه توخالی است. بدین منظور می‌بایست در حالی که فشار خارج نمونه ثابت نگه داشته می شود، فشار داخل نمونه افزایش یابد.

شکل ۸- نمایی از سلول آماده آزمایش ساخته شده

در این آزمایش، فرآیند بارگذاری بر نمونه اینگونه طراحی شده است که ابتدا فشار یکسان به اندازه ۱۰ کیلوپاسکال در داخل و خارج نمونه همزمان وارد می‌شود که این فشار در تحقیق حاضر، متناظر با نمونه‌ای است که از عمق حدود ۰/۵ متری زمین برداشت شده است. هم‌فشار شدن داخل و خارج نمونه نیز از طریق اتصال شیرهای مربوط به داخل و خارج نمونه به وسیله یک شیلنگ رابط انجام می‌شود. فشار داخل و خارج نمونه از طریق دو عدد حسگر فشارسنج که بر شیرهای ورودی داخل و خارج نمونه بسته می‌شوند اندازه‌گیری می‌شود. داده مربوط به این حسگرها در طول آزمایش از طریق یک دیتالاگر ثبت و پایش می‌شود. پس از رسیدن فشار داخل و خارج نمونه به میزان هدف (در تحقیق حاضر ۱۰ کیلوپاسکال)، می‌توان فشار داخل نمونه را افزایش داد. به دلیل اینکه سرعت بارگذاری بر نحوه گسیختگی و رفتار خاک مؤثر است؛ می‌بایست فشار داخل نمونه با یک شیب ثابت دریک آزمایش و به طور یکسان در تمامی آزمایش‌ها بر نمونه‌ها اعمال شود. در این پژوهش، سرعت بارگذاری در تمامی آزمایش‌ها مقدار ثابت ۰/۰۱ کیلوپاسکال بر ثانیه است. بدین ترتیب فشار داخل نمونه با یک نرخ ثابت افزایش می‌یابد تا اینکه در نمونه گسیختگی رخ دهد. نحوه بارگذاری یکی از نمونه‌ها در شکل ۹ نشان داده شده است.

در طی اعمال فشار خارج نمونه و افزایش فشار داخل نمونه، جهت محاسبه مقادیر کرنش و ترسیم منحنی تنش- کرنش، جابه‌جایی سطوح داخلی و خارجی

نمونه توسط حسگرهای جابه‌جایی غیرتماسی اندازه‌گیری می‌شود.

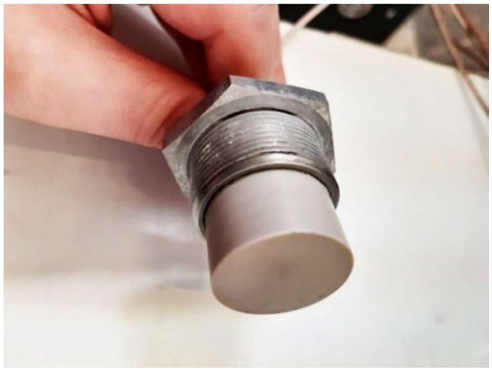


شکل ۹- تغییر فشارهای داخلی و خارجی با زمان برای ایجاد کشش در نمونه استوانه توخالی

حسگرهای داخلی که با شماره‌های ۱، ۲ و ۳ نشان داده می‌شوند در مقر خود قرار گرفته و با زاویه ۱۲۰ درجه، جابه‌جایی سه جهت مختلف از نمونه را اندازه می‌گیرند. حسگرهای ۴، ۵ و ۶ جابه‌جایی سطوح خارجی نمونه را اندازه‌گیری کرده و در مقرهای خارج نمونه مستقر هستند. نحوه قرارگیری حسگرها به‌گونه‌ای است که حسگرهای داخلی کاملاً در راستا و تراز یکسان با حسگرهای داخلی قرار دارند. در تمامی آزمایش‌ها حسگرهای ۱، ۲ و ۳ به ترتیب در مقابل حسگرهای ۴، ۵ و ۶ قرار گرفته‌اند. به این دلیل از سه جفت حسگر استفاده می‌شود که بتوان تغییرشکل‌ها را در راستاهای بیشتری اندازه‌گیری کرده و خطاهای احتمالی را به حداقل کاهش داد. برای محاسبه تغییرشکل‌های مماسی و شعاعی جزئی و بسیار محدود نمونه‌های رسی با شاخص خمیری بالا که با درصد رطوبت بهینه متراکم شده‌اند، به دلیل مقادیر بسیار اندک کرنش گسیختگی کششی، باید از حسگرهای با دقت بسیار بالا استفاده نمود. حسگرهای غیرتماسی به‌کار رفته در این پژوهش بسیار دقیق هستند. آن‌ها میزان جابه‌جایی را با دقت هزارم میلی‌متر (میکرون) اندازه‌گیری می‌کنند. جهت اندازه‌گیری جابه‌جایی توسط حسگرها می‌بایست در مقابل آن‌ها از صفحات هدف فلزی استفاده کرد. توضیحات مبسوط در زمینه حسگرهای مورد استفاده در بخش بعدی آورده شده است.

۲-۳- حسگرهای جابه‌جایی غیرتماسی

استفاده از حسگرهای اندازه‌گیری تغییرشکل در آزمایش‌های ژئوتکنیکی آزمایشگاهی یکی از رکن‌های مهم در برداشت داده برای تحلیل رفتار خاک است. با توجه به نوع آزمایش انجام‌شده (استاتیکی یا دینامیکی) و همچنین سطح کرنش و تغییرشکل‌های موردنیاز برای شناخت رفتار خاک، نوع حسگر و حساسیت آن متفاوت خواهد بود. به‌عنوان نمونه با توجه به اینکه سطح کرنش گسیختگی کششی خاک‌ها بسیار کم است، استفاده از حسگرهای با دقت بالا، همچون حسگرهای غیرتماسی، برای اندازه‌گیری جابه‌جایی رخ داده در خاک بسیار اهمیت دارد. این حسگرها برخلاف سایر حسگرهای رایج که با سطح نمونه در تماس است، همچون LVDTها، بدون تماس و براساس مکانیزم اثر هال جابه‌جایی را می‌سنجند. در تحقیق حاضر از حسگرهای غیرتماسی آزمایشگاه خاک دانشگاه تهران که دقت بسیار بالایی در اندازه‌گیری تغییرشکل‌ها دارند برای بررسی رفتار کششی خاک استفاده شده است (شکل ۱۰).

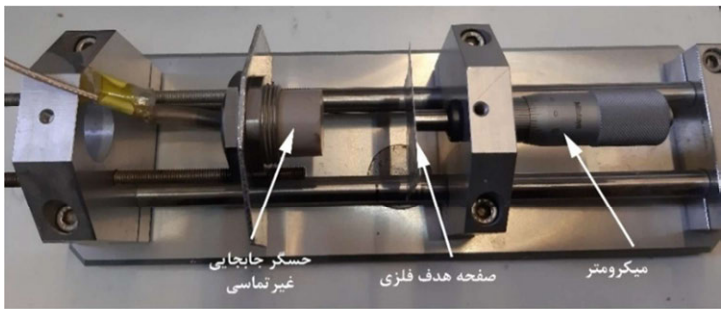


شکل ۱۰- نمایی از حسگر جابه‌جایی غیرتماسی استفاده شده

حسگرهای غیرتماسی اگرچه بسیار دقیق هستند اما برای استفاده صحیح از آن‌ها می‌بایست کالیبراسیون دقیق آن‌ها صورت پذیرفته و عوامل تأثیرگذار بر عملکردشان به‌دقت شناسایی گردد. عدم کالیبراسیون صحیح که در نتیجه عدم توجه به این عوامل است، باعث می‌شود که حسگر نتایج ناصحیحی ارائه نماید.

۲-۳-۱- کالیبراسیون حسگر جابه‌جایی غیرتماسی

برای کالیبره کردن حسگرها از دستگاه ویژه‌ای که متشکل از یک میکرومتر است استفاده می‌گردد که در شکل ۱۱ نشان داده شده است. در این دستگاه یک صفحه فلزی (صفحه هدف) در مقابل، حسگر قرار گرفته که با هر دور چرخاندن پیچ تنظیم فاصله، این صفحه نیم میلی‌متر جابه‌جا می‌شود. صفحه فلزی هدف باید از جنس همان فلزی باشد که در آزمایش اصلی در مقابل حسگرها قرار می‌گیرد. در اینجا از چسب آلومینیومی استفاده می‌شود. این ورق آلومینیوم در مقابل حسگر قرار می‌گیرد. در این سیستم هر فاصله مشخص صفحه آلومینیومی از حسگر یک ولتاژ معین ایجاد می‌کند. در فرآیند کالیبره شدن دو فاصله معلوم از طریق دستگاه کالیبراسیون به حسگر معرفی شده و ولتاژ مربوط به این دو نقطه اندازه‌گیری می‌شود و به‌این‌ترتیب شیب و عرض از مبدأ نمودار ولتاژ-تغییرمکان به‌دست آمده و به نرم‌افزار معرفی می‌شود.



شکل ۱۱- دستگاه کالیبراسیون حسگرهای جابه‌جایی غیرتماسی

۲-۳-۲- تعیین نواحی کور حسگر

حسگرهای غیرتماسی در نواحی ابتدایی و انتهایی بازه سنجششان دارای مناطقی هستند که در آن اندازه‌گیری دقیقی ندارند. اصطلاحاً این مناطق، نواحی کور نامیده می‌شوند. برای تک‌تک حسگرها باید مرزهای این نواحی کور تعیین گردند تا در زمان استقرار حسگرها دقت شود که فاصله آن‌ها از سطح اندازه‌گیری در ناحیه کور ابتدایی یا انتهایی واقع نشود. عدم توجه به مقدار نواحی کور در هر حسگر می‌تواند منجر به عدم قرائت جابه‌جایی در طول انجام آزمایش و در نتیجه تولید داده‌های غلط شود. نواحی کور تعیین‌شده برای هریک از حسگرهای مورد استفاده در این تحقیق در جدول ۲ آمده است.

جدول ۲- مشخصات کالیبراسیون حسگرهای مورد استفاده

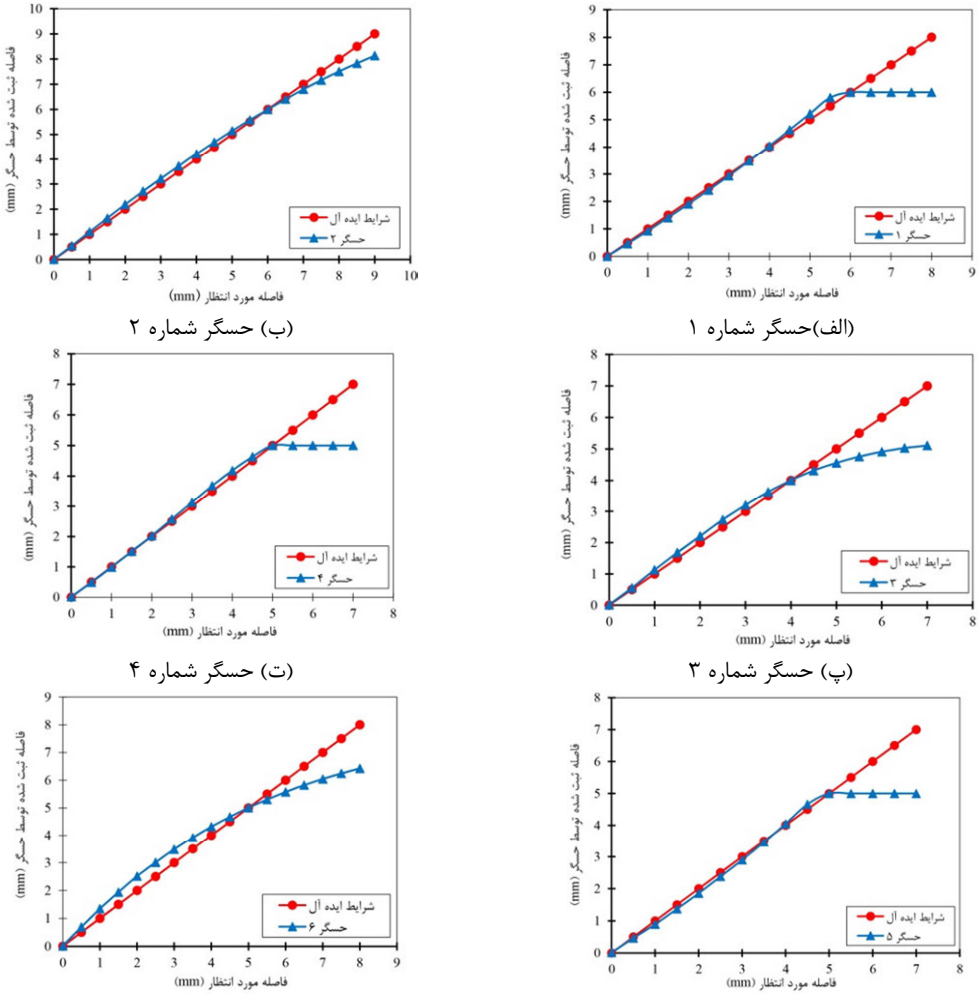
شماره حسگر	بازه کالیبره شده (mm)	حد کور انتهایی (mm)	حد کور ابتدایی (mm)
۱	صفر-۶	۷/۵	۱/۵
۲	صفر-۶	۷/۵	۱/۵
۳	صفر-۴	۶	۲
۴	صفر-۵	۷	۲
۵	صفر-۵	۷	۲
۶	صفر-۴	۶	۲

۲-۳-۳- بررسی خطی بودن کالیبراسیون در بازه اثر حسگر

پس از کالیبره شدن، نحوه عملکرد هریک از حسگرها در بازه کالیبره شده و دورتر از محدوده کالیبره مورد بررسی قرار گرفته است (شکل ۱۲). این کار به این

دلیل انجام شده است که هم عملکرد صحیح حسگر بررسی شده و هم چنانچه تغییرشکل‌ها از محدوده کالیبره شده خارج شد، برحسب نمودار و رفتار حسگر این مقادیر اصلاح شوند. نکته مهم اینکه مطلوب‌ترین رفتار حسگرها، رفتار خطی آن‌هاست که در شکل ۱۲ تحت عنوان شرایط ایده‌آل بیان شده است. در شرایط ایده‌آل، جابه‌جایی اندازه‌گیری شده توسط حسگر دقیقاً برابر با جابه‌جایی مورد انتظار است.

همان‌طور که در شکل ۱۲- الف، ت و ث مشاهده می‌شود، حسگرهای ۱، ۴ و ۵ دورتر از فاصله کالیبره شده عملکرد مناسبی ندارند و تقریباً می‌توان گفت حس نمی‌کنند. به عبارتی تعریف نقاط ابتدایی و انتهایی کالیبراسیون بر بازه اندازه‌گیری این حسگرها اثرگذار است. اما در حسگرهای ۲، ۳ و ۶ (شکل ۱۲- ب، پ، ج) چنانچه میزان تغییرشکل بیشتر از بازه کالیبره شده باشد، می‌توان با اصلاح داده توسط شیب منحنی در خارج از محدوده کالیبراسیون از این داده‌ها نیز استفاده نمود. قابل ذکر است که این رفتار متفاوت حسگرها قابل‌توجه است. بنابراین شناخت مناسب رفتار حسگرهای غیرتماسی در استفاده صحیح از آن‌ها و دریافت داده‌های مناسب از اهمیت بسزایی برخوردار است.



(الف)حسگر شماره ۱

(ب) حسگر شماره ۲

(پ) حسگر شماره ۳

(ت) حسگر شماره ۴

(ث) حسگر شماره ۵

(ج) حسگر شماره ۶

شکل ۱۲- کالیبراسیون حسگرهای جابه‌جایی غیرتماسی شماره ۱ تا ۶ مورد استفاده

۲-۳-۴- اثر هندسه صفحه هدف بر کالیبراسیون

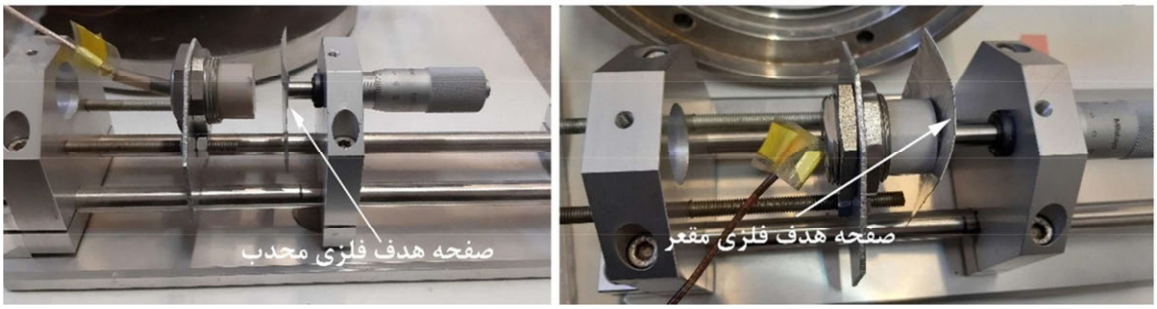
در کالیبراسیون اولیه حسگرها، از صفحه آلومینیومی صاف استفاده شد. درحالی‌که در آزمایش،

نمونه‌های استوانه توخالی دارای سطوحی منحنی هستند. به عبارتی در مقابل حسگرهای داخلی که تغییرشکل سطوح داخلی نمونه را اندازه‌گیری می‌کنند سطوح، مقعر بوده و در مقابل حسگرهای خارجی که تغییرشکل سطوح بیرونی استوانه توخالی را اندازه‌گیری می‌کنند سطوح، محدب هستند. این موضوع باعث گردید که برای سنجش تأثیر انحنا سطح هدف در یک فاصله ثابت، از یک صفحه صاف و بار دیگر از یک صفحه مقعر استفاده شود و مقادیر اندازه‌گیری شده توسط حسگر مقایسه گردد. نتیجه نشان داد که حسگر در فاصله‌ای ثابت از سطوح مقعر مقادیری کم‌تر از مقدار واقعی نشان می‌دهند (جدول ۲). همین سنجش در جهت مقایسه مقادیر اندازه‌گیری شده حسگر در فاصله‌ای ثابت از سطح هدف صاف و محدب نیز تکرار شد و نتیجه نشان داد که حسگر در فاصله‌ای ثابت از سطوح محدب مقادیر بیشتری از مقادیر واقعی نشان می‌دهد (جدول ۳).

همچنین مشاهده شد که فرم سطح هدف (صاف یا منحنی بودن) درنتیجه بسیار اثرگذار است. لذا مجدداً کالیبراسیون توسط سطح هدف مقعر (شکل ۱۳-الف) برای حسگرهای ۱، ۲ و ۳ (حسگرهای داخل نمونه) و سطح هدف محدب (شکل ۱۳-ب) برای حسگرهای ۴، ۵ و ۶ (حسگرهای بیرون نمونه) انجام شد.

جدول ۳- مقایسه مقادیر اندازه‌گیری شده حسگر از سطوح صاف و منحنی واقع‌شده در فاصله‌ای یکسان

	در حالت سطح هدف مقعر		در حالت سطح هدف محدب	
	سطح هدف صاف	سطح هدف مقعر	سطح هدف صاف	سطح هدف محدب
مقادیر اندازه‌گیری شده توسط حسگر (mm)	۲/۷	۱/۶	۲/۸۶	۳/۰۹۹
	۴/۰۴	۲/۴	۳/۹۸۵	۴/۲



(الف) (ب)

شکل ۱۳- کالیبراسیون با استفاده از صفحه هدف فلزی (الف) مقعر و (ب) محدب

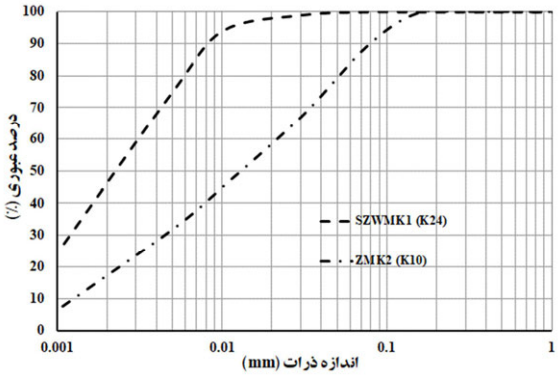
۳- مصالح مورد استفاده و نمونه سازی

۳-۱- خاک رس

در این پژوهش از دو نوع خاک رسی با شاخص خمیری ۱۰ و ۲۴ درصد استفاده شده است. این خاک‌ها از کارخانه خاک چینی ایران تهیه شده‌اند. خاک‌های رسی با شاخص خمیری ۱۰ و ۲۴ درصد به نام‌های تجاری SZWMK1 و ZMK2 شناخته می‌شوند. در متن و به جهت اختصار، خاک‌های با شاخص خمیری ۱۰ و ۲۴ با نام‌های K_{10} و K_{24} نامگذاری می‌شوند. خصوصیات خاک‌ها که براساس استانداردهای ASTM به‌دست آمده‌اند، در جدول ۴ و منحنی دانه‌بندی خاک‌ها در شکل ۱۴ آمده است. براساس طبقه‌بندی یونیفاید (USCS)، خاک K_{24} به صورت خاک CH (رس با خاصیت خمیری زیاد) و خاک K_{10} به صورت خاک CL (رس با خاصیت خمیری کم) طبقه‌بندی می‌شوند. ترکیب شیمیایی خاک‌ها در جدول ۵ آمده است. برای تعیین وزن مخصوص خشک و درصد رطوبت بهینه جهت نمونه‌سازی، آزمایش تراکم استاندارد پروکتور بر روی هر دو خاک انجام شد. خلاصه‌ای از نتایج در جدول ۴ آمده است.

جدول ۴- مشخصات فیزیکی خاک‌های مورد استفاده

مشخصه	استاندارد	K_{10}	K_{24}
توزیع اندازه دانه‌ها (درصد عبوری وزنی)			
<0.075 mm	ASTM D: 422-63	۸۹	۱۰۰
وزن مخصوص	ASTM D: 854-00	۲/۶۵	۲/۶۳
حدود اتربرگ			
حد خمیری (٪)	ASTM D: 4318-00	۲۱	۲۸
حد روانی (٪)	ASTM D: 4318-00	۳۱	۵۲
شاخص خمیری (٪)	ASTM D: 4318-00	۱۰	۲۴
خصوصیات تراکمی			
وزن مخصوص خشک (kg/m^3)	ASTM D: 698-12e2	۱۷۴۰	۱۵۵۰
درصد رطوبت بهینه (٪)	ASTM D: 698-12e2	۱۵/۶	۲۳/۵



شکل ۱۴- منحنی دانه‌بندی خاک‌های مورد استفاده

جدول ۵- ترکیب شیمیایی خاک‌های مورد استفاده

اکسیدها	K_{24} (٪)	K_{10} (٪)	اکسیدها	K_{24} (٪)	K_{10} (٪)
L.O.I	۹	۶	CaO	۱/۲	۱/۵
SiO_2	۶۴	۷۵	MgO	۰/۴	۰/۴
Al_2O_3	۲۴	۱۵	Na_2O	۰/۳	۰/۳
Fe_2O_3	۰/۵۵	۰/۴	K_2O	۰/۴	۰/۴
TiO_2	۰/۰۴	۰/۰۴	سولفور	ناچیز	ناچیز

۳-۲- نحوه نمونه‌سازی

در این پژوهش نمونه‌هایی به شکل استوانه توخالی به قطر داخلی ۱۰ و قطر خارجی و ارتفاع ۱۵ سانتی‌متر ساخته شده است. جهت ساخت این نمونه‌ها، قالب‌هایی از جنس تفلون ساخته شد و مورد استفاده قرار گرفت. قالب داخلی نمونه از سه قطعه تشکیل شده است (شکل ۱۵). در صفحه پایین سلول در مجاورت دیواره کلاهک پایین نمونه، شیاری جهت قرارگیری آن‌ها تعبیه شده است. قطعه دایره شکلی جهت قرارگیری در انتهای قطعات قالب داخل ساخته شده است. این قطعه توسط یک شفت مرکزی که در میانه سلول بسته می‌شود قطعات قالب داخل را به صورت یکپارچه در کنار یکدیگر نگه داشته و از جابه‌جایی آن‌ها حین ساخت نمونه جلوگیری می‌کند. باتوجه به شکل ۱۵، قالب خارجی نمونه از دو قطعه تشکیل شده که توسط دو عدد بست به هم بسته می‌شوند. به منظور اینکه حین نمونه‌سازی، خاک به دیواره

قالب‌ها نچسبد و نمونه‌ها تخریب یا دچار آسیب نشوند، بر روی سطح خارجی قالب داخل و سطح داخلی قالب بیرونی یک لایه طلق نازک کشیده شده و سطح طلق به روغن آغشته می‌شود. جهت تراکم نمونه نیز از یک میله به قطر کمی کمتر از ۲/۵ سانتی‌متر استفاده شد.

شکل ۱۵- قالب‌های مورد استفاده برای نمونه‌سازی

مقادیر خاک مورد نیاز جهت نمونه‌سازی براساس حجم نمونه و وزن مخصوص خشک تعیین شده، مشخص می‌شود. مقدار آب افزودنی نیز برحسب مقدار درصد رطوبت بهینه‌ای که برای هر نوع خاک با استفاده از آزمایش پروکتور مشخص شد، محاسبه می‌گردد. آب با استفاده از افشانه بر ترکیب به‌دست آمده اضافه شده و مخلوط کردن تا زمانی‌که مخلوط یکنواختی حاصل شود ادامه می‌یابد (شکل ۱۶- الف).

سپس خاک‌های مرطوب در قالب بسته شده در پنج لایه ۳ سانتی‌متری متراکم شدند تا حداکثر تراکم خشک لازم به‌دست آید. هر لایه جداگانه توسط میله با قطر حدود ۲/۵ سانتی‌متر، به طور یکنواخت متراکم شدند تا در حد امکان ضخامت نمونه‌ها یکسان باشد. در هر مرحله و قبل از ریختن لایه بعدی خراش‌هایی در سطح لایه متراکم شده قبلی ایجاد می‌گردد تا قفل و بست لازم بین لایه‌ها به خوبی ایجاد گردد. پس از اتمام ساخت، نمونه یک روز در قالب باقی مانده تا از لحاظ رطوبتی همگن‌تر شده و انسجام بیشتری پیدا کند. روز بعد با دقت، ابتدا قالب‌های داخل و سپس قالب‌های خارج نمونه باز شده، نمونه خارج شده و در همان روز مورد آزمایش قرار می‌گیرند. شکل ۱۶- ب نمونه استوانه توخالی رسی آماده آزمایش را نشان می‌دهد.

(ب) (الف)

شکل ۱۶- (الف) اسپری کردن آب به خاک رسی جهت جلوگیری از کلوخه شدن و توزیع یکنواخت رطوبت و (ب) نمونه استوانه توخالی رسی آماده آزمایش

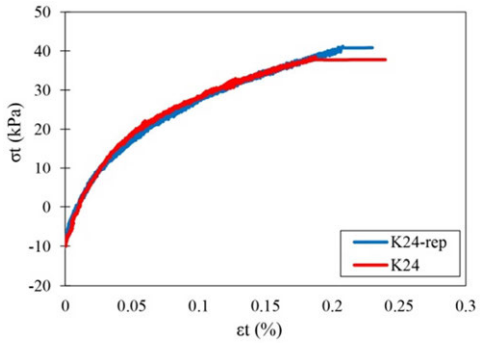
۳-۳- برنامه آزمایش‌ها

با توجه به اینکه در تحقیق حاضر دستگاه استوانه توخالی طراحی و ساخته شده است، در ابتدا نیاز به بررسی عملکرد صحیح دستگاه است. در این راستا ابتدا نمونه‌های مصنوعی (با استفاده از مواد شیمیایی) ساخته شده و عملکرد دستگاه با استفاده از آنها کنترل و چک گردید. به جهت بررسی تکرارپذیری نتایج آزمایش‌ها، مقاومت کششی خاک K_{24} تحت تنش همه جانبه اولیه ۱۰ کیلوپاسکال دو بار مورد آزمایش قرار گرفت. همچنین برای درک بهتر اثر شاخص خمیری خاک‌های رسی بر

مقاومت کششی آنها، مقایسه‌ای بین نتایج مقاومت کششی خاک‌های K_{10} و K_{24} انجام پذیرفته است.

۳-۴- بررسی صحت عملکرد دستگاه

جهت صحت‌سنجی عملکرد دستگاه و بررسی قابل اعتماد بودن نتایج از خاک K_{24} دو نمونه با خصوصیات کاملاً یکسان ساخته شد و مورد آزمایش قرار گرفت. منحنی تنش- کرنش حاصل از آزمایش دو نمونه در شکل ۱۷ نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود که نتایج به شکل مطلوبی بر یکدیگر منطبق بوده و در عمل، نتایج تکرار شده‌اند. این مساله نشان می‌دهد نمونه‌سازی، مناسب و همگن و همچنین عملکرد دستگاه صحیح است و نتایج حاصل شده از آزمایش‌ها قابل اعتماد و تکرارپذیر خواهند بود. نحوه دستیابی به این منحنی‌های تنش- کرنش در ادامه توضیح داده شده‌اند.

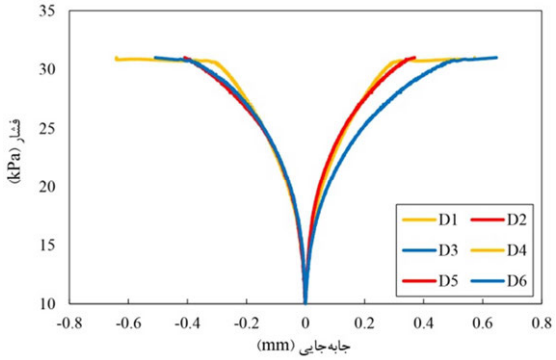


شکل ۱۷- بررسی تکرارپذیری نتایج آزمایش‌ها

۴- نتایج و تحلیل

۴-۱- نمودارهای جابه‌جایی- فشار ثبت شده توسط حسگرهای جابه‌جایی

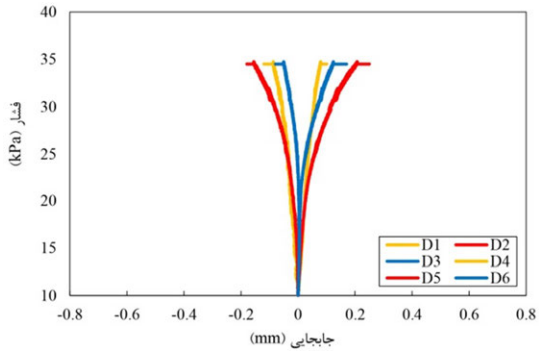
شکل ۱۸ نمودار جابه‌جایی- فشار را برای سطوح داخلی و خارجی نمونه استوانه توخالی ساخته شده از خاک K_{10} که توسط حسگرهای جابه‌جایی غیرتماسی و حسگر فشاری ثبت شده‌اند نشان می‌دهد. حسگرهای ۱، ۲ و ۳ در داخل نمونه واقع شده‌اند و مقادیر جابه‌جایی در این نمودار به صورت مثبت نمایش داده می‌شود. در واقع مثبت بودن مقادیر به معنی دور شدن سطح نمونه از حسگر است. حسگرهای ۴، ۵ و ۶ در خارج از نمونه قرار گرفته و جابه‌جایی سطوح خارجی نمونه را اندازه می‌گیرند. حسگرهای ۴، ۵ و ۶ به ترتیب در راستای حسگرهای ۱، ۲ و ۳ قرار گرفته‌اند. منفی بودن مقادیر ثبت شده توسط حسگرهای خارجی بیان کننده نزدیک شدن سطح نمونه به آن‌ها است. نمودارهای مربوط به حسگرهای هم‌راستا با یک رنگ مشخص شده‌اند. محور قائم نمودار، فشار داخل نمونه را نشان می‌دهد. فشار بیرون نمونه نیز در تمامی طول آزمایش ۱۰ کیلوپاسکال است. شکل ۱۸ نشان می‌دهد که جابه‌جایی‌های ثبت شده توسط حسگرهای داخلی و خارجی انطباق مناسبی با یکدیگر دارند و این به دلیل همگنی نمونه است. ملاحظه می‌شود که گسیختگی نمونه در فشار داخلی حدود ۳۱ کیلوپاسکال رخ داده است. در زمان گسیختگی سطح داخلی نمونه، جابه‌جایی متوسط حدود ۰/۳۷ میلی‌متر و سطح خارجی نمونه جابه‌جایی متوسط حدود ۰/۳۶ را تجربه کرده‌اند. جابه‌جایی بیشتر سطح داخلی نمونه نسبت به سطح خارجی آن به دلیل فشرده شدن جدار نمونه است.



شکل ۱۸- نمودارهای جابه‌جایی- فشار برای ۶ نقطه بیرونی و داخلی هدف خاک K_{10}

شکل ۱۹ نمودار جابه‌جایی- فشار را برای سطوح داخلی و خارجی نمونه استوانه توخالی ساخته شده از خاک K_{24} نشان می‌دهد. نحوه قرارگیری حسگرها در این آزمایش همچون آزمایش قبل است. گسیختگی نمونه در فشار داخلی ۳۵ کیلوپاسکال رخ داده است. سطح داخلی نمونه در زمان گسیختگی جابه‌جایی متوسط حدود ۰/۱۴

میلی‌متر و سطح خارجی نمونه جابه‌جایی متوسط ۰/۱ میلی‌متر را نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که در لحظه گسیختگی جدار نمونه به طور متوسط ۰/۰۴ میلی‌متر فشرده شده است.

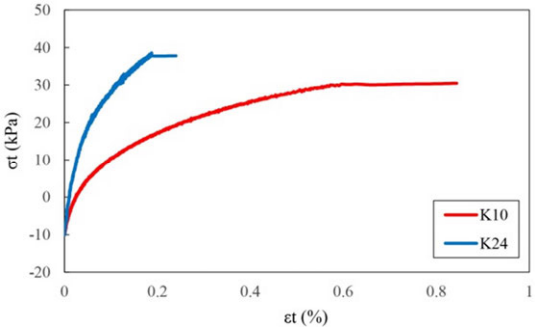


شکل ۱۹- نمودارهای فشار- جابه‌جایی برای ۶ نقطه بیرونی و داخلی هدف خاک K_{24}

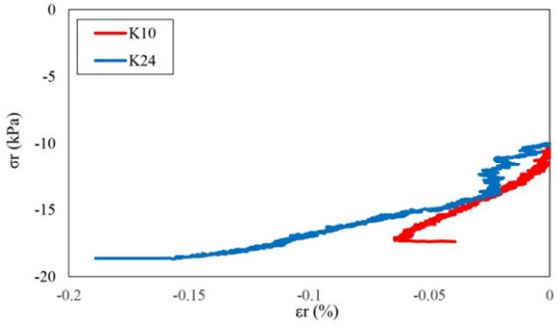
۴-۲- نمودارهای تنش- کرنش کششی و نحوه گسیختگی

با توجه به روابط ارائه شده در قسمت مبانی تئوریک دستگاه، مقادیر تنش و کرنش (مماسی و شعاعی) برای هریک از نمونه‌ها براساس مقادیر فشار و جابه‌جایی ترسیم شده در شکل ۲۰ به‌دست می‌آیند. در شکل ۲۰- الف نمودارهای تنش- کرنش مماسی (کششی) نمونه‌های خاک K_{10} و K_{24} نشان داده شده است. لازم به ذکر است که مقادیر تنش در این نمودار به دلیل کششی بودن و مقادیر کرنش نیز به دلیل افزایشی بودن مثبت نمایش داده شده‌اند. ملاحظه می‌شود که خاک K_{10} مقاومت کششی ۳۰ کیلوپاسکال را از خود نشان داده است؛ این در حالی است که خاک K_{24} تا حدود ۳۸ کیلوپاسکال مقاومت کرده است. بنابراین مشاهده می‌شود که خاک دارای شاخص خمیری کمتر مقاومت کمتری ازخود نشان می‌دهد. خاک های ریزدانه به دلیل چسبنده بودن از خود مقاومت کششی نشان می‌دهند. بنابراین چنانچه میزان چسبندگی خاک ریزدانه‌ای بیشتر باشد مقاومت کششی آن بیشتر خواهد بود. لذا خاک K_{24} که میزان چسبندگی بیشتری دارد، مقاومت کششی بیشتری نسبت به خاک K_{10} از خود نشان می‌دهد. همچنین ملاحظه می‌شود که خاک دارای شاخص خمیری ۱۰ درصد، در کرنش حدود ۰/۶ درصد دچار گسیختگی شده و در خاک دارای شاخص خمیری ۲۴ درصد، کرنش گسیختگی حدود ۰/۱۸ درصد است. بنابراین خاک K_{10} رفتار نرم‌تری از خود نشان داده است.

به منظور ایجاد نیروی کششی در جدار نمونه از داخل و خارج نمونه به آن نیروی فشاری اعمال می شود اگرچه اختلاف فشار داخل و خارج نمونه از لحاظ مماسی به آن تنش کششی اعمال می‌کند، اما از لحاظ شعاعی به نمونه نیروی فشاری اعمال می‌شود. شکل ۲۰- ب نمودارهای تنش- کرنش شعاعی نمونه‌ها را نشان می‌دهد. مقادیر تنش در این نمودار به دلیل فشاری بودن و مقادیر کرنش نیز به دلیل کاهشی بودن (فشرده شدن) منفی نمایش داده شده‌اند.



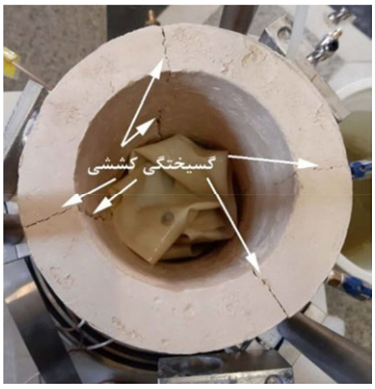
(الف)



(ب)

شکل ۲۰- (الف) منحنی تنش مماسی کششی- کرنش مماسی و (ب) منحنی تنش شعاعی کششی- کرنش شعاعی برای خاک‌های K_{10} و K_{24}

ملاحظه می‌شود که در زمان گسیختگی کششی، در نمونه K_{24} تنش فشاری ۱۸ کیلوپاسکال و در نمونه K_{10} تنش فشاری ۱۶ کیلوپاسکال ایجاد می‌شود. کرنش شعاعی برای خاک K_{24} حدود ۰/۱۵ درصد، و برای خاک K_{10} حدود ۰/۰۵ درصد است. تصویر نمونه رسی K_{24} پس از گسیختگی در شکل ۲۱- الف ملاحظه می‌شود. همانطور که مشاهده می‌شود در این نمونه در اثر تنش کششی چهار ترک سراسری ایجاد شده است. ترک‌ها حدوداً دوبه‌دو در مقابل هم واقع شده‌اند؛ این موضوع نشان‌دهنده همگنی ساخت نمونه و یکنواخت بودن رفتار آن در سرتاسر نمونه است. شکل ۲۱- ب نشان‌دهنده توسعه ترک‌های کششی ایجاد شده به صورت سرتاسری در کل ارتفاع نمونه و به صورت قائم است. این مسأله نشان می‌دهد که تنش فشاری داخلی، به صورت یکنواخت در ارتفاع نمونه توزیع شده و امکان استفاده از معادلات تئوریک برای محاسبه تنش و کرنش کاملاً امکان‌پذیر و دقیق است. همچنین همانطور که مشاهده می‌شود، هیچگونه تغییری در توسعه ترک در مرز بین لایه‌ها مشاهده نمی‌شود و این مسأله بیانگر آن است که نمونه‌سازی مطلوب بوده و اثر نمونه‌سازی بر روی نتایج حداقل است.



(الف)

(ب)

شکل ۲۱- نحوه گسیختگی نمونه، (الف) از نمای بالا و (ب) توسعه گسیختگی کششی در سرتاسر نمونه به صورت قائم

۵- نتیجه‌گیری

۱- در این پژوهش یک سلول استوانه توخالی با قابلیت اندازه‌گیری مقاومت کششی خاک طراحی، ساخته و مورد بهره‌برداری قرار گرفت.

۲- صحت‌سنجی عملکرد دستگاه با انجام آزمایش بر روی نمونه‌های مشابه مورد بررسی قرار گرفت. نتایج حاصله نشان‌دهنده تکرارپذیر بودن نتایج است.

۳- منحنی‌های تنش- کرنش کششی برای نمونه‌های رسی با استفاده از روابط موجود بر استوانه توخالی جدار ضخیم ترسیم شد. رسم منحنی‌های فوق برای آزمایش استوانه توخالی کششی برای اولین بار صورت می پذیرد.

۴- با افزایش شاخص خمیری خاک از ۱۰ به ۲۴ درصد، مقاومت کششی از ۳۰ به ۳۸ کیلوپاسکال افزایش و کرنش گسیختگی از ۰/۶ تا ۰/۱۸ درصد کاهش پیدا می‌کند.

۵- تعداد و نحوه توسعه ترک‌های کششی در نمونه‌ها نشان‌دهنده صحت استفاده از معادلات تئوریک برای محاسبه منحنی‌های تنش- کرنش کششی است.

قدردانی

از جناب آقای مهندس سلیمی کارشناس باتجربه آزمایشگاه خاک دانشگاه تهران که در راه‌اندازی دستگاه بسیار همکاری نمودند، تشکر و قدردانی ویژه می‌شود.

مراجع

[1] Vaníček, I., Jirásko, D., & Vaníček, M. (2020). *Modern Earth Structures for Transport Engineering: Engineering and Sustainability Aspects*. CRC Press https://doi.org/10.1201/9780429263668.
[2] Viswanadham, B., Jha, B., & Pawar, S. (2010). "Experimental study on flexural testing of compacted soil beams", *Journal of Materials in Civil Engineering*, *22*(5), 460-468.
[3] Puppala, A. J., & Pedarla, A. (2017). "Innovative ground improvement techniques for expansive soils", *Innovative Infrastructure Solutions*, *2*(1), 1-15.
[4] Kocasoy, G., & Curi, K. (1995) "The Ümraniye-Hekimbaşi open dump accident", *Waste management & research*, *13*(4), 305-314.
[5] Hudson, W. R., & Kennedy, T. W. (1968). *An indirect tensile test for stabilized materials*. Center for Highway Research, University of Texas at Austin.
[6] Ajaz, A., & Parry, R. (1975). "Stress–strain behaviour of two compacted clays in tension and compression", *Geotechnique*, *25*(3), 495-512.
[7] Dass, R., Yen, S., Puri, V., Das, B., & Wright, M. (1993). "Tensile stress-strain behavior of lightly cemented sand", *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts*, *30*(7), 711-714.
[8] Kim, T.-H., & Hwang, C. (2003). "Modeling of tensile strength on moist granular earth material at low water content", *Engineering geology*, *69*(3-4), 233-244.
[9] Nahlawi, H., Chakrabarti, S., & Kodikara, J. (2004). "A direct tensile strength testing method for unsaturated geomaterials", *Geotechnical Testing Journal*, *27*(4), 356-361.
[10] Ammeri, A., Jamei, M., Guiras, H., Bouassida, M., Villard, P., Plé, O., Camp, S., & Gourc, J.P. (2006). "A Numerical study of compacted clay tensile strength by discrete element modelling: A bending test application", *First Euro Mediterranean In Advance on Geomaterials and Structures*, https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-01099835
[11] Lu, N., Wu, B., & Tan, C. P. (2007). "Tensile strength characteristics of unsaturated sands", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *133*(2), 144-154.
[12] Tamrakar, S. B., Mitachi, T., & Toyosawa, Y. (2007). "Factors affecting tensile strength measurement and modified tensile strength measuring apparatus for soil, in Experimental Unsaturated Soil Mechanics", *Springer*, 207-218.
[13] Zeh, R. M., & Witt, K. J. (2007). "The tensile strength of compacted clays as affected by suction and soil structure, in Experimental unsaturated soil mechanics", *Springer*, 219-226.
[14] Wang, J.-J., Zhu, J.-G., Chiu, C., & Zhang, H. (2007). "Experimental study on fracture toughness and tensile strength of a clay", *Engineering Geology*, *94*(1-2), 65-75.
[15] Arslan, H., Sture, S., & Batiste, S. (2008). "Experimental simulation of tensile behavior of lunar soil simulant JSC-1", *Materials Science and Engineering: A*, 478(1-2), 201-207.
[16] Kim, T.-H., & Sture, S. (2008). "Capillary-induced tensile strength in unsaturated sands", *Canadian Geotechnical Journal*, *45*(5), 726-737.
[17] Li, J., Tang, C., Wang, D., Pei, X., & Shi, B. (2014). "Effect of discrete fibre reinforcement on soil tensile strength", *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, *6*(2), 133-137.
[18] Divya, P., Viswanadham, B., & Gourc, J. (2014). "Evaluation of tensile strength-strain characteristics of fiber-reinforced soil through laboratory tests", *Journal of Materials in civil Engineering*, *26*(1), 14-23.
[19] Tang, C.-S., Pei, X.-J., Wang, D.-Y., Shi, B., & Li, J. (2015). "Tensile strength of compacted clayey soil", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *141*(4), 04014122.
[20] Zhang, B.-y., Li, Q.-m., Yuan, H.-n., & Sun, X. (2015). "Tensile fracture characteristics of compacted soils under uniaxial tension", *Journal of Materials in Civil Engineering*, *27*(10), 04014274.
[21] Tang, C.-S., Wang, D.-Y., Cui, Y.-J., Shi, B., & Li, J. (2016). "Tensile strength of fiber-reinforced soil", *Journal of Materials in Civil Engineering*, *28*(7), 04016031.
[22] Li, Y., Ling, X., Su, L., An, L., Li, P., & Zhao, Y. (2018). "Tensile strength of fiber reinforced soil under freeze-thaw condition", *Cold Regions Science and Technology*, *146***,** 53-59.
[23] He, S., & Bai, H. (2019). "Elastic-Plastic Behavior of Compacted Loess under Direct and Cyclic Tension", *Advances in Materials Science and Engineering*, *2019*, https://doi.org/10.1155/2019/6038505.
[24] Tran, K. Q., Satomi, T., & Takahashi, H. (2019). "Tensile behaviors of natural fiber and cement reinforced soil subjected to direct tensile test", *Journal of Building Engineering*, *24*, 100748.
[25] Wong, C. K., Wan, R. G., & Wong, R. C. (2020). "Tensile and shear failure behaviour of compacted clay–hybrid failure mode", *International journal of geotechnical engineering*, *14*(3), 231-241.
[26] Anagnos, J. N., Kennedy, T. W., & Hudson, W. R. (1970). E*valuation and Prediction of Tensile Properties of Cement-Treated Materials*. Center for Highway Research, University of Texas, Austin
[27] Krishnayya, A., & Eisenstein, Z. (1974). "Brazilian tensile test for soils", *Canadian Geotechnical Journal*, *11*(4), 632-642.

[28] Consoli, N. C., da Fonseca, A. V., Cruz, R. C., & Silva, S. R. (2011). “Voids/cement ratio controlling tensile strength of cement-treated soils”, *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, *137*(11), 1126-1131.
[29] Stracke, F., Jung, J. G., Korf, E. P., & Consoli., N. C. (2012). “The influence of moisture content on tensile and compressive strength of artificially cemented sand”, *Soils Rocks*, *35*(3), 303-308.
[30] Anggraini, V., Asadi, A., Huat, B. B., & Nahazanan H. (2015). “Effects of coir fibers on tensile and compressive strength of lime treated soft soil”, *Measurement*, *59*, 372-381.
[31] Gaspar, T. A. V. (2017). *Investigating the tensile behaviour of unsaturated soils using the Brazilian disc test*. MSc Thesis, Faculty of Engineering, University of Pretoria.
[32] Yang, B.-h., Weng, X.-z., Liu, J.-z., Kou, Y.-n., Jiang, L., Li, H.-l., Yan, X.-c. (2017). “Strength characteristics of modified polypropylene fiber and cement-reinforced loess”, *Journal of Central South University*, *24*(3), 560-568.
[33] Baldovino, J. A., Moreira, E. B., Izzo, R. L. d. S., & Rose, J. L. (2018). “Empirical relationships with unconfined compressive strength and split tensile strength for the long term of a lime-treated silty soil”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, *30*(8), 06018008.
[34] Khajeh, A., Mola-Abasi, H., & Naderi Semsani, S. (2019). “Tensile strength parameters controlling of zeolite-cemented sands”, *Scientia Iranica*, *26*(1), 213-223.
[35] Gao, C., Du, G., Guo, Q., Xia, H., Pan, H., & Cai, J. (2020). “Dynamic and Static Splitting-Tensile Properties of Basalt Fiber–Reinforced Cemented Clay Under Freeze–Thaw Cycles”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, *32*(10), 06020014.
[36] Nezhad, M. G., Tabarsa, A., & Latifi, N. (2021). “Effect of natural and synthetic fibers reinforcement on California bearing ratio and tensile strength of clay”, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, *13*(3), 626-642.
[37] Guo, P., Gu, J., Su, Y., Wang, J., & Ding, Z. (2021). “Effect of cyclic wetting–drying on tensile mechanical behavior and microstructure of clay-bearing sandstone”, *International Journal of Coal Science & Technology*, 1-13.
[38] He, S., Wang, X., Bai, H., Xu, Z., & Ma, D. (2021). “Effect of fiber dispersion, content and aspect ratio on tensile strength of PP fiber reinforced soil”, *Journal of Materials Research and Technology*, *15*, 1613-1621.
[39] MN, J., AW, A.-D., & MT, A.-L. (2008). “Tensile strength of natural and lime stabilized Mosul clay”, *Al-Rafidain Engineering Journal (AREJ)*, *16*(2), 1-11.
[40] Correia, A. A., Oliveira, P. J. V., & Custódio, D. G. (2015). “Effect of polypropylene fibres on the compressive and tensile strength of a soft soil, artificially stabilised with binders”, Geotextiles and Geomembranes, *43*(2), 97-106.
[41] Al-Hussaini, M. (1981). *Tensile properties of compacted soils, in Laboratory Shear Strength of Soil*. ASTM International, 740, 207-225.
[42] Timoshenko, S. (1940). *Strength of Materials*. Part I (1940), Part II (1941). New York. Van Nostrand.
[43] Pourzargar, A. (2017). *Application of suction stress concept to partially saturated compacted soils*. PhD Thesis, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Ruhr university bochum.

بررسی رفتار دیوار برشی فولادی کمانش‌تاب تحت اثر حریق

فریدون معصومی زهندی
دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد نور، نور، ایران.
پست الکترونیک:
masoumi.fereydoun@gmail.com

محمد حسین‌زاده
استادیار، دانشگاه آزاد اسلامی واحد نور، نور، ایران.
پست الکترونیک:
m_hoseinzadeh@iaunour.ac.ir

سپیده رحیمی
استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد نور، نور، ایران.
پست الکترونیک:
s_rahimi@iaunour.ac.ir

مهدی عبادی جامخانه*
استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه دامغان، دامغان، ایران.
پست الکترونیک:
m.ebadi@du.ac.ir

در این تحقیق، رفتار دیوار برشی فولادی کمانش‌تاب تحت بارگذاری حریق و چرخه‌ای مورد بررسی قرار گرفت. دیوار فولادی نوین مورد نظر در این مطالعه از دو ورق فولادی نازک با فاصله کم از یکدیگر تشکیل شده است که بر روی هر ورق فولادی شیارهای مورب تعبیه شده است که این شیارها در خلاف جهت یکدیگر می‌باشند. مدل عددی المان محدود با سه نمونه آزمایشگاهی اعتبارسنجی شد و پس از اطمینان از نحوه مدل‌سازی، مطالعه پارامتریک با در نظر گرفتن متغیرهایی نظیر ضخامت ورق دیوار، عرض شیار، عرض نوار بین دو شیار و درجه حرارت انجام گرفت. در مجموع ۲۵۶ مدل عددی المان محدود تحت تحلیل کوپل دما- تغییرمکان قرار گرفت. نتایج تحلیل‌ها نشان داد که دمای زیاد، موجب کاستن عملکرد لرزه‌ای دیوار فولادی می‌شود، به طوری که در دمای ۹۱۷ درجه سلسیوس ظرفیت باربری، ۹۲ درصد کاهش می‌یابد. علاوه بر این، با افزایش دما، نقطه تسلیم ورق و قاب در تغییرمکان کمتر اتفاق می‌افتد. میانگین کاهش مقاومت برشی در دماهای ۴۵۸، ۶۴۲ و ۹۱۷ درجه سلسیوس به ترتیب ۱۸، ۴۶ و ۹۲ درصد در مقایسه با مقاومت برشی در دمای ۲۰ درجه سلسیوس می‌باشد. همچنین با افزایش درجه حرارت به ۹۱۷ درجه سلسیوس، شکل‌پذیری به طور میانگین ۷۵ درصد افزایش یافت.

واژگان کلیدی: دیوار برشی فولادی کمانش‌تاب، بارگذاری حریق، شیار، مقاومت برشی، روش المان محدود.

۱- مقدمه

از مزایای سیستم دیوار برشی فولادی با ورق نازک می‌توان به سختی اولیه قابل‌ملاحظه، مقاومت پس کمانشی بالا، جذب انرژی زیاد و کاهش وزن سازه اشاره نمود. این ویژگی‌ها، موجب شده است تا این سیستم به عنوان گزینه مناسب سیستم باربر جانبی برای سازه‌ها در نظر گرفته شود. در طول دهه‌های اخیر، مطالعات گسترده‌ای به منظور ارزیابی مقاومت، شکل‌پذیری، رفتار هیسترزیس، اثر اتصالات تیر به ستون، اثر بازشو، ضریب رفتار، اثر فولاد با تنش تسلیم پائین و غیره بر روی دیوارهای برشی فولادی صورت پذیرفت [۱-۴]. از جمله این مطالعات می‌توان به بررسی‌های آزمایشگاهی صورت گرفته توسط رابرتز و صبوری‌قمی[1]، آستانه اصل[2] و ویان و همکاران[3] اشاره نمود [۳، ۵ و ۶]. همچنین برای تحلیل و

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۶/۲۵، بازنگری ۱۴۰۰/۰۸/۰۴، پذیرش ۱۴۰۰/۰۸/۱۶.
شناسه دیجیتال (DOI): 10.22091/cer.2021.7372.1298

[1]- Roberts and Sbouri-Ghomi
[2]- Astaneh Asl
[3]- Vian

طراحی پانل‌های برشی فولادی، مدل‌های مختلفی نظیر مدل نواری پیشنهادی توربورن[۴] و همکاران و مدل اندرکنش ورق با قاب توسط صبوری‌قمی و رابرتز پیشنهاد شد [۳ و ۷].

در طی بررسی‌های مختلف توسط محققین، سه رویکرد کلی برای طراحی دیوارهای برشی فولادی در نظر گرفته شدند. اولین استراتژی، استفاده از ورق ضخیم‌تر، سخت‌کننده‌های عرضی، سخت‌کننده‌های متقاطع و قطری بود که موجب تقویت ورق فولادی دیوار برشی می‌شد [۸-۱۲]. همچنین راهکار دیگر، برای تقویت ورق فولادی و افزایش مقاومت کمانشی، استفاده از تخته‌های بتنی در دو طرف ورق فولادی دیوار بود [۱۳ و ۱۴]. نقص اصلی این تکنیک، استفاده زیاد از مصالح فولادی است. در عین حال، معمولاً تسلیم ورق فولادی در این تکنیک بعد از تسلیم کلی قاب فولادی اتفاق می‌افتد، که در نتیجه نمی‌تواند به عنوان وسیله استهلاک انرژی عمل کند. دومین استراتژی، استفاده از ورق فولادی نازک به منظور اجازه دادن و رخ دادن کمانش برشی در ورق فولادی با تعریف حفره‌هایی عمودی و بازشوهایی با اشکال مختلف در داخل و لبه‌های دیوار به منظور ضعیف کردن ورق فولادی دیوار بود [۱۵-۲۰]. به عنوان راهکار دیگر، از مصالح فولادی با نقطه تنش تسلیم پایین جهت کاستن مقاومت برشی استفاده شد [۲ و ۲۱-۲۴].

در این حالت، مقاومت پس کمانشی بزرگی در سیستم دیوار برشی فولادی در اثر ایجاد میدان کششی ایجاد می‌شود. تشکیل میدان کششی بعد از کمانش برشی ورق فولادی نازک می‌تواند به سیستم دیوار برشی فولادی برای تداوم مقاومت در برابر نیروی افقی کمک کند. از طرفی، نیروهای کششی که در اثر میدان کششی تولید شدند به طور مستقیم به ستون قاب منتقل می‌شوند و این موضوع می‌تواند باعث تسلیم زودرس آن شود. کمانش برشی الاستیک ورق فولادی معمولاً منجر به کاهش سختی و مقاومت سیستم دیوار برشی فولادی می‌شود. علاوه بر این، شکل‌گیری متناوب میدان کششی قطری و میدان فشاری تحت بار چرخه‌ای موجب آسیب رساندن به ورق می‌شود که توسط آزمایش و مدل‌سازی عددی ثابت شده است. سومین استراتژی، استفاده از ورق‌های نازک فولادی با تخته‌های مقاوم بتن در برابر کمانش بود. مشکل این روش در این بود که تخته مقاوم در برابر کمانش معمولاً از بتن ساخته می‌شود که طبیعتاً باعث افزایش وزن دیوار برشی شده و به دلیل مقاومت کششی پایین بتن، این تخته‌ها ممکن است تحت بارهای ناگهانی از قبیل زلزله دچار ترک‌هایی شوند [۲۵ و ۲۶].

با توجه به نواقص مطرح شده، نوع جدیدی از دیوار برشی فولادی کمانش‌تاب در سال ۲۰۱۷ توسط ونگ[۵] و همکاران معرفی شد. این دیوار برشی فولادی، از دو ورق فولادی نازک با فاصله کم از یکدیگر در داخل قاب فولادی قرار دارند. شیارهای مورب روی هر دو ورق فولادی ایجاد می‌شود. این شیارها بر روی ورق‌ها در جهت عکس یکدیگر قرار دارند [۲۷]. از مزایای این سیستم نسبت به سیستم دیوار برشی فولادی مرسوم می‌توان به این موضوع اشاره نمود که شرایط تنش ورق به طور متناوب از کشش و فشار قطری به کشش و فشار محوری تغییر پیدا می‌کند که به طور مؤثری آسیب پلاستیک را که معمولاً در ورق فولاد معمولی تحت کمانش برشی و تسلیم کششی اتفاق می‌افتد، از بین می‌برد. همچنین سختی و مقاومت این سیستم را می‌توان با تغییر در تعداد شیارها، عرض شیارها، فاصله نوارها و زاویه شیارها با محور افق بدون تغییر در ضخامت ورق فولادی دیوار تنظیم نمود.

با توجه به تأثیر عوامل محیطی بر عملکرد رفتار سازه‌ها، مخصوصاً سازه‌های بلندمرتبه و خاص، بایستی خطرات محیطی که موجب مختل نمودن عملکرد سازه می‌شود را در طراحی آنها در نظر گرفت. یکی از مهم‌ترین

[4]- Thorburn

[5]- Wang

عوامل محیطی، آتش‌سوزی ساختمان‌ها است و برای لحاظ کردن اثرات آن در سازه‌ها باید رفتار مصالح و اجزای مختلف سازه تحت بارگذاری حریق مورد بررسی قرار بگیرد. تأثیر حرارت بر فولاد از لحاظ خواص مکانیکی با زوال خصوصیات مقاومتی و سختی آن همراه است. حرارت زیاد، بر سختی الاستیک، مقاومت تسلیم و مدول الاستیسیته مصالح فولاد تأثیرگذار است. به دلیل انبساط حرارتی فولاد، در اعضای سازه‌های مقید، نیروهای مازاد بر نیروهای داخلی اعضا بر آنها اعمال می‌شود که قابل ملاحظه است و موجب تغییرشکل‌های بزرگ در سازه می‌شود و باید در طراحی لحاظ گردد [۲۸].

با استفاده از شبیه‌سازی‌های عددی، لیو و چن[۶] به بررسی اندرکنش میان آثار ناشی از آتش و انفجار بر عملکرد ستون‌ها و قاب‌های یک سازه فولادی پرداختند. آنها در مدل سه‌بعدی، کمانش موضعی و کمانش پیچشی- جانبی تیرها را منظور کردند که به موجب آن، هنگامی که ستون‌های بحرانی سازه در معرض آتش قرار گرفتند، دچار کمانش شده و سازه دچار خرابی پیشرونده گردید [۲۹]. یانگ[۷] و همکاران در سال ۲۰۰۵، به بررسی آزمایشگاهی کمانش موضعی ستون‌های فولادی در برابر آتش پرداختند. هدف مطالعه آنها بررسی تغییرات مقاومت نهایی ستون‌های فولادی و آثار کاهنده ناشی از افزایش حرارت بر مقاومت ستون بود. نتایج بررسی‌ها نشان داد که بارهای نهایی ستون‌ها با افزایش نسبت عرض به ضخامت یا درجه حرارت، کاهش می‌یابند [۳۰]. لیو در سال ۲۰۰۸، به بررسی قابلیت بهره‌برداری و استفاده مجدد از ساختمان‌های با قاب فولادی در شرایط انفجار و آتش به کمک روش عددی پیشنهادی پرداخت. پس از انجام تحلیل‌های متعدد، مشخص گردید که سازه در برابر اثرات مذکور، کاملاً آسیب‌پذیر است که به دلیل مقاومت کم سازه در برابر آتش، اعضای آن دچار تغییرشکل شدند [۳۱]. در سال ۲۰۰۹، به بررسی پاسخ حرارتی و سازه‌ای سه قاب فولادی کامپوزیتی دوطبقه با دو دهانه تحت بار حرارتی پرداخته شد. این آزمایش‌ها با یکدیگر از نظر تعداد و موقعیت نقاط در معرض حرارت تفاوت داشتند. تحقیقات نشان داد که تغییرشکل‌های ایجاد شده در قاب‌ها، تابعی از تعداد و موقعیت نقاطی است که در معرض بارگذاری حرارتی قرار گرفتند [۳۲]. پژوهشگران دیگری، به بررسی خرابی پیشرونده ساختمان‌های فولادی تحت شرایط آتش پرداختند. نتایج تحقیق آنها نشان داد که قاب‌های مهاربندی نشده با نسبت بارگذاری کمتر و مقطع تیر بزرگ‌تر، دمای گسیختگی بالاتری را نیاز خواهد داشت که در اثر آن خرابی کلی در سازه اتفاق بیافتد [۳۳]. هوهلر[۸] و همکاران در سال ۲۰۱۶ به بررسی رفتار ورق دیوار برشی فولادی تحت بارهای لرزه‌ای و آتش پرداختند. شش نمونه دیوار برشی فولادی با ابعاد ۲/۷ در ۳/۷ متر که قاب‌های اطراف آن از فولاد سرد نورد شده بودند و ورق‌های فولادی دیوار با استفاده از صفحات گچی پوشانده شده بود، مورد آزمایش قرار گرفتند. نتایج نشان داد که آتش باعث تغییر مود خرابی دیوار می‌گردد. در اثر حریق، کمانش موضعی ورق به کمانش کلی تبدیل می‌شود و ظرفیت باربری جانبی آن نیز حدود ۳۵٪ کاهش می‌یابد [۳۴].

ریو[۹] و همکاران در سال ۲۰۲۱ به تحلیل خرابی پیشرونده ورق‌های فولادی تحت بارگذاری حریق پرداختند. آنها توانستند مدل محاسباتی جدید برای تحلیل انتقال حرارت و رفتار خرابی پیشرونده ورق‌های فولادی دارای سخت‌کننده تحت حریق ارائه دهند [۳۵]. محققان همچنین آزمایش‌های حریق بر روی ورق‌های فولادی سرد نورد شده را انجام دادند. نتایج تحقیقات نشان داد که در صورت استفاده از مقاطع مربع یا مستطیلی توخالی در دیوارهای سرد نورده شده نسبت به

[6]- Liew and Chen
[7]- Yang
[8]- Hoehler
[9]- Ryu

مقاطع معمولی، مقاومت در برابر حریق بالاتری خواهند داشت [۳۶]. در مقاله‌ای دیگر در سال ۲۰۱۹، بررسی مقاومت برشی نهایی تیر ورق‌های فولادی در شرایط معمولی و دمای بالا پرداخته شد. پژوهشگران نتایج عددی خود را با ضوابط طراحی آیین‌نامه یوروکد۳[10] مقایسه کرده و رابطه جدیدی برای سهم جان تیر ورق از مقاومت کمانش برشی در دو وضعیت دمایی مختلف ارائه نمودند [۳۷].

در واقعیت به دلیل اینکه ممکن است پس از وقوع زلزله اصلی، زیرساخت‌هایی نظیر تأسیسات برقی و گاز دچار آسیب شده و این آسیب منجر به آتش‌سوزی گردد، بنابراین بررسی ظرفیت باقیمانده سیستم برای مقابله با پس‌لرزه‌های بعدی و به طور کلی، تعیین ظرفیت باربری سیستم نیاز به بررسی جامعی دارد. با توجه به مطالعات صورت گرفته در زمینه آتش و سازه‌های فولادی شامل دیوار برشی فولادی، ملاحظه می‌گردد که تحقیقات اندکی بر روی رفتار این سیستم صورت پذیرفته است و نتایج محدودی ارائه شده است. همچنین یافته‌های کمی در ارتباط با دیوارهای برشی فولادی کمانش‌تاب تمام فولادی وجود دارد. از این‌رو، در این مقاله، به بررسی رفتار سیستم دیوار برشی فولادی کمانش‌تاب تمام فولادی در مقابل آتش و میزان آسیب‌پذیری آن پرداخته شده است. در این تحقیق، پس از حصول اطمینان از عملکرد مدل عددی، ابتدا مدل المان محدود از سیستم دیوار برشی نازک فولادی کمانش‌تاب، تحت حریق با الگوی بارگذاری ISO-834 قرار داده می‌شود [۳۸]. سپس، دیوار برشی فولادی مطابق با الگوی بارگذاری ATC-24 تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار می‌گیرد تا رفتار و عملکرد آن بررسی گردد [۳۹].

۲- روش تحقیق

۲-۱- مدل‌های عددی

مدل‌های شبیه‌سازی شده در مطالعه حاضر، مطابق با مدل ارائه شده توسط ونگ و همکاران می‌باشد [۲۷]. ابعاد ورق فولادی دیوار برابر با ۲ متر و ضخامت ۶ میلیمتر می‌باشد. از مقاطع Hشکل به سطح مقطع ۳۰۰×۳۰۰×۱۶×۱۶ برای المان‌های مرزی استفاده شده است. تنش تسلیم مصالح فولادی به‌کار رفته در المان‌های مرزی برابر با ۳۴۵ مگاپاسکال و در ورق فولادی دیوار برشی برابر با ۲۳۵ مگاپاسکال می‌باشد. فرآیند مدل‌سازی با کمک برنامه المان محدود آباکوس نسخه ۶/۱۴ انجام گرفته است و المان‌های پوسته‌ای S4R چهارگره‌ای انتگرال کاهش یافته برای مش‌بندی المان‌های مرزی و ورق دیوار فولادی استفاده شده است [۴۰]. علاوه‌بر این، هندسه غیرخطی سیستم در تحلیل‌ها لحاظ شده است. ورق فولادی دیوار نیز به المان‌های مرزی با استفاده از قید tie متصل شده است.

تأثیر پارامترهای مختلفی نظیر نسبت لاغری ورق دیوار، عرض شیار، عرض نوار بین دو شیار و دمای حریق بر رفتار دیوار برشی تمام فولادی کمانش‌تاب به روش المان محدود بررسی شدند. در جدول ۱، جزییات مدل‌های عددی مورد مطالعه در این مقاله ارائه شده است. با توجه به جدول، حرف IP از ابتدای دو حرف Infill Plate گرفته شده است. عدد بعد از آن بیانگر ضخامت ورق دیوار فولادی است. اعداد بعدی به ترتیب نمایانگر عرض شیار، عرض نوار بین دو شیار و دمای حریق می‌باشد. بدین ترتیب، ۲۵۶ مدل عددی تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار داده شد.

۲-۲- المان

رفتار دیوار برشی فولادی با استفاده از برنامه المان محدود آباکوس/استاندارد مورد مطالعه قرار می‌گیرد [۴۰]. در مدل المان محدود، ورق فولادی دیوار و المان‌های مرزی با استفاده از المان S4R که یک المان پوسته‌ای چهارگره‌ای با انتگرال کاهش‌یافته است، مدل

[10]- Eurocode 3

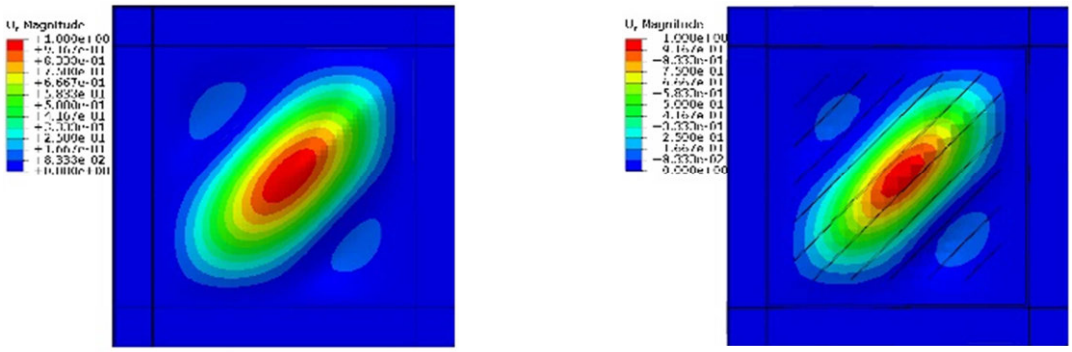
شده است. همچنین با انجام آنالیز حساسیت، اندازه کلی مش برابر با ۴۰ در ۴۰ میلیمتر حاصل شده است.

جدول ۱- معرفی و نامگذاری مدل‌های عددی

	دما (^{o}C)	عرض نوار (mm)	عرض شیار (mm)	ضخامت (mm)
IP	۲۰	۱۰۰	۱۰	۳
	۴۵۸	۱۵۰	۳۰	۴
	۶۴۲	۲۰۰	۶۰	۵
	۹۱۷	۲۵۰	۱۰۰	۶

۲-۳- ناکاملی اولیه

در تمام مدل‌ها، یک ناکاملی اولیه کوچک اعمال شده است. آیین‌نامه یوروکد۳ توصیه می‌کند که ناکاملی برون صفحه‌ای ورق‌ها باید کمتر از ۰/۰۰۵ عرض یا ۰/۰۰۵ ارتفاع پنل فولادی باشد [۴۱]. برای لحاظ نمودن ناکاملی اولیه به مدل‌ها، یک تحلیل کمانش انجام گرفت و مود کمانش اول آن استخراج شد. تحلیل کمانش الاستیک دیوار فولادی با ورق بدون شیار و با شیار در شکل ۱ نشان داده شده است.



(الف) (ب)

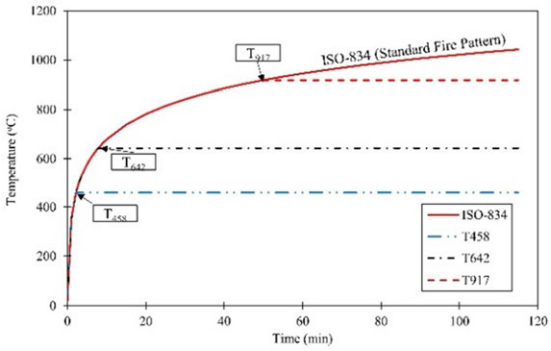
شکل ۱- ناکاملی هندسی اولیه برای دیوارهای برشی فولادی (الف) با و (ب) بدون شیار

۲-۴- بارگذاری و شرایط مرزی

مطالعه حاضر، به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای دیوار برشی فولادی تحت حریق انجام گرفته است. از این‌رو، مدل‌های شبیه‌سازی شده در دو گام تحلیل می‌شوند. در گام اول، حرارت تا رسیدن به دمای هدف و براساس استاندارد ISO-834 افزایش داده می‌شود [۳۸]. تأثیر آتش اغلب با استفاده از یک منحنی دما- زمان بیان می‌گردد. در تحقیق حاضر، از رابطه و منحنی ISO-834 استفاده شده است:

$$T = 345\log_{10}^{(8t+1)} + T_0 \qquad (۱)$$

در رابطه (۱)، T_0 دمای اولیه و T دمای ثانویه برحسب درجه سلسیوس است. t دوره و زمانی که حریق طول می‌کشد و برحسب دقیقه است، می‌باشد (شکل ۲).



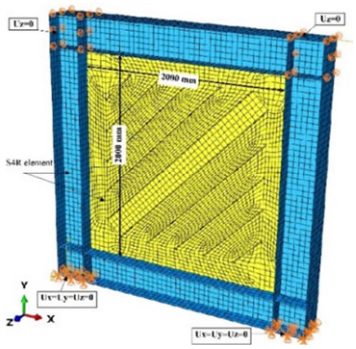
شکل ۲- الگوی بارگذاری آتش مطابق با استاندارد ISO-834 [۳۸]

در گام دوم، تحت دمای ثابت، تحلیل‌های چرخه‌ای انجام می‌شوند. بنابراین، در این سناریو، دیوار فولادی تحت بارگذاری چرخه‌ای مطابق با الگوی بارگذاری مندرج در ATC-24 قرار گرفته و رفتار آن در دمای بالا بررسی می‌شود [۳۹]. الگوی بارگذاری اعمال شده در جدول ۲ نشان داده شده است.

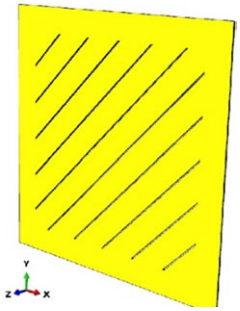
روش نیوتن- رافسون برای بروزرسانی ماتریس مماسی در طول تحلیل غیرخطی استفاده شده است. اتصالات بین المان‌های مرزی به صورت صلب در نظر گرفته شده‌اند. قید tie در مرز مشترک بین ورق فولادی دیوار و المان‌های مرزی جهت شبیه‌سازی جوش بین آنها استفاده شده است [۴۰]. انتهای پایین المان‌های عمودی در سه راستای انتقالی محور مختصات مقید شدند که در شکل ۳ نشان داده شده است. تغییرمکان در راستای محور z برای بالای انتهای المان‌های عمودی جهت منظور نمودن ممانعت از تغییرشکل برون محوری، مقید شده است. همچنین بار رفت‌وبرگشتی به انتهای سمت راست بالای المان افقی با روش کنترل تغییرمکان در تحلیل‌های چرخه‌ای غیرخطی اعمال شده است.

جدول ۲- الگوی بارگذاری چرخه‌ای

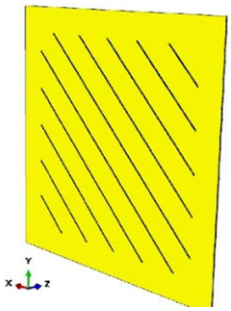
شماره سیکل	زاویه دریفت (رادیان)	شماره سیکل	زاویه دریفت (رادیان)	شماره سیکل	زاویه دریفت (رادیان)
۱	± ۰/۰۱۵	۳	± ۰/۰۰۷۵	۵	± ۰/۰۰۲۵
۲	± ۰/۰۲	۴	± ۰/۰۱	۶	± ۰/۰۰۵



(الف) مدل مش‌بندی شده و شرایط مرزی



(ب) نمای روبرو از دیوار دارای شیار



(پ) نمای پشت دیوار دارای شیار

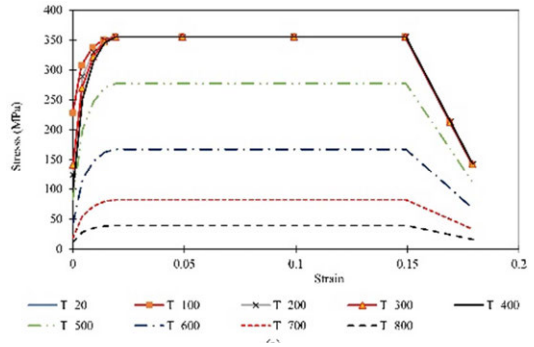
شکل ۳- مدل المان محدود

۲-۵- مصالح فولادی

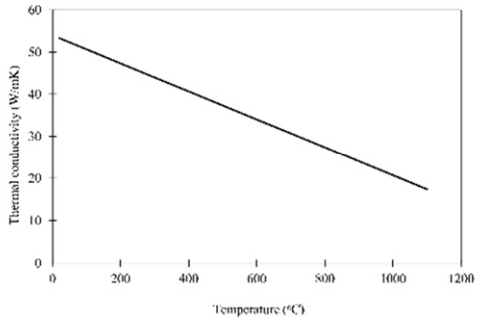
مدل سخت‌شوندگی جنبشی غیرخطی[11] با مدل خسارت شکل‌پذیر ماده[12] برای بیان رابطه تنش- کرنش

[11]- Nonlinear kinematic hardening model
[12]- Ductile material damage

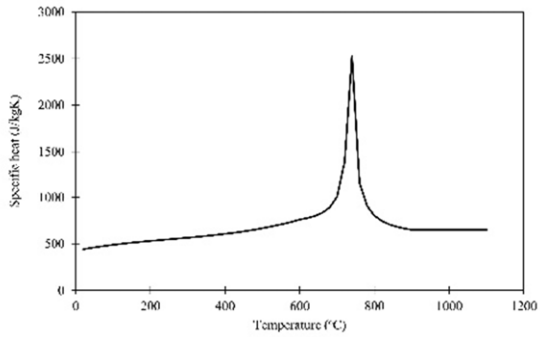
فولاد در تحقیق در نظر گرفته شده است [۴۰]. المان‌های مرزی از فولاد با تنش تسلیم ۳۴۵ مگاپاسکال و روق فولادی دیوار از فولاد با تنش تسلیم ۲۳۵ مگاپاسکال تشکیل شده است. مدول الاستیسیته و ضریب پواسون فولاد در تحقیق به ترتیب برابر با ۲۰۰ گیگاپاسکال و ۰/۳ در نظر گرفته شده است. اثر بوشینگر در تغییرشکل پلاستیک برای مدل‌سازی واقعی‌تر رفتار مصالح تحت بارگذاری چرخه‌ای فرض گردیده است. علاوه بر این، معیار تسلیم فون میسز برای تسلیم مواد استفاده شده است. ضمناً، مشخصات مکانیکی مصالح وابسته به دما مطابق با استاندارد یوروکد۳ در شکل ۴ نشان داده شده است [۴۱].



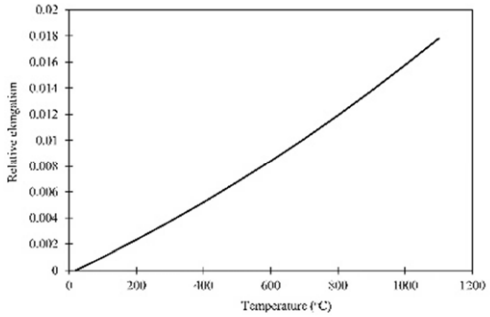
(الف) منحنی‌های تنش- کرنش



(ب) هدایت حرارتی



(پ) گرمای ویژه



(ت) تغییرطول حرارتی در دماهای مختلف

شکل ۴- مشخصات حرارتی مصالح فولادی

۳- اعتبارسنجی مدل عددی

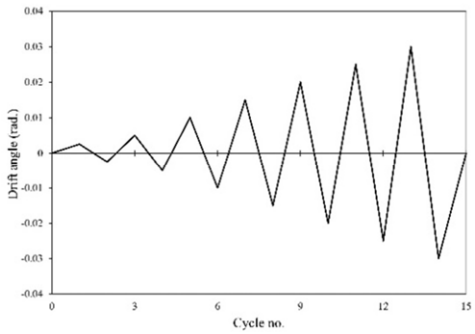
برای اعتبارسنجی مدل المان محدود عددی، از سه مدل آزمایشگاهی استفاده شده است. در مدل نخست، دو نمونه از ورق فولادی دارای دو ردیف شیار تحت بارگذاری چرخه‌ای توسط هیتاکا و ماتسویی[۱۳] قرار داده شد [۴۲]. در مدل دوم، رفتار یک دیوار برشی فولادی یک طبقه و یک دهانه با ورق فولادی دارای تنش تسلیم پائین تحت بارگذاری چرخه‌ای توسط چن و جانگ[۱۴] مورد بررسی قرار گرفت [۴۳]. به دلیل نبود مدل آزمایشگاهی از دیوار برشی فولادی تحت بارگذاری حریق، از مدل آزمایشگاهی رفتار تیر تحت بارگذاری حریق که توسط توریک[۱۵] و همکاران مورد بررسی قرار گرفت [۴۴]. در ادامه، جزییات و نتایج هر سه مدل اعتبارسنجی تشریح می‌شوند.

(الف) مدل اعتبارسنجی اول

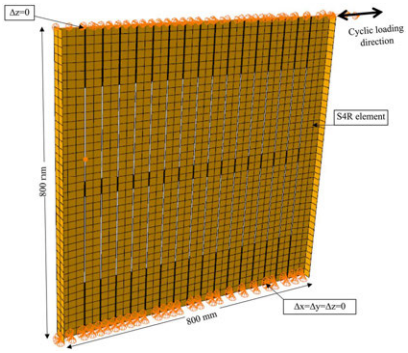
هیتاکا و ماتسویی، ۴۲ نمونه آزمایشگاهی شامل ورق فولادی با آرایش‌های مختلف شیارهای عمودی روی ورق فولادی را تحت بارگذاری چرخه‌ای مورد بررسی قرار دادند. ورق فولادی مربع‌شکل به بعد ۸۰۰ میلیمتر بود که دو سخت‌کننده به عرض ۵۰ میلیمتر در دو لبه آن واقع

13- Hitaka and Matsui
14- Chen and Jhang
15- Toric

شده است. ضخامت ورق و سخت‌کننده برابر با ۴/۵ میلیمتر می‌باشد. تنش تسلیم و نهایی ورق‌ها به ترتیب برابر با ۲۹۷ و ۳۸۲ مگاپاسکال می‌باشند [۴۲]. از بین نمونه‌های آزمایش شده، دو نمونه با نام‌های A102(C) و A202(C) برای اعتبارسنجی انتخاب گردید. تفاوت این دو نمونه در فاصله شیارها از یکدیگر و طول شیار می‌باشد. در هر دو نمونه، عرض شیار برابر با ۳ میلیمتر اختیار شده است. همچنین فاصله شیارها از یکدیگر در نمونه‌های A102(C) و A202(C) به ترتیب برابر با ۴۲ و ۸۶ میلیمتر می‌باشد. همچنین طول شیارها در دو نمونه برابر با ۲۳۵ و ۱۶۸ میلیمتر در نظر گرفته شدند. الگوی بارگذاری چرخه‌ای در شکل ۵ به همراه نمونه مش‌بندی شده نشان داده شده است.



(الف)



(ب)

شکل ۵- مدل‌سازی عددی، (الف) الگوی بارگذاری چرخه‌ای [۴۲] و (ب) مدل مش‌بندی شده با شرایط مرزی

در شکل ۶ مقایسه‌ای بین نتایج نمودارهای نیرو- دوران و تغییرات سختی- شماره سیکل برای دو نمونه A102(C) و A202(C) صورت گرفته است. با توجه به نمودارها، می‌توان دریافت که حداکثر نیروی قابل تحمل در نمونه عددی A102(C) برابر با ۱۰۸/۳ کیلونیوتن است که تقریباً ۱/۵ درصد بیشتر از نمونه آزمایشگاهی است. همچنین براساس تغییرات سختی سیکل‌ها مشخص می‌شود که حداکثر اختلاف در مقدار سختی در سیکل‌های اول و سوم به میزان ۵ درصد بین دو نمونه المان محدود و آزمایشگاهی وجود دارد. با توجه به شکل ۶- ب، حداکثر اختلاف سختی بین دو نمونه آزمایشگاهی و عددی به تقریبا ۸ درصد می‌رسد که در سیکل شماره ۱ اتفاق می‌افتد.

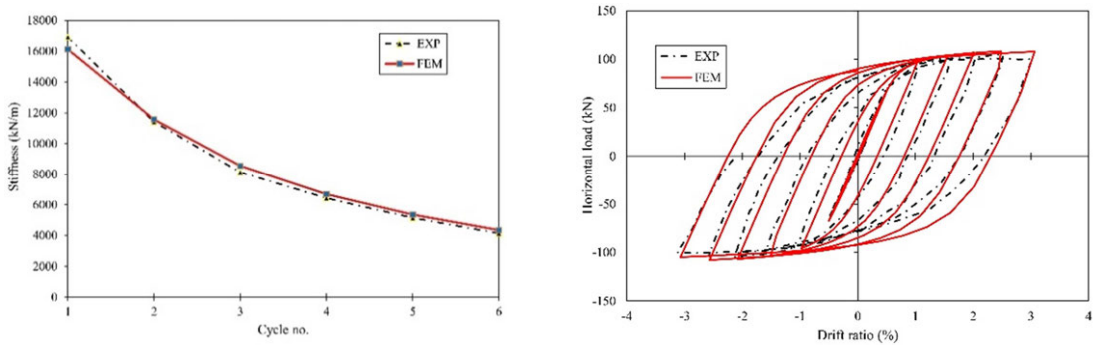
علاوه‌بر این در شکل ۷ مقایسه‌ای بین دو شکل مود نهایی دو نمونه آزمایشگاهی و عددی A202(C) نشان داده شده است که تمام موارد صحت نتایج مدل عددی را تأیید می‌نماید.

(ب) مدل اعتبارسنجی دوم

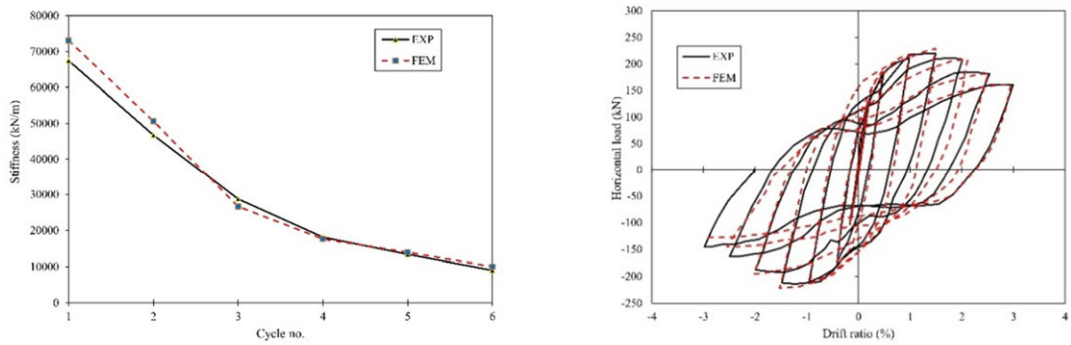
مدل صحت‌سنجی دوم از تحقیق انجام گرفته توسط چن و جانگ بر روی دیوار فولادی برشی متشکل از ورق فولادی با تنش تسلیم پائین انتخاب شده است. آنها در این تحقیق، از ورق فولادی با تنش تسلیم و تنش نهایی ۹۳ و ۲۷۲ مگاپاسکال استفاده نمودند [۴۲]. عملکرد پنج نمونه آزمایشگاهی تحت بارگذاری چرخه‌ای مورد بررسی قرار گرفت. نمونه شماره ۱ از تحقیق آنها برای اعتبارسنجی مرحله دوم انتخاب شده است. ورق مربع‌شکل دیوار فولادی به بعد ۱۲۵۰ و ضخامت ۸ میلیمتر می‌باشد. برای تیر و ستون‌های اطراف ورق فولادی دیوار برشی به ترتیب از مقاطع H۲۴۴×۱۷۵×۷×۱۱ و H۲۵۰×۲۵۰×۹×۱۴ استفاده شده است. در جدول ۳، مشخصات مکانیکی مصالح ارائه شده است.

در شکل ۸ الگوی بارگذاری به‌کار رفته در مدل شماره ۱ و مدل مش‌بندی شده به همراه شرایط مرزی نشان داده شده است. در شکل ۹ نیز مقایسه‌ای بین

نمودارهای نیرو- تغییرمکان دو نمونه آزمایشگاهی و عددی صورت گرفته است.



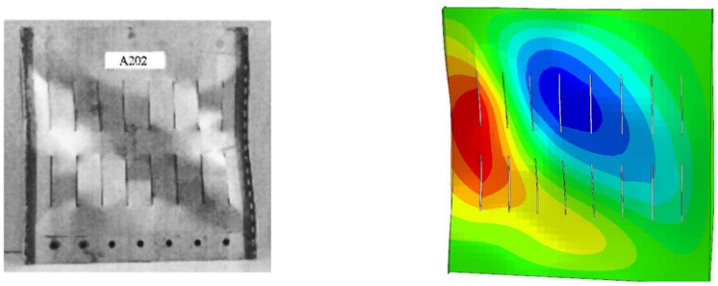
(الف)



(ب)

منحنی نیرو- نسبت دریفت رابطه بین سختی و سیکل‌های بارگذاری

شکل ۶- مقایسه نتایج مدل عددی و نمونه آزمایشگاهی (الف) A102(C) و (ب) A202(C) [۴۲]



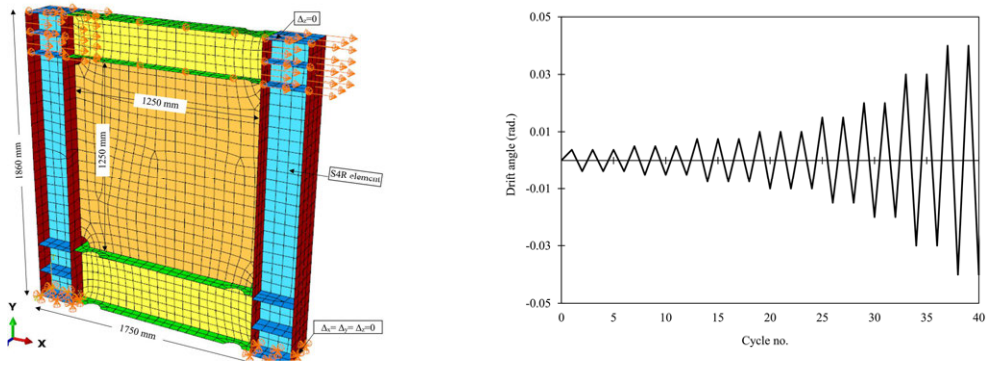
(ب) (الف)

شکل ۷- شکل مود نهایی نمونه (الف) آزمایشگاهی [۴۲] و (ب) عددی مدل A202(C)

مطابق با نمودار، مشخص می‌شود که حداکثر نیروی جانبی قابل تحمل توسط نمونه آزمایشگاهی برابر با ۱۱۹۰ کیلونیوتن است که تقریباً ۲/۵ درصد بیشتر از همان نیرو در مدل عددی است. همچنین دریافت می‌شود که حداکثر اختلاف تغییرات سختی در سیکل اول و به مقدار ۸ درصد می‌باشد. در شکل ۱۰ مقایسه‌ای بین تغییرشکل نهایی دو مدل عددی و آزمایشگاهی شماره ۱ نشان داده شده است که نشان از صحیح بودن نتایج مدل عددی دارد.

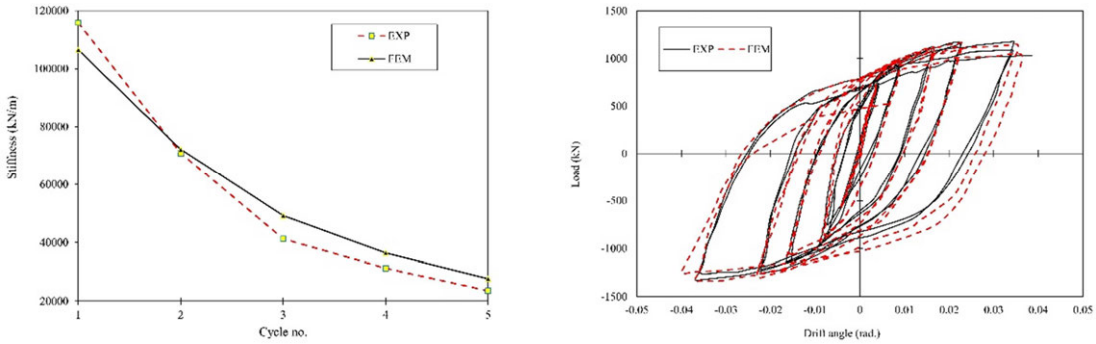
جدول ۳- مشخصات مکانیکی مصالح فولادی [۴۳]

ضخامت ورق (میلیمتر)	تنش تسلیم (مگاپاسکال)	تنش نهایی (مگاپاسکال)	کرنش نهایی (درصد)
۷	۴۴۵	۵۵۶	۱۳
۹	۳۳۶	۴۵۴	۱۲
۱۱	۴۳۹	۵۴۱	۱۳
۱۴	۳۱۷	۴۴۲	۱۲



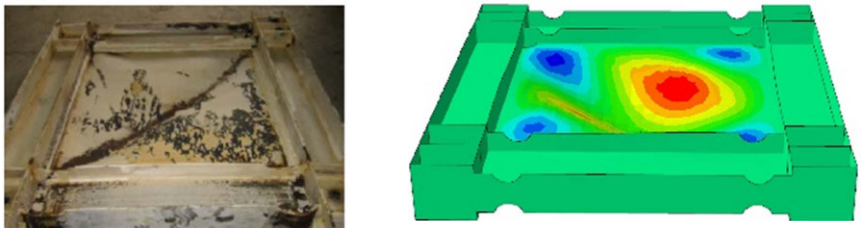
(الف) (ب)

شکل ۸- مدل عددی شماره ۱، (الف) الگوی بارگذاری چرخه‌ای و (ب) شرایط مرزی



(الف) منحنی نیرو- نسبت دریفت (ب) رابطه بین سختی و سیکل‌های بارگذاری

شکل ۹- مقایسه نتایج مدل عددی و آزمایشگاهی شماره ۱



(الف) (ب)

شکل ۱۰- شکل مود نهایی دو مدل عددی و آزمایشگاهی شماره ۱

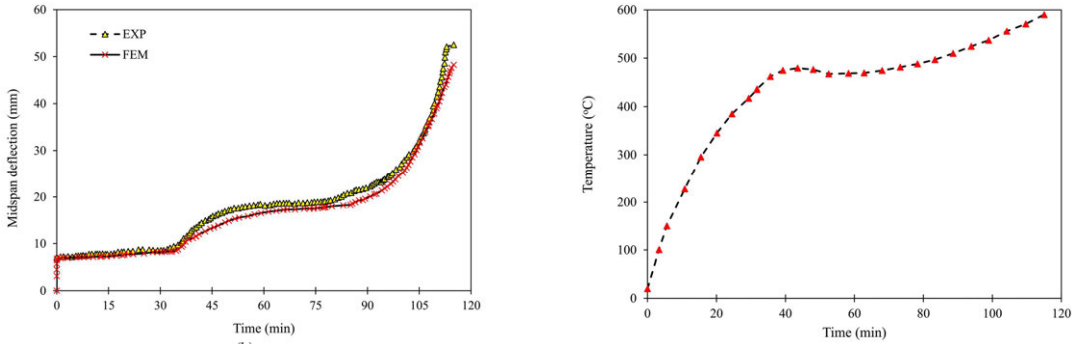
(ج) مدل اعتبارسنجی سوم

در سال ۲۰۱۳، توریک و همکاران مطالعه آزمایشگاهی روی یک تیر فولادی تحت حریق را انجام دادند. در این مطالعه از تیر به طول ۲/۵ متر متکی بر دو تکیه‌گاه مفصلی در ابتدا و انتهای دهانه استفاده شد [۴۴]. طولی به میزان ۱/۲۵ متر وسط دهانه تحت بارگذاری حریق مطابق با شکل (۱۱- الف) قرار داده شد. در گام اول، یک بار قائم ثابت ۲۰۰ کیلونیوتن به وسط دهانه اعمال گردید. در مرحله دوم، تغییرشکل ناشی از حضور آتش در وسط دهانه در مدت زمان ۱۱۵ دقیقه اندازه‌گیری شد. تنش تسلیم فولاد به‌کار رفته در تیر فولادی در دمای ۲۰ درجه سلسیوس برابر با ۳۷۰ مگاپاسکال و تنش نهایی آن برابر با ۵۳۰ مگاپاسکال می‌باشد. مقایسه خیز وسط دهانه بین دو نمونه آزمایشگاهی و عددی در شکل (۱۱- ب) نمایش داده شده است. تغییرشکل محاسبه شده توسط توریک و همکاران و نتیجه مطالعه عددی با یکدیگر تطبیق قابل قبولی دارند. حداکثر میزان اختلاف بین نتایج دو نمونه را می‌توان در حدود ۲ درصد در مدت زمان بارگذاری یافت.

۴- نتایج و بحث

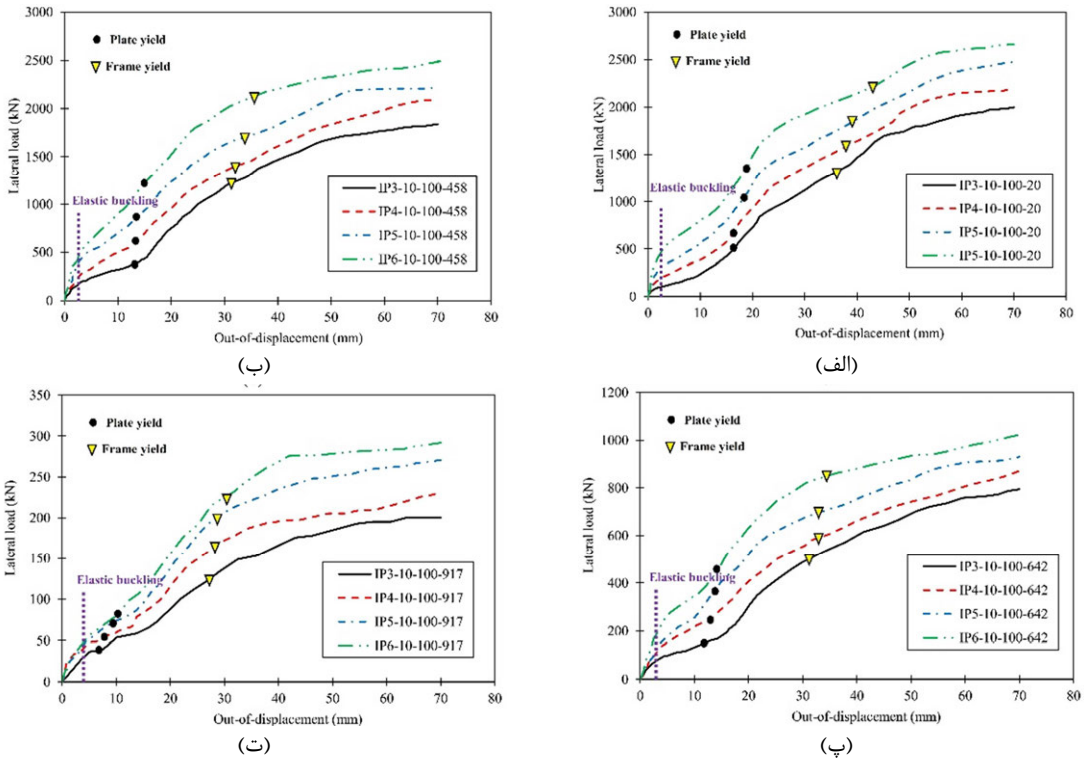
۴-۱- تأثیر نسبت لاغری ورق دیوار فولادی

برای مشاهده تأثیر نسبت لاغری بر رفتار دیوار برشی فولادی مورد بحث، از چهار مقدار ۶۶۶/۷، ۵۰۰، ۴۰۰ و ۳۳۳/۳ استفاده شده است. با توجه به بعد ورق دیوار برشی (۲۰۰۰ میلیمتر)، ضخامت ورق متناظر با مقادیر فوق برابر با ۳، ۴، ۵ و ۶ میلیمتر می‌شود. رفتار کمانشی دیوار برشی با ضخامت‌های مختلف ورق دیوار در شکل ۱۲ نشان داده شده است. در این شکل، تغییرشکل‌های برون صفحه‌ای در برابر نیروهای جانبی اعمالی ارائه شده‌اند. همچنین در شکل ۱۳ نمودارهای نیرو- نسبت تغییرمکان نسبی نشان داده شده است.



(الف) (ب)

شکل ۱۱- تغییرات دما، (الف) الگوی دما- زمان و (ب) منحنی تغییرشکل- زمان در وسط دهانه تیر

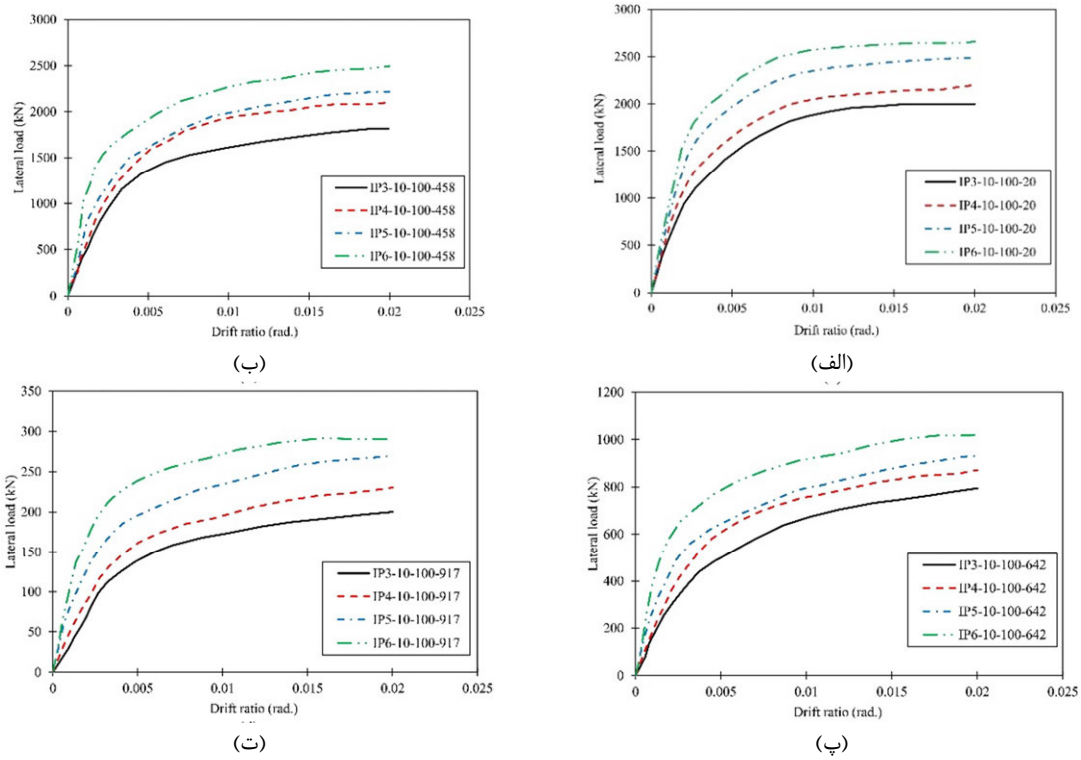


(الف) (ب) (پ) (ت)

شکل ۱۲- منحنی تغییرشکل برون محوری- بار جانبی برای مدل‌های عددی با ضخامت‌های مختلف در دمای (الف) ۲۰، (ب) ۴۵۸، (پ) ۶۴۲ و (ت) ۹۱۷ درجه سلسیوس

با توجه به تعداد زیاد نمونه‌ها، تنها نتایج نیروی جانبی- تغییرمکان برون صفحه‌ای نمونه‌های با عرض شیار و نوار ثابت برابر با ۱۰ و ۱۰۰ میلیمتر در شکل ۱۲ نشان داده شده‌اند. در شکل ۱۲، مقاومت کمانشی و توالی تسلیم مؤلفه‌های سیستم دیوار برشی فولادی با ضخامت‌های مختلف ورق دیوار و دماهای مختلف نشان داده شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، افزایش ضخامت ورق دیوار منجر به افزایش قابل ملاحظه در

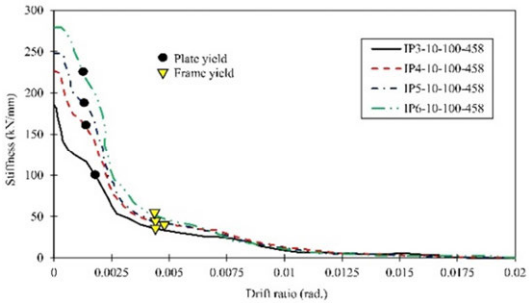
مقاومت کمانش و کاهش تغییرمکان برون صفحه‌ای می‌شود. به طور مثال، در دمای ۹۱۷ درجه سلسیوس، با افزایش ضخامت ورق دیوار از ۳ به ۶ میلیمتر، مقاومت کمانشی، افزایش تقریباً ۴۵ درصدی را خواهد داشت. همچنین کمانش الاستیک در تمام نمونه‌ها در محدوده ۱/۵ تا ۲/۵ میلیمتر از تغییرشکل برون محوری رخ می‌دهد.



شکل ۱۳- منحنی تغییرشکل جانبی- بار جانبی برای مدل‌های عددی با ضخامت‌های مختلف در دمای (الف) ۲۰، (ب) ۴۵۸، (پ) ۶۴۲ و (ت) ۹۱۷ درجه سلسیوس

علاوه‌بر این موارد، باید بیان نمود که با افزایش حرارت، نقطه تسلیم ورق و قاب در تغییرمکان کمتر اتفاق می‌افتد. با افزایش ضخامت ورق دیوار، نقطه تسلیم ورق در نسبت دریفت بالا رخ می‌دهد. با این‌حال، برای دیوار برشی فولادی با ضخامت ورق مختلف، نقطه تسلیم ورق همیشه قبل از نقطه تسلیم قاب است (شکل ۱۳). همچنین در تمام موارد با افزایش ضخامت مشاهده می‌شود که ظرفیت برشی نیز افزایش یافت.

نمودار سختی- نسبت دریفت برای دیوار برشی مورد نظر با ضخامت‌های مختلف در دماهای متفاوت در شکل ۱۴ نشان داده شد. برای دیوار برشی با ضخامت متفاوت ورق دیوار، سختی جانبی اولیه با کاهش ضخامت ورق دیوار، کاهش می‌یابد و با افزایش نسبت دریفت، به تدریج ناپدید می‌شود. با این وجود، مشاهده می‌شود که دیوار برشی موردنظر تغییرشکل‌های الاستیک را با حداکثر سختی جانبی تجربه می‌کند. قبل از نسبت دریفت حدوداً ۰/۱۰ درصد، کاهش ناچیز در سختی وجود دارد و دلیل آن کمانش موضعی نوارهای بین دو شیار در ناحیه فشاری هستند. پس از نسبت دریفت ۰/۱۰ درصد، به دلیل توالی تسلیم نوارهای بین شیارها، کاهش در سختی اتفاق می‌افتد. ناحیه تسلیم با افزایش نیروی برشی به تدریج گسترش می‌یابد. افت ناگهانی در سختی جانبی زمانی به‌وجود می‌آید که نسبت دریفت به ۰/۴۷ درصد می‌رسد. دلیل این موضوع این است که تمام نوارهای مورب بین دو شیار تسلیم شده‌اند.



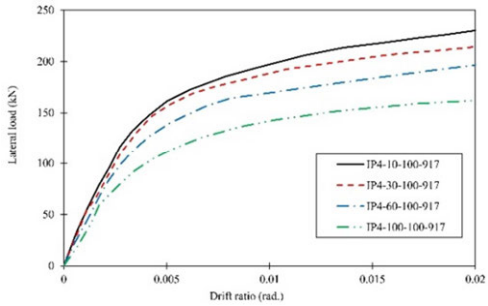
شکل ۱۴- منحنی سختی- نسبت دریفت مدل‌های عددی المان محدود با مقادیر متفاوت ضخامت ورق دیوار در دمای ۴۵۸ درجه سلسیوس

۴-۲- تأثیر عرض شیار

برای دست یافتن به سختی جانبی و ظرفیت برشی مطلوب، نیاز نیست تنها به استفاده از ورق فولادی با ضخامت مختلف یا مصالح فولادی با تنش تسلیم متفاوت محدود شد. بلکه می‌توان با تغییر در عرض شیار به سطوح مختلف از سختی جانبی و مقاومت برشی دست یافت. چهار مقدار برای عرض شیار شامل ۱۰، ۳۰، ۶۰ و ۱۰۰ میلیمتر در نظر گرفته شدند. نمودار نیروی جانبی- نسبت دریفت برای نمونه‌های دارای عرض نوار برابر با ۱۰۰ و ضخامت ورق برابر با ۴ میلیمتر در شکل ۱۵ ارائه شده است. همانگونه که ملاحظه می‌شود، سختی و مقاومت دیوار برشی فولادی با افزایش عرض شیار کاهش می‌یابد. به طور نمونه، برای مدل‌های ارائه شده در شکل ۱۵، با افزایش عرض شیار از ۱۰ به ۱۰۰ میلیمتر، ظرفیت باربری جانبی از ۲۳۰ کیلونیوتن به ۱۶۲ کیلونیوتن رسیده است که ۳۰٪ کاهش یافته است. همچنین، سختی اولیه مدل‌ها نیز تقریباً ۳۵ درصد کاهش یافت.

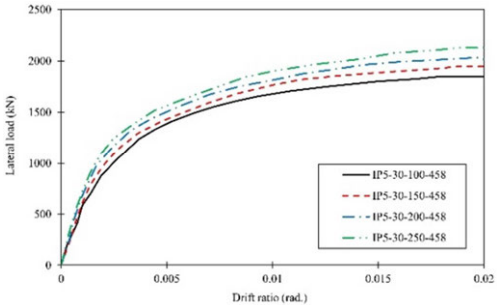
۴-۳- تأثیر عرض نوار

با توجه به جدول ۱، چهار مقدار برای عرض نوار در مطالعات پارامتریک لحاظ شد که برابر با ۱۰۰، ۱۵۰، ۲۰۰ و ۲۵۰ میلیمتر می‌باشد. در شکل ۱۶، رابطه بین نسبت دریفت و بار جانبی برای مدل‌های المان محدود با ضخامت ورق ۵ میلیمتر و عرض شیار ۳۰ میلیمتر در دمای ۴۵۸ درجه سلسیوس نشان داده شده است.



شکل ۱۵- منحنی بار جانبی- نسبت دریفت مدل‌های عددی المان محدود با عرض‌های شیار مختلف در دمای ۹۱۷ درجه سلسیوس

مقاومت برشی و سختی دیوارهای فولادی با عرض‌های مختلف نوار با افزایش عرض نوار رابطه مستقیمی دارد. با توجه به نتایج، با تغییر عرض نوار از ۱۰۰ میلیمتر به ۲۵۰ میلیمتر، ظرفیت باربری از ۱۸۵۱ کیلونیوتن به ۲۱۲۵ کیلونیوتن (تقریبا ۱۵ درصد) افزایش یافته است.

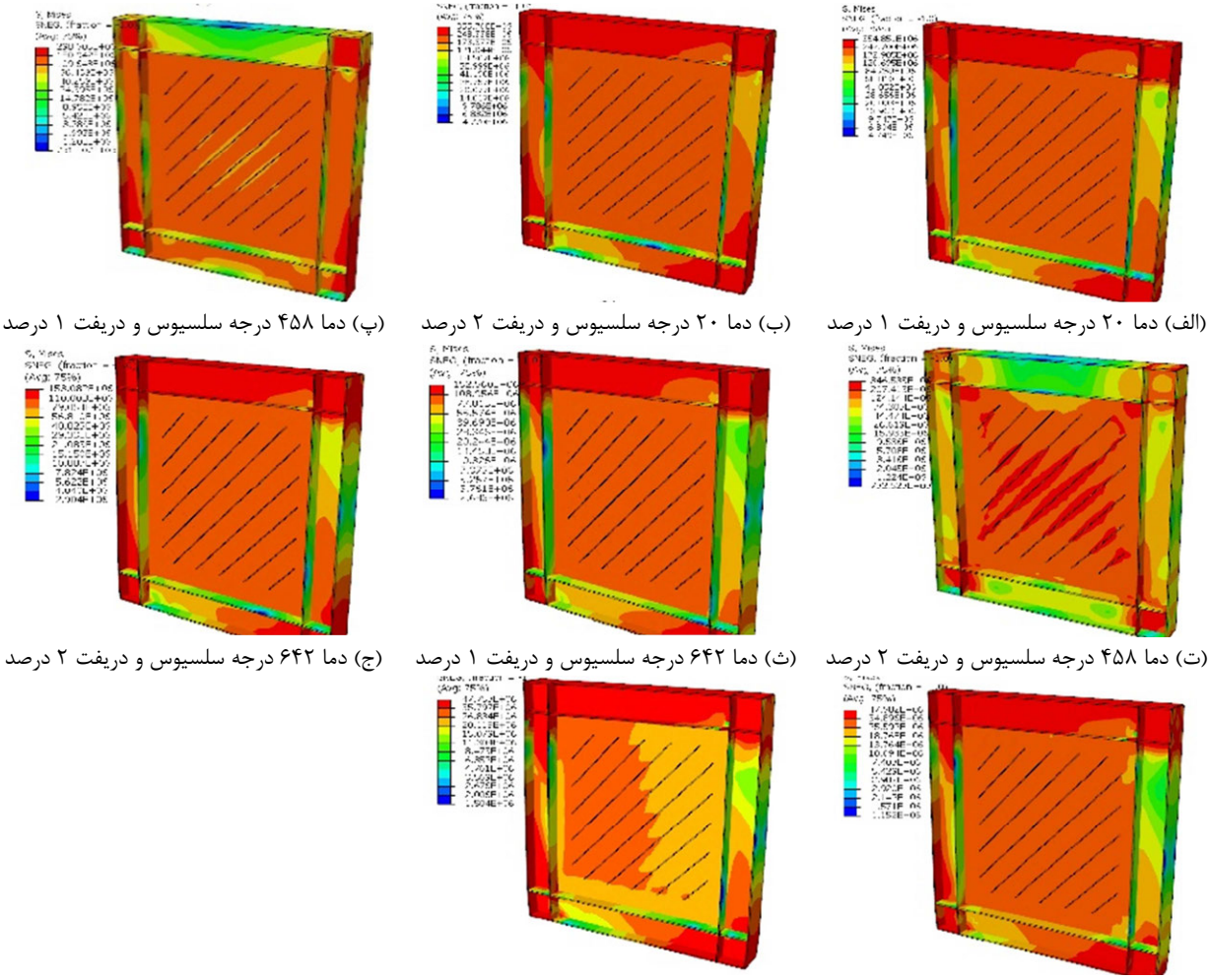


شکل ۱۶- منحنی‌های نیرو- نسبت دریفت برای مدل‌های المان محدود با عرض‌های نوار مختلف در دمای ۴۵۸ درجه سلسیوس

۴-۴- تأثیر دما

شکل ۱۷، توزیع تنش فون میسز دیوار برشی را در نسبت‌های مختلف دریفت و در دمای ۲۰ درجه نشان می‌دهد. با توجه به شکل، مقدار و موقعیت تنش‌ها با کنتورهای رنگی نشان داده شده‌اند. بر این اساس، با افزایش دما، حداکثر تنش قابل تحمل توسط اعضای دیوار فولادی کاهش پیدا می‌کند. به عنوان نمونه در نسبت

دریفت ۱ درصد، با افزایش دما از ۴۵۸ به ۹۱۷، مقدار حداکثر تنش فون میسز از ۲۹۸/۶ به ۴۷/۶ مگاپاسکال کاهش می‌یابد. لازم به ذکر است که در دمای ۹۱۷ درجه سلسیوس، قبل از اینکه نمونه تحت بارگذاری جانبی قرار داده شود، تمام تنش‌های به‌وجود آمده در نمونه باعث تسلیم شدن اعضای ورق دیوار و المان‌های مرزی شد.



(الف) دما ۲۰ درجه سلسیوس و دریفت ۱ درصد (ب) دما ۲۰ درجه سلسیوس و دریفت ۲ درصد (پ) دما ۴۵۸ درجه سلسیوس و دریفت ۱ درصد

(ت) دما ۴۵۸ درجه سلسیوس و دریفت ۲ درصد (ث) دما ۶۴۲ درجه سلسیوس و دریفت ۱ درصد (ج) دما ۶۴۲ درجه سلسیوس و دریفت ۲ درصد

(چ) دما ۹۱۷ درجه سلسیوس و دریفت ۱ درصد (ح) دما ۹۱۷ درجه سلسیوس و دریفت ۲ درصد

شکل ۱۷- توزیع تنش فون میسز برای مدل عددی با ضخامت ورق ۳ میلیمتر، عرض شیار ۱۰ میلیمتر و عرض نوار ۱۰۰ میلیمتر در دماها و نسبت‌های دریفت مختلف

میزان کاهش مقاومت برشی نمونه‌های با ضخامت ورق دیوار ۳، عرض شیار ۱۰ و عرض نوار ۱۰۰ میلیمتر در دماهای ۴۵۸، ۶۴۲ و ۹۱۷ درجه سلسیوس به ترتیب برابر با ۱۰، ۶۰ و ۹۰٪ در مقایسه با نمونه در دمای ۲۰ درجه سلسیوس می‌باشد. با توجه به جدول ۱، افزایش در ضخامت ورق تأثیر مستقیم بر ضریب مقاومت برشی در دماهای بالا دارد. همچنین، با توجه به بررسی‌های صورت گرفته، میانگین کاهش مقاومت برشی در دماهای ۴۵۸، ۶۴۲ و ۹۱۷ درجه سلسیوس به ترتیب ۱۸، ۴۶ و ۹۲٪ در مقایسه با مقاومت برشی در دمای ۲۰ درجه سلسیوس می‌باشد. با افزایش دما مشخص شد که مود خرابی شامل تغییرشکل برون صفحه‌ای ورق دیوار فولادی و کمانش جانبی بال تیرها و در دمای ۹۱۷ درجه سلسیوس بال ستون‌های پیرامونی دیوار نیز دچار اعوجاج می‌شوند.

۵- نتیجه‌گیری

مطالعه حاضر به بررسی رفتار دیوار برشی تمام فولادی کمانش‌تاب در دماهای مختلف می‌پردازد. برای این منظور ابتدا مدل عددی المان محدود در سه مرحله با نمونه‌های آزمایشگاهی اعتبارسنجی شد. پس از

اطمینان از صحت مدل‌سازی عددی، ۲۵۶ مدل عددی از دیوار برشی فولادی کمانش‌تاب ساخته و تحت بارگذاری دو مرحله‌ای شامل حرارت و چرخه‌ای قرار داده شد. متغیرهای مورد بررسی در این مطالعه شامل ضخامت ورق دیوار فولادی، عرض شیار، عرض نوار بین دو شیار و دما بود. مهم‌ترین یافته‌های تحقیق در ادامه ارائه شدند:

۱- در دمای معمولی ۲۰ درجه سلسیوس، وضعیت تنش دو سویه کشش- فشار در ورق‌ها به‌وجود می‌آید که در اثر تکرار سیکل‌های بارگذاری می‌تواند کمانش و خسارت را به تأخیر بیاندازد.

۲- کمانش الاستیک در تمام نمونه‌ها در محدوده ۱/۵ تا ۲/۵ میلیمتر از تغییرشکل برون محوری رخ می‌دهد. همچنین با افزایش دما، نقطه تسلیم ورق و قاب در تغییرمکان کمتر اتفاق می‌افتد.

۳- با افزایش عرض شیار، ظرفیت باربری جانبی به طور میانگین ۲۵٪ در تمام گروه‌های دمایی کاهش یافته است. همچنین، سختی اولیه مدل‌ها نیز به طور میانگین تقریبا ۳۵ درصد کاهش یافت.

۴- میانگین کاهش مقاومت برشی در دماهای ۴۵۸، ۶۴۲ و ۹۱۷ درجه سلسیوس به ترتیب ۱۸، ۴۶ و ۹۲٪ در مقایسه با مقاومت برشی در دمای ۲۰ درجه سلسیوس می‌باشد.

مراجع

[1] Driver, R. G., Kulak, G. L., Kennedy, D. L., & Elwi, A. E. (1998). “Cyclic test of four-story steel plate shear wall”, *Journal of Structural Engineering*, *124*(2), 112-120.

[2] Wang, M., Yang, W., Shi, Y., & Xu, J. (2015). “Seismic behaviors of steel plate shear wall structures with construction details and materials”, *Journal of Constructional Steel Research*, *107*, 194-210.

[3] Sabouri-Ghomi, S., & Roberts, T. (1992). “Nonlinear dynamic analysis of steel plate shear walls including shear and bending deformations”, *Engineering Structures*, *14*(5), 309-317.

[4] Rahmzadeh, A., Ghassemieh, M., Park, Y., & Abolmaali, A. (2016). “Effect of stiffeners on steel plate shear wall systems”, *Steel and Composite Structures*, *20*(3), 545-569.

[5] Astaneh-Asl, A. (2001). *Seismic behavior and design of steel shear walls*. Structural Steel Educational Council Moraga, CA.

[6] Vian, D., Bruneau, M., & Purba, R. (2009). “Special perforated steel plate shear walls with reduced beam section anchor beams. II: Analysis and design recommendations”, *Journal of Structural Engineering*, *135*(3), 221-228.

[7] Thorburn, L. J., Montgomery, C., & Kulak, G. L. (1983). *Analysis of steel plate shear walls*. Structural Engineering Report No. 107, University of Alberta, Edmonton, Canada.

[8] Alavi, E., & Nateghi, F. (2013a). “Experimental study on diagonally stiffened steel plate shear walls with central perforation”, *Journal of Constructional Steel Research*, *89*, 9-20.

[9] Guo, H., Li, Y., Liang, G., & Liu, Y. (2017). “Experimental study of cross stiffened steel plate shear wall with semi-rigid connected frame’, *Journal of Constructional Steel Research*, *135*, 69-82.

[10] Alavi, E., & Nateghi, F. (2013b). “Experimental study of diagonally stiffened steel plate shear walls”, *Journal of Structural Engineering*, *139*(11), 1795-1811.

[11] Guo, Y. L., Miu, Y., & Dong, Q. L. (2007). “Elastic buckling behavior of stiffened steel plate shear walls slotted at two edges”, *Progress in Steel Building Structures*, *9*(3), 58-62.

[12] Amiri, B., AghaRezaei, H., & Esmaeilabadi, R. (2018). “The effect of diagonal stiffeners on the behaviour of stiffened steel plate shear wall”, *Computational Engineering and Physical Modeling*, *1*(1), 58-67.

[13] Shafaei, S., Ayazi, A., & Farahbod, F. (2016). “The effect of concrete panel thickness upon composite steel plate shear walls”, *Journal of Constructional Steel Research*, *117*, 81-90.

[14] Han, Q., Zhang, Y., Wang, D., & Sakata, H. (2019). “Seismic behavior of buckling-restrained steel plate shear wall with assembled multi-RC panels”, *Journal of Constructional Steel Research*, *157*, 397-413.

[15] Elgaaly, M., & Liu, Y. (1997). “Analysis of thin-steel-plate shear walls”, *Journal of Structural Engineering*, *123*(11), 1487-1496.

[16] Sabouri-Ghomi, S., & Roberts, T. (1991). “Nonlinear dynamic analysis of thin steel plate shear walls”, *Computers & structures*, *39*(1-2), 121-127.

[17] Du, Y., Hao, J., Yu, J., Yu, H., Deng, B., Lv, D., & Liang, Z. (2018). “Seismic performance of a repaired thin steel plate shear wall structure”, *Journal of Constructional Steel Research*, *151*, 194-203.
[18] Shafaei, S., Farahbod, F., & Ayazi, A. (2017). “Concrete stiffened steel plate shear walls with an unstiffened opening”, *Structures*, *12*, 40-53.
[19] Meghdadaian, M., & Ghalehnovi, M. (2019). “Improving seismic performance of composite steel plate shear walls containing openings”, *Journal of Building Engineering*, *21*, 336-342.
[20] Farzampour, A., Laman, J. A., & Mofid, M. (2015). “Behavior prediction of corrugated steel plate shear walls with openings”, *Journal of Constructional Steel Research*, *114*, 258-268.
[21] Zirakian, T., & Zhang, J. (2015). “Structural performance of unstiffened low yield point steel plate shear walls”, *Journal of Constructional Steel Research*, *112*, 40-53.
[22] Ma, Z.-y., Hao, J.-p., & Yu, H.-s. (2018). “Shaking-table test of a novel buckling-restrained multi-stiffened low-yield-point steel plate shear wall”, *Journal of Constructional Steel Research*, *145*, 128-136.
[23] Zirakian, T., & Zhang, J. (2015b). “Seismic design and behavior of low yield point steel plate shear walls”, *International Journal of Steel Structures*, *15*(1), 135-151.
[24] Shekastehband, B., Azaraxsh, A., & Showkati, H. (2017). “Experimental and numerical study on seismic behavior of LYS and HYS steel plate shear walls connected to frame beams only”, *Archives of civil and mechanical engineering*, *17*, 154-168.
[25] Qi, Y., Gu, Q., Sun, G., & Zhao, B. (2017). “Shear force demand on headed stud for the design of composite steel plate shear wall”, *Engineering Structures*, *148*, 780-792.
[26] Jin, S., Yang, S., & Bai, J. (2019). “Numerical and experimental investigation of the full-scale buckling-restrained steel plate shear wall with inclined slots”, *Thin-Walled Structures*, *144*, 106362.
[27] Wang, P., Xue, Z., & Xiao, S. (2017). “Seismic behavior of Self-Buckling-Restrained Steel Plate Shear Wall made by two incline-slotted infill plates”, *Journal of Constructional Steel Research*, *133*, 47-64.
[28] Gardner, L., & Baddoo, N. (2006). “Fire testing and design of stainless-steel structures”, *Journal of Constructional Steel Research*, *62*(6), 532-543.
[29] Richard Liew, J., & Chen, H. (2004). “Direct analysis for performance-based design of steel and composite structures”, *Progress in structural engineering and materials*, *6*(4), 213-228.
[30] Yang, K.-C., Chen, S.-J., Lin, C.-C., & Lee, H.-H. (2005). “Experimental study on local buckling of fire-resisting steel columns under fire load”, *Journal of Constructional Steel Research*, *61*(4), 553-565.
[31] Liew, J. R. (2008). “Survivability of steel frame structures subject to blast and fire”, *Journal of Constructional Steel Research*, *64*(7-8), 854-866.
[32] Dong, Y., Zhu, E., & Prasad, K. (2009). “Thermal and structural response of two-storey two-bay composite steel frames under furnace loading”, *Fire safety journal*, *44*(4), 439-450.
[33] Sun, R., Huang, Z., & Burgess, I. W. (2012). “Progressive collapse analysis of steel structures under fire conditions”, *Engineering Structures*, *34*, 400-413.
[34] Hoehler, M. S., Smith, C. M., Hutchinson, T. C., Wang, X., Meacham, B. J., & Kamath, P. (2017). “Behavior of steel-sheathed shear walls subjected to seismic and fire loads”, *Fire safety journal*, *91*, 524-531.
[35] Ryu, M. G., He, K., Lee, D. H., Park, S. I., Thomas, G., & Paik, J. K. (2021). “Finite element modeling for the progressive collapse analysis of steel stiffened-plate structures in fires”, *Thin-Walled Structures*, *159*, 107262.
[36] Tao, Y., Mahendran, M., & Ariyanayagam, A. (2021). “Fire tests of cold-formed steel walls made of hollow section studs”, *Journal of Constructional Steel Research*, *178*, 106495.
[37] Reis, A., Lopes, N., & Real, P. V. (2019). “Ultimate shear strength of steel plate girders at normal and fire conditions”, *Thin-Walled Structures*, *137*, 318-330.
[38] ISO-834. (1975). Fire resistance tests-elements-elements of building construction.
[39] Council, A. T. (1992). *Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures*. ATC-24.
[40] Abaqus, V. (2014). 6.14 Documentation. *Dassault Systemes Simulia Corporation*, *651*, 6.2.
[41] Standard, B. (2006). *Eurocode 3-Design of steel structures-*. BS EN 1993-1, 1, 2005.
[42] Hitaka, T., & Matsui, C. (2003). “Experimental study on steel shear wall with slits”, *Journal of Structural Engineering*, *129*(5), 586-595.
[43] Chen, S.-J., & Jhang, C. (2006). “Cyclic behavior of low yield point steel shear walls”, *Thin-Walled Structures*, *44*(7), 730-738.
[44] Torić, N., Harapin, A., & Boko, I. (2013). “Experimental verification of a newly developed implicit creep model for steel structures exposed to fire”, *Engineering Structures*, *57*, 116-124.

آنالیز ریسک‌های قراردادی در پروژه‌های زیربنایی حمل‌ونقل مبتنی بر روش مشارکت بخش عمومی– خصوصی (PPP)

امید پورافشار
دانشجوی دکتری، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد رودهن، ایران.
پست الکترونیک:
o_pourafshar@yahoo.com

بهنود برمایه‌ور*
استادیار، دانشکده معماری و شهرسازی، دانشگاه هنر، تهران، ایران.
پست الکترونیک:
b.barmayehvar@art.ac.ir

رضا اسمعیل آبادی
استادیار، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد رودهن، ایران.
پست الکترونیک:
esmaeilabadi@riau.ac.ir

احسان اثنی عشری
دانشیار مهندسی عمران و دکتری مدیریت ساخت، دانشگاه ناتینگهام ترنت انگلستان.
پست الکترونیک:
asnaashari.ehsan@gmail.com

هدف مقاله حاضر، تحلیل جامع ریسک در پروژه‌های زیربنایی مبتنی بر مشارکت عمومی- خصوصی (PPP) براساس مطالعات کتابخانه‌ای و میدانی در پروژه‌های حمل‌ونقلی می‌باشد. با تفکیک ریسک‌ها ازطریق تکنیک دلفی مبتنی بر نظرات خبرگان، ۴۲ ریسک ساختاری و ۴۱ ریسک عملکردی در ۱۲ حوزه اصلی شامل ریسک‌های سیاسی، اقتصادی، قوانین (مقررات)، فرهنگی (اجتماعی)، محیطی (طبیعی)، آماده‌سازی (توسعه)، سرمایه‌گذاری، طراحی، ساخت (تکمیل)، بهره‌برداری، درآمد (بازار)، مدیریتی (سازمانی) شناسایی گردید. با ابزار پرسشنامه در یک نمونه آماری ۸۰ نفری و تحلیل داده‌ها در نرم‌افزار SPSS، به غربالگری و تعیین ریسک‌های ارجح‌تر براساس آزمون‌های آماری شامل آزمون‌های کولموگروف- اسمیرنوف (K-S)، رتبه‌بندی کندال و تحلیل عاملی پرداخته شد. براساس نتایج، ۳۶ زیرمؤلفه ریسک با میانگین کندال کمتر، حذف و ۴۷ ریسک باقیمانده تحلیل گردید. همچنین با تحلیل عاملی، مؤلفه‌های اصلی بروز ریسک در این پروژه‌ها با توجه به بار عاملی متغیرهای اصلی (حوزه‌های ۱۲گانه ریسک) شناسایی شد. نتایج شاخص KMO و آزمون کرویت بارتلت نشان داد که میان متغیرها ارتباط معنادار و همبستگی قوی وجود دارد. به‌طوری‌که پنج عامل نهفته شامل ریسک‌های دولتی، تأمین مالی، عملیاتی، اجتماعی و سازمانی با مقادیر ویژه بیشتر از ۱/۰، قابلیت تبیین ۶۹/۸۱۷٪ از واریانس‌ها را دارا بودند. با توسعه رویکرد ارزیابی تلفیقی مبتنی بر شاخص اهمیت نسبی (RII) و ماتریس احتمال وقوع- شدت اثر (PI)، ریسک‌های بحرانی تعیین شدند. براساس نتایج، ریسک‌های قطع پرداخت‌ها توسط دولت، خاتمه قرارداد توسط دولت و لغو امتیاز قرارداد و فساد نظام دولتی در فرآیند انعقاد قرارداد، به‌ترتیب با PI برابر ۰/۲۱۶۶، ۰/۲۱۶۱ و ۰/۲۰۰۳ در زمره ریسک‌های بحرانی شناسایی شدند.

واژگان کلیدی: ریسک قراردادی، مشارکت عمومی- خصوصی (PPP)، پروژه‌های زیربنایی حمل‌ونقل، آنالیز ریسک (احتمال- شدت).

۱- مقدمه

در سال‌های اخیر به دلیل رشد روزافزون جمعیت و پیشرفت اقتصادی کشورهای مختلف در حال توسعه همچون کشور ایران، نیاز شدیدی به گسترش زیرساخت‌ها در بسیاری از کشورها احساس می‌شود. با توجه به محدودیت بودجه‌های دولتی جهت توسعه این زیرساخت‌ها، امروزه دولت‌ها در تلاشند تا با فعال کردن بخش خصوصی، راه‌حلی برای کاستی بودجه در روند اجرای پروژه بیابند. یکی از راه‌حل‌های ارائه شده در زمینه تأمین مالی کالاها و خدمات عمومی، اجرای پروژه با استفاده از روش قراردادهای مشارکت بخش عمومی-

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۶/۲۵، بازنگری ۱۴۰۰/۰۸/۳۰، پذیرش ۱۴۰۰/۰۹/۰۳.
شناسه دیجیتال (DOI): 10.22091/cer.2021.7374.1299

خصوصی[1] یا سیستم اجرای PPP است [۱ و ۲]. در این نوع قرارداد، بخش خصوصی به‌جای بخش دولتی برای یک مدت طولانی، ارائه دهنده خدمات عمومی می‌شود، ضمن آنکه مسئولیت طراحی، ساخت، بهره‌برداری و نگهداری و احتمالاً تأمین مالی دارایی‌ها را نیز به منظور ارائه خدمات مورد نیاز بخش دولتی برعهده دارد [۱]. اگرچه قراردادهای PPP، راهکاری مناسب برای غلبه بر محدودیت‌ها در اختیار دولت‌ها قرار می‌دهد و دولت‌ها به طور روزافزون برای تأمین مالی پروژه‌های خود از این روش قراردادی استفاده می‌کنند، اما به دلیل پیچیدگی‌ها و عدم قطعیت‌های بالا و طولانی بودن مدت زمان این نوع قراردادها، ریسک‌های زیادی در این نوع پروژه‌ها محتمل است که هر دو بخش دولتی و خصوصی را تحت تأثیر قرار می‌دهد [۳]. از این‌رو، مرحله مطالعات اولیه و دوره واگذاری در این پروژه‌ها یک فرآیند بسیار حساس و زمان‌بر بوده و برای ضمانت موفقیت چنین پروژه‌هایی می‌بایست اقدامات لازم در جهت کنترل و مدیریت ریسک‌های پروژه در این مراحل صورت پذیرد [۴].

نظر به اینکه ساختار بخصوص پروژه‌های عمرانی زیربنایی در کشور ایران ناشی از حاکمیت بخش دولتی نیز بر پیچیدگی‌های استفاده از مشارکت بخش خصوصی در این پروژه‌ها می‌افزاید، پیش از اجرای پروژه‌های PPP در کشور، می‌بایست توجه ویژه‌ای به مدیریت ریسک در این پروژه‌ها صورت پذیرد [۵]. بر همین اساس، هدف اصلی پژوهش حاضر، شناسایی و تهیه لیست کاملی از ریسک‌های موجود در پروژه‌های زیربنایی PPP با مطالعه عمیق منابع کتابخانه‌ای و سپس ارزیابی این ریسک‌ها در پروژه‌های زیربنایی کشور ایران می‌باشد.

مشارکت عمومی- خصوصی (PPP)، یک قرارداد بلندمدت بین نمایندگان بخش‌های خصوصی و عمومی جهت دستیابی به اهداف مشترک در توسعه زیرساخت‌ها است که به موجب آن منابع و ریسک‌های موجود در فرآیند اجرای پروژه بین طرفین قرارداد تقسیم می‌شود. هدف اصلی از این روش قراردادی، ایجاد تسهیلات برای عموم ذینفعان در پروژه است [۶ و ۷]. کمک به کاهش معضل کسری بودجه دولت‌های محلی، کاهش متوسط هزینه ساخت، نگهداری و تعمیرات پروژه‌های زیربنایی و کاهش مدت زمان متوسط اتمام این پروژه‌ها از برجسته‌ترین مزایای سرمایه‌گذاری در چارچوب قراردادهای PPP می‌باشند. علاوه بر این، دولت‌ها با اجرای سیستم PPP بسیاری از ریسک‌های پروژه را به بخش خصوصی منتقل کرده و خود را از بار سنگین مدیریت و هماهنگی‌های لازم رها می‌سازند، ضمن آنکه دولت می‌تواند توسعه تأسیسات زیربنایی خود را بدون اتکا به بودجه عمومی و یا تحمیل فشارهای ناشی از دریافت وام‌های خارجی دنبال کند [۱].

ریسک در پروژه PPP وقوع یک رخداد با شرایط نامشخص و عدم قطعیت‌های زیاد در پروژه است که می‌تواند تأثیرات مثبت یا منفی زیادی را بر اهداف مختلف پروژه همچون زمان، هزینه و کیفیت داشته باشد [۸]. ریسک از نقشی بنیادین در موفقیت یا شکست یک پروژه PPP برخوردار است. یکی از کلیدی‌ترین مسائل در تبیین نقش ریسک در پروژه‌های PPP، تمرکز اصلی در پاسخگویی به سؤالاتی همچون «انواع»، «میزان تأثیرگذاری» و «متولی تقبل» ریسک‌های دخیل در این قراردادهاست. به عبارت بهتر، ارتباط بین تحمل ریسک از سوی ارکان پروژه‌های PPP و کارایی پروژه برمبنای انواع و تأثیرگذاری ریسک‌هاست که موفقیت پروژه را تضمین می‌نماید [۳]. بر این اساس می‌توان گفت که شناسایی و ارزیابی ریسک‌ها در پروژه‌های PPP فرآیندی تکرارپذیر بوده و به دلیل محیط دینامیک پروژه‌های ساخت ممکن است در طول چرخه حیات پروژه بارها اتفاق بیفتد. از سوی دیگر، مطابق قوانین ایران در اجرای تبصره ۶ ماده ۴ دستورالعمل ماده ۲۷ قانون الحاق برخی مواد به قانون تنظیم بخشی از مقررات مالی دولت، قبل از شروع فرایند انتخاب سرمایه‌گذار، ضروری است که مطالعات برای

[1]- Public-Private Partnerships

شناسایی و ارزیابی کیفی و کمی ریسک‌ها صورت پذیرد. از این‌رو قبل از هر چیز، شناسایی تمامی ریسک‌ها و میزان اثرگذاری آنها در پروژه‌های زیربنایی PPP که حجم عظیمی از سرمایه‌های ملی را در بر دارد، بسیار حائز اهمیت خواهد بود [۲ و ۹].

در مرحله شناسایی ریسک‌ها در پروژه‌های PPP، با توجه به پیچیدگی‌ها و عدم قطعیت‌های زیاد موجود در محیط این نوع پروژه‌ها، تعداد بسیار زیادی ریسک قابل شناسایی و دسته‌بندی است. علاوه‌بر این، هزینه‌های هنگفت ساخت و گوناگونی ریسک در طول عمر پروژه، مدیریت ریسک را دشوارتر می‌سازد. شناسایی تمامی این ریسک‌ها فرآیندی بسیار زمان‌بر بوده و از همین رو برای مدیریت صحیح و بهتر ریسک‌های شناسایی شده و تصمیم‌گیری برای چگونگی مقابله با آنها، بحث اولویت‌بندی و تعیین میزان اهمیت آنها در همان مراحل ابتدایی پروژه بسیار ضروری است.

با شناسایی و ارزیابی ریسک‌های پروژه‌های PPP و رتبه‌بندی آنها، توانایی اضلاع مثلث معروف ساخت (هزینه، زمان و کیفیت) افزایش یافته و از این طریق با تمرکز بر ریسک‌های دارای احتمال وقوع و شدت اثر بالاتر، موانع موجود در مسیر موفقیت چنین پروژه‌هایی حداقل می‌گردد [۱۰ و ۱۱]. در سال ۲۰۱۰ محققان با مطالعات میدانی با استفاده از تکنیک دلفی و بر مبنای نظرات متخصصان اقدام به تخصیص ریسک‌های پیاده‌سازی قراردادهای PPP در پروژه‌های ساخت کشور چین نموده‌اند. برحسب نتایج مشخص شد که بخش دولتی تنها مسئولیت سبک مالکیت و بومی سازی[۲] ریسک را بر عهده گرفته و مسئولیت اکثریت ریسک‌های شناسایی شده بعدی مربوط به سایر ذینفعان بوده و مستلزم اقدامات آنهاست [۱۰]. لی و زو[۳] با روش سلسله مراتبی تحلیلی فازی (FAHP[۴]) به ارزیابی ریسک در پروژه‌های PPP حمل‌ونقلی کشور چین پرداخته و به این نتیجه دست یافتند که کمبود برنامه‌ریزی، ارزش باقیمانده کم پروژه (پس از ۳۰ سال عملیات)، نبود داوطلبان واجد شرایط، مشکلات مربوط به طراحی پروژه و زمان تأیید پروژه برای اتمام پروژه به‌عنوان پنج ریسک اصلی در این پروژه‌ها به شمار می‌روند [۱۲]. پژوهشگران با ترکیبی از روش سلسله مراتبی و نظریه فازی به ارزیابی ریسک‌های موجود در مسیر تحقق مشارکت پروژه‌های بزرگراهی مبتنی بر قراردادهای BOT[۵] پرداختند. این محققین ۱۴ عامل بحرانی در پیاده‌سازی پروژه‌های PPP تحت اثر ۷ عامل کلان استحکام توسعه کسب‌وکار، کیفیت پروژه در کوتاه‌مدت، ظرفیت بخش دولتی، ساختار دولتی، اثربخشی ارتباطات، تعادل بین ساده‌سازی و رقابت و سطح شفافیت فرایندهای مناقصه را شناسایی و رتبه‌بندی نمودند [۱۱]. در سال ۲۰۱۶ نیز با استفاده از مصاحبه‌های ساختاریافته، شناسایی و تخصیص ریسک در پروژه‌های ساخت و توسعه یک مدرسه در کشور کلمبیا مبتنی بر روش PPP انجام شد. نتایج این تحقیق بیان داشت که بخش خصوصی باید ریسک‌های طبیعی، مالی، شاخص‌های کلان اقتصادی و عملیاتی را در چنین پروژه‌هایی لحاظ نمایند، در حالی که بخش عمومی باید ریسک‌های اجتماعی و سیاسی را مد نظر قرار دهند [۱۳]. وو[۶] و همکاران با روش تئوری فازی و تصادفی، چارچوبی را برای ارزیابی ریسک‌های عملیاتی، اقتصادی، قانونی و اجتماعی- سیاسی و دولتی در پروژه‌های تبدیل زباله به انرژی مبتنی بر قراردادهای PPP توسعه دادند [۱۴]. محققان دیگری با طراحی یک فرایند سیستماتیک سه فازه در منابع، به بررسی تحقیقات انجام شده در زمینه قراردادهای PPP براساس وضعیت موجود در پروژه‌های زیربنایی پرداخته و شش موضوع

[2]- Expropriation and nationalization
[3]- Li and Zou

[4]- Fuzzy Analytical Hierarchy Process
[5]- Build- Operate- Transfer
[6]- Wu

اصلی در ارتباط با این پروژه‌ها را تعیین نموده‌اند [۱۵]. لیانگ[۷] و همکاران در سال ۲۰۱۹، با روش تئوری بازی‌ها[۸] به بررسی روند مذاکره مجدد در پروژه‌های PPP در صنعت حاکمیت زیست‌محیطی و شهری کشور چین پرداخته و به این نتیجه دست یافتند که روش پیشنهادی با نشان دادن پویایی رفتار ذینفعان در پروژه‌های PPP، می‌تواند تصمیم‌گیری منطقی و محتاطانه توسط شرکت‌کنندگان را تسهیل نماید [۱۶]. لم و یانگ[۹] با بررسی عوامل مؤثر بر توجه به PPP در پروژه‌های شهر هوشمند به این نتیجه دست یافتند که تمامی پروژه‌های مورد مطالعه برای بهره‌گیری از PPP مناسب نبوده و ممکن است دیدگاه‌های واگرایی بین بخش‌های دولتی و خصوصی وجود داشته باشد [۱۷]. رضایی و موسوی نیز با روش FMEA[۱۰] و ارزیابی فازی مصنوعی به ارزیابی و رتبه‌دهی ریسک در مشارکت‌های عمومی- خصوصی پروژه‌های تأمین آب ایران پرداخته و براساس نتایج، ریسک‌های مدیریتی به‌عنوان بحرانی‌ترین و ریسک‌های مالی، حقوقی- سیاسی و فنی- تکنیکی در اولویت‌های بعدی قرار گرفتند [۱۸]. رسولی و همکاران از طریق روش حذف سیستماتیک با تکنیک دلفی و ابزار پرسشنامه مبتنی بر تحلیل آماری ناپارامتریک اقدام به شناسایی، ارزیابی و تخصیص ریسک‌های حیاتی پروژه‌های صنعت آب‌وفاضلاب نموده‌اند. براساس نتایج این تحقیق بین ریسک‌های با درجه اهمیت بالا در مراحل مختلف مشارکت، رابطه معناداری وجود دارد و این رابطه درخصوص تک‌تک ریسک‌ها در هر مرحله معنادار می‌باشد [۱۹]. بهمنی باباناری و عالی‌پناه با بررسی منابع کتابخانه‌ای، ریسک استفاده از قراردادهای PPP در حوزه فناوری اطلاعات و ارتباطات و روش مدیریت آن را مورد بررسی قرار داده و به تبیین ویژگی‌های PPP و ریسک‌های موجود در استفاده از آنها پرداخته‌اند [۲۰]. علیجانی و جنیدی نیز با استفاده از منابع کتابخانه‌ای درخصوص PPP و اقسام ریسک اقدام به تخصیص ریسک در این قراردادها نموده‌اند [۲۱].

۲- اهمیت تحقیق

براساس مطالعه تحقیقات گذشته، نتایج مؤثری درخصوص شرایط فعلی ریسک‌های موجود در این نوع پروژه‌ها در دسترس می‌باشد. علی‌رغم تحقیقات فراوان موجود در این حوزه، برخی خلأهای موجود، بررسی‌های بیشتر درخصوص شناسایی و ارزیابی ریسک‌ها در پروژه‌های زیربنایی PPP را ضروری نموده و توسعه راه‌حل‌های کاهش ریسک را فراهم می‌آورد. از طرفی مطالعات صورت گرفته پیرامون موضوع پژوهش، کمبود اطلاعات مورد نیاز برای تصمیم‌گیری درخصوص ریسک‌های موجود در این پروژه‌ها را نشان می‌دهد. این کمبودها در کنار عدم یکپارچگی تحقیقات و ناتوانی بخش‌های عمومی و خصوصی به‌عنوان متولیان اصلی در پیشبرد اهداف پروژه‌ها در قالب قرارداد PPP، انگیزه کافی برای پیشبرد مطالعه حاضر را فراهم نموده است.

همچنین مطالعه پیشینه تحقیقات در زمینه ارزیابی ریسک پروژه‌های PPP نشان می‌دهد که وجود تحقیقاتی در زمینه شناسایی دقیق و کامل ریسک‌های پروژه‌های قراردادی PPP و ارزیابی آنها با استفاده از روش‌های تحلیلی در پروژه‌های عمرانی زیربنایی کشور بسیار ضروری و حائز اهمیت می‌باشد. به همین منظور، در تحقیق حاضر تلاش بر این است تا ضمن شناسایی مهمترین ریسک‌های موجود، به ارزیابی و تحلیل کیفی و کمی این ریسک‌ها با استفاده از تکنیک‌های آماری پرداخته شود.

۳- روش تحقیق

انتخاب روش مناسب جهت انجام تحقیق به نوع مسئله، اهداف مورد نظر و امکانات موجود بستگی دارد.

7- Liang
8- Game Theory
9- Lam and Yang
10- Failure Mode and Effects Analysis

این انتخاب با توجه به عوامل مختلفی چون زمان، هزینه‌های تحقیق و نیازهای جامعه صورت می‌پذیرد [۲۲]. روش تحقیق حاضر برمبنای دو بخش اصلی شامل هدف تحقیق و نحوه گردآوری داده‌ها قابل طبقه‌بندی است. به‌طوری که از جنبه هدف، کاربردی و توسعه‌ای به شمار رفته و در راستای حل معضل ریسک در پروژه‌های زیربنایی PPP کشور ایران گام برمی‌دارد. از جنبه جمع‌آوری اطلاعات نیز پژوهشی توصیفی- میدانی به شمار می‌رود که با بررسی وضیعت موجود ریسک در قراردادهای مذکور با مطالعه موردی در پروژه‌های حمل و نقلی کشور به انجام می‌رسد. همچنین رویکرد تلفیقی مقاله حاضر از نوع اکتشافی است. در طرح پژوهش تلفیقی اکتشافی، ابتدا داده‌های کیفی و سپس داده‌های کمی گردآوری می‌گردند. داده‌های کیفی جهت موشکافی پدیده مورد بررسی، گردآوری شده و پژوهشگر براساس یافته‌های حاصل از داده‌های کیفی، سعی دارد که داده‌های کمی را گردآوری کند تا تعمیم‌پذیری یافته‌ها را میسر سازد [۲۳]. دلیل به‌کارگیری این روش در مقاله حاضر، ضعف در پیشینه نظری و تجربی موضوع پژوهش و نیز عدم اجماع پژوهشگران نسبت به ابعاد ریسک‌های موجود در پروژه‌های زیربنایی PPP است.

۳-۱- ابزار و تکنیک‌ها

جامعه آماری پژوهش حاضر دربرگیرنده مجموعه‌ای از مهندسان عمران و مدیران ارشد پروژه‌ها اعم از مشاوران، کارشناسان، پیمانکاران و سرمایه‌گذاران مشغول به فعالیت در سیستم‌های اجرای پروژه و آشنا به روند انعقاد قرارداد PPP با تمرکز بر پروژه‌های زیربنایی حمل‌ونقل در کشور می‌باشند. با توجه به حجم وسیع جامعه مزبور، نمونه‌گیری به معنای انتخاب تعدادی از افراد یا اعضا در بین مجموعه وسیعی از افراد، به نحوی که بتوان با مطالعه این مجموعه محدود از افراد، نتایج را به کل افراد مورد نظر تعمیم داد، ضروری است [۲۴]. در پژوهش حاضر، نمونه‌گیری با روش تصادفی و احتمالی هدفمند بر روی تعداد جامعه محدود (۱۰۰ نفر) انجام شده و حجم نمونه با روش کوکران مطابق با رابطه (۱) تعیین گردیده است:

$$n = \frac{NZ^2_{\alpha/2}pq}{d^2(N-1)+Z^2_{\alpha/2}pq} \qquad (۱)$$

در رابطه فوق، n حجم نمونه آماری، N جمعیت جامعه آماری، $Z^2_\alpha/2$ مقدار توزیع نرمال، q نسبت عدم وجود صفت در جامعه آماری، p نسبت وجود صفت در جامعه آماری و d^2 سطح خطا می‌باشد.

با جایگذاری جمعیت جامعه آماری برابر ۱۰۰ نفر، مقدار سطح خطا برابر ۵٪ (۹۵٪ سطح اطمینان)، مقدار توزیع نرمال از جدول سطح زیر منحنی نرمال با ۹۵٪ اطمینان برابر ۱/۹۶ و مقادیر p و q از آمار و اطلاعات گذشته با مقداری برابر با ۰/۵، تعداد افراد نمونه مورد بررسی برابر با ۸۰ نفر تعیین شده است. بدین ترتیب به توزیع ۸۰ پرسشنامه ازطریق ارتباط حضوری، لینک آنلاین در شبکه‌های اجتماعی و ارسال پست الکترونیکی برای کارشناسان اقدام و تعداد ۷۲ پرسشنامه بدون نقص جمع‌آوری گردید.

در این تحقیق، معیارهای نمونه‌گیری قضاوتی برای انتخاب خبرگان مبتنی بر دارا بودن سه مشخصه شامل تحصیلات دانشگاهی مرتبط با زمینه پژوهش، حداقل دو سال تجربه در اجرای پروژه‌های حمل و نقلی PPP و علاقه و وقت کافی در پاسخ به پرسشنامه‌ها بوده است. نتایج اطلاعات جمعیت شناختی درخصوص حوزه فعالیت افراد منتخب به‌عنوان نمونه آماری برحسب سه خصوصیت تحصیلات، سابقه و تجربه‌کاری و رسته‌کاری در جدول ۱ آمده است. نتایج نشان می‌دهد که خبرگان پاسخ‌دهنده از طیف نسبتاً وسیعی از رسته و حوزه‌های کاری مرتبط با پروژه‌های PPP انتخاب شده و توزیع نسبتاً نرمالی در خصوصیات آنها وجود دارد. از این‌رو می‌توان گفت که نتایج حاصل از پاسخ آنها نیز به صورت میانگین از توزیع

نرمال برخوردار است.

جدول ۱- اطلاعات جمعیت شناختی خبرگان

پارامتر	مؤلفه	فراوانی	درصد فراوانی
تحصیلات	فوق دیپلم	۹	۱۱/۲۵
	کارشناسی	۳۳	۴۱/۲۵
	کارشناسی ارشد	۳۰	۳۷/۵
	دکتری و بالاتر	۸	۱۰
سابقه و تجربه کاری	کمتر از ۵ سال	۱۳	۱۶/۲۵
	بین ۵ و ۱۵ سال	۳۵	۴۳/۷۵
	بین ۱۵ و ۲۵ سال	۲۲	۲۷/۵
	بیش از ۲۵ سال	۱۰	۱۲/۵
رسته کاری	کارفرما	۲۳	۲۸/۷۵
	مشاور	۱۹	۲۳/۷۵
	پیمانکار	۲۶	۳۲/۵
	محقق	۱۲	۱۵

پرسشنامه‌های طراحی شده در این تحقیق به صورت بسته‌پاسخ و برحسب گویه‌ها (ریسک‌های شناسایی شده) مبتنی بر مقیاس لیکرت تهیه شده است. در این مقیاس یک طیف پنج گزینه‌ای از ۱ تا ۵ برای تعیین اهمیت برحسب عبارت‌های زبانی به صورت ۱= خیلی کم، ۲= کم، ۳= متوسط، ۴= زیاد و ۵= خیلی زیاد برای سنجش پارامترهای پرسشنامه در نظر گرفته شده است.

پس از تهیه پرسشنامه‌ها برای اعتبارسنجی آنها، اقدام به تعیین روایی و پایایی آنها برحسب گویه‌های اصلی شده است. روایی اصطلاحی است که به هدفی که آزمون برای رسیدن به آن طراحی شده، اشاره دارد. روایی پرسشنامه‌ها براساس دو اصل واضح بودن و ساده بودن بنا نهاده شده است [۲۵]. در این پژوهش از شاخص نسبت روایی محتوا (CVR[11]) ابداع شده توسط لاوشی[12] مطابق رابطه (۲) برای تعیین روایی بهره گرفته شده است:

$$CVR = \frac{n_e - n/2}{n/2} \qquad (۲)$$

در این رابطه، n تعداد کل متخصصین و n_e نیز تعداد متخصصینی هستند که گزینه ضروری را انتخاب کرده‌اند. تعداد متخصصین در این مرحله ۸ نفر بوده و با توجه به تعیین حدود حداقل CVR و متخصصان نمره‌گذار، مقدار مجاز ۰/۳ برای روایی مورد پذیرش می‌باشد.

پایایی همبستگی میان یک مجموعه از نمرات و مجموعه دیگری از نمرات در یک آزمون معادل است که به صورت مستقل در یک گروه آزمودنی تعیین می‌گردد. روش‌های مختلفی برای تعیین پایایی پرسشنامه‌ها ازجمله روش‌های کودر، موازی، تصنیف، بازآزمایی آزمون و آلفای کرونباخ وجود دارد [۲۶]. در این تحقیق پس از جمع‌آوری نتایج پرسشنامه‌ها، به منظور تعیین پایایی نتایج از روش آلفای کرونباخ برمبنای تعیین ضریب پایایی R_α (مطابق رابطه (۳)) برای حوزه‌های اصلی ۱۲گانه ریسک به کمک نرم‌افزار SPSS بهره گرفته شده است:

$$R_\alpha = \left(k/k-1\right)\left(1-\sum \sigma_j^2/\sigma^2\right) \qquad (۳)$$

در این رابطه، k تعداد کل سؤالات آزمون، σ_j^2 واریانس نمرات سؤال jام و σ^2 واریانس نمرات کل سؤالات

[11]- Content Validity Ratio
[12]- Lawshe

می‌باشد. برای پایا قلمداد کردن یک ابزار، حداقل مقدار ۰/۷ برای ضریب آلفای کرونباخ لازم است [۲۲].

۳-۲- فرآیند حل مسئله

فرآیند حل مسئله در پژوهش حاضر، مشتمل بر سه بخش اصلی و یک پروتکل چهارفازه مطابق با فلوچارت نشان داده شده در شکل ۱ می‌باشد که در ادامه به تشریح هریک از فازها پرداخته شده است.

متداول‌ترین تکنیک برای استخراج و دسته‌بندی ریسک‌ها در پروژه‌های صنعت ساخت بهره‌گیری از یافته‌های حاصل از تحقیقات قبلی، شهود و قضاوت‌های شخصی و تجارب خبرگان است [۲۴]. برای شناسایی مهمترین ریسک‌های مؤثر بر پروژه‌های زیربنایی PPP، همزمان با مطالعه منابع مکتوب کتابخانه‌ای و شبکه جهانی اطلاعات و مطالعه بخشنامه‌ها، اقدام به پیمایش میدانی قرارداد PPP در پروژه‌های حمل‌ونقلی خاتمه یافته در کشور شده است.

شکل ۱- فلوچارت فرآیند حل مسئله در تحقیق حاضر

بدین منظور، علاوه بر تجارب شخصی محقق در این پروژه‌ها، با ارتباط‌گیری، مصاحبه و واکاوی پرسش و پاسخ و استعلامات اخذشده از مراجع قانون‌گذار، خبرگان دانشگاهی، پیمانکاران، کارفرمایان مشغول به کار در این پروژه‌ها، ریسک‌های موجود شناسایی گردیده‌اند. سپس از تکنیک دلفی با کسب نظرات ۷ نفر از خبرگان و مسئولان سازمان مدیریت‌وبرنامه در حوزه قرارداد PPP در سه مرحله استفاده شده است. طی این مراحل، ضمن حذف ریسک‌های تکراری از لیست اولیه و اضافه نمودن برخی ریسک‌های جامانده براساس نظرات خبرگان، اقدام به دسته‌بندی نهایی ریسک‌ها در پروژه‌های حمل‌ونقلی PPP گردید. پس از شناسایی و دسته‌بندی ریسک‌ها، به ارزیابی اهمیت آنها با جمع‌آوری پرسشنامه‌ها و تحلیل‌های آماری با لحاظ نمودن نظرات خبرگان پرداخته شد. هدف از این فاز، انجام غربالگری جهت شناسایی ریسک‌ها با درجه ارجحیت بیشتر با پیروی از اصل پارتو (که بیانگر این است که به طور معمول ۸۰ درصد مشکلات در اثر ۲۰ درصد علت‌ها به‌وجود می‌آیند [۲۷])، بوده است. برای دستیابی

به این هدف، نظرات پاسخ‌دهندگان به‌صورت داده‌های خام وارد نرم‌افزار SPSS V.16 گردید. پس از تعیین نتایج آمار توصیفی شامل (فراوانی، انحراف استاندارد، چولگی و غیره) برای هریک از ریسک‌ها، به غربالگری آنها با استفاده از آزمون‌های آماری پرداخته شد.

با توجه به این واقعیت که نتایج آمار توصیفی به خوبی قادر به تعیین اهمیت ریسک‌ها نیستند و تصمیم‌گیری برمبنای این پارامترها، نتایج دقیقی به‌دست نمی‌دهد [۲۲]، بنابراین برای غربالگری ریسک‌ها، بهره‌گیری از آزمون‌های آماری رتبه‌بندی ضروری است. قبل از هرگونه آزمون رتبه‌بندی، باید ابتدا نرمال یا غیرنرمال داده‌ها را مورد ارزیابی قرار داد. برای این منظور، روش‌های متعددی وجود دارد که از جمله آنها می‌توان به روش ارزیابی چولگی و کشیدگی داده‌ها، ترسیم نمودار هیستوگرام و آزمون کولموگروف-اسمیرنوف (K-S) اشاره نمود که در تحقیق حاضر از آزمون اخیر استفاده شد.

سطح معناداری حاصل از این آزمون، ضمن ارزیابی وضعیت نرمالیتی داده‌ها، تعیین‌کننده نوع آزمون رتبه‌بندی نیز می‌باشد. به طوری که اگر عدد سطح معناداری به‌دست آمده از این آزمون کمتر از ۰/۰۵ باشد، پارامترها غیرنرمال بوده و برای رتبه‌بندی پارامترها می‌توان از یک آزمون ناپارامتریک همچون W کندال و در صورت نرمال بودن پارامترها، می‌توان از آزمون‌های پارامتریک مانند تی‌تست استفاده نمود. آزمون کندال یکی از آزمون‌های آماری ناپارامتریک مبتنی بر تحلیل دوطرفه واریانسی و شکل نرمال شده آزمون فریدمن است. در این آزمون به‌عنوان یک ضریب توافق، به سنجش میزان توافق رتبه فاکتورها در بین پاسخگویان پرداخته می‌شود. این آزمون با محاسبه و مقایسه میانگین رتبه‌ها برای هریک از فاکتورهای موجود در پرسشنامه، برای مقایسه آنها به‌کار می‌رود. مقدار آزمون رتبه‌های W کندال بین صفر تا ۱ در نوسان است و مقادیر نزدیک به صفر نشان از توافق کمتر و مقادیر نزدیک به ۱ نشان از توافق بیشتر بین پاسخگویان درخصوص متغیرهای مورد مطالعه دارد.

با توجه به حذف ریسک‌های فرعی با اهمیت کمتر و ازدیاد حوزه‌های اصلی ریسک (۱۲ حوزه)، امکان بروز خطا در آنالیز کیفی و کمی ریسک‌ها زیاد است. از همین‌رو، برای شناسایی مؤلفه‌های اصلی مؤثر بر جریان مدیریت ریسک‌ها در پروژه‌های PPP، استفاده از تکنیک تحلیل عاملی[۱۳] می‌تواند نتایج مطلوبی را به همراه داشته باشد. این تکنیک مشتمل بر سه مرحله اصلی یعنی

۱- تشکیل ماتریس همبستگی بین متغیرها،
۲- استخراج اجزای اصلی (فاکتورها) از ماتریس همبستگی و
۳- تعیین رابطه همبستگی بین متغیرها و فاکتورهاست [۲۸] که در ادامه روند انجام این مراحل برای شناسایی مؤلفه‌های اصلی (کلیدی) ریسک در تحقیق حاضر تشریح شده است.

قبل از انجام تحلیل عاملی، ابتدا باید از کفایت و مناسب بودن تعداد داده‌های موجود اطمینان حاصل نمود. برای این کار می‌توان از آزمون‌های کایسر- می‌یر- اولکین (KMO[۱۴]) و کرویت بارتلت[۱۵] استفاده نمود. مقدار شاخص آزمون KMO از صفر تا ۱ متغیر است. اگر مقدار شاخص نزدیک به ۱ باشد (حداقل ۰/۵)، داده‌های مورد نظر برای تحلیل عاملی مناسب هستند. همچنین شاخص KMO با بررسی کوچکی همبستگی جزئی بین متغیرها، ضمن تعیین کفایت نمونه‌گیری، مشخص می‌کند که آیا واریانس متغیرهای تحقیق، تحت تأثیر واریانس مشترک برخی عوامل پنهان و اساسی هستند یا خیر. آزمون بارتلت نیز فرضیه ماتریس همبستگی متغیرهای مشاهده شده واحد را مورد آزمون قرار می‌دهد. این آزمون تأیید می‌کند که متغیرها با یکدیگر ارتباط ندارند که این امر از طریق معنی‌داری آزمون کای دو به‌دست می‌آید. اگر سطح معنی‌داری در آزمون بارتلت کمتر از ۵ درصد (P-Value<0.05) باشد، ماتریس همبستگی، واحد نخواهد

[13]- Factor Analysis
[14]- Kaiser-Meyer-Olkin Measure of Sampling Adequacy
[15]- KMO and Bartlett's Test

بود؛ یعنی بین متغیرها ارتباط وجود دارد و فرض صفر آماری رد خواهد شد [۲۸].

تاکنون روش‌های زیادی برای تحلیل کمی ریسک‌ها ارائه شده است. در این تحقیق برای آنالیز ریسک‌های مهم شناسایی شده در مرحله قبلی، با توسعه یک رویکرد آنالیز تلفیقی برحسب شاخص اهمیت نسبی (RII[۱۶]) و دستورالعمل استاندارد PMBOK[۱۷]، به تحلیل کیفی و کمی احتمال وقوع و شدت اثر ریسک‌ها با بهره‌گیری از ماتریس احتمال وقوع- شدت اثر (PI[۱۸]) پرداخته شده است.

در حین استفاده از مقیاس طیف لیکرت برای جمع‌آوری پرسشنامه‌ها، استفاده از روش‌های آماری پارامتریک برای ارزیابی ترجیحات پاسخ‌دهندگان، چندان کاربردی نیست [۲۶]. در این موارد بهتر است که از روش‌های آماری ناپارامتریک همچون روش شاخص اهمیت نسبی (RII) برای تعیین اهمیت نسبی معیارهای شناسایی شده استفاده گردد [۲۹]. شاخص RII یک تکنیک غربالگری ناپارامتریک است که به‌طور گسترده‌ای توسط محققان مدیریت ساخت برای آنالیز پاسخ‌های حاصل از پرسشنامه‌های ساختاریافته و بسته‌پاسخ و دارای اندازه‌گیری منظم نگرش‌ها و به منظور سنجش اولیه نگرش‌ها و آرای به‌دست آمده از افراد حاضر در نمونه آماری تحقیق (پاسخ‌دهندگان به پرسشنامه‌ها) استفاده می‌شود [۳۰]. مقدار این شاخص برای هریک از پارامترها طبق رابطه (۴) قابل تعیین است [۳۱]:

$$RII = \sum_{i=1}^{5}(w_i \times x_i) / \sum_{i=1}^{5}(x_i) = \frac{5n_5 + 4n_4 + 3n_3 + 2n_2 + 1n_1}{5N} \quad (۴)$$

در این رابطه، w_i وزن اختصاص یافته به iامین پاسخ بوده و به ازای i=1,2,3,4,5 برابر w_i=1,2,3,4,5 به‌دست می‌آید. همچنین N تعداد کل پاسخ‌دهندگان، x_i فراوانی مربوط به iامین پاس و i نیز شاخص گروه پاسخ بوده و وزن‌های ۱ (اهمیت خیلی کم) تا ۵ (اهمیت خیلی زیاد) را اختیار می‌کند. مقدار RII در یک محدوده از وزن‌های [۱ و ۰) قابل تغییر است. مقادیر بالاتر RII بیانگر اهمیت بیشتر معیارهای یک پرسشنامه می‌باشد. علاوه بر این، مقایسه RII با سطح اهمیت مربوطه برحسب ماتریس انتقال پیشنهاد شده توسط توسط چن[۱۹] و همکاران قابل اندازه‌گیری است [۳۲].

در ادامه مقادیر شاخص اهمیت نسبی احتمال وقوع ($RII_{Probability}$) و شدت اثر (RII_{Impact}) هریک از ریسک‌ها محاسبه شد. جهت تعیین ارتباط بین مقادیر RII محاسبه شده و ارائه شده برای P و I طبق استاندارد PMBOK و از طریق درونیابی خطی (مطابق با مقادیر جدول ۲)، مقدار احتمال وقوع و شدت اثر هر ریسک به صورت میانگین طبق روابط (۵) و (۶) تعیین شد:

$$P = 0.2 \times RII_{Probabilty} - 0.1 \quad (۵)$$

$$I = 0.1875 \times RII_{Impact} - 0.425 \quad (۶)$$

با توجه به مستقل بودن متغیرهای احتمال وقوع و شدت اثر هریک از ریسک‌های شناسایی شده، نیاز به تعیین نرخ ریسک (شامل تأثیر توأمان احتمال و شدت وقوع ریسک) می‌باشد. مقدار نرخ ریسک که با استفاده از مفهوم امید ریاضی حاصلضرب مطابق رابطه (۷) تعیین می‌گردد، تأثیر ریسک بر هدف پروژه را نشان داده و ملاک اولویت‌بندی ریسک‌ها برحسب میزان اهمیت آنها قرار می‌گیرد.

$$PI = P \times I \quad (۴)$$

به نحوی که ریسک‌های شناسایی شده برحسب مقدار PI به‌دست آمده برای آنها در سه محدوده بحرانی (PI بیشتر از ۲۰٪)، محدوده احتیاطی (تأثیر از ۵ الی

[16]- Relative Importance Index
[17]- Project Management Body of Knowledge
[18]- Probability-Impact
[19]- Chen

۲۰٪) و محدوده قابل پذیرش (کمتر از ۵٪) قابل طبقه‌بندی می‌باشند.

جدول ۲- مقدار اهمیت نسبی ریسک‌ها برحسب رویکرد تلفیقی RII و PI

میزان اهمیت	مقدار عددی	شاخص اهمیت نسبی احتمال وقوع و شدت اثر ($RII_{Probability}$) و (RII_{Impact})	شاخص عددی احتمال وقوع	شاخص عددی شدت اثر
خیلی کم	۱	صفر – ۰/۲	۰/۱	۰/۰۵
کم	۲	۰/۲ – ۰/۴	۰/۳	۰/۱
متوسط	۳	۰/۴ – ۰/۶	۰/۵	۰/۲
زیاد	۴	۰/۶ – ۰/۸	۰/۷	۰/۴
خیلی زیاد	۵	۰/۸ - ۱	۰/۹	۰/۸

۴- یافته‌ها و بحث

۴-۱- نتایج فاز اول: شناسایی ریسک‌های مؤثر و دسته‌بندی آنها

براساس نتایج فاز اول مطالعه، در مجموع تعداد ۸۳ ریسک در دو بخش ساختاری (۴۲ ریسک) و عملکردی (۴۱ ریسک) در پروژه‌های زیربنایی PPP شناسایی شد. پس از تفکیک نهایی، بخش ساختاری در شش حوزه اصلی مشتمل بر ریسک‌های سیاسی، اقتصادی، قوانین (مقررات)، فرهنگی (اجتماعی)، محیطی (طبیعی) و آماده‌سازی (توسعه) پروژه و بخش عملکردی نیز در شش حوزه اصلی مشتمل بر ریسک‌های سرمایه‌گذاری، طراحی، ساخت (تکمیل)، بهره‌برداری، درآمد (بازار) و مدیریتی (سازمانی) طبقه‌بندی شدند. پایگاه ریسک‌های شناسایی شده در دو بخش ساختاری و عملکردی پروژه به همراه کد هر ریسک به‌ترتیب در جداول ۳ و ۴ آمده و ساختار شکست آنها در شکل ۲ نشان داده شده است.

نتایج تحلیل پایایی و روایی داده‌ها برحسب R_α و CVR به ازای حوزه‌های اصلی ۱۲گانه شناسایی شده برای ریسک‌ها در ستون دوم جداول ۳ و ۴ آمده است. با توجه به بالاتر بودن مقادیر R_α و CVR از مقادیر مجاز برای همه حوزه‌های اصلی ریسک، می‌توان پرسشنامه طرح شده براساس شیوه هماهنگی درونی گویه‌ها را پایا و روا قلمداد نمود.

۴-۲- نتایج فاز دوم: غربالگری منشاء ریسک‌ها با آزمون‌های آماری

نتایج آمار توصیفی (میانگین، انحراف معیار، واریانس، چولگی و کشیدگی) و آزمون‌های تعیین نرمالیتی و رتبه‌بندی منشاء ریسک‌های شناسایی شده در جداول ۳ و ۴ آمده است. مقادیر پارامترهای آماری (ستون‌های پنجم تا نهم جداول) برای ریسک‌های مختلف، خیلی به هم نزدیک بوده و تصمیم‌گیری برای تعیین ارجحیت آنها را دچار خطا می‌نماید. از همین رو، نتایج آزمون K-S جهت تعیین توزیع داده‌ها و انتخاب نوع آزمون رتبه‌بندی در ستون‌های دهم و یازدهم جداول مذکور آمده است. با توجه به سطح معناداری آزمون K-S (کمتر از ۰/۰۵) برای تمامی ریسک‌های سطح دوم، می‌توان دریافت که توزیع داده‌ها غیرنرمال بوده و برای رتبه‌بندی آنها باید از یک آزمون ناپارامتریک (W کندال) بهره گرفت. نتایج آزمون کندال برحسب وزن W و رتبه ریسک‌ها در هر دسته در دو ستون آخر این جداول بیان شده است. نتیجه کلی آزمون کندال نشان می‌دهد که سطح معناداری منشاء ریسک‌ها در تمام حوزه‌های ۱۲گانه کمتر از ۰/۰۵ بوده، بنابراین تفاوت در رتبه ریسک‌ها معنادار است. با پیروی از اصل پارتو، ریسک‌ها با میانگین رتبه بیش از ۲۰ درصد در هر حوزه، به‌عنوان ریسک‌های ارجح‌تر انتخاب شده‌اند.

جدول ۳- یافته‌های تحلیل آماری ریسک‌های شناسایی شده در بخش ساختاری

حوزه اصلی ریسک	روایی و پایایی (CVR, Rα)	نماد	منشاء ریسک	آمار توصیفی					آزمون K-S		آزمون کندال	
				میانگین	انحراف استاندارد	واریانس	چولگی	کشیدگی	آماره آزمون Z	سطح معناداری	وزن کندال	رتبه ریسک در دسته
سیاسی (P.R)	(۰/۷۲۳ و ۰/۵۶)	P.R.1	حمایت‌های سیاسی (تغییر در اولویت‌ها و سیاست‌های دولت)	۲/۳۶	۰/۸۹	۰/۷۹	۰/۳۲	-۰/۵۶	۲/۴۲۲	۰/۰۰۰	۳/۱۵	۹
		P.R.2	خاتمه قرارداد توسط دولت و لغو امتیاز قرارداد	۳/۱۴	۱/۰۸	۱/۱۶	-۰/۰۹	-۰/۶۴	۱/۵۷۱	۰/۰۱۴	۵/۰۱	۷
		P.R.3	قطع پرداخت‌ها توسط دولت	۳/۵۴	۰/۸۶	۰/۷۳	-۰/۰۶	-۰/۵۸	۲/۰۶۲	۰/۰۰۰	۵/۹۵	۳
		P.R.4	عدم تأمین مناسب تسهیلات زیربنایی (آب، برق، راه‌های دسترسی و...)	۲/۶۱	۰/۷۴	۰/۵۴	۰/۳۸	-۰/۵۱	۲/۵۴۳	۰/۰۰۰	۳/۶۰	۵
		P.R.5	فورس ماژورهای سیاسی (جنگ، تحریم، اعتصاب‌ها و تظاهرات و...)	۳/۴۳	۰/۹۸	۰/۹۶	-۰/۴۵	۰/۳۰	۱/۸۵۲	۰/۰۰۲	۵/۷۴	۴
		P.R.6	خرید و فروش اجباری سهام شرکت پروژه	۲/۶۳	۰/۹۶	۰/۹۲	-۰/۱۵	-۰/۸۹	۱/۹۱۹	۰/۰۰۱	۳/۸۸	۸
		P.R.7	دخالت دولت در مراحل اجرا و بهره‌برداری پروژه	۳/۵۴	۰/۹۱	۰/۸۳	-۰/۲۷	-۰/۲۶	۲/۰۶۲	۰/۰۰۰	۶/۰۸	۲
		P.R.8	فساد نظام دولتی در فرآیند انعقاد قرارداد (رشوه خواری و ...)	۳/۵۶	۰/۹۴	۰/۸۸	-۰/۴۲	۰/۱۰	۲/۰۵۱	۰/۰۰۰	۶/۱۱	۱
		P.R.9	بی ثباتی و ناپایداری دولت میزبان	۳/۳۴	۰/۸۹	۰/۷۸	-۰/۰۵	-۰/۲۸	۱/۹۹۱	۰/۰۰۱	۵/۴۹	۶
اقتصادی (E.R)	(۰/۸۰۴ و ۰/۶۲)	E.R.1	نوسان نرخ ارز	۳/۴۶	۰/۸۹	۰/۹۱	-۰/۱۶	-۰/۵۳	۱/۹۰۹	۰/۰۰۱	۴/۹۸	۲
		E.R.2	تغییر عوارض و حقوق گمرکی	۲/۴۱	۰/۸۹	۰/۹۰	۰/۳۵	-۰/۳۸	۲/۱۷۲	۰/۰۰۰	۲/۷۸	۶
		E.R.3	نرخ تورم	۳/۳۸	۰/۹۲	۰/۸۵	-۰/۱۲	۰/۰۰	۲/۰۷۸	۰/۰۰۰	۴/۷۸	۳
		E.R.4	افزایش مالیات	۲/۴۶	۰/۹۰	۰/۸۱	۰/۳۳	-۰/۱۷	۲/۲۰۵	۰/۰۰۰	۲/۹۸	۵
		E.R.5	نرخ بهره	۲/۲۵	۰/۸۵	۰/۷۲	۰/۱۳	-۰/۶۴	۲/۰۴۱	۰/۰۰۰	۲/۶۸	۷
		E.R.6	عدم تبدیل ارز (محدودیت انتقالی پول به خارج)	۳/۵۱	۰/۸۹	۰/۷۹	-۰/۴۳	۰/۴۱	۲/۰۹۳	۰/۰۰۰	۵/۰۹	۱
		E.R.7	محدودیت‌های صادرات و واردات	۳/۳۶	۰/۹۴	۰/۸۹	-۰/۴۲	۰/۰۴	۲/۰۱۴	۰/۰۰۱	۴/۷۲	۴
قوانین (مقررات) (L.R)	(۰/۷۱۵ و ۰/۶۲)	L.R.1	تغییر در قوانین (مقررات)	۲/۴۳	۰/۹۲	۰/۸۶	۰/۳۲	-۰/۲۷	۲/۱۴۳	۰/۰۰۰	۲/۵۷	۶
		L.R.2	عدم وجود اجرای متن صحیح قانون	۳/۲۰	۰/۹۷	۰/۹۵	-۰/۲۵	-۰/۱۶	۱/۸۴۳	۰/۰۰۲	۳/۷۱	۳
		L.R.3	ابهام در توافقنامه امتیاز و قراردادها	۳/۴۰	۰/۹۹	۰/۹۸	-۰/۴۰	-۰/۱۸	۲/۰۴۰	۰/۰۰۰	۴/۰۱	۲
		L.R.4	تغییرات در مصوبات قرارداد	۳/۴۸	۰/۹۷	۰/۹۴	-۰/۵۷	۰/۱۲	۲/۲۹۲	۰/۰۰۰	۴/۲۱	۱
		L.R.5	محدودیت‌ها و مجوزهای زیست محیطی	۲/۶۰	۱/۱۰	۱/۲۱	۰/۱۵	-۰/۷۲	۱/۶۰۷	۰/۰۱۱	۲/۸۰	۵
		L.R.6	قوانین و آئین‌نامه‌های پیچیده درون سازمانی	۳/۱۹	۰/۹۹	۱/۱۹	-۰/۰۹	۰/۸۲	۱/۷۵۸	۰/۰۰۴	۳/۷۰	۴

جدول ۳- ادامه

حوزه اصلی ریسک	روایی و پایایی (CVR, Rα)	نماد	منشاء ریسک	آمار توصیفی					آزمون K-S		آزمون کندال	
				میانگین	انحراف استاندارد	واریانس	چولگی	کشیدگی	آماره آزمون Z	سطح معناداری	وزن کندال	رتبه ریسک در دسته
فرهنگی (اجتماعی) (SC.R)	(۰/۷۰۲ و ۰/۴۹)	SC.R.1	عدم تشخیص مالکیت زمین قبل از قرارداد	۲/۴۶	۰/۹۵	۰/۹۱	۰/۳۸	-۰/۴۴	۲/۳۳۴	۰/۰۰۰	۲/۷۸	۴
		SC.R.2	کم ارزش شدن تفکر سرمایه‌گذاری در تولید و تقاضا	۳/۳۶	۰/۹۷	۰/۹۴	-۰/۱۱	-۰/۳۵	۱/۸۶۱	۰/۰۰۲	۴/۲۶	۳
		SC.R.3	نبود فرهنگ مناسب کار و تولید و سرمایه‌گذاری	۲/۳۹	۰/۷۲	۰/۵۲	۰/۳۰	۱/۱۸	۲/۳۹۰	۰/۰۰۰	۲/۷۱	۵
		SC.R.4	عدم برخورد مناسب نهادها و سازمان‌های ذیربط با امر سرمایه‌گذاری	۳/۵۰	۱/۰۴	۱/۰۹	-۰/۲۴	-۰/۶۱	۱/۷۵۹	۰/۰۰۴	۴/۴۶	۱
		SC.R.5	عدم وجود استراتژی منطقه‌ای برای هدایت سرمایه‌گذار بومی و منطقه‌ای	۳/۴۳	۱/۰۰	۱/۰۱	-۰/۱۷	-۰/۴۷	۱/۷۱۴	۰/۰۰۶	۴/۲۹	۲
		SC.D.6	عدم وجود رضایت جمعی و فشار گروه های بومی	۲/۳۴	۰/۸۴	۰/۷۱	۰/۲۰	-۰/۴۷	۲/۲۸۹	۰/۰۰۰	۲/۵۱	۶
محیطی (طبیعی) (N.E.R)	(۰/۷۱۹ و ۰/۵۴)	N.E.R.1	عدم تفکیک و تخصیص محل مطلوب برای کارهای خاص (نخاله و..)	۲/۶۴	۰/۸۳	۰/۶۹	۰/۰۹	-۰/۶۳	۲/۱۵۷	۰/۰۰۰	۲/۳۴	۴
		N.E.R.2	عدم جاری سازی رویه‌های ایمنی به دلیل نگاه نادرست مدیران ارشد	۳/۵۴	۰/۹۸	۰/۹۶	-۰/۲۷	-۰/۵۸	۲/۰۷۱	۰/۰۰۰	۳/۵۱	۳
		N.E.R.3	نبود قوانین مرتبط با مسائل زیست محیطی پروژه	۳/۴۴	۱/۱۱	۱/۲۴	-۰/۰۴	-۱/۱۵	۱/۶۱۹	۰/۰۱۱	۳/۲۶	۳
		N.E.R.4	کمبود امکانات مناسب خدمات عمومی (تفریحی، بهداشتی، و ...)	۳/۶۶	۰/۹۳	۰/۸۶	-۰/۴۴	-۰/۱۴	۲/۲۲۷	۰/۰۰۰	۳/۶۹	۱
		N.E.R.5	وقوع بلایای غیرقابل پیش‌بینی طبیعی زلزله، سیل و طوفان، آتش‌سوزی	۲/۵۵	۰/۹۳	۰/۸۶	۰/۲۴	۰/۰۲	۱/۸۹۱	۰/۰۰۲	۲/۲۱	۵
آماده‌سازی (توسعه) (D.R)	(۰/۷۲۳ و ۰/۵۸)	D.R.1	شرکت در مناقصه (عدم موفقیت مناقصه) به دلیل نبود ساختار مناسب قراردادی	۳/۳۰	۱/۰۲	۱/۰۵	-۰/۴۲	-۰/۱۱	۱/۸۱۵	۰/۰۰۳	۵/۸۲	۴
		D.R.2	تأخیر در آماده‌سازی و تجهیز اولیه پروژه (برنامه‌ریزی و هماهنگی)	۳/۳۵	۰/۸۹	۰/۷۹	-۰/۲۰	-۰/۳۸	۲/۰۶۲	۰/۰۰۰	۶/۱۱	۳
		D.R.3	تأخیر دولت در اجرایی کردن قرارداد	۲/۴۳	۰/۸۸	۰/۷۸	۰/۵۲	۰/۵۸	۲/۲۱۳	۰/۰۰۰	۳/۶۶	۹
		D.R.4	چندملیتی (تطبیق با قوانین چند کشور یا توافقات چند کشور)	۲/۸۵	۰/۸۶	۰/۷۴	۰/۰۵	-۰/۵۶	۱/۸۵۰	۰/۰۰۲	۴/۵۶	۵
		D.R.5	تملک اراضی و آزادسازی مسیر	۲/۷۵	۰/۸۲	۰/۶۷	۰/۵۰	۰/۱۲	۲/۰۸۰	۰/۰۰۰	۴/۴۲	۶
		D.R.6	طولانی شدن زمان اخذ مجوزها و تجدید آنها	۳/۴۹	۰/۹۰	۰/۸۱	-۰/۱۸	-۰/۲۴	۱/۹۲۷	۰/۰۰۱	۶/۱۹	۲
		D.R.7	اختلاف تفسیر در برداشت از مفاد قرارداد	۲/۵۵	۰/۹۵	۰/۹۱	-۰/۳۹	-۰/۲۰	۲/۱۷۳	۰/۰۰۰	۳/۹۲	۸

جدول ۳- ادامه

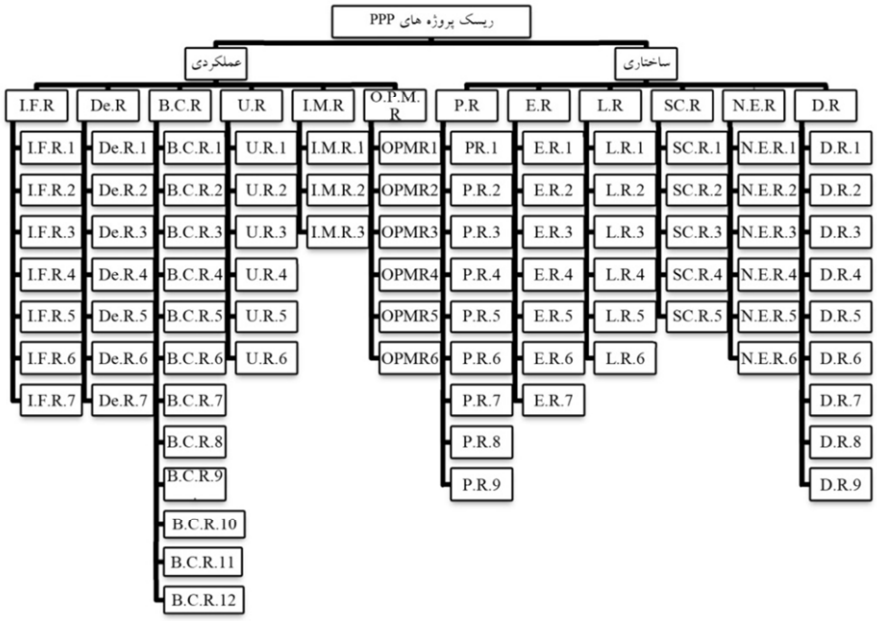
حوزه اصلی ریسک	روایی و پایایی (CVR, Rα)	نماد	منشاء ریسک	آمار توصیفی					آزمون K-S		آزمون کندال	
				میانگین	انحراف استاندارد	واریانس	چولگی	کشیدگی	آماره آزمون Z	سطح معناداری	وزن کندال	رتبه ریسک در دسته
آماده‌سازی (توسعه) (D.R)	(۰/۷۲۳ و ۰/۵۸)	D.R.8	واگذاری ادامه ارائه خدمات به رقبای جایگزین	۲/۶۰	۰/۹۴	۰/۸۸	۰/۴۱	-۰/۲۱	۲/۲۵۲	۰/۰۰۰	۴/۰۲	۷
		D.R.9	عدم وجود رویکرد برد-برد بین طرفین مناقصه از ابتدا	۳/۵۵	۱/۰۹	۱/۱۹	-۰/۶۴	-۰/۲۴	۲/۴۳۰	۰/۰۰۰	۶/۲۹	۱

جدول ۴- یافته‌های تحلیل آماری ریسک‌های شناسایی شده در بخش عملکردی

حوزه اصلی ریسک	روایی و پایایی (CVR, R_α)	نماد	منشاء ریسک	آمار توصیفی					آزمون K-S		آزمون کندال	
				میانگین	انحراف استاندارد	واریانس	چولگی	کشیدگی	آماره آزمون Z	سطح معناداری	وزن کندال	رتبه ریسک در دسته
سرمایه‌گذاری (I.F.R)	(۰/۵۶و۰/۷۴۵)	I.F.R.1	هزینه‌های تأمین مالی در جذب سرمایه‌گذار بخش خصوصی	۳/۵۴	۱/۰۴	۱/۰۹	-۰/۴۸	-۰/۲۶	۲/۰۹۱	۰/۰۰۰	۴/۸۰	۲
		I.F.R.2	بدهی و تعهدات مالی (در زمان ساخت و بهره‌برداری)	۲/۷۵	۱/۰۴	۱/۰۸	۰/۳۱	-۰/۵۶	۲/۰۳۶	۰/۰۰۱	۳/۳۹	۵
		I.F.R.3	شکست سقف تأمین مالی قرارداد	۲/۶۰	۱/۱۰	۱/۲۱	-۰/۱۴	-۱/۰۶	۱/۷۴۶	۰/۰۰۵	۴/۸۲	۱
		I.F.R.4	تاخیر در تخصیص بودجه دولتی پروژه	۲/۷۰	۰/۹۱	۰/۸۲	۰/۰۱	-۰/۴۲	۱/۹۴۳	۰/۰۰۱	۳/۲۹	۷
		I.F.R.5	عدم تخصیص صحیح مدیریت منابع مالی	۲/۷۳	۰/۹۳	۰/۸۶	-۰/۰۱	-۰/۵۶	۱/۸۲۵	۰/۰۰۳	۳/۳۴	۶
		I.F.R.6	وجود ساختار تعرفه‌ای پیچیده	۲/۹۹	۱/۰۰	۱/۰۰	۰/۰۳	-۰/۷۳	۱/۶۸۴	۰/۰۰۷	۳/۹۴	۴
		I.F.R.7	کمبود نقدینگی به واسطه عدم پرداخت به هنگام مطالبات	۳/۳۳	۰/۹۶	۰/۹۳	-۰/۱۸	-۰/۰۵	۱/۹۶۲	۰/۰۰۱	۴/۴۱	۳
طراحی (De.R)	(۰/۵۷و۰/۷۲۲)	De.R.1	عدم تطابق با استانداردهای طراحی	۲/۶۳	۰/۸۳	۰/۶۹	۰/۱۳	-۰/۶۵	۲/۲۲۴	۰/۰۰۰	۳/۱۳	۶
		De.R.2	پیچیدگی طراحی پروژه	۳/۴۶	۰/۹۵	۰/۹۱	-۰/۳۴	-۰/۱۷	۲/۰۲۱	۰/۰۰۱	۴/۷۸	۱
		De.R.3	کافی نبودن نقشه‌ها، اسناد و مشخصات فنی	۳/۴۶	۰/۸۷	۰/۷۶	-۰/۳۵	۰/۴۴	۱/۹۵۹	۰/۰۰۱	۴/۷۳	۲
		De.R.4	عدم تجربه و مهارت پرسنل متخصص	۳/۴۶	۱/۰۹	۱/۱۹	-۰/۱۱	-۰/۸۴	۱/۶۹۳	۰/۰۰۶	۴/۶۴	۳
		De.R.5	تغییر در مشخصات طرح	۲/۵۳	۰/۹۱	۰/۸۴	۰/۰۸	-۰/۷۸	۲/۰۵۵	۰/۰۰۰	۲/۹۲	۷
		De.R.6	مستندسازی نامناسب یا عدم کفایت آن در طراحی	۲/۸۵	۱/۰۲	۱/۰۴	۰/۳۸	-۰/۳۰	۱/۸۲۵	۰/۰۰۳	۳/۴۲	۵
		De.R.7	افزایش حق الزحمه بواسطه تغییر در برآورد هزینه تمام شده طراحی	۳/۲۸	۱/۰۲	۱/۰۴	-۰/۱۴	-۰/۴۹	۱/۶۷	۰/۰۰۸	۴/۳۷	۴
ساخت (تکمیل) (B.C.R)	(۰/۶۴و۰/۸۱۲)	B.C.R.1	تأخیر در تکمیل و ساخت	۳/۷۸	۱/۰۶	۱/۱۱	-۰/۶۶	-۰/۲۲	۲/۲۰۹	۰/۰۰۰	۸/۳۶	۱
		B.C.R.2	شرایط محیطی و محلی اجرای پروژه	۲/۹۱	۰/۹۸	۰/۹۷	-۰/۰۷	-۰/۴۹	۱/۷۷۱	۰,۰۰۴	۵/۶۲	۸
		B.C.R.3	قصور و عدم صلاحیت پیمانکار	۳/۴۹	۱/۰۱	۱/۰۱	-۰/۳۵	-۰/۴۳	۲/۰۷۷	۰/۰۰۰	۷/۵۱	۳

جدول ۴- ادامه

حوزه اصلی ریسک	روایی و پایایی (CVR, R_α)	نماد	منشاء ریسک	آمار توصیفی					آزمون K-S		آزمون کندال	
				میانگین	انحراف استاندارد	واریانس	چولگی	کشیدگی	آماره آزمون Z	سطح معناداری	وزن کندال	رتبه ریسک در دسته
ساخت (تکمیل) (B.C.R)	(۰/۶۴و۰/۸۱۲)	B.C.R.4	محدودیت‌ها و آسیب‌های زیست محیطی	۳/۵۴	۰/۹۸	۰/۹۶	-۰/۶۰	۰/۱۸	۲/۲۹۴	۰/۰۰۰	۷/۶۶	۲
		B.C.R.5	عدم شفافیت ابعاد اجرایی کار	۲/۸۱	۰/۸۶	۰/۷۴	-۰/۱۲	-۰/۱۹	۲/۲۲۷	۰/۰۰۰	۵/۲۲	۱۰
		B.C.R.6	دوباره‌کاری‌ها به دلیل اشتباهات و یا تغییرات از سوی ارکان پروژه	۳/۴۴	۰/۸۸	۰/۷۸	-۰/۳۱	۰/۳۰	۱/۹۲۱	۰/۰۰۱	۷/۲۵	۵
		B.C.R.7	تأمین منابع تجهیزاتی و مصالح	۲/۸۴	۰/۹۱	۰/۸۲	-۰/۰۹	-۰/۵۸	۱/۸۶۶	۰/۰۰۲	۵/۳۲	۹
		B.C.R.8	عدم تکمیل پروژه	۳/۰۱	۰/۹۲	۰/۸۵	۰/۱۷	-۰/۴۹	۱/۸۳۷	۰/۰۰۲	۵/۸۹	۷
		B.C.R.9	پیچیدگی و کمبود دانش (فنی و اجرایی) نزد پرسنل پروژه	۳/۱۰	۰/۹۲	۰/۸۵	-۰/۲۰	-۰/۴۶	۱/۷۷۰	۰/۰۰۴	۵/۱۴	۱۱
		B.C.R.10	عدم رسیدن به استانداردهای اجرایی و کیفیت پروژه	۳/۴۰	۰/۹۴	۰/۸۸	-۰/۳۲	-۰/۱۷	۱/۰۲۸	۰/۰۰۱	۷/۳۴	۴
		B.C.R.11	افزایش هزینه از مقدار پیش‌بینی شده	۳/۲۵	۰/۹۳	۰/۸۷	-۰/۰۵	-۰/۲۷	۱/۹۴۹	۰/۰۰۰	۶/۷	۶
		B.C.R.12	عدم تناسب برنامه تأمین نیروی انسانی با برنامه‌ریزی اجرای پروژه	۲/۷۵	۰/۸۶	۰/۷۵	۰/۲۷	-۰/۰۱	۱/۹۱۲	۰/۰۰۱	۴/۹۸	۱۲
بهره‌برداری (U.R)	(۰/۶۵و۰/۸۲۱)	U.R.1	خاتمه قرارداد توسط شرکت پروژه	۲/۹۰	۱/۰۱	۱/۰۳	۰/۰۶	-۰/۸۶	۱/۹۰۲	۰/۰۰۱	۲/۹۵	۵
		U.R.2	قصور شرکت بهره بردار	۳/۳۸	۰/۹۱	۰/۸۲	-۰/۳۰	۰/۰۰	۱/۹۴۶	۰/۰۰۱	۳/۷۰	۴
		U.R.3	آسیب دیدن تسهیلات پروژه	۳/۴۳	۱/۱۳	۱/۲۹	-۰/۱۰	-۱/۰۴	۱/۶۲۳	۰/۰۱۰	۳/۸۲	۲
		U.R.4	انتقال تکنولوژی و واگذاری	۲/۷۸	۰/۹۳	۰/۸۶	۰/۳۷	۰/۲۰	۲/۰۵۰	۰/۰۰۰	۲/۶۱	۶
		U.R.5	کیفیت و بهره‌وری پایین بناها	۳/۶۵	۱/۰۱	۱/۰۲	-۰/۲۳	-۰/۶۸	۱/۷۰۵	۰/۰۰۶	۴/۱۶	۱
		U.R.6	عدم تعیین وضعیت واگذاری و مالکیت پس از خاتمه قرارداد	۳/۴۵	۱/۰۱	۱/۰۱	-۰/۲۴	-۰/۱۵	۱/۸۸۱	۰/۰۰۲	۳/۷۶	۳
درآمد (بازار) (I.M.R)	(۰/۴۸و۰/۷۱۶)	I.M.R.1	نوسان قیمت یا نرخ عوارض	۳/۵۹	۰/۹۴	۰/۸۸	-۰/۰۲	-۰/۸۶	۱/۸۷۵	۰/۰۰۲	۲/۲۸	۱
		I.M.R.2	درآمد ناکافی از بهره‌برداری	۳/۳۹	۱/۰۲	۱/۰۵	-۰/۱۹	-۰/۳۵	۱/۷۶۵	۰/۰۰۴	۲/۰۴	۲
		I.M.R.3	تقاضای زیاد و حجم ناکافی پروژه در تأمین تقاضا	۲/۹۶	۱/۱۵	۱/۳۳	۰/۱۸	-۰/۸۰	۱/۶۶۱	۰/۰۰۸	۱/۶۹	۳
مدیریتی (سازمانی) (O.P.M.R)	(۰/۶۰۵و۰/۷۰۷)	O.P.M.R.1	عدم کفایت مدیر پروژه در تأمین نیروی انسانی و ماشین آلات	۳/۴۸	۱/۳۱	۱/۷۲	-۰/۵۳	-۰/۹۲	۲/۲۸۵	۰/۰۰۰	۳/۸۱	۲
		O.P.M.R.2	تخصیص نامناسب منابع	۳/۵۳	۱/۰۲	۱/۰۴	-۰/۱۱	-۰/۷۸	۱/۷۶۱	۰/۰۰۴	۲/۷۲	۶
		O.P.M.R.3	تغییر ذینفعان پروژه	۲/۱۰	۱/۰۵	۱/۱۰	۰/۰۰	-۰/۷۱	۱/۶۰۳	۰/۰۱۲	۳/۰۲	۴
		O.P.M.R.4	عدم هماهنگی و تعامل مناسب بین ذینفعان	۳/۳۴	۰/۹۵	۰/۹۱	-۰/۱۰	-۰/۲۸	۱/۹۰۷	۰/۰۰۱	۳/۴۲	۳
		O.P.M.R.5	عدم کاربرد تکنیک‌ها و فنون مدیریت پروژه	۳/۱۰	۰/۸۵	۰/۷۲	-۰/۲۰	۰/۲۸	۲/۲۶۵	۰/۰۰۰	۲/۹۶	۵
		O.P.M.R.6	عدم توانایی تیم مدیریت پروژه در کنترل درخواست‌های خارج از چارچوب قرارداد	۳/۶۹	۱/۰۵	۱/۱۰	-۰/۵۵	-۰/۰۹	۱/۸۲۹	۰/۰۰۲	۴/۰۲	۱



شکل ۲- ساختار شکست سلسله مراتبی ریسک پروژه‌های PPP

مطابق نتایج آزمون کندال در ریسک‌های سیاسی، مقدار ضریب W برابر با ۰/۶۱ به‌دست آمده است؛ یعنی رتبه‌بندی کندال ریسک‌ها در حدود ۶۱ درصد قابلیت اطمینان داشته و متخصصان حدود ۶۱ درصد در رابطه با رتبه‌بندی ریسک‌های سیاسی توافق نظر داشته‌اند. همچنین بین حوزه سیاسی، سه ریسک حمایت‌های سیاسی (P.R.1)، عدم تأمین مناسب تسهیلات زیربنایی (P.R.4) و خریدوفروش اجباری سهام شرکت پروژه (P.R.6) به‌ترتیب با W کندال برابر با ۳/۱۵، ۳/۶۰ و ۳/۸۸ نسبت به سایر ریسک‌ها کمترین مقدار را کسب نموده و قابل صرف‌نظر می‌باشند. با رویکردی مشابه، یافته‌های آزمون کندال در ۱۱ حوزه دیگر نیز معنادار بوده و ریسک‌های حذف شده با درجه اهمیت کمتر مرتبط با هر حوزه تعیین شدند. در نهایت، براساس نتایج رتبه‌بندی کندال، از ۸۳ ریسک شناسایی شده، ۳۶ ریسک با اهمیت کمتر حذف و ۴۷ ریسک باقیمانده آنالیز گردیدند.

۴-۳- نتایج فاز سوم: غربالگری مؤلفه‌های اصلی ریسک با آزمون تحلیل عاملی

نتایج شاخص اندازه کفایت نمونه‌گیری (KMO) برای ۱۲ حوزه اصلی ریسک در پروژه‌های PPP نشان داد که KMO برابر با ۰/۵۸۱ و بیشتر از ۰/۵ تعیین شده است. بر این اساس می‌توان گفت که داده‌ها برای تحلیل عاملی مناسب هستند. همچنین با توجه به مقدار سطح معناداری آزمون کرویت بارتلت (کمتر از ۰/۰۵) می‌توان دریافت که فرض صفر رد شده و میان متغیرها ارتباط معناداری وجود دارد.

در جدول ۵ نتایج ماتریس همبستگی هر متغیر در حالت بدون چرخش (نسبتی از واریانس هر متغیر که توسط عامل‌های مشترک به‌حساب می‌آیند)، براساس روش استخراج تحلیل مؤلفه اصلی آمده است. ستون اول این ماتریس تمامی اشتراکات قبل از استخراج را گزارش می‌کند که تمامی آنها برابر ۱ می‌باشد. در ستون دوم، مقادیر استخراج آمده است. بررسی ماتریس همبستگی بین حوزه‌های اصلی ریسک نشان می‌دهد که تعدادی از متغیرها تا حدودی با هم رابطه خوبی دارند (همبستگی بیشتر از ۰/۱)؛ بنابراین نتایج نشانگر همبستگی قوی میان حوزه‌های ۱۲گانه ریسک در سطح خطای ۰/۰۵ است. طبق نتایج حاصله مشاهده می‌شود که حوزه‌های ریسک سیاسی (P.R)، طراحی (De.R) و سرمایه‌گذاری (I.F.R) به‌ترتیب با اشتراکات ۰/۵۹۳، ۰/۵۹۹ و ۰/۶۳۹ دارای کمترین اشتراک می‌باشند.

جدول ۵- ماتریس ضرایب همبستگی میان حوزه‌های اصلی بروز ریسک در پروژه‌های PPP

حوزه اصلی ریسک	مقدار اولیه	اشتراکات	PR	ER	LR	SCR	NER	DE
PR	۱/۰۰۰	۰/۵۹۳	۱/۰۰۰	۰/۱۸۱	۰/۳۸	۰/۲۵۳	۰/۱۹۸	۰/۲۹۵
ER	۱/۰۰۰	۰/۶۴۹	۰/۱۸۱	۱/۰۰۰	۰/۴۱۸	۰/۲۸۲	۰/۵۲۲	۰/۲۰۴
LR	۱/۰۰۰	۰/۶۹۰	۰/۰۳۸	۰/۴۱۸	۱/۰۰۰	۰/۲۶۳	۰/۳۵۴	۰/۲۰۵
SCR	۱/۰۰۰	۰/۷۸۱	۰/۲۵۳	۰/۲۸۲	۰/۲۶۳	۱/۰۰۰	۰/۲۷۲	۰/۰۱۲
NER	۱/۰۰۰	۰/۶۵۴	۰/۱۹۸	۰/۵۲۲	۰/۳۵۴	۰/۲۷۲	۱/۰۰۰	۰/۳۸۶
DE	۱/۰۰۰	۰/۷۵۸	۰/۲۹۵	۰/۲۰۴	۰/۲۰۵	۰/۰۱۲	۰/۳۸۶	۱/۰۰۰
IFR	۱/۰۰۰	۰/۶۳۹	-۰/۰۸۷	۰/۰۷۰	۰/۲۸۱	۰/۱۸۱	۰/۰۰۶	۰/۰۱۷
DeR	۱/۰۰۰	۰/۵۹۹	۰/۱۶۰	۰/۲۱۷	۰/۲۱۵	۰/۳۰۹	۰/۳۸۹	۰/۱۷۵
BCR	۱/۰۰۰	۰/۷۸۲	۰/۱۳۶	۰/۰۵۱	-۰/۰۱۵	۰/۲۵۷	۰/۱۲۲	۰/۱۵۵
UR	۱/۰۰۰	۰/۷۳۶	۰/۰۳۸	۰/۰۴۱	۰/۰۶۵	-۰/۰۲۵	۰/۰۲۱	۰/۰۴۵
IMR	۱/۰۰۰	۰/۷۳۶	۰/۰۰۰	۰/۱۳۵	۰/۰۲۵	۰/۱۴۶	۰/۰۹۲	-۰/۰۵۲
OPMR	۱/۰۰۰	۰/۷۶۰	۰/۱۶۴	۰/۱۰۵	-۰/۱۳۷	۰/۰۷۰	-۰/۰۴۳	-۰/۰۲۰
حوزه اصلی ریسک	مقدار اولیه	اشتراکات	IFR	DeR	BCR	UR	IMR	PPMR
PR			-۰/۰۸۷	۰/۱۶۰	۰/۱۳۶	۰/۰۳۸	۰/۰۰۰	۰/۱۶۴
ER			۰/۰۷۰	۰/۲۱۷	۰/۰۵۱	۰/۰۴۱	۰/۱۳۵	۰/۱۰۵
LR			۰/۲۸۱	۰/۲۱۵	-۰/۰۱۵	۰/۰۶۵	۰/۰۲۵	-۰/۱۳۷
SCR			۰/۱۸۱	۰/۳۰۹	۰/۲۵۷	-۰/۰۲۵	۰/۱۴۶	۰/۰۷۰
NER			۰/۰۰۶	۰/۳۸۹	۰/۱۲۲	۰/۰۲۱	۰/۰۹۲	-۰/۰۴۳
DE			۰/۰۱۷	۰/۱۷۵	۰/۱۵۵	۰/۰۴۵	-۰/۰۵۲	-۰/۰۲۰
IFR			۱/۰۰۰	۰/۳۱۱	۰/۰۶۲	۰/۳۲۵	۰/۲۵۵	۰/۰۲۲
DeR			۰/۳۱۱	۱/۰۰۰	۰/۴۰۴	۰/۱۴۴	۰/۲۴۶	۰/۰۶۰
BCR			۰/۰۶۲	۰/۴۰۴	۱/۰۰۰	۰/۲۷۵	۰/۰۱۹	-۰/۰۸۷
UR			۰/۳۲۵	۰/۱۴۴	۰/۲۷۵	۱/۰۰۰	۰/۵۰۰	۰/۲۶۸
IMR			۰/۲۵۵	۰/۲۴۶	۰/۰۱۹	۰/۵۰۰	۱/۰۰۰	۰/۴۶۰
OPMR			۰/۰۲۲	۰/۰۶۰	-۰/۰۸۷	۰/۲۶۸	۰/۴۶۰	۱/۰۰۰

ماتریس مؤلفه‌های اصلی، رابطه بین متغیرها و عوامل نهفته را مشخص می‌کند که از این روابط به‌عنوان بارهای عاملی یاد می‌شود. هرچه مقدار مطلق بارگذاری بیشتر باشد، مبین تأثیرگذاری بیشتر عامل نهفته بر روی شاخص است [۳۳]. در ادامه، نتایج تعیین مؤلفه‌های اصلی (نفهته) برای ادغام حوزه‌های اصلی بروز ریسک در پروژه‌های PPP برمبنای تشریح واریانس کل در جدول ۶ آمده است. این جدول متشکل از سه بلوک است. بلوک اول شامل سه ستون با برچسب مقادیر ویژه اولیه مربوط به مقادیر ویژه ماتریس همبستگی است.

مقدار ویژه، مقداری از واریانس آزمون کل است که توسط یک عامل خاص تخمین زده می‌شود و واریانس کل برای هر آزمون برابر با ۱۰۰٪ است. ستون دوم، نشانگر درصد سهم واریانس آن عامل از واریانس کل می‌باشد که از تقسیم مقدار ویژه آن عامل بر تعداد آزمون‌ها به‌دست می‌آید. طبق نتایج جدول ۶ و مقادیر ویژه به‌دست آمده، مؤلفه‌هایی با مقدار ویژه بزرگتر از ۱، به‌عنوان مؤلفه‌های اصلی استخراج می‌شوند؛ مقدار ویژه برای پنج عامل اول به‌ترتیب برابر با ۲/۸۷۴، ۱/۸۸۹، ۱/۳۲۱، ۱/۲۶۴ و ۱/۰۳۰ یعنی بزرگتر از ۱ به‌دست آمده است. بر این اساس

می‌توان دریافت که در بین ۱۲ حوزه ریسک، پنج عامل نهفته با مقادیر ویژه بیشتر از ۱/۰، قابلیت تبیین ۶۹/۸۱۷٪ از واریانس‌ها را دارا هستند. این عوامل نهفته (مؤلفه‌های اصلی) به صورت عامل R1: ریسک دولتی، R2: ریسک تأمین مالی، R3: ریسک عملیاتی، R4: ریسک اجتماعی و R5: ریسک سازمانی نامگذاری شده‌اند.

نتایج تحلیل عاملی ماتریس مؤلفه‌ها قبل و بعد از دوران (ماتریس مؤلفه چرخشی) در جدول ۷ آمده است. براساس داده‌های این جدول، همبستگی‌های بین مؤلفه‌های اصلی استخراج شده از مرحله قبلی قابل مشاهده است. با توجه به نتایج این ماتریس مشاهده می‌شود که برخی حوزه‌های ۱۲گانه ریسک بین این عوامل دارای بارهای عاملی متقاطع می‌باشند.

جدول ۶- استخراج مؤلفه‌های اصلی برمبنای اشتراکات حوزه‌های اصلی ریسک در پروژه‌های PPP

مؤلفه	مقادیر ویژه اولیه			مقادیر استخراج بارهای عاملی مربعی			مقادیر چرخش بارهای عاملی مربعی		
	Total	% of Variance	Cumulative %	Total	% of Variance	Cumulative %	Total	% of Variance	Cumulative %
۱	۲/۸۷۴	۲۳/۹۴۹	۲۳/۹۴۹	۲/۸۷۴	۲۳/۹۴۹	۲۳/۹۴۹	۲/۲۹۶	۱۹/۱۳۰	۱۹/۱۳
۲	۱/۸۸۹	۱۵/۷۴۱	۳۹/۶۹۰	۱/۸۸۹	۱۵/۷۴۱	۳۹/۶۹۰	۱/۹۰۹	۱۵/۹۰۹	۳۵/۰۳۹
۳	۱/۳۲۱	۱۱/۰۱۲	۵۰/۷۰۲	۱/۳۲۱	۱۱/۰۱۲	۵۰/۷۰۲	۱/۷۵۶	۱۴/۷۰۶	۴۹/۷۴۶
۴	۱/۲۶۴	۱۰/۵۳۲	۶۱/۲۳۴	۱/۲۶۴	۱۰/۵۳۲	۶۱/۲۳۴	۱/۳۶۴	۱۱/۳۶۸	۶۱/۱۱۴
۵	۱/۰۳۰	۸/۵۸۳	۶۹/۸۱۷	۱/۰۳۰	۸/۵۸۳	۶۹/۸۱۷	۱/۰۴۴	۸/۷۰۳	۶۹/۸۱۷
۶	۰/۸۱۶	۶/۷۹۹	۷۶/۶۱۵	–	–	–	–	–	–
۷	۰/۶۹۷	۵/۸۰۷	۸۲/۴۲۲	–	–	–	–	–	–
۸	۰/۵۲۵	۴/۳۷۴	۸۶/۷۹۶	–	–	–	–	–	–
۹	۰/۵۰۵	۴/۲۰۵	۹۱/۰۰۲	–	–	–	–	–	–
۱۰	۰/۴۶۵	۳/۸۷۷	۹۴/۸۷۹	–	–	–	–	–	–
۱۱	۰/۳۶۴	۳/۰۳۲	۹۷/۹۱۱	–	–	–	–	–	–
۱۲	۰/۲۵۱	۲/۰۸۹	۱۰۰/۰۰۰	–	–	–	–	–	–

جدول ۷- ماتریس بار عاملی مؤلفه‌های اصلی قبل و پس از دوران برای حوزه‌های اصلی بروز ریسک در پروژه‌های PPP

حوزه اصلی ریسک	ماتریس بار عاملی مؤلفه‌های اصلی									
	قبل از دوران					پس از دوران				
	R1	R2	R3	R4	R5	R1	R2	R3	R4	R5
PR	۰/۳۷۷	-۰/۱۷۸	۰/۶۱۷	۰/۱۷۴	-۰/۰۹۳	۰/۷۸۲	۰/۰۸۷	۰/۰۷۸	۰/۲۸۶	۰/۱۰۳
ER	۰/۶۲۵	-۰/۲۵۵	۰/۰۷۷	-۰/۴۲۸	-۰/۰۶۲	۰/۲۳۶	۰/۸۳۲	۰/۱۴۶	۰/۱۵۱	۰/۰۵۸
LR	۰/۵۳۷	-۰/۲۸۳	-۰/۴۱۹	-۰/۳۷۴	۰/۰۷۶	۰/۷۳۹	۰/۱۴۹	۰/۳۲۳	۰/۳۰۶	۰/۳۲۲
SCR	۰/۵۵۹	-۰/۰۹۱	-۰/۰۳۶	۰/۰۹۰	-۰/۶۷۱	۰/۰۹۱	۰/۱۲	۰/۰۶۹	۰/۶۷۱	۰/۰۸۱
NER	۰/۶۷۲	-۰/۳۹۰	۰/۰۹۴	-۰/۱۶۶	۰/۱۲۳	۰/۰۱۷	۰/۰۳۷	۰/۰۸۷	۰/۸۷۴	۰/۱۲۳
DE	۰/۴۲۴	-۰/۳۵۰	۰/۲۷۴	۰/۰۹۴	۰/۶۱۰	۰/۳۸۵	۰/۱۳۶	۰/۱۹۶	۰/۲۶۸	۰/۶۶۱
IFR	۰/۳۹۳	۰/۳۶۵	۰/۵۸۸	-۰/۰۳۲	۰/۰۶۷	۰/۲۲۸	۰/۶۶۶	۰/۰۲۰	۰/۱۶۱	۰/۰۶۰
DeR	۰/۶۷۷	۰/۰۵۵	-۰/۱۴۷	۰/۳۲۸	-۰/۰۹۷	۰/۰۹۷	۰/۲۶۵	۰/۶۶۷	۰/۲۲۶	۰/۱۲۵
BCR	۰/۴۰۳	۰/۰۳۸	-۰/۰۳۹	۰/۷۵۸	-۰/۰۰۷	۰/۰۵۳	۰/۰۵۳	۰/۶۷۱	۰/۴۱۸	۰/۰۲۱
UR	۰/۳۶۵	۰/۶۶۶	-۰/۰۳۶	۰/۱۱۵	۰/۳۷۹	۰/۴۴۲	۰/۱۳۵	۰/۵۰۶	۰/۲۷۳	۰/۰۹۴
IMR	۰/۴۰۷	۰/۷۱۴	۰/۱۰۴	-۰/۲۲۱	-۰/۰۱۱	۰/۳۳۰	۰/۷۹۴	۰/۰۲۴	۰/۳۶۸	۰/۰۱۹
PPMR	۰/۱۸۹	۰/۵۸۰	۰/۵۴۱	-۰/۲۸۰	-۰/۱۲۸	۰/۱۹۰	۰/۰۴۹	۰/۲۸۱	۰/۱۲۵	۰/۶۹۲

برای درک واضح‌تر، الگوی مؤلفه‌ها براساس چرخش واریماکس[۲۰] تعیین شده است. براساس نتایج بار عاملی ماتریس دوران (جدول ۷) مشاهده می‌شود که تمامی ۱۲ حوزه اصلی ریسک قابل اختصاص به پنج عامل نهفته می‌باشند. بار عاملی بزرگتر از ۰/۵ نشان‌دهنده ارتباط مستقیم متغیرها با عوامل نفهته می‌باشد. هرچه مقدار قدرمطلق این ضرایب بیشتر باشد، عامل مربوطه نقش بیشتری در کل تغییرات (واریانس) متغیر مورد نظر دارد.

براساس نتایج، متغیرهای (حوزه‌های ریسک) سیاسی (P.R) و قوانین (مقررات) (LR) دارای بیشترین بار عاملی با عامل R1 می‌باشند. همچنین متغیرهای اقتصادی (E.R)، سرمایه‌گذاری (I.F.R) و درآمد (بازار) (IMR) دارای بیشترین بار عاملی با عامل R2 می‌باشند. متغیرهای طراحی (De.R)، ساخت (تکمیل) (B.C.R) و بهره‌برداری (U.R) دارای بیشترین بار عاملی با عامل R3 می‌باشند. ریسک‌های فرهنگی (اجتماعی) (S.C.R) و ریسک‌های محیطی (طبیعی) (N.E.R) دارای بیشترین بار عاملی با عامل R4 می‌باشند. در نهایت، متغیرهای آماده‌سازی (توسعه) پروژه (D.E) و مدیریتی (سازمانی) (P.P.M.R) دارای بیشترین بار عاملی با عامل R5 می‌باشند. پس از تعیین عوامل نهفته (مؤلفه‌های اصلی بروز ریسک) در پروژه‌های PPP، در ادامه، برای انجام آنالیزهای کیفی و کمی ریسک، از این مؤلفه‌ها استفاده شده است.

۴-۴- نتایج فاز چهارم: آنالیز کمی ریسک‌ها

پس از شناسایی و ارزیابی مهمترین ریسک‌های ساختاری و عملکردی قراردادهای PPP در پروژه‌های زیربنایی حمل‌ونقل با آزمون‌های آماری، در ادامه به آنالیز کمی ریسک‌ها پرداخته شده است. در جدول ۸ نتایج نرخ ریسک (PI) برای ریسک‌های مرتبط با پنج مؤلفه اصلی (عامل بروز ریسک) آمده است. این نتایج به صورت گرافیکی برای دو بخش ساختاری و عملکردی در شکل ۳ نشان داده شده است. براساس نتایج، ۳۰ ریسک در محدوده بحرانی (PI بیشتر از ۰/۲)، ۱۳ ریسک در محدوده احتیاطی (PI بین ۰/۰۵ تا ۰/۲) و ۵ ریسک در محدوده قابل پذیرش (PI کمتر از ۰/۰۵) تعیین شده‌اند. به‌طوری‌که ریسک‌های خاتمه قرارداد توسط دولت و لغو امتیاز قرارداد؛ قطع پرداخت‌ها توسط دولت؛ فساد نظام دولتی در فرآیند انعقاد قرارداد؛ عدم وجود اجرای متن صحیح قانون؛ تغییرات در مصوبات قرارداد؛ نوسان نرخ ارز؛ نرخ تورم؛ محدودیت‌های صادرات و واردات؛ شکست سقف تأمین مالی قرارداد؛ کمبود نقدینگی به واسطه عدم پرداخت به هنگام مطالبات؛ درآمد ناکافی از بهره‌برداری؛ تقاضای زیاد و حجم ناکافی پروژه در تأمین تقاضا؛ کم ارزش شدن تفکر سرمایه‌گذاری در تولید و تقاضا؛ عدم وجود استراتژی منطقه‌ای برای هدایت سرمایه‌گذاران بومی و منطقه‌ای؛ عدم جاری‌سازی رویه‌های ایمنی به دلیل نگاه نادرست مدیران ارشد؛ نبود قوانین مرتبط با مسائل زیست‌محیطی پروژه؛ پیچیدگی طراحی پروژه؛ کافی نبودن نقشه‌ها، اسناد و مشخصات فنی؛ عدم تجربه و مهارت پرسنل متخصص؛ تأخیر در تکمیل و ساخت؛ قصور و عدم صلاحیت پیمانکار؛ دوباره‌کاری‌ها در حوزه‌های کاری پروژه به دلیل اشتباهات و یا تغییرات از سوی ارکان مختلف پروژه؛ عدم رسیدن به استانداردهای اجرایی و کیفیت پروژه؛ افزایش هزینه از مقدار پیش‌بینی شده؛ آسیب دیدن تسهیلات پروژه؛ کیفیت و بهره‌وری پایین بناها؛ تأخیر در آماده‌سازی و تجهیز اولیه پروژه؛ عدم وجود رویکرد برد- برد بین طرفین مناقصه از ابتدا؛ تغییر ذینفعان پروژه و عدم هماهنگی و تعامل مناسب بین ذینفعان، به‌عنوان ریسک‌های بحرانی (PI بیشتر از ۰/۲) شناسایی شدند.

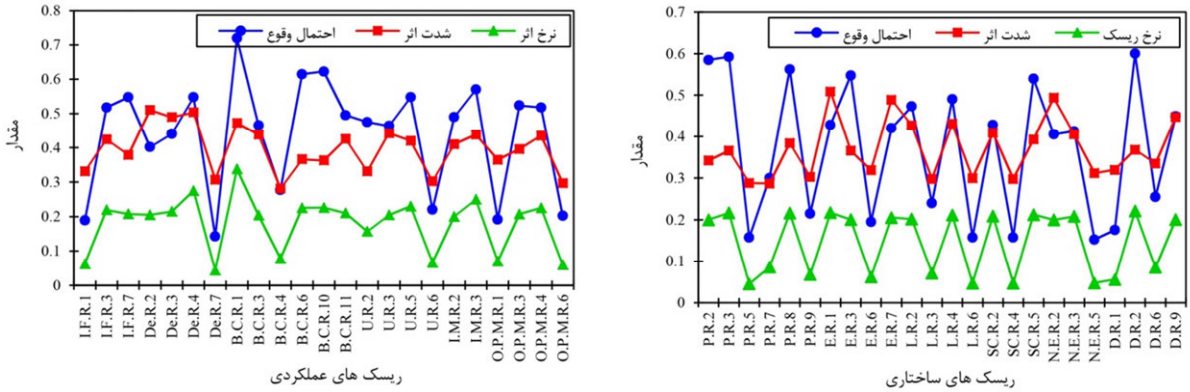
[20]- Varimax rotation

جدول ۸- نتایج تحلیل مهمترین ریسک‌های مرتبط با مؤلفه‌های اصلی (عوامل نفهته) بروز ریسک

عامل نفهته	دسته اصلی	زیرمؤلفه ریسک	$RII_{Probability}$	RII_{Impact}	P	I	PI
ریسک دولتی (R1)	P.R	P.R.2	۰/۶۹۵	۰/۶۳۲۵	۰/۵۸۵	۰/۳۴۲	۰/۲۰۰۳
		P.R.3	۰/۶۹۷۵	۰/۷۱۵	۰/۵۹۲۵	۰/۳۶۶	۰/۲۱۶۶
		P.R.5	۰/۴۴۷۵	۰/۴۴	۰/۱۵۷۵	۰/۲۸۸	۰/۰۴۵۴
		P.R.7	۰/۴	۰/۴۳۵	۰/۳	۰/۲۸۷	۰/۰۸۶۱
		P.R.8	۰/۶۸۷۵	۰/۶۴۵	۰/۵۶۲۵	۰/۳۸۴	۰/۲۱۶۱
		P.R.9	۰/۵۷۵	۰/۶۹۲۵	۰/۲۱۵	۰/۳۰۳	۰/۰۶۸۲
	L.R	L.R.2	۰/۶۳۷۵	۰/۶۶۷۵	۰/۴۷۲۵	۰/۴۲۷	۰/۲۰۱۹
		L.R.3	۰/۶۷	۰/۵۷۵	۰/۲۴	۰/۲۹۸	۰/۰۷۱۶
		L.R.4	۰/۶	۰/۶۳۵	۰/۴۹۰۵	۰/۴۳۱	۰/۲۱۱۵
		L.R.6	۰/۵۵۲۵	۰/۵۸	۰/۱۵۷۵	۰/۳۰۰	۰/۰۴۷۲
ریسک تأمین مالی (R2)	E.R	E.R.1	۰/۶۲۲۵	۰/۶۹	۰/۴۲۷۵	۰/۵۰۹	۰/۲۱۷۴
		E.R.3	۰/۶۸۲۵	۰/۷۱۷۵	۰/۵۴۷۵	۰/۳۶۶	۰/۲۰۰۵
		E.R.6	۰/۵۸۵	۰/۵۵	۰/۱۹۵	۰/۳۱۹	۰/۰۶۲۳
		E.R.7	۰/۶۴	۰/۶۲	۰/۴۲	۰/۴۸۹	۰/۲۰۵۳
	I.F.R	I.F.R.1	۰/۶۳	۰/۵۹۲۵	۰/۱۸۹	۰/۳۳۱	۰/۰۶۲۶
		I.F.R.3	۰/۶۵۲۵	۰/۶۳۲۵	۰/۵۱۵۷	۰/۴۲۴	۰/۲۱۹۵
		I.F.R.7	۰/۶۸۲۵	۰/۶۷	۰/۵۴۷۵	۰/۳۷۹	۰/۲۰۷۷
	I.M.R	I.M.R.2	۰/۶۵۲۵	۰/۶۲۷۵	۰/۴۸۹	۰/۴۱۰	۰/۲۰۰۶
		I.M.R.3	۰/۶۹	۰/۶۳۷۵	۰/۵۷	۰/۴۳۸	۰/۲۴۹۸
ریسک عملیاتی (R3)	SC.R	SC.R.2	۰/۶۴۲۵	۰/۶۵۵	۰/۴۲۷۵	۰/۴۰۹	۰/۲۰۹۱
		SC.R.4	۰/۵۴۷۵	۰/۵۵۷۵	۰/۱۵۷۵	۰/۲۹۸	۰/۰۴۷
		SC.R.5	۰/۶۸	۰/۶۷۵	۰/۵۴	۰/۳۹۳	۰/۲۱۲۴
	N.E.R	N.E.R.2	۰/۶۳۵	۰/۶۳۷۵	۰/۴۰۵	۰/۴۹۴	۰/۲۰۰۰
		N.E.R.3	۰/۶۳۷۵	۰/۶۰۷۵	۰/۴۱۲۵	۰/۴۰۵	۰/۲۰۸۴
		N.E.R.5	۰/۶۳۷۵	۰/۶۰۲۵	۰/۱۵۲۵	۰/۳۱۲	۰/۰۴۷۷
ریسک اجتماعی (R4)	D.R	De.R.2	۰/۶۵	۰/۶۵۲۵	۰/۴۰۲	۰/۵۱	۰/۲۰۵۰
		De.R.3	۰/۶۳	۰/۶۸۷۵	۰/۴۴	۰/۴۸۹	۰/۲۱۴۹
		De.R.4	۰/۶۸۲۵	۰/۷۰۵	۰/۵۴۷۵	۰,۵۰۳	۰/۲۷۵۱
		De.R.7	۰/۵۷۵	۰/۶۰۵	۰/۱۴۲۵	۰/۳۰۷	۰/۰۴۳۷
	B.C.R	B.C.R.1	۰/۷۴	۰/۷۳۷۵	۰/۷۲	۰/۴۷۲	۰/۳۳۸
		B.C.R.3	۰/۶۵۵	۰/۶۳۷۵	۰/۴۶۵	۰/۴۳۸	۰/۲۰۳۸
		B.C.R.4	۰/۶۵۷۵	۰/۶۱۵	۰/۲۷۷۵	۰/۲۸۱	۰/۰۷۸۱
		B.C.R.6	۰/۷۰۵	۰/۷۱۷۵	۰/۶۱۵	۰/۳۶۶	۰/۲۲۵۲
		B.C.R.10	۰/۷۰۷۵	۰/۷۰۷۵	۰/۶۲۲۵	۰/۶۳۶	۰/۲۲۶۳
		B.C.R.11	۰/۶۶۵	۰/۶۴۷۵	۰/۴۹۵	۰/۴۲۵	۰/۲۱۰۱
	U.R	U.R.2	۰/۶۳۲۵	۰/۵۹۲۵	۰/۴۷۴۷	۰/۳۳۱	۰/۱۵۷۲
		U.R.3	۰/۶۳	۰/۶۳۵	۰/۴۶۳۵	۰/۴۴۲	۰/۲۰۴۸
		U.R.5	۰/۶۶۷۵	۰/۶۴۲۵	۰/۵۴۷۵	۰/۴۲	۰/۲۳۰۰
		U.R.6	۰/۵۸	۰/۵۸۷۵	۰/۲۲۰۵	۰/۳۰۲	۰/۰۶۶۵
ریسک سازمانی (R5)	D.R	D.R.1	۰/۶۵	۰/۵۵۲۵	۰/۱۷۵۵	۰/۳۲۰	۰/۵۶۲
		D.R.2	۰/۷	۰/۷۲۵	۰/۶	۰/۳۶۸	۰/۲۲۱۰
		D.R.6	۰/۵۸۵	۰/۶۰۷۵	۰/۲۵۵	۰/۳۳۵	۰/۰۸۵۵

جدول ۸- ادامه

عامل نفهته	دسته اصلی	زیرمؤلفه ریسک	RIIProbability	RIIImpact	P	I	PI
ریسک سازمانی (R5)	D.R	D.R.9	۰/۶۲۵	۰/۶۹۵	۰/۴۴۹	۰/۴۴۷	۰/۲۰۰۹
	O.P.M.R	O.P.M.R.1	۰/۶۴	۰/۷۱۲۵	۰/۱۹۲	۰/۳۶۵	۰/۰۷۰۱
		O.P.M.R.3	۰/۶۴۵	۰/۷۲	۰/۵۲۳۵	۰/۳۹۶	۰/۲۰۷۳
		O.P.M.R.4	۰/۶۷۲۵	۰/۶۹	۰/۵۱۷۵	۰/۴۳۵	۰/۲۲۵۳
		O.P.M.R.6	۰/۵۳۲۵	۰/۵۷	۰/۲۰۲۵	۰/۲۹۷	۰/۰۶۰۱



(الف) (ب)

شکل ۳- نتایج آنالیز کمی ریسک‌های مهم قرارداد PPP برحسب نرخ وقوع ریسک، (الف) ساختاری و (ب) عملکردی

۵- نتیجه‌گیری

در مقاله حاضر، با استفاده از تکنیک دلفی و روش‌های آماری همچون تحلیل عاملی، به تحلیل کیفی و کمی ریسک‌های قراردادی در پروژه‌های زیربنایی حمل و نقلی مبتنی بر روش مشارکت عمومی- خصوصی (PPP) پرداخته شد. نتایج حاصل از مطالعات انجام شده در پژوهش حاضر به شرح زیر قابل بیان است:

۱- با تفکیک ریسک‌های شناسایی شده از طریق تکنیک دلفی با بهره‌گیری از نظرات خبرگان صنعت حمل‌ونقل، مجموعا ۱۲ حوزه اصلی ریسک در دو بخش (۱) ساختاری پروژه (شامل حوزه‌های سیاسی (۹ ریسک)، اقتصادی (۶ ریسک)، قوانین (مقررات) (۶ ریسک)، فرهنگی (اجتماعی) (۶ ریسک)، محیطی (طبیعی) (۵ ریسک) و آماده‌سازی (توسعه) پروژه (۹ ریسک) و (۲) عملکردی پروژه (شامل حوزه‌های سرمایه‌گذاری (۶ ریسک)، طراحی (۷ ریسک)، ساخت (تکمیل) (۱۲ ریسک)، بهره‌برداری (۶ ریسک)، درآمد (بازار) (۳ ریسک) و مدیریتی (سازمانی) (۶ ریسک) طبقه‌بندی شد.

۲- نتایج شاخص KMO و آزمون کرویت بارتلت در تحلیل عاملی نشان داد که میان متغیرها (حوزه‌های ۱۲گانه ریسک) ارتباط معنادار و همبستگی قوی وجود دارد. بر این اساس، پنج عامل نهفته شامل R1 ریسک دولتی، R2 ریسک تأمین مالی، R3 ریسک عملیاتی، R4 ریسک اجتماعی و R5 ریسک سازمانی با مقادیر ویژه بیشتر از ۱/۰، قابلیت تبیین ۶۹/۸۱۷٪ از واریانس‌ها را دارا هستند.

۳- نتایج تحلیل عاملی مربوط به ماتریس مؤلفه‌ها نشان داد که برخی حوزه‌های ۱۲گانه ریسک شامل حوزه سیاسی و قوانین (مقررات) دارای بیشترین بار عاملی با R1، متغیرهای اقتصادی، سرمایه‌گذاری و درآمد (بازار) دارای بیشترین بار عاملی با عامل R2، متغیرهای طراحی، ساخت (تکمیل) و بهره‌برداری دارای بیشترین بار عاملی با عامل R3، متغیرهای فرهنگی (اجتماعی) و

محیطی (طبیعی) دارای بیشترین بار عاملی با عامل R4 و در نهایت متغیرهای آماده‌سازی (توسعه) و مدیریتی (سازمانی) دارای بیشترین بار عاملی با عامل R5 می‌باشند.

۴- براساس نتایج ارزیابی کمی مبتنی بر شاخص اهمیت نسبی (RII) و ماتریس احتمال وقوع-شدت اثر (PI)، ۳۰ ریسک به‌عنوان ریسک‌های بحرانی (PI بیشتر از ۰/۲) شناسایی شدند. اصلی‌ترین این ریسک‌ها شامل خاتمه قرارداد توسط دولت و لغو امتیاز قرارداد؛ قطع پرداخت‌ها توسط دولت؛ فساد نظام دولتی در فرآیند انعقاد قرارداد؛ عدم وجود اجرای متن صحیح قانون؛ تغییرات در مصوبات قرارداد؛ نوسان نرخ ارز و نرخ تورم می‌باشند.

مراجع

[1] Li, B., Akintoye, A., & Hardcastle, C. (2001). "Risk Analysis and Allocation in Public Private Partnership Projects", 17th *Annual ARCOM Conference*, *1*, 895-904.

[2] Ke, Y., Wang, S., Chan, A. P., & Lam, P. T. (2010). "Preferred Risk Allocation in China's Public Private Partnership (PPP) Projects", *International Journal of Project Management*, *28*(5), 482-492.

[3] Heybati, F., Rahnama Roud Poshti, F., Nikoumaram, H., & Ahmadi, M. (2009). "Relationship Between Economic Freedom And Public-Private Partnerships And Developing A Model For Iran", *Economic Modeling*, *2*(6), 25-52.

[4] Ameyaw, E. E., & Chan, A. P. (2015). "Evaluation and ranking of risk factors in public–private partnership Water supply projects in developing countries using fuzzy synthetic Evaluation approach", *Expert Systems with Applications*, *42*(12), 5102-5116.

[5] Abolfathi, F., Hasheminejad, S. M., & Ebrahimi, S. B. (2013). "Financing methods in intra-city rail transportation", 6th *Conference on Financial System Development in Iran*, Tehran, Finance and Capital Group Establishment of Sharif University of Technology Study Center.

[6] Xu, Y., Sun, C., Skibniewski, M. J., Chan, A.P., Yeung, J. F., & Cheng, H. (2012). "System Dynamics (SD) -based concession pricing model for PPP highway projects", *International Journal of Project Management*, *30*(2), 240–251.

[7] Agyemang, P. (2011). *Effectiveness of Public Private Partnership in infrastructure projects*. The university of Texas at Arlington, ProQuest LLC, UMI Number: 1493621.

[8] Ibrahim, A. D., Price, A. D. F., & Dainty, A. R. J. (2006). "The analysis and allocation of risks in public private partnerships in infrastructure projects in Nigeria", *Journal of Financial Management of Property and Construction*, *11*(3), 149-163.

[9] Demirag, I., Khadaroo, I., Stapleton, P., & Stevenson, C. (2012). "The diffusion of risks in public private partnership contracts", *Accounting, Auditing & Accountability Journal*, *25*(8), 1317–1339.

[10] Ke, Y., Wang, S., Chan, A. P., & Lam, P.T. (2010). "Preferred risk allocation in China's public-private partnership (PPP) projects", *International Journal of Project Management*, *28*(5), 482–492.

[11] Tian, Y., Pu, Y., & Cai, B. (2013). "Ventures of highway BOT projects based on the combination of fuzzy theory and AHP", *ICTE 2013: proceedings of the 4th International Conference on Transportation Engineering*, 1383–1387.

[12] Li, J., & Zou, P. X. (2011). "Fuzzy AHP-Based Risk Assessment Methodology for PPP Projects", *Journal of Construction Engineering and Management*, *137*(12), 1205-1209.

[13] Sastoque, L. M., Arboleda, C. A., & Ponz, J. L. (2016). "A Proposal for risk Allocation in social infrastructure projects applying PPP in Colombia", *Procedia Engineering*, *145*, 1354-1361.

[14] Wu, Y., Xu, C., Li, L., Wang, Y., Chen, K., & Xu, R. (2018). "A risk assessment framework of PPP waste-to-energy incineration projects in China under 2-dimension linguistic environment", *Journal of Cleaner Production*, *183*(10), 602-617.

[15] Cui, C., Liu, Y., Hope, A., & Wang, J. (2018). "Review of studies on the public–private partnerships (PPP) for infrastructure projects", *International Journal of Project Management*, *36*(5), 773-794.

[16] Liang, Q., Hu, H., Wang, Z., & Hou, F. (2019). "A game theory approach for the renegotiation of Public-Private Partnership projects in Chinese environmental and urban governance industry", *Journal of Cleaner Production*, *238*, 117952.

[17] Lam, P. T., & Yang, W. (2020). "Factors influencing the consideration of Public-Private Partnerships (PPP) for smart city projects: Evidence from Hong Kong", *Cities*, *99*, 102606.

[18] Rezaeenour, J., & Mousavi Saleh., M. (2017). “Evaluation and Ranking of Public - Private Partnership Risk Factors in Water supply Projects, Using FMEA and Fuzzy Synthetic Evaluation Methods: A Case Study of Qom”, *Iran-Water Resources Research*, *13*(4), 100-117.
[19] Rassouli, B., Kheradyar, S., & Banimahd, B. (2018). “Identify, rank and allocate critical risk the stages of public – Private partnership by Delphi technique in the context of resistance economy (case study: water and sewage industry Guilan Province)”, *Journal of Investment Knowledge*, *7*(27), 125-140.
[20] Bahmani Bab Anari, M., & Alipanah, A. (2019). “The Risk of Public Private Partnership Contracts in the Field of Information and Communication Technology and its Management Method”, *Private Law*, *16*(2), 369-388.
[21] Alijani, M., & Juneidi, L. (2020). “Risk Allocation in Public and Private Partnership Contracts”, *Legal Encyclopedias*, *3*(8), 93-118.
[22] Danaeifard, H., Alvani, M., & Azar, A. (2008). *Quantitative research methodology in management: a comprehensive approach*, Tehran: Saffar Ishraqi Publications, ISSN: 978-964-388-196-2.
[23] CMR, C., & FC, H. (1989). “A database/spreadsheet application for equipment selection”, *Construction Management and Economics*, *7*(3), 235-247.
[24] Moor, D., & Mccabe, G. (2006). *Introduction to the practice of statis fourEdition*, NewYork: WH Freema & Co.
[25] Momeni, M. (2008). *New Issues in Operations Research*, Mansour Momeni Publications, University Press, Tehran, Second Edition, ISSN: 9789640466940.
[26] Ketabdari, M. J. (2016). *Principles and Research on Engineering Sciences*, Amirkabir University of Technology Publications, Tehran, ISSN: 978-964-463-426-0.
[27] Newman, M. E. (2005). “Power laws, Pareto Distributions, and Zipf's law”, *Contemporary Physics*, *46*(5), 323–351.
[28] Myers, L. S., Gamst, G., & Garino, A. J. (2012). *Applied multivariate research*, Translators: Pasha Sharifi, H., Rezakhani, S. D., Hassanabadi, H. R., Izanloo, B., and Habibi, M. Second Edition, Tehran: Roshd Publications.
[29] Siegel, S. (1988). *Nonparametric Statistics for the Behavioral Sciences*. 2nd Edition McGraw-Hill, New York.
[30] Kometa, S. T., Olomolaiye, P. O., & Harris, F. C. (1994). “Attributes of UK construction clients influencing project consultants’ performance”, *Construction Management and Economics*, *12*(5), 433-443.
[31] Olomolaiye, P. O., Wahab, K. A., & Price, A. D. F. (1987). “Problems influencing craftsmen’s productivity in Nigeria”, *Building Environment*, *22*(4), 317-323.
[32] Chen, Y., Okudan, G. E., & Riley, D. R. (2010). “Sustainable performance criteria for construction method selection in concrete building”, *Automation in Construction*, *19*(2), 235-244.
[33] Kaiser, H. F. (1974). “An index of factorial simplicity”, *Psychometrika*, *39*(1), 31-36.

شیوه‌نامه ارائه مقاله برای مجله پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی

نـــام و نـــام خـــانوادگی نویسنده اول*
دانشکده، دانشگاه.
(نمونه اول):
دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه قم.
پست الکترونیک:
cer@qom.ac.ir

نـــام و نـــام خـــانوادگی نویسنده دوم
دانشکده، دانشگاه.
(نمونه دوم):
دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه قم.
پست الکترونیک:

گزارش پیش‌رو الگو و شیوه‌نامه‌ی تدوین مقالات در مجله «پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی» می‌باشد که به‌منظور استفاده‌ی محققان در ارائه‌ی یک نگارش حرفه‌ای تهیّه شده است. این شیوه‌نامه حاوی مطالبی در ارتباط با نحوه‌ی نگارش و ساختار تهیه مقاله برای این مجله است. همچنین تمامی سبک‌های مورد نیاز برای قسمت‌های مختلف مقاله را داراست و از این‌رو آماده استفاده توسط مؤلفین می‌باشد. از نویسندگان محترم درخواست می‌شود این شیوه‌نامه را در هنگام تهیه مقاله به دقت رعایت فرمایند و مسئولین مجله را در راستای ارتقای کیفیت یاری نمایند. متن چکیده باید در یک پاراگراف و حداکثر ۲۵۰ کلمه به‌طور صریح موضوع، روش تحقیق، نتایج مهم به‌دست آمده و روش ارزیابی را مطرح کند. در متن چکیده از اشاره به تاریخچه، توصیف تکنیک‌ها، فصل‌بندی، ذکر منابع و آوردن فرمول‌ها، نمودارها و جداول خودداری گردد.

واژگان کلیدی: مقاله، نویسنده، فرمول، شکل، جدول، نتیجه‌گیری. (کلمات کلیدی، راهنمای نکات مهم موجود در مقاله می‌باشد و ماهیت، محتوا و گرایش آن را به‌وضوح روشن می‌سازد. تعداد کلمات یا عبارات کلیدی حداقل ۴ و حداکثر ۶ کلمه می‌باشد که با استفاده از ویرگول (،) از یکدیگر جدا می‌شوند).

۱- مقدمه

هدف اساسی از تدوین این شیوه‌نامه، دستیابی به الگویی جامع و حرکت به سمت استاندارد نمودن چهارچوب تدوین مقالات برای مجله «پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی» می‌باشد. از این‌رو، نحوه‌ی نگارش حرفه‌ای یک گزارش علمی و ساختار مورد نیاز آن به تفصیل ارائه می‌گردد.

این شیوه‌نامه براساس برخی از قابلیت‌های موجود در نرم‌افزار مایکروسافت ورد[1] ۲۰۰۷ یا ۲۰۱۰ تهیه شده است. برای نگارش مقاله، توصیه می‌شود متن مقاله از ابتدا داخل همین نمونه، کامل شود چراکه این نمونه بر اساس سبک مورد نظر مجله تهیه شده است. در عین حال سبک نگارشی که در این مقاله باید استفاده شود در جدول ۱ ارائه شده است. در این جدول، تمام قلم‌های مورد استفاده در موقعیت‌های مختلف به همراه اندازه آنها ارائه شده است. هنگام کپی کردن متن از سند دیگر به داخل این سند حتما از گزینه کپی فرمت[2] برای جلوگیری از تغییر فرمت‌ها استفاده شود.

۲- نحوه ارائه مطالب در مقاله

مقالات ارسالی باید شامل بخش‌های زیر باشد:

---

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۰۰۰۰/۰۰/۰۰، بازنگری ۰۰۰۰/۰۰/۰۰، پذیرش ۰۰۰۰/۰۰/۰۰.
شناسه دیجیتال (DOI): 10.22091/cer.0000.0000.0000

[1]- Microsoft-Word

[2]- Format Painter

- عنوان کامل مقاله به فارسی، چکیده فارسی (حداکثر ۱۵۰ کلمه)، واژگان کلیدی (حداکثر ۱۰ واژه).
- نام نویسنده (یا نویسندگان)، پست الکترونیکی نویسنده (نویسندگان). نام نویسنده عهده‌دار مکاتبات با ستاره مشخص شود.

جدول ۱- اندازه و قلم‌های مورد استفاده در مقاله

موقعیت استفاده	نوع قلم	اندازه	Bold
عنوان مقاله	B Titr	۱۴	√
نام نوسنده (گان)	B Nazanin	۱۳	√
مرتبه نویسنده (گان)	B Nazanin	۱۱	
ایمیل نویسنده (گان)	Times New Roman	۱۰	
متن چکیده	B Nazanin	۱۱	
واژگان کلیدی	B Nazanin	۱۱	
عنوان بخش	B Nazanin	۱۳	√
عنوان زیربخش	B Nazanin	۱۱	√
متن اصلی مقاله	B Nazanin	۱۲	
زیرنویس شکل	B Nazanin	۱۱	
بالانویس جدول	B Nazanin	۱۱	
پانویس	Times New Roman	۹	
منابع فارسی	B Nazanin	۱۰	
منابع لاتین	Times New Roman	۱۰	
عنوان انگلیسی	Times New Roman.	۱۴	√
نام نوسنده (گان)- انگلیسی	Times New Roman	۱۲	√
مرتبه نویسنده (گان)- انگلیسی	Times New Roman.	۱۱	
چکیده لاتین	Times New Roman	۱۱	
واژگان کلیدی- لاتین	Times New Roman	۱۱	

- مشخصات نویسنده (نویسندگان) به‌صورتی‌که در ابتدای این شیوه نامه آورده شده است بیان شود.
- مقدمه، بدنه مقاله (شامل شرح مسأله، روش حل، تفسیر، تحلیل نتایج)، نتیجه‌گیری، فهرست مراجع.
- عنوان کامل مقاله به لاتین، نام نویسنده (یا نویسندگان) به زبان انگلیسی، مشخصات نویسنده (نویسندگان) مطابق با جزئیات فارسی آن به لاتین بیان شود.
- چکیده انگلیسی، کلید واژگان انگلیسی (کاملاً منطبق با چکیده و واژگان کلیدی فارسی).

۲-۱- صفحه‌بندی

مقاله به‌صورت دو ستونی (اندازه هر ستون ۷/۳۲ سانتیمتر و فاصله بین دو ستون ۱/۲۷ سانتیمتر) آماده شود. فاصله بین خطوط (به‌جز بخش چکیده) ۱/۱۵ Multiple تنظیم شود. کاغذ مورد استفاده باید A4 بوده و تمامی حاشیه‌های آن در اندازه ۲/۵۴ سانتیمتر تنظیم شوند.

تورفتگی ابتدای هر پاراگراف به اندازه ۰/۸ سانتیمتر تعیین شود (به‌جز متن چکیده، عناوین اصلی و فرعی). جداول، شکل‌ها و عناوین آنها به‌صورت وسط‌چین و متن مقاله به‌صورت تراز دوطرفه[3] تنظیم شود.

شماره‌گذاری عنوان‌ها از ۱ الی آخر صورت گرفته و مقدمه شماره ۱ را به خود اختصاص دهد. شماره‌گذاری زیر عنوان‌ها فرضاً در بخش ۲ به‌صورت ۲-۱ و ۲-۲ بوده و در سایر بخش‌ها نیز به همین ترتیب ادامه پیدا کند. بخش مراجع و قدردانی (درصورت لزوم) دارای شماره نمی‌باشد.

تنظیم فاصله عناوین هر بخش و زیر بخش مربوطه به‌صورت شکل‌های ۱ و ۲ می‌باشد.

۲-۲- نکات کلی در نحوه بیان متن

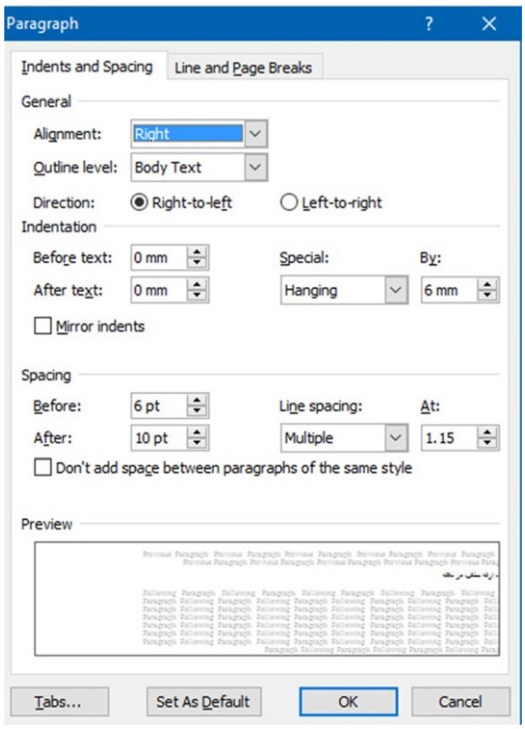
در ارائه‌ی متون علمی، رعایت نکات زیر الزامی است:

۱- از آوردن جملات غیرحرفه‌ای، محاوره‌ای و ناقص خودداری شود.

[3]- Justify

۲- افعال در یک بند با یکدیگر هماهنگ باشند، به‌نحوی که در جملات پی‌درپی بین افعال مجهول و معلوم تعویض صورت نگیرد.

۳- از به‌کار بردن فعل‌های یکسان در جملات پشت سر هم خودداری شود.



شکل ۱- تنظیمات فاصله عنوان بخش در متن

۴- از آوردن جملات تکراری (حتی به‌لحاظ مفهومی) خودداری شود.

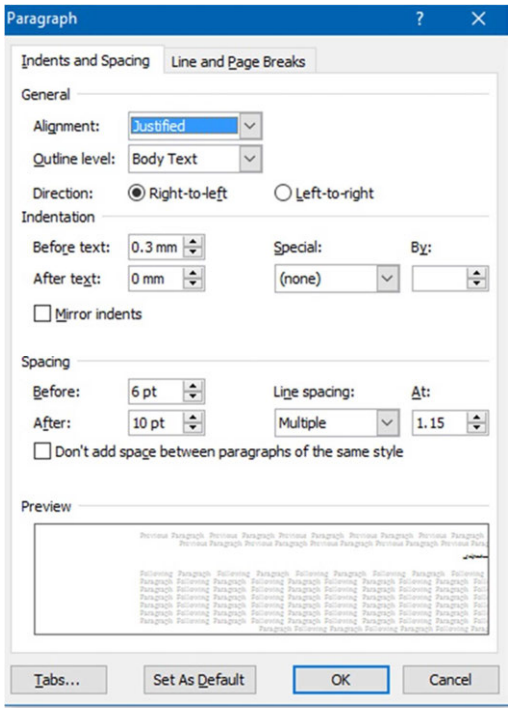
۵- لغت «ما» و افعال اول شخص تنها در صورت نیاز ضروری و برای بیان نوآوری به‌کار رود. در سایر موارد، جملات به‌صورت سوّم شخص ارائه شوند.

۶- متن ارائه شده پیوستگی مفهومی داشته باشد و مطالب یک موضوع به‌طور متمرکز تنها و تنها در یک زیربخش آورده شود.

۷- در تنظیم و ارتباط بندها (پاراگراف‌ها) با یکدیگر دقت شود. در صورت طولانی شدن هر بند، ممکن است خواننده خسته و سردرگم شود.

۸- یک مقاله علمی باید در حدّامکان، مختصر و مفید باشد و از بحث‌های غیر ضروری در آن پرهیز شود. نوشتن مطالب ارزشمندی که هیچ ربطی به موضوع ندارد، فاقد ارزش علمی است.

۹- سعی شود تا در حدّامکان از کلمات فارسی به‌جای کلمات غیرفارسی آنها استفاده شود. به‌عنوان مثال، استفاده از کلمه «لذا» به‌جای «بنابراین» و یا کلمه «پروسس» به‌جای «پردازش» مناسب نیست.



شکل ۲- تنظیمات فاصله عنوان زیربخش در متن

۱۰- همچنین در نوشته‌های فارسی باید در حدّامکان از همزه « ء، أ، ؤ، ة، إ، ئ» استفاده نشود. مثلاً «اجزاء هواپیما» و «آئین‌نامه» ناصحیح، اما «اجزای هواپیما» و «آیین‌نامه» صحیح هستند.

۱۱- کلیه‌ی اصطلاحات در اولین کاربرد نیاز به پاورقی دارند.

۱۲- تمامی تعاریف به‌صورت دقیق، با مرجع‌نگاری دقیق بیان شوند.

۱۳- نوآوری پژوهش به‌صورت کاملاً مجزا و صریح در انتهای بخش مقدمه ارائه شود.

۱۴- کلیه‌ی علایم مانند نقطه، کاما و دونقطه باید به

کلمه‌ی قبل چسبیده و با کلمه‌ی بعد، تنها یک فاصله داشته باشند.

۱۵- همواره پرانتز باز، گیومه باز و کوتیشن باز ازکلمه‌ی قبل یک فاصله داشته و به کلمه‌ی بعد چسبیده باشد. همچنین می‌بایست پرانتز بسته، گیومه بسته و کوتیشن بسته به‌کلمه‌ی قبل چسبیده و از کلمه‌ی بعد یک فاصله داشته باشد.

۱۶- اعداد تک‌رقمی در متن باید به‌صورت حروفی نوشته شوند.

۱۷- در بیان اعداد اعشاری فارسی از علامت «/» و در اعداد انگلیسی از «.» استفاده شود. (مثال: ۲/۴ و 2.4)

۱۸- از شروع کردن جملات با عدد، عبارت و نمادهای ریاضی پرهیز شود.

۱۹- هرگز از «...» در متن استفاده نشود. واژه‌ی «غیره» در این‌حالت، جایگزین مناسبی است.

۲۰- رعایت فاصله ها و نیم فاصله ها در متن ضروری می باشد. به عنوان مثال نگارش کلمه «میباشد» و «شکلها» و «شکل ها» نادرست و «می‌باشد» و «شکل‌ها» درست می‌باشد. نویسندگان می‌توانند برای اطلاع از نحوه صحیح نگارش کلمات از فایل فرهنگ املایی خطّ فارسی در سایت فرهنگستان زبان و ادب فارسی استفاده کنند.

۲-۳- روابط ریاضی و فرمول‌ها

برای نگارش فرمول های ریاضی می‌توان از نرم‌افزار MathType استفاده کرد. تمامی نمادهای مورد نیاز در این نرم‌افزار پیش‌بینی شده است. برای استفاده از سبک معرفی شده در نوشتن روابط ریاضی و فرمول‌ها لازم است جدول زیر را در محل تایپ فرمول کپی کرده و در قسمت سمت چپ جدول به نوشتن فرمول اقدام نمود.

$$m\ddot{x} + c\dot{x} - kx = P_0 \sin \omega t \qquad (۱)$$

در تنظیم قلم و سبک روابط ریاضی از الگوی ارائه شده در جدول ۲ پیروی می‌شود.

جدول ۲- قلم و سبک روابط ریاضی

مثال	Italic	Bold	قلم	سبک	مورد کاربرد
x	✓		Times New Roman	Variable	Variable
$f(x)$	✓		Times New Roman	Function	Function
α	✓		Symbol	L.C.Greek	L.C.Greek
Ω			Symbol	U.C.Greek	U.C.Greek
$\mathbf{Ax}+\mathbf{b}u$		✓	Times New Roman	Matrix-Vector	Matrix-Vector
12			Times New Roman	Number	Number
if $a>1$			Times New Roman	Text	Text
$E=mc^2$			Times New Roman	Text	Constant Parameter
$5\mathrm{N/m^2}$			Times New Roman	Text	Unit
$\int x\mathrm{d}x$			Symbol	Text	Math Operator
$\sin x$			Times New Roman	Text	Math Function

به‌علاوه رعایت نکات زیر در نوشتن روابط ریاضی و فرمول‌ها الزامی است:

۱- در روابط ریاضی علامت‌های پرانتز، انتگرال و یا سیگما نباید ایتالیک باشد.

۲- کلیه متغیرهای استفاده شده در فرمول‌ها برای اولین‌بار، قبل یا بعد از معادله تعریف شوند.

۳- هر معادله به یک جمله‌ی معرفی‌کننده قبل از معادله نیاز داردکه به «:» ختم شود. به‌عنوان مثال، معادله زیر تابع هدف را بیان می‌کند:

۴- دقت شود که به‌منظور حفظ منطق محاسبات ریاضی، برخلاف شکل‌ها، به شماره‌ی فرمول قبل از محل قرارگیری آن در متن، اشاره نشده باشد.

۵- محاسبات ریاضی می‌بایست با یک توضیح بیانی با اشاره به شماره‌ی معادلات یا قضایا همراه باشد.

۶- تمامی معادلات و نامعادلات که در خطوط جداگانه نگاشته شده‌اند، اگرچه از شماره‌ی آن‌ها در داخل متن گزارش استفاده نشود، باید داخل جدول ارائه و دارای شماره‌ی معادله باشند. این‌کار به‌منظور سهولت مرجع‌دهی داوران لازم است.

۷- از به‌کارگیری علامت تساوی (=) بیش از یک‌بار در یک خط از معادله خودداری شود.

۸- در مواردی که فرمول در بیش از یک خط نوشته می‌شود، لازم است شماره‌ی فرمول در مقابل آخرین خط نوشته شود.

۹- فاصله بین فرمول‌ها و نیز فاصله یک فرمول از سطر بالا و پایین متن، بسته به نوع فرمول به‌صورت مناسب انتخاب شود، به‌صورتی‌که خطوط، متراکم و یا با فاصله زیاد به نظر نرسند.

۲-۴- توضیحات در پانویس

توضیحات اضافه در ارتباط با یک عبارت یا واژه در صورت لزوم را می‌توان به‌صورت پانوشت در همان صفحه آورد. رعایت موارد زیر در ارتباط با پانویسی عبارات، الزامی است:

۱- از پانویسی در عناوین بخش‌ها و زیربخش‌ها خودداری شود و پانویسی در اولین کاربرد واژه‌ی مربوطه در متن انجام گیرد.

۲- به استثنای عبارات مخفف، لغات انگلیسی تنها در پانوشت آورده شود و از به‌کارگیری آنها در متن خودداری و معادل مناسب فارسی آنها جایگزین گردد.

۳- در اولین کاربرد عبارات مخفف، بلافاصله پس از عبارت مورد نظر، عبارت انگلیسی آن در پرانتز می‌آید و سپس شماره‌ی پانوشت داده می‌شود به عنوان مثال خوشه‌بندی فازی سی‌مین (FCM[4]). سپس می‌توان از مخفف FCM در متن استفاده نمود.

۴- حرف اول لغات انگلیسی در پانوشت باید با حروف بزرگ نوشته شود. همچنین در معادل انگلیسی یک عبارت در پاورقی، تنها حرف اول اولین کلمه به‌صورت بزرگ نوشته می‌شود.

۵- در مواردی مانند اسامی افراد که امکان یافتن معادل فارسی برای آنها وجود ندارد، باید نام انگلیسی در متن به خط فارسی و در پانوشت به انگلیسی نوشته شود. به‌عنوان مثال ذکر اسامی خاص در صورت لزوم این‌گونه بیان می‌شود: بزدک[5].

۳- بحث و بررسی نتایج

در این بخش، نکات مهم در تحقیق انجام شده به‌طور خلاصه مرور و نتایج برگرفته از آن تشریح می‌شود. بخش نتیجه می‌تواند به کاربردهای تحقیق انجام شده اشاره کند، نکات مبهم و قابل تحقیق جدید را مطرح کند و یا پیشنهادهایی برای انجام تحقیقات آتی ارائه دهد.

۳-۱- جداول و شکل‌ها

تمامی شکل‌ها شامل تصویرها، نمودارها و منحنی‌ها و همچنین جدول‌ها باید با کیفیت مناسب تهیه شوند، به‌گونه‌ای که کپی تهیه شده از آنها از وضوح کافی برخوردار باشد.

---

[4]- Fuzzy C-Means Clustering
[5]- Bezdek

علاوه‌بر نکات ذکر شده رعایت موارد زیر نیز در ارتباط با شکل‌ها و جدول‌ها الزامی است:

۱- عنوان جدول‌ها در بالا و عنوان شکل‌ها در زیر آنها ذکر می‌گردد.

۲- ذکر مرجع در انتهای عنوان شکل‌ها و جدول‌هایی که از مرجع دیگری اقتباس شده‌اند، الزامی است.

۳- گذاشتن نقطه در انتهای عنوان شکل‌ها و جدول‌ها ضروری است.

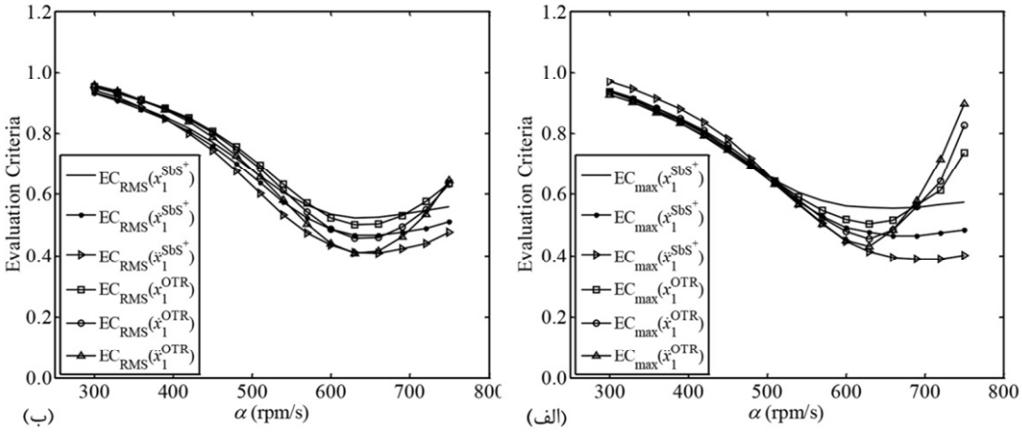
۴- لازم است قبل ازشکل‌ها و جدول‌ها در متن اصلی، با ذکر شماره‌ی شکل یا جدول به آنها اشاره شده باشد.

۵- عنوان شکل کمتر از یک خط، به‌صورت جمله‌ی ناقص و بدون فعل باشد و توضیحات اضافی در ارتباط با شکل در متن آورده شود.

۶- در متن ویژگی‌های تمامی شکل‌ها، تمامی متغیرها و نمادهای موجود در آنها توضیح مبسوط داده شود.

۷- شکل‌هایی که متشکل از چند قسمت هستند با زیرعنوان (الف) و (ب) در پایین شکل مشخص شوند و در عنوان زیر شکل، توضیحی برای هریک از آنها با ذکر زیرعنوان مربوطه آورده شود.

۸- شکل‌هایی که دارای یک عنوان هستند، با استفاده از نرم‌افزار فوتوشاپ در یک صفحه قرار داده شوند. به‌عنوان نمونه، به شکل ۳ توجه شود.



شکل ۳- معیارهای ارزیابی پاسخ سیستم اصلی بر حسب α با بهره‌گیری از روش‌های تنظیم $SbS^{\pm}$ و OTR. (الف) EC_{max} و (ب) EC_{RMS}.

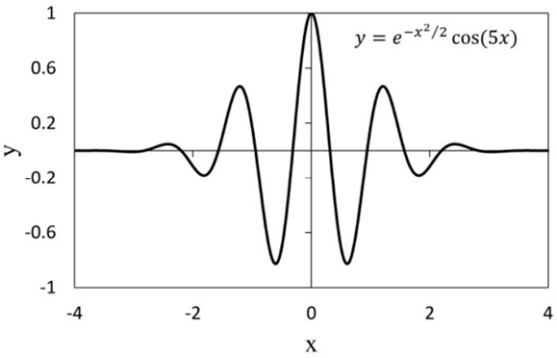
۸- در رسم شکل‌هایی با دو یا چند نمودار رنگی، به‌منظور وضوح چاپ سیاه و سفید، از گونه‌های مختلف خط پر، خط نقطه و خط چین استفاده شود. زمینه‌ی تمامی تصاویر روشن و حروف نوشته شده در آنها با رنگ مشکی باشند.

۹- تمامی شکل‌ها دارای کیفیت قابل قبول باشند و حداقل با رزولوشن ۳۰۰ نقطه در اینچ تهیه شوند.

۱۰- اندازه و ابعاد شکل‌ها باید به‌گونه‌ای باشد که هم با متن همخوانی داشته باشد، هم‌اینکه اعداد و پارامترهای درون آن با وضوح کامل مشخص باشد.

۱۱- در جدول و شکل‌ها باید واحد پارامترها و مقیاس‌ها ذکر گردد.

۱۲- نمودارها حتما با فرمت تصویر در متن قرار داده شوند (شکل ۴).



شکل ۴- تابع حقیقی موجک مورلت [۱].

۱۳- در تنظیم جدول اگر عبارات به صورت فارسی می باشد باید از راست به چپ تنظیم شود (نمونه جدول ۱).

برای ارجاع به جداول و شکل‌ها نباید از پرانتز استفاده شود. مثلاً «جدول (۱) » نادرست و «جدول ۱» درست است.

۴- نتیجه‌گیری

این بخش شامل بررسی نتایج مهم، اهمیت نسبی مباحث و همچنین در صورت لزوم مقایسه‌ای از ویژگی‌ها و محدودیت‌های هر یک از روش‌های بحث شده در طول تحقیق می باشد. خاطرنشان می‌شود بخش نتیجه‌گیری نباید تکرار مقدمه باشد. در مقاله حاضر، سعی برآن بود تا با ارائه یک نمونه عملی، مشخصات مقاله آماده به چاپ برای مجله پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی بیان شود. امید است با موارد ذکر شده، امکان ارائه نشریه‌ای پربارتر به مخاطبین دانشمند این مجله فراهم شود.

قدردانی

(در صورت لزوم)

مراجع

در انتهای مقاله، فهرست کاملی از کتب، مقالات، سایت‌ها و نرم‌افزارهایی که در فرآیند نگارش از آنها استفاده شده و به آنها ارجاع داده شده است، تنظیم می‌شود. مراجع به ترتیب ظاهر شدن در متن مقاله شماره‌گذاری گردیده و در انتهای مقاله آورده شوند. دقت شود که تمام مراجع در متن مورد ارجاع واقع شده باشند.

در مورد مراجع موارد زیر حتما رعایت شود:

۱- در متن، اعداد داخل [ ]به فارسی نوشته شود.

۲- در انتهای مقاله و در بخش مراجع، اعداد داخل [ ]برای مراجع انگلیسی، به‌صورت انگلیسی مورد استفاده قرار گیرد.

در متن مقاله و برای اعداد داخل [ ]نکات زیر رعایت شود:

۱- برای ذکر یک مرجع به‌صورت [۳] نوشته شود.

۲- برای ذکر دو مرجع از حرف ربط «و» استفاده شود. برای مثال، برای مراجع ۳ و ۴ به‌صورت [۳ و ۴] نوشته شود.

۳- برای ذکر ۳ مرجع متوالی و بیشتر از خط فاصله استفاد شود. برای مثال، برای مراجع ۳، ۴، ۵ و ۶ به‌صورت [۳-۶] نوشته شود. در صورتی‌که مراجع به‌صورت متوالی نبودند؛ برای مثال ۲، ۷ و ۹، به صورت [۲، ۷ و ۹] بیان شود.

۴- کلیه مراجع می‌بایست به صورت انگلیسی در انتهای مقاله آورده شود.

شیوه نگارش در منابع (فرمت APA) در نمونه‌های زیر قابل مشاهده است:

۱- نحوه ارجاع به کتاب: ارجاع به کتب و پایان‌نامه‌ها مطابق نمونه‌های زیر صورت می‌گیرد:

نام خانوادگی، حرف اول نام (مؤلفان و مترجمان). (سال انتشار به عدد). "عنوان اصلی کتاب"، شماره ویرایش، محل انتشار.

[1] Arefzade, T. (2016). “Identifying the Location of Damage in Concrete Gravity Dams Using Wavelet Analysis”, MSc Thesis, Faculty of Engineering, University of Qom.

[2] Kaveh, A. (2014). “Advances in metaheuristic algorithms for optimal design of structures. Switzerland”, Springer.

۲- نحوه ارجاع به مقاله: ارجاع به مقالات مطابق نمونه‌های زیر صورت می‌گیرد:

نام خانوادگی، حرف اول نام مؤلف اول.، نام خانوادگی، حرف اول نام مؤلف دوم. (سال انتشار). "عنوان مقاله"، نام کامل مجله، شماره دوره یا جلد، شماره مجله، شماره صفحات.

[3] Arefzade, T., Hoseini Vaez, S.R., Naderpour, H., & Ezzodin, A. (2016). “Identifying Location and Severity of Multiple Cracks in Reinforced Concrete Cantilever Beams Using Modal and Wavelet Analysis”, *Journal of Structural and Construction Engineering*, *3*(1), 72-83.

[4] Kaveh, A., Hoseini Vaez, S.R., Hosseini, P., & Fallah, N. (2016). “Detection of damage in truss structures using Simplified Dolphin Echolocation algorithm based on modal data”, *Smart Structures and Systems*, 18*(5)*, 983-1004.

۳- نحوه ارجاع به سایت‌ها (تارنماها):

نام شرکت/نام فرد. (سال انتشار). "عنوان صفحه"، آدرس اینترنتی.

[5] Frenklach, M., Bowman, T., Smith, G., Gardiner, B. (2007). “GRI Database”, http://www.me.berkeley.edu/gri_mech/index.html.

۴- نحوه ارجاع به نرم‌افزارها: در این موارد ذکر نام لوح فشرده، مؤسسه تهیه‌کننده و سال پدید آمدن الزامی است.

۵- لازم به ذکر است که حروف اول کتب و مقالات انگلیسی، با حروف بزرگ (Capital) نوشته می‌شود. البته به استثنای حروف تعریف و اضافه‌ای که در آغاز عنوان نباشند.

First Author*

First Author Affiliation

e-mail: cer@qom.ac.ir

Second Author

Second Author Affiliation

e-mail:

Title (Font: Times New Roman, 14, Bold)

The abstract should include the purpose, design/methodology/approach, findings, research limitations/implications and originality/value. Abstract of the paper must be between 150-200 words (Times New Roman, 11, Italic).

Keywords: Times New Roman 10, Times New Roman 10 *(Between 4-6 words).*

* Corresponding author

Received 00 Month 0000, Revised 00 Month 0000, Accepted 00 Month 0000.
DOI: 10.22091/cer.0000.0000.0000

Civil Infrastructure Researches, Vol. 7, Issue.1, Spring and Summer 2021, pp. 189-210

O. Pourafshar

Department of Civil Engineering, Rudehen Branch, Islamic Azad University, Rudehen, Iran.

e-mail:
o_pourafshar@yahoo.com

B. Barmayehvar*

Faculty of Architecture and Urban Planning, University of Art, Tehran, Iran.

e-mail:
b.barmayehvar@art.ac.ir

R. Esmaeilabadi

Department of Civil Engineering, Rudehen Branch, Islamic Azad University, Rudehen, Iran.

e-mail:
esmaeilabadi@riau.ac.ir

E. Asnaashari

School of Architecture, Design and the Built Environment, Nottingham Trent University.

e-mail:
asnaashari.ehsan@gmail.com

Contract Risk Analysis in Transportation Infrastructure Projects Based on Public-Private Partnership (PPP) Method

The present paper aimed to assess a comprehensive risk analysis in public-private partnership (PPP) infrastructure projects using library studies and surveys in transportation infrastructure projects. By separating risks through Delphi technique based on expert opinions, 42 structural risks and 41 operational risks in 12 main areas including political, economic, laws (regulations), cultural (social), environmental (natural), preparation (development), investment, Design, construction (completion), operation, revenue (market), management (organizational) were identified. Then, using a questionnaire survey and data analysis in SPSS, screening and determining the preferred risks based on statistical tests including Kolmogorov-Smirnov (K-S) tests, Kendall ranking and factor analysis were performed. Based on the results, 36 risks with lower Kendall mean were eliminated and the remaining 47 risks were analyzed. Also, by factor analysis, the main components affecting the incidence of risk in these projects were identified according to the factor load of the main variables (12 areas of risk). The results of KMO index and Bartlett sphericity test showed that there is a significant relationship and strong correlation between the variables. The five latent factors, including government, financing, operational, social and organizational risks with specific values greater than 1.0, were able to explain 69.817% of the variances. Critical risks were identified by developing an integrated assessment approach based on the Relative Significance Index (RII) and the occurrence-effect intensity (PI) matrix. According to the results, the risks of "interruption of payments by the government", "termination of the contract by the government and cancellation of the contract" and "corruption of the government system in the process of concluding the contract" with a PI of 0.2166, 0.2161 and 0.2003, respectively are among the critical risks were identified.

Keywords: Contract Risk, Public-Private Partnership (PPP), Transportation Infrastructure Projects, Risk Analysis (Probability-Intensity).

* Corresponding author
Received 16 September 2021, Revised 21 November 2021, Accepted 24 November 2021.
DOI: 10.22091/cer.2021.7374.1299

Civil Infrastructure Researches, Vol. 7, Issue.1, Spring and Summer 2021, pp. 173-188

F. Masoumi-Zahandeh

Department of Civil Engineering, Nour branch, Islamic Azad University, Nour, Iran.

e-mail: masoumi.fereydoun@gmail.com

M. Hoseinzadeh

Department of Civil Engineering, Islamic Azad University Nour Branch, Nour, Iran.

e-mail: m_hoseinzadeh@iaunour.ac.ir

S. Rahimi

Department of Civil Engineering, School of Engineering, Islamic Azad University Nour Branch, Nour.

e-mail: s_rahimi@iaunour.ac.ir

M. Ebadi-Jamkhaneh*

Department of Civil Engineering, School of Engineering, Damghan University.

e-mail: m.ebadi@du.ac.ir

Investigation of the Behavior of Buckling-Restrained Steel Plate Shear Wall under Fire Loading

In this study, the seismic behavior of an all-steel buckling-restrained (AB) steel plate shear wall (SPSW) with incline slits under fire and cyclic loading was investigated. ABSPSW was composed of two thin steel infill plates with a narrow distance from each other, which were embedded with incline slits on each plate. These slits were in opposite directions to each other. The finite element (FE) numerical model was validated with three test specimens and after ensuring the modeling strategy, the parametric study was performed by considering variables such as wall plate thickness, slit width, strip width between two slits, and degree of temperature. A total of 256 FE numerical models were subjected to coupled temperature-displacement analysis. The results of the analysis showed that the high temperature reduced the seismic performance of the ABSPSW so that at 917oC, the load-bearing capacity was reduced by 92%. In addition, with the increase in the temperature, the yield point of the infill plate and frame occurred in a small displacement. The average decrease in shear strength at 458°C, 642°C, and 917°C was 18%, 46%, and 92%, respectively, compared to the shear strength at 20°C. Also, with increasing the temperature to 917°C, ductility increased by an average of 75%.

Keywords: Fire engineering, Steel structures, Thermal effects, Seismic engineering.

* Corresponding author

Received 16 September 2021, Revised 26 October 2021, Accepted 07 November 2021.
DOI: 10.22091/cer.2021.7372.1298

Civil Infrastructure Researches, Vol. 7, Issue.1, Spring and Summer 2021, pp. 153-171

A. Ghalandarzadeh

Associate Professor, School of Engineering, Tehran University

e-mail: aghaland@ut.ac.ir

M. R. Abdi

Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, K.N. Toosi University of Technology

e-mail: abdi@kntu.ac.ir

L. Shafiei Chafi*

Faculty of Civil Engineering, K.N. Toosi University of Technology

e-mail: Lshafiei@mail.kntu.ac.ir

Construction of a New Hollow Cylinder Apparatus to Study the Tensile Behavior of Clay with Different Plasticity Indices

Soil tensile strength is important in different geotechnical structures such as earth dams, roads, airports, landfills, and retaining walls. There are several experiments to study the tensile behavior of soils with different advantages and disadvantages. One of the methods used to investigate soil tensile behavior is tensile hollow cylinder apparatus, which has seldom been used. In this research, a hollow cylindrical device to measure the tensile properties of soil was built and operated. This device can apply tensile stress evenly to the entire soil sample so that stress concentration does not occur at any point in the sample. After designing, manufacturing, and assembling the apparatus, validation tests were performed to ensure the device was operating well. The results of the repeatability tests show the accurate performance of the device. Also, in this study, the effect of plasticity index (PI) on the tensile behavior of kaolinite clay was investigated. Clayey soils with plasticity indices of 10 and 24% were selected. The results show that for clays with a similar mineral, the tensile strength increases and the tensile failure strain decreases with increasing the plasticity index.

Keywords: Tensile hollow cylinder test, tensile strength, clay, plasticity index.

* Corresponding author
Received 20 September 2021, Revised 24 October 2021, Accepted 29 October 2021.
DOI: 10.22091/cer.2021.7389.1303

Civil Infrastructure Researches, Vol. 7, Issue.1, Spring and Summer 2021, pp. 131-151

M. Nematzadeh*

Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering and Technology, University of Mazandaran, Babolsar, Iran

e-mail: m.nematzadeh@umz.ac.ir

S. Baharlo

Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering and Technology, University of Mazandaran, Babolsar, Iran

e-mail: cnabhrlu@gmail.com

J. Shayanfar

Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering and Technology, University of Mazandaran, Babolsar, Iran

e-mail: arch3d.ir@gmail.com

S. M. R. Hasani

PhD Candidate, Faculty of Civil Engineering, Babol Noshirvani University, Babol, Iran.

e-mail: smr.hasani@stu.nit.ac.ir

Simulating Effect of FRP Sheets on Nonlinear Behavior of Reinforced Concrete Beam- Column Connections

The vulnerability and improper seismic behavior of beam-column connections in reinforced concrete structures designed based on past codes without seismic considerations has been established through data obtained from experiments and past earthquakes. In this research, the use of fiber-reinforced polymer (FRP) sheets attached to the surface of the member for strengthening connections was investigated. Here, an analytic model was presented for simulating the nonlinear behavior of connections strengthened with FRP sheets. In this model, the nonlinear behavior of the core zone of the connections was simulated with two diagonal linear springs. The corresponding load-displacement relationship in the linear springs is a function of the principal tensile stress-shear deformation in the core zone of the connection. Therefore, based on the behavioral mechanism of the connections and using the experimental results, the principal tensile stress-shear deformation relationships for reinforced concrete connections with different restraints for the longitudinal rebars of the beam were developed. Comparing the results of the numerical model with those obtained from the experiments verified the ability of the proposed model in predicting the nonlinear behavior of connections strengthened with FRP sheets.

Keywords: Reinforced Concrete Connections, FRP Sheets, Nonlinear Analysis, Seismic Strengthening, Simulation.

* Corresponding author
Received 14 September 2021, Revised 18 October 2021, Accepted 24 October 2021.
DOI: 10.22091/cer.2021.7364.1296

Civil Infrastructure Researches, Vol. 7, Issue.1, Spring and Summer 2021, pp. 111-129

M. Adresi*

Faculty of Civil Engineering, Shahid Rajaee Teacher Training University.

e-mail: m.adresi@sru.ac.ir

M. A. Ghanbari

PhD student, Islamic Azad University, Research Sciences Branch.

e-mail: ma.ghanbari@srbiau.ac.ir

A. R. Omidi

Master of Civil Engineering, in Road and Transportation, Azad University, South Tehran Branch.

e-mail: alirezaomidiamr@gmail.com

Investigation of the Effect of Various Mixing Designs and Macro Textures on the Skid Resistance of Roller Compacted Concrete Pavement Surface

The purpose of this study is to investigate strategies to improve the skid resistance of roller-compacted concrete. Since the main weakness of roller-compacted concrete is the lack of pavement macrotexture, in this study, three types of macro textures, 1-Seeding (in three aggregate sizes), stamping (in two sizes), and grooving (one-way and two-way) were considered. In this research, eight mixing designs were selected to make roller-compacted concrete samples. The skid resistance of treated samples for 28 days before and after abrasion was evaluated by a British pendulum test. The results showed that concrete surface abrasion reduces the skid resistance of concrete samples by about 10%. The results also showed that changing different mixing designs did not have a significant effect on skid resistance. While the skid resistance is completely dependent on the type of macrotexture so that the grooved macrotexture shows the highest and the seeding shows the lowest skid resistance before and after abrasion.

Keywords: Roller Compacted Concrete Pavement, Mixing Design, Skid Resistance, Micro/Macro-Texture, Abrasion.

* Corresponding author
Received 14 August 2021, Revised 29 September 2021, Accepted 10 October 2021.
DOI: 10.22091/cer.2021.7234.1281

Civil Infrastructure Researches, Vol. 7, Issue.1, Spring and Summer 2021, pp. 93-109

A.R. Ghanizadeh *

Department of Civil Engineering, Sirjan University of Technology, Sirjan.

e-mail:
ghanizadeh@sirjantech.ac.ir

A. Delaram

Department of Civil Engineering, Sirjan University of Technology, Sirjan.

e-mail:
ali.delaram7397@gmail.com

Development of Predicting Model for Clay Subgrade Soil Resilient Modulus based on the Results of Cone Penetration Test using Evolutionary Polynomial Regression Method

Accurate determination of resilience modulus (M_r) of pavement subgrade soil is one of the important factors for successful design of pavement structure. This parameter is usually measured using a dynamic triaxial test, which is a complex and expensive experiment. In this study, the evolutionary polynomial regression (EPR) method has been used to develop a model for predicting the resilient modulus of clay subgrade soils based on the results of cone penetration test (CPT). By means of the developed model, the resilient modulus of subgrade soils can be estimated by having the parameters of cone tip resistance (q_c), slave friction resistance (f_s), moisture content (w) and dry density (γ_d). The results of this study show that the model developed by the exponential function is the best model constructed. Based on the developed model, the coefficient of determination (R^2) for training set, testing set and total set was 0.9808, 0.9714 and 0.9785, respectively. The sensitivity analysis performed also showed the very good agreement of the developed model in predicting the resilient modulus of subgrade soil. The results of sensitivity analysis showed that the moisture content is the least important parameter for predicting the resilient modulus of fine-grained soils and the importance of other parameters is almost the same. In this study, the effect of different parameters on the resilient modulus of subgrade soil has also been evaluated using parametric analysis.

Keywords: Resilient Modulus, Clay Subgrade Soil, Cone Penetration Test (CPT), Evolutionary Polynomial Regression (EPR)

* Corresponding author
Received 07 July 2021, Revised 23 August 2021, Accepted 26 August 2021.
DOI: 10.22091/cer.2021.7122.1267

Civil Infrastructure Researches, Vol. 7, Issue.1, Spring and Summer 2021, pp. 77-91

R. Heydari Mal-Amiri

Department of Civil Engineering, Shahrekord Branch, Islamic Azad University, Shahrekord, Iran.

e-mail: Rezaheydari991@yahoo.com

D. Tavakoli*

Department of Civil Engineering, Shahrekord Branch, Islamic Azad University, Shahrekord, Iran.

e-mail: d.tavakoli@sru.ac.ir

Comparison of the Behavior of FRP Rebar with Steel Rebar in Reinforced Concrete Columns under Impact Loading

The aim of this paper is to dynamic analyses of rectangular columns using different types of Fibre-reinforced plastic (FRP) rebars (CFRP-AFRP-GFRP) and compare them with steel rebars under impact loading. For this purpose, first, to evaluate the effect of FRP, the 25 cm column with 12mm rebars are placed under three types of impact loads in near the base, middle and the whole column. Then, to evaluate the reinforcement size effect, 12 mm rebars is replaced with 18 mm and the effect of the impact load on the whole column is evaluated. In the next step to evaluate the effect of cross sectional dimensions, the impact load across the column with the rectangular cross sectional with 35 cm dimensions will be examined. Finally, 20 models are prepared and examined by the finite element method and the results related to displacement, stress and energy are calculated. The results show that FRP reinforcements are more resistant to impact load than steel reinforcements and CFRP polymer reinforcement has performed better than other existing reinforcements. In general, it can be said that the use of Fibre-reinforced plastic reinforcement can be a measure to strengthen structures against impact load.

Keywords: Concrete Column, Impact load, Rebar, CFRP, AFRP, GFRP.

* Corresponding author
Received 22 June 2021, Revised 04 August 2021, Accepted 05 August 2021.
DOI: 10.22091/cer.2021.7062.1260

Civil Infrastructure Researches, Vol. 7, Issue.1, Spring and Summer 2021, pp. 67-75

A. R. Mazaheri*

Department of Engineering Faculty, Ayatollah Borujerdi University.

e-mail: A.Mazaheri@Abru.ac.ir

B. Tahmasebi

Master of Science Student, Ayatollah Borujerdi University.

e-mail: babakkasit@yahoo.com

M. Komasi

University of Ayatollah Boroujerdi, Iran.

e-mail: Komasi@Abru.ac.ir

M. Nasiri

Ph.D Student, Razi University.

e-mail: Nasiri.ma@razi.ac.ir

Investigation of the Effect of Crack Position and Strength Characteristics of Materials on the Stability of Homogeneous Soil Slopes

The complexity of the conditions and behavior of soil materials, the existence of various hypotheses in the formulation of stability analysis, and the mechanism of slip and failure of slopes are among the main factors influencing the methods of soil slope stabilization. The cracks are a common occurrence on earth slopes that require a method that includes the presence of cracks in the stability assessment based on the kinematic approach of finite element and finite-difference. While many cracks may be present on a slope, the failure mechanism typically involves a crack whose position has the greatest negative effect on stability. In the present study, the geometry of critical failure surfaces, including the most undesirable cracks for slopes with different transverse and slope constraints, has been analyzed. Based on the findings of numerical modeling, it can be concluded that the critical height of the slope decreases due to the presence of cracks. This decrease, however, decreases with the angle of slope inclination. The results showed that according to the finite difference method, the most critical crack position for homogeneous soil slopes will be at the slope toe because, in this range, crack formation creates the lowest factor of safety.

Keywords: Stability Analysis, Earth Slope, Crack, Finite Difference.

* Corresponding author
Received 04 May 2021, Revised 04 August 2021, Accepted 05 August 2021.
DOI: 10.22091/cer.2021.6917.1246

Civil Infrastructure Researches, Vol. 7, Issue. 1, Spring and Summer 2021, pp. 53-65

Z. Hoseini

School of Geology, College of Science, University of Tehran.

e-mail: zainab.hosseini@ut.ac.ir

M. Mozafari*

Assistant Professor, School of Geology, College of Science, University of Tehran.

e-mail: mmozafari@ut.ac.ir

E. Fijani

Assistant Professor, School of Geology, College of Science, University of Tehran.

e-mail: Efijani@ut.ac.ir

Impact of Land Use Changes and Expanding of Irrigation on Drying up of the Bakhtegan and Tashk Lakes

The Bakhtegan and Tashk lakes (SW Iran) have been rapidly drying up during since 2007. In the absence of sufficient data, impacts of changes in land use on drying up of the lakes remain as yet undetermined. At this study, an attempt has been made to determine the effect of land use changes on shrinking of the lakes. The changes in the area of Bakhtegan and Tashk lakes together with the area of irrigated lands during the last three decades were determined by remote sensing analysis. By beginning of 1987 until 2007, the area of irrigated lands was increased from 1253.01 to 2506.11 km^2 at all plains in the basin. Since 2007, two different behaviors have been detected in the area of irrigated lands at the upstream and downstream sectors of the basin. At downstream, all plains have experienced a significant reduction in the area of agricultural lands, but a considerable extension was detected in the upstream plains, where the lands were mainly cultivated with rice. Results show that the Bakhtegan and Tashk lakes had completely dried up as a result of the combined effects of meteorological drought and irrigation development (particularly at the upstream part of the basin).

Keywords: Bakhtegan and Tashk lakes, Drought, Irrigated lands, Remote Sensing, NDWI and NDVI Indexes.

* Corresponding author
Received 31 May 2021, Revised 04 July 2021, Accepted 10 July 2021.
DOI: 10.22091/cer.2021.7001.1255

Civil Infrastructure Researches, Vol. 7, Issue.1, Spring and Summer 2021, pp. 37-51

A. Farzaneh Movahed

Civil and Environmental Engineering Department, Amirkabir University of Technology.

e-mail: alimovahed@aut.ac.ir

M. H. Dehnad*

Assistant Professor, University of Qom.

e-mail: m.dehnad@qom.ac.ir

Evaluating the Factors Associated with the Choice of Cycling in Home-Based Trips with a Distance of Less than Three Kilometers

The car-oriented approach of cities in Iran has caused to decrease in the share of active travel modes in recent years. In contrast, cycling as an active travel mode can play a crucial role in intra-city movements and reduce motorized travel modes' disadvantages. On the other hand, active modes are more practical for short distances and are less desirable in long distances. In this regard, this study intends to investigate the factors affecting the choice of cycling in home-based trips shorter than three kilometers in Qom. For this study, a sample of 887 residents of Qom city was used. Results showed that four categories of variables, including socio-economic characteristics, travel characteristics, environmental and theoretical factors at the significance level of 10%, affect the choice of cycling on trips shorter than three kilometers. The marginal effect values indicated that having access to a suitable bicycle could increase the probability of choosing cycling by 23.4%. Also, trips for leisure, sports, and meeting acquaintances have tremendous potential for cycling. Results also showed that people living outside the city center were more likely to ride bicycles in trips with a distance of less than three kilometers. Also, higher densities of residents and parks within a radius of 800 meters around the residence and having a bicycle accident experience with positive and negative marks, respectively, affect the likelihood of choosing a bicycle.

Keywords: Sustainable transportation, Active travel modes, Cycling, Choice model.

* Corresponding author
Received 19 May 2021, Revised 05 July 2021, Accepted 07 July 2021.
DOI: 10.22091/cer.2021.6971.1252

Civil Infrastructure Researches, Vol. 7, Issue. 1, Spring and Summer 2021, pp. 17-36

E. Mohammadi Dehcheshmeh

PhD Candidate, School of Civil Engineering, Iran University Science and Technology.

e-mail:
esmaeil_mohammadi@civileng.iust.ac.ir

V. Broujerdian*

Assistant Professor, School of Civil Engineering, Iran University Science and .Technology

e-mail: broujerdian@iust.ac.ir

Seismic Design Coefficients of Self-Centering Multiple Rocking Walls Subjected to Effect of Far and Near-Field Earthquakes

Nowadays, new and innovative methods have been proposed based on damage avoidance design (DAD) philosophy systems as the alternative conventional lateral load-resistant systems. These systems reduce damage to buildings and post-earthquake reconstruction costs. The self-centering rocking walls are one of them. In this research, multiple rocking wall systems have been investigated and designed. The effect of the number of self-centering blocks and the ratio of tendon prestressing in a 12-story structure examined. The structures have examined subjected to 22 far-field records and 28 near-field records, half of which have pulse. The modeling is done in two dimensions via OpenSees software. The design coefficients of rocking sections in different prestressings for each type of ground motions are specified. The results shown that rocking wall structures under near-field pulse-like ground motions need more design capacity than other records to control drift and capacity section. Furthermore, The design of base-rocking and multiple rocking structures has been done for specific drift that have similar drift profiles in height. Then, for this case design, it is not possible to expect the desired energy absorption and also the reduction of the effects of higher modes from the multiple rocking the system compared to the base-rocking system.

Keywords: Self-centering system, Rocking wall, Residual displacement, Presressing ratio, Higher mode.

* Corresponding author
Received 09 June 2021, Revised 20 June 2021, Accepted 25 June 2021.
DOI: 10.22091/cer.2021.7025.1257

Civil Infrastructure Researches, Vol. 7, Issue. 1, Spring and Summer 2021, pp. 17-36

E. Mohammadi Dehcheshmeh

PhD Candidate, School of Civil Engineering, Iran University Science and Technology.

e-mail:
esmaeil_mohammadi@civileng.iust.ac.ir

V. Broujerdian*

Assistant Professor, School of Civil Engineering, Iran University Science and .Technology

e-mail: broujerdian@iust.ac.ir

Seismic Design Coefficients of Self-Centering Multiple Rocking Walls Subjected to Effect of Far and Near-Field Earthquakes

Nowadays, new and innovative methods have been proposed based on damage avoidance design (DAD) philosophy systems as the alternative conventional lateral load-resistant systems. These systems reduce damage to buildings and post-earthquake reconstruction costs. The self-centering rocking walls are one of them. In this research, multiple rocking wall systems have been investigated and designed. The effect of the number of self-centering blocks and the ratio of tendon prestressing in a 12-story structure examined. The structures have examined subjected to 22 far-field records and 28 near-field records, half of which have pulse. The modeling is done in two dimensions via OpenSees software. The design coefficients of rocking sections in different prestressings for each type of ground motions are specified. The results shown that rocking wall structures under near-field pulse-like ground motions need more design capacity than other records to control drift and capacity section. Furthermore, The design of base-rocking and multiple rocking structures has been done for specific drift that have similar drift profiles in height. Then, for this case design, it is not possible to expect the desired energy absorption and also the reduction of the effects of higher modes from the multiple rocking the system compared to the base-rocking system.

Keywords: Self-centering system, Rocking wall, Residual displacement, Presressing ratio, Higher mode.

* Corresponding author
Received 09 June 2021, Revised 20 June 2021, Accepted 25 June 2021.
DOI: 10.22091/cer.2021.7025.1257

Civil Infrastructure Researches, Vol. 7, Issue.1, Spring and Summer 2021, pp. 1-16

A. A. Zamani

Department of Engineering, Lorestan University, Khorramabad, Iran.

e-mail: z_amirarsalan@yahoo.com

M. Ahmadi

Department of Civil Engineering, Ayatollah Boroujerdi University, Boroujerd, Iran.

e-mail: masoud.ahmadi@abru.ac.ir

A. Dalvand*

Department of Engineering, Lorestan University, Khorramabad, Iran.

e-mail: dalvand.a@lu.ac.ir

Material Properties of High-Strength Self-Compacting Concrete Made With Fully Recycled Aggregate: An Experimental Study

In this study, the effect of single and hybrid fibers on mechanical properties and impact behavior of high-strength self-compacting concrete containing fully recycled aggregate has been investigated in three parts: mechanical properties, impact behavior, and durability properties. The used fibers are steel and polyvinyl alcohol fibers, which were added to the plain mixture. The various mix compositions were made to consider the effect of different fiber combinations, contents, and types. The sustainable high-strength concrete used in this study was composed of fully recycled fine aggregate, different contents of steel and polyvinyl alcohol fibers, and constant content of fly ash as a partial cement replacement. The properties of prepared concrete were determined using the water absorption, the ultrasonic pulse velocity, the repeated drop weight impact, the splitting tensile strength, the compressive strength, and the flexural strength tests. The results show that by adding fibers to concrete made of fully recycled aggregate, the mechanical properties are improved, and this effect is significantly dependent on the type, the percentage, and the selected form (single or blended) of fibers. On the other hand, by adding fibers to the control mixture, the adsorption capacity and energy dissipation of the samples tested in the drop weight test have been significantly increased.

Keywords: Waste Granite, Self-Compacting Concrete, Mechanical Properties, Steel Fiber, PVA.

* Corresponding author
Received 14 May2021, Revised 24 May 2021, Accepted 24 May 2021.
DOI: 10.22091/cer.2021.6955.1251

Contents:

Material Properties of High-Strength Self-Compacting Concrete Made With Fully Recycled Aggregate: An Experimental Study
Amir Arsalan Zamani, Masoud.Ahmadi and Ahmad Dalvand

Seismic Design Coefficients of Self-Centering Multiple Rocking Walls Subjected to Effect of Far and Near-Field Earthquakes
Esmaeil Mohammadi Dehcheshmeh and Vahid Broujerdian

Evaluating the Factors Associated with the Choice of Cycling in Home-Based Trips with a Distance of Less than Three Kilometers
Ali Farzaneh Movahed and Mohamad Hosein Dehnad

Impact of Land Use Changes and Expanding of Irrigation on Drying up of the Bakhtegan and Tashk Lakes
Zainab Hosseini, Morteza Mozafari and Elham Fijani

Investigation of the Effect of Crack Position and Strength Characteristics of Materials on the Stability of Homogeneous Soil Slopes
Ahmadreza Mazaheri, Babak Tahmasebi, Mehdi Komasi and Masoud Nasiri

Comparison of the Behavior of FRP Rebar with Steel Rebar in Reinforced Concrete Columns under Impact Loading
Reza Heydari Mal-Amiri and Davood Tavakoli

Development of Predicting Model for Clay Subgrade Soil Resilient Modulus based on the Results of Cone Penetration Test using Evolutionary Polynomial Regression Method
Alireza Ghanizadeh and Ali.Delaram

Investigation of the Effect of Various Mixing Designs and Macro Textures on the Skid Resistance of Roller Compacted Concrete Pavement Surface
Mostafa Adresi, Mohammad Ali Ghanbari and Alireza Omidi

Simulating Effect of FRP Sheets on Nonlinear Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Connections
Mahdi Nematzadeh, Sina Baharlo, Javad Shayanfar and Seyed Mohammad Reza Hasani

Construction of a New Hollow Cylinder Apparatus to Study the Tensile Behavior of Clay with Different Plasticity Indices
Abbas Ghalandarzadeh, Mahmood Reza Abdi and Leila Shafiei Chafi

Investigation of the Behavior of Buckling-Restrained Steel Plate Shear Wall under Fire Loading
Fereydoun Masoumi-Zahandeh, Mohamad Hoseinzadeh, Sepideh Rahimi and Mehdi Ebadi-Jamkhaneh

Contract Risk Analysis in Transportation Infrastructure Projects Based on Public-Private Partnership (PPP) Method

Omid Pourafshar, Behnod Barmayehvar, Reza Esmaeilabadi and Ehsan Asnaashari

University of Qom

Civil Infrastructure Researches

Vol. 7, Issue. 1
Spring and Summer 2021

License Holder:

University of Qom

General Director:

Dr. Ali Mohammad Rajabi, Associate Professor, Engineering Geology Department, University of Tehran

Editor in Chief:

Dr. Ali Ghanbari, Professor, Department of Civil Engineering, University of Kharazmi

Co-Editor in Chief:

Dr. Seyed Rohollah Hoseini Vaez, Associate Professor, Department of Civil Engineering, University of Qom

Technical and Text Editor:

Tahere Arefzade, Master of Civil Engineering, Department of Civil Engineering, University of Qom

Cover Design: Seyed M. Javad Hoseini Vaez
Interior Design: Tahere Arefzade
Publishing Supervisor: Mohammad Reza Shojaei

Print ISSN: 2783-140x

Editorial Board:

Morteza Eskandari-Ghadi, Professor, Department of Civil Engineering, Tehran University
Seyed Rohollah Hoseini Vaez, Associate Professor, Department of Civil Engineering, University of Qom
Mashallah Khamechyan, Professor, Department of Engineering Geology, Tarbiat Modares University
Mahdi Khodaparast, Associate Professor, Department of Civil Engineering, University of Qom
Taher Rajaee, Professor, Department of Civil Engineering, University of Qom
Ali Mohammad Rajabi, Associate Professor, Engineering Geology Department, University of Tehran
Ali Ghanbari, Professor, Department of Civil Engineering, University of Kharazmi
Vahid Nourani, Professor, Department of Civil Engineering, University of Tabriz

International Editorial Board:

Janusz Wasowski, Professor, National Research Council, Roma, Italy
Hakim S. Abdelgader, Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Tripoli, Tripoli, Libyan Arab Jamahiriya

Mailing Address: Civil Infrastructure Researches
Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, University of Qom, Qom, Iran
Postal Code: 3716146611
Tel: +98-25-32103590 **Fax:** +98-25-32854228
Website: http://cer.qom.ac.ir/
Email: cer@qom.ac.ir

University Of Qom

Journal of

Civil Infrastructure Researches

Volume 7, Issue 1, Spring & Summer 2021

01-16 Material Properties of High-Strength Self-Compacting Concrete Made with Fully Recycled Aggregate: An Experimental Study
Amir Arsalan Zamani, Masoud.Ahmadi and Ahmad Dalvand

17-36 Seismic Design Coefficients of Self-Centering Multiple Rocking Walls Subjected to Effect of Far and Near-Field Earthquakes
Esmaeil Mohammadi Dehcheshmeh and Vahid Broujerdian

37-51 Evaluating the Factors Associated with the Choice of Cycling in Home-Based Trips with a Distance of Less than Three Kilometers
Ali Farzaneh Movahed and Mohamad Hosein Dehnad

53-65 Impact of Land Use Changes and Expanding of Irrigation on Drying up of the Bakhtegan and Tashk Lakes
Zainab Hosseini, Morteza Mozafari and Elham Fijani

67-75 Investigation of the Effect of Crack Position and Strength Characteristics of Materials on the Stability of Homogeneous Soil Slopes
Ahmadreza Mazaheri, Babak Tahmasebi, Mehdi Komasi and Masoud Nasiri

77-91 Comparison of the Behavior of FRP Rebar with Steel Rebar in Reinforced Concrete Columns under Impact Loading
Reza Heydari Mal-Amiri and Davood Tavakoli

93-109 Development of Predicting Model for Clay Subgrade Soil Resilient Modulus based on the Results of Cone Penetration Test using Evolutionary Polynomial Regression Method
Alireza Ghanizadeh and Ali.Delaram

111-129 Investigation of the Effect of Various Mixing Designs and Macro Textures on the Skid Resistance of Roller Compacted Concrete Pavement Surface
Mostafa Adresi, Mohammad Ali Ghanbari and Alireza Omidi

131-151 Simulating Effect of FRP Sheets on Nonlinear Behavior of Reinforced Concrete Beam- Column Connections
Mahdi Nematzadeh, Sina Baharlo, Javad Shayanfar and Seyed Mohammad Reza Hasani

153-171 Construction of a New Hollow Cylinder Apparatus to Study the Tensile Behavior of Clay with Different Plasticity Indices
Abbas Ghalandarzadeh, Mahmood Reza Abdi and Leila Shafiei Chafi

173-188 Investigation of the Behavior of Buckling-Restrained Steel Plate Shear Wall under Fire Loading
Fereydoun Masoumi-Zahandeh, Mohamad Hoseinzadeh, Sepideh Rahimi and Mehdi Ebadi-Jamkhaneh

189-210 Contract Risk Analysis in Transportation Infrastructure Projects Based on Public-Private Partnership (PPP) Method
Omid Pourafshar, Behnod Barmayehvar, Reza Esmaeilabadi and Ehsan Asnaashari

Online ISSN: 2783-140X

Journal website : http://cer.qom.ac.ir