

پژوهش های زیرساخت های عمرانی

دوفصلنامه، سال هشتم، شماره ۱، بهار و تابستان ۱۴۰۱

ارزیابی تأثیر پیرشدگی بر عملکرد بلندمدت مخلوطهای آسفالت گرم حاوی مقادیر زیاد تراشه آسفالت بر پایه نتایج آزمایش خمش نیم‌دایره‌ای (SCB) در دمای میانی محمودرضا کمانش، محمد محمدکریمی و علی تقی‌نژاد عمران	۰۱-۲۰
بررسی رفتار کمانشی مخزن فولادی استوانه‌ای زمینی تحت اثر بارگذاری لرزهای محمد سعید سبحان و پدرام حسینی	۲۱-۳۴
بومی‌سازی و ارائه چارچوب ارزیابی پایداری پروژه‌های زیرساختی در ایران بر مبنای چارچوب Envision گلاره طاهریان و سید حسین حسینی نورزاد	۳۵-۵۹
بررسی تأثیر بار انفجار بر مقدار عمق لازم در شناسایی‌های ژئوتکنیکی حسین مقتدائی و مهدی خداپرست	۶۱-۷۶
اثر خوردگی آرماتورها بر رفتار چرخه ای پایه پل های بتن آرمه مسعود احمدی، مهدی عبادی جامخانه و مهدی کماسی	۷۷-۹۵
مطالعه عددی میراگر اصطکاکی افقی ساخته شده با فولاد و نت ترمز در قاب مهاربندی با آرایش هشتی تحت بارهای چرخه‌ای سعید کیادربندسری، مریم فیروزی نظام آبادی، حسن عباسی و فریبرز یعقوبی	۹۷-۱۱۴
شبیه‌سازی المان محدود مشخصات ناپیوستگی سطحی در عملکرد روسازی انعطاف‌پذیر ترک‌خورده در اثر بارگذاری دینامیکی میلا دحسین عطایی، محمد مهدی خبیری و زهره غفوری فرد	۱۱۵-۱۳۰
بررسی اثر قطر و درصد حجمی الیاف فلزی قلاب‌دار بر زمان وی‌بی و خصوصیات مکانیکی بتن غلتکی روسازی پیمان پاریاد، حسین نادررپور و محمدکاظم شربتدار	۱۳۱-۱۴۴
ارزیابی آزمایشگاهی استهلاک انرژی در سازه تلفیقی شیب‌شکن قائم با گابیون رسول دانشفر از، مهدی ماجدی اصل، سیدعلی مرتضوی و محمد باقرزاده	۱۴۵-۱۵۷
آبشستگی آب-زالال در اطراف سرریز جانبی کلیدپیانویی تیپ A در زاویه ۱۲۰ درجه یک کانال قوسی ۱۸۰ درجه مهدی جمشیدی، جابر سلطانی، محمد رستمی و مجتبی مانعی	۱۵۹-۱۷۰
مدل‌های جدید برای تعیین مدول الاستیسیته بتن با در نظر گیری تغییرات مقاومت فشاری سیما آرامش و پویان فخاریان	۱۷۱-۱۸۳
بررسی عملکرد لرزه ای قاب‌های بتن‌آرمه بلندمرتبه با استفاده از میراگر فلزی تسلیمی TADAS علی سیدکاظمی، ابراهیم اصغری کریمی و مجتبی اسماعیل نیا امیری	۱۸۵-۲۰۳

به نام خدا



پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی

مجله علمی

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
استاد، 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

سال هشتم، شماره اول

بهار و تابستان ۱۴۰۱

صاحب امتیاز:

دانشگاه قم

مدیر مسئول:

دکتر علی محمد 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 آرایشی: طاهره عارف زاده

ناظر چاپ: محمد رضا شجاعی

شاپا الکترونیکی: X-۱۴۰-۲۷۸۳

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

کد پستی: ۳۷۱۶۱۴۶۶۱۱

تلفن: ۰۲۵-۳۲۱۰۳۵۹۰

نمابر: ۰۲۵-۳۲۸۵۴۲۲۸

نشانی سایت: <http://cer.qom.ac.ir/>

پست الکترونیکی: cer@qom.ac.ir

قیمت: ۱۰۰۰۰۰ ریال

مقالات این شماره

- ۱ ارزیابی تأثیر پیرشدگی بر عملکرد بلندمدت مخلوط‌های آسفالت گرم حاوی مقادیر زیاد تراشه آسفالت بر پایه نتایج آزمایش خمش نیم‌دایره‌ای (SCB) در دمای میانی
محمودرضا کی‌منش، محمد محمدکریمی و علی تقی‌نژاد عمران
- ۲۱ بررسی رفتار کمانشی مخزن فولادی استوانه‌ای زمینی تحت اثر بارگذاری لرزه‌ای
محمد سعید سبحان و پدرام حسینی
- ۳۵ بومی‌سازی و ارائه چارچوب ارزیابی پایداری پروژه‌های زیرساختی در ایران بر مبنای چارچوب **Envision**
گلاره طاهریان و سید حسین حسینی نورزاد
- ۶۱ بررسی تأثیر بار انفجار بر مقدار عمق لازم در شناسایی‌های ژئوتکنیکی
حسین مقتدائی و مهدی خداپرست
- ۷۷ اثر خوردگی آرماتورها بر رفتار چرخه ای پایه پل های بتن آرمه
مسعود احمدی، مهدی عبادی جامخانه و مهدی کماسی
- ۹۷ مطالعه عددی میراگر اصطکاکی افقی ساخته شده با فولاد و لنت ترمز در قاب مهاربندی با آرایش هشتی تحت بارهای چرخه‌ای
سعید کیادربندسری، مریم فیروزی نظام آبادی، حسن عباسی و فریبرز یعقوبی
- ۱۱۵ شبیه‌سازی المان محدود مشخصات ناپیوستگی سطحی در عملکرد روسازی انعطاف‌پذیر ترک‌خورده در اثر بارگذاری دینامیکی
میلا دحسین عطایی، محمد مهدی خبیری و زهره غفوری فرد
- ۱۳۱ بررسی اثر قطر و درصد حجمی الیاف فلزی قلاب‌دار بر زمان وی‌بی و خصوصیات مکانیکی بتن غلتکی روسازی پیمان پاریاد، حسین نادرپور و محمد کاظم شربتدار
- ۱۴۵ ارزیابی آزمایشگاهی استهلاک انرژی در سازه تلفیقی شیب‌شکن قائم با گابیون
رسول دانشفراز، مهدی ماجدی اصل، سیدعلی مرتضوی و محمد باقرزاده
- ۱۵۹ آبشستگی آب‌زلزل در اطراف سرریز جانبی کلید پیانویی تیپ A در زاویه ۱۲۰ درجه یک کانال قوسی ۱۸۰ درجه
مهدی جمشیدی، جابر سلطانی، محمد رستمی و مجتبی صانعی
- ۱۷۱ مدل‌های جدید برای تعیین مدول الاستیسیته بتن با در نظرگیری تغییرات مقاومت فشاری
سیما آرامش و پویان فخاریان
- ۱۸۵ بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن آرمه بلندمرتبه با استفاده از میراگر فلزی تسلیمی **TADAS**
علی سید کاظمی، ابراهیم اصغری کریمی و مجتبی اسماعیل نیا امیری

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 به صورت دوفصلنامه به چاپ می‌رسد. تمامی مقالات منتشر شده در این نشریه تحت فرآیند داوری به صورت «اطلاعات یک جانبه بسته» قرار گرفته‌اند. همچنین تمامی متون اصلی فارسی این مقالات به وسیله مشابهت‌یاب سمیم نور و متن انگلیسی چکیده آنها به وسیله مشابهت‌یاب iThenticate به منظور منحصر به فرد بودن این مطالعات، مورد بررسی قرار گرفته‌اند. در راستای تحقق دستیابی به سطوح بین‌المللی، درج شناسه دیجیتال مقاله (DOI) با پیش‌شماره اختصاصی ۱۰/۲۲۰۹۱ به صاحب امتیازی دانشگاه قم، برای کلیه مقالات منتشر شده در این نشریه، به صورت 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 بین‌المللی 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 رخدادهای 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 هم‌زمان توسط نشریه دیگری تحت بررسی باشند.
۳. نویسنده مسئول باید از رضایت دیگر مؤلفان همکار مطمئن بوده و نوشتار به تأیید 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 مؤلفان قبل از پذیرش مقالات امضا و تأیید 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 تأیید 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. سهمیم کردن نادرست نویسنده دیگر: همه نویسندگان لیست شده در مقاله می‌بایست در انجام آن سهمیم باشند.
۷. دستکاری منابع: هنگامی است که در قسمت پایانی یک رونوشت منابع متعددی ذکر می‌شود، در حالی که 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

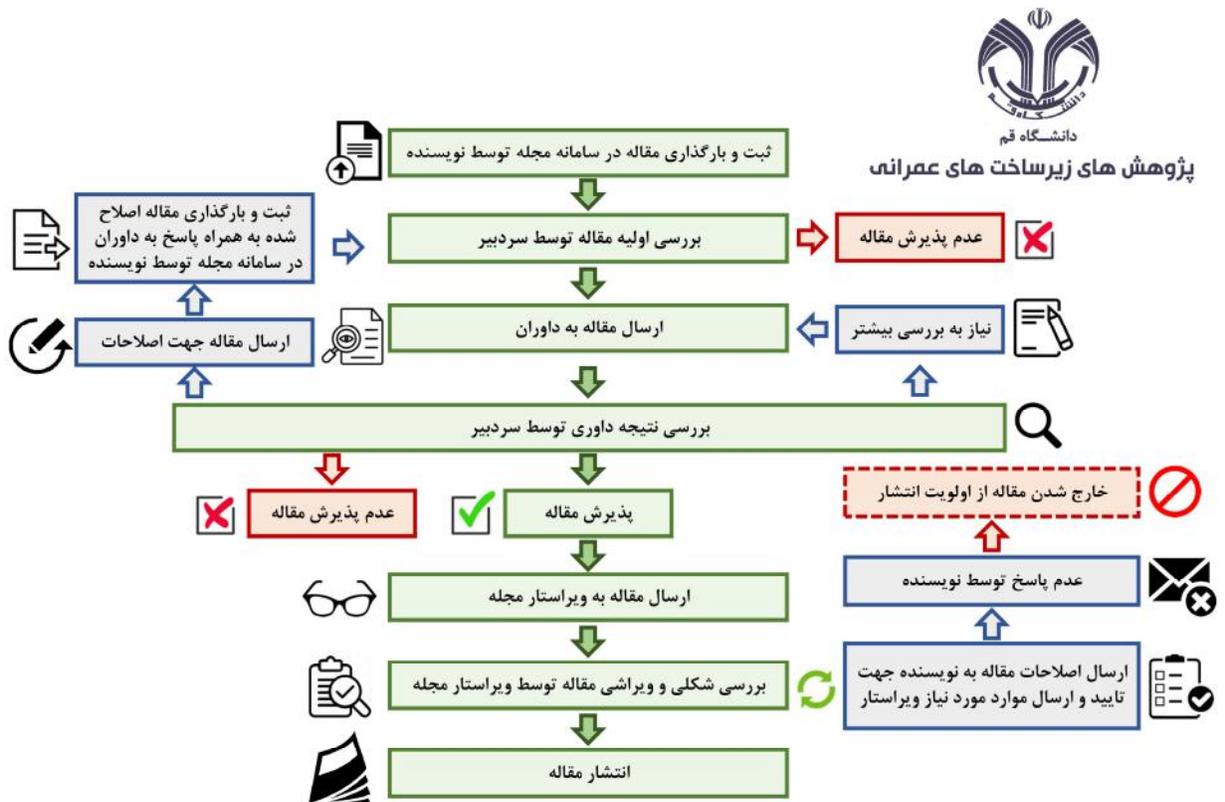
زیرساخت‌های عمرانی شامل سدها، پل‌ها، سیستم‌های حمل و نقل، سازه‌های ژئوتکنیکی، ساخت و سازه‌های زیرزمینی، خطوط لوله، سیستم‌های توزیع آب، ساختمان‌ها، سازه‌های دریایی، نیروگاه‌ها، فرودگاه‌ها، سکوها، دریایی می‌شود.

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 صحرائی
- مدیریت ساخت و ارزش
- بهینه‌سازی
- اتوماسیون و رباتیک در زیرساخت‌های عمرانی
- کنترل پروژه و ابزار دقیق
- 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 فلویداگرام 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.



ارزیابی تأثیر پیرشدگی بر عملکرد بلندمدت مخلوط‌های آسفالت گرم حاوی مقادیر زیاد تراشه آسفالت بر پایه نتایج آزمایش خمشی نیم‌دایره‌ای (SCB) در دمای میانی

با توجه به افزایش سختی آسفالت برای مخلوط حاوی تراشه آسفالت (RAP)، بهبود خرابی شیارشدگی، قابل پیش‌بینی است، اما با افزایش سطح پیرشدگی و افزایش سختی در مخلوط‌های حاوی درصد‌های بالای تراشه آسفالت، مشکلاتی نظیر ترک‌خوردگی در دمای پایین و دمای میانی (کاهش مقاومت در برابر ترک‌خوردگی) در بلندمدت شکل می‌گیرد. در این پژوهش، تأثیر پیرشدگی بر عملکرد شکست مخلوط‌های آسفالتی گرم (WMA) حاوی درصد بالای تراشه آسفالت در بلندمدت در دمای میانی (۲۵°C)، با استفاده از آزمایش خمشی نیم‌دایره‌ای، مورد ارزیابی قرار گرفت. برای انجام تحقیق از مقادیر مختلفی از تراشه آسفالت (صفر، ۵۰، ۷۵ و ۱۰۰ درصد)، روغن گیاهی به عنوان عامل جوانساز، زایکوترم به عنوان افزودنی مخلوط آسفالتی گرم و قیر ۸۵/۱۰۰ به عنوان قیر جدید استفاده شد. برای اعمال سطوح مختلف پیرشدگی، نمونه‌ها مطابق با مطالعات پیشین به مدت ۳، ۵، ۷ و ۹ روز و در دمای ۸۵°C در گرماخانه نگهداری شدند. نتایج نشان داد با افزایش مقدار تراشه آسفالتی و افزایش سطح پیرشدگی نمونه‌ها، حداکثر نیروی لازم برای شکست و ضریب بحرانی شدت تنش K_{IC} ، افزایش ولی انرژی کرنشی U کاهش یافت. همچنین، به منظور مقایسه عملکرد بلندمدت مخلوط‌های آسفالتی حاوی درصد‌های مختلف تراشه آسفالت، سطح زیر منحنی انرژی کرنشی رها سازی شده (J_c) - پیرشدگی، تعیین و نتیجه گرفته شد که نمونه‌های بدون تراشه آسفالت ۸، ۳۴ و ۵۲ درصد مقاومت بیشتری در برابر ترک‌خوردگی نسبت به نمونه‌های حاوی ۵۰، ۷۵ و ۱۰۰ درصد تراشه آسفالت از خود نشان می‌دهند.

واژگان کلیدی: آسفالت گرم، تراشه آسفالت، شکست، پیرشدگی، آزمایش خمشی نیم‌دایره‌ای.

محمودرضا کی‌منش*

استادیار، گروه عمران، دانشگاه
پیام نور تهران - شمال.
پست الکترونیک:
mrkeymanesh@pnu.ac.ir

محمد محمدکریمی

استادیار، دانشکده مهندسی
عمران و محیط زیست، دانشگاه
تربیت مدرس.
پست الکترونیک:
mohammad.karimi@modares.ac.ir

علی تقی نژاد عمران

دانشکده مهندسی عمران،
دانشگاه پیام نور تهران - شمال.
پست الکترونیک:
aliomran@student.pnu.ac.ir

۱- مقدمه

همچون مصرف سوخت فسیلی و انتشار مواد آلاینده بیشتر در مخلوط‌های آسفالتی داغ و نیز افزایش قیمت سوخت در جهان، باعث شده است استفاده از آسفالت گرم در صنعت روسازی با استقبال زیادی روبه‌رو شود. فناوری استفاده از آسفالت گرم در صنعت روسازی از اواخر دهه ۱۹۹۰ توسعه یافت [۱].

امروزه افزایش قیمت مصالح و انرژی منجر به استفاده از تراشه آسفالت (RAP^۱) به عنوان جایگزینی

مخلوط‌های آسفالتی را می‌توان از نظر دمای اختلاط و مصرف انرژی به چهار دسته کلی آسفالت سرد، آسفالت نیمه‌گرم، آسفالت گرم و آسفالت داغ تقسیم‌بندی نمود. نگرانی‌های موجود در ارتباط با عوامل زیست‌محیطی

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۴۰۰/۰۸/۱۱، بازنگری: ۱۴۰۰/۰۹/۲۸، پذیرش: ۱۴۰۰/۱۰/۰۱
DOI: 10.22091/cer.2021.7526.1320 شناسه دیجیتال

^۱- Reclaimed Asphalt Pavement

مقادیر زیاد تراشه آسفالت بر پایه نتایج آزمایش خمش نیم‌دایره‌ای (SCB^۳) در دمای میانی بررسی شد. محققان روش‌های مختلفی (گرمایش طولانی، اکسیداسیون، استفاده از مادون قرمز/UV) برای بررسی پیرشدگی^۴ بلندمدت روسازی استفاده کردند [۴]. پیرشدگی در گرمخانه روی نمونه‌های متراکم شده یکی از روش‌های پیرشدگی مخلوط آسفالتی در بلندمدت است. در این تحقیق، مشابه تحقیقات گذشته در این خصوص نمونه‌های SCB به مدت ۳، ۵، ۷ و ۹ روز در دمای ۸۵ درجه سانتی‌گراد به منظور شبیه‌سازی پیرشدگی مخلوط آسفالتی در ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ سال از عمر روسازی، در گرمخانه نگهداری شدند [۵، ۶ و ۷].

۲- پیشینه تحقیق

پژوهشگران، روش‌های مختلفی برای تولید مخلوط آسفالتی گرم پیشنهاد نموده‌اند که می‌توان آنها را در سه دسته کلی مخلوط تولید شده به روش کف قیر، مخلوط تولید شده با افزودنی‌های آلی و مخلوط تولید شده با استفاده از افزودنی‌های شیمیایی تقسیم‌بندی نمود [۸]. تحقیقات مختلفی در خصوص استفاده از افزودنی شیمیایی زایکوترم که عملکردی با خاصیت ضدعریان‌شدگی در روسازی آسفالت گرم ایجاد می‌کنند، انجام شده است. در این تحقیقات از درصد‌های مختلف زایکوترم بین ۰/۱ الی ۰/۲ درصد وزنی قیر استفاده شده است [۹ و ۱۰].

امروزه علیرغم آگاهی از پتانسیل بالقوه استفاده از تراشه آسفالت در روسازی، ارزیابی عملکرد بلندمدت روسازی‌های آسفالتی حاوی تراشه آسفالت نیازمند بررسی بیشتر است. به نظر می‌رسد وجود قیر پیرشده در تراشه آسفالت دلیل اصلی استفاده کمتر از این مصالح برای ساخت روسازی‌های جدید است. پیرشدگی یک فرآیند

برای مصالح سنگی و قیر جدید در تهیه مخلوط‌های آسفالتی شده است. مطالعات پیشین نشان داد که استفاده از درصد‌های پایین (کمتر از ۱۵ درصد) تراشه آسفالت، تأثیر قابل‌توجهی در مخلوط آسفالتی ایجاد نمی‌کند؛ بنابراین، درصد‌های بالاتر (بالاتر از ۳۰ درصد) مورد بررسی پژوهشگران قرار گرفته است. اگرچه استفاده گسترده از تراشه آسفالت در تولید مخلوط‌های آسفالتی، مزایای اقتصادی و زیست‌محیطی فراوانی در پی دارد، اما مهم‌ترین مانع در استفاده از مخلوط‌های آسفالتی با درصد بالای تراشه آسفالت، سفتی بیش از حد این نوع مخلوط‌ها است که کارایی آن را به شدت کاهش می‌دهد. پیری قیر موجود در تراشه آسفالت باعث سخت‌تر و شکننده‌تر شدن مخلوط و در نتیجه سبب کاهش مقاومت در برابر ترک‌خوردگی می‌شود. بدین منظور، جوانساز^۲ به‌عنوان اصلاح‌کننده، مورد استفاده قرار می‌گیرد. تأثیر استفاده از جوانساز بر روی خواص مکانیکی و عملکرد مخلوط‌های آسفالتی و قیرها توسط پژوهشگران زیادی مورد بحث و بررسی قرار گرفته و نتایج حاکی از تأثیر قابل‌توجه آنها در مخلوط‌های آسفالتی حاوی تراشه آسفالت دارد [۲ و ۳].

امروزه جنبه‌های مختلفی از مخلوط آسفالتی گرم حاوی تراشه آسفالتی نظیر عمر خستگی، مقاومت در برابر شیارشدگی و نحوه گسترش ترک در دماهای مختلف، مورد ارزیابی قرار گرفته است. با توجه به استفاده از تراشه آسفالتی و خصوصیات قیر موجود در آنها، همچنان زوایای پنهانی در مورد تأثیر به‌کارگیری و اثرات آنها بر عملکرد فنی مخلوط آسفالتی گرم حاوی تراشه آسفالت وجود دارد، که این موضوع پژوهشگران را بر آن داشته است تا از روش‌های مختلف ارزیابی، برای بررسی مکانیزم تأثیرگذاری تراشه آسفالت بر عملکرد مخلوط آسفالتی گرم استفاده نمایند. در این تحقیق با توجه به مطالب ذکر شده در خصوص مشخصات آسفالت گرم و تراشه آسفالت، ارزیابی عملکرد بلندمدت مخلوط‌های آسفالتی گرم حاوی

^۳- Semi- Circular Bend

^۴- Aging

^۲- Rejuvenator

برگشت‌ناپذیر است که باعث کاهش دوام روسازی و سرانجام افزایش هزینه‌های تعمیر و نگهداری و در نهایت موجب اضمحلال روسازی می‌شود [۱۱ و ۱۲]. با استفاده از جوانسازهایی همچون روغن موتور ضایعاتی، روغن گیاهی، روغن‌های پخت‌وپز و غیره به‌عنوان اصلاح‌کننده‌های مخلوط‌های آسفالتی، می‌توان مشخصات فیزیکی و شیمیایی قیر پیرشده در روسازی را بهبود بخشید. در سال ۲۰۱۶ در پژوهشی با استفاده از پلیمر لاتکس و دو نوع جوانساز مختلف، عملکرد مخلوط‌های آسفالتی حاوی ۵۰ درصد تراشه آسفالت مورد بررسی قرار گرفت؛ نتایج این تحقیق حاکی از بهبود رفتار مخلوط‌های بازافتی در برابر خستگی و شکست بود [۱۳]. بررسی اثر پیرشدگی قیر و مخلوط آسفالتی بر دوام و عملکرد بلندمدت روسازی در طول عمر بهره‌برداری از آن ضروری است [۱۴]. مطالعات بسیاری نشان داده است که پیرشدگی بلندمدت می‌تواند به شرایط آب‌وهوایی، روش پیرشدگی در آزمایشگاه و دمای پیرشدگی در آزمایشگاه یا نوع قیر و ضخامت روسازی وابسته باشد [۶ و ۱۵].

برای ارزیابی مکانیزم رشد ترک و شکست مخلوط‌های آسفالتی در آزمایشگاه، از آزمایش‌های مختلفی همچون آزمایش کشش غیرمستقیم، آزمایش تیر خمشی، آزمایش خمش نیم‌دایره‌ای و آزمایش کشش فشرده دیسکی استفاده می‌شود. از میان آزمایش‌های اشاره شده، آزمایش خمش نیم‌دایره‌ای به علت سادگی ساخت نمونه و سهولت انجام آزمایش، یکی از آزمایش‌های شناخته شده در بحث ارزیابی مقاومت شکست مخلوط‌های آسفالتی است [۱۶ و ۱۷]. در سال‌های اخیر پژوهش‌های مختلفی در خصوص رفتار شکست مخلوط‌های آسفالتی گرم حاوی تراشه آسفالت با استفاده از آزمایش خمش نیم‌دایره‌ای در دمای میانی (25°C) انجام شده است؛ به عنوان مثال، سونگ^۵ و همکاران در

تحقیقی با عنوان ارزیابی مقاومت در برابر ترک‌خوردگی مخلوط‌های آسفالتی حاوی مصالح تراشه آسفالت با استفاده از آزمایش خمش نیم‌دایره‌ای، دریافتند که استفاده از تراشه آسفالت مقاومت کششی مخلوط آسفالتی را افزایش می‌دهد ولی باعث کاهش پایداری و مقاومت در برابر ترک‌خوردگی می‌شود [۱۸]. سینک^۶ و همکاران، عملکرد مخلوط‌های آسفالتی حاوی تراشه آسفالت و افزودنی شیمیایی را با استفاده از آزمایش خمش نیم‌دایره‌ای و محاسبه انرژی کرنشی رهاسازی شده (J_C^V) در دمای میانی مورد مطالعه قرار دادند. مطابق نتایج آنها، افزایش درصد تراشه آسفالت باعث سفتی بیشتر مخلوط آسفالتی و بهبود مقاومت شکست مخلوط‌ها شد و اضافه کردن افزودنی شیمیایی، مقاومت در برابر شکست را کاهش داده و تأثیر منفی بر حساسیت رطوبتی مخلوط‌ها داشته است [۱۹]. در برخی از تحقیقات دیگر نظیر تحقیق سینک و همکاران، به بررسی و مقایسه مقاومت شکست مخلوط‌های آسفالتی داغ و گرم حاوی درصدهای بالای تراشه آسفالت (صفر، ۱۰، ۲۰، ۳۰ و ۴۰ درصد) با استفاده از آزمایش خمش نیم‌دایره‌ای در دمای میانی پرداخته شد. نتایج مطالعات آنها نشان داد انرژی کرنشی^۸ (U) و انرژی کرنشی رهاسازی شده (J_C) در مخلوط‌های آسفالتی داغ و گرم با افزایش تراشه آسفالت، افزایش یافته است که نشان از بهبود مقاومت شکست می‌باشد؛ همچنین مخلوط‌های آسفالتی داغ حاوی تراشه آسفالتی دارای مقاومت شکست بالاتری نسبت به مخلوط‌های آسفالت گرم حاوی تراشه آسفالتی می‌باشند [۲۰]. در تحقیقی دیگر به ارزیابی تأثیر استفاده از جوانساز در مخلوط‌های آسفالتی گرم حاوی ۲۵ و ۵۰ درصد تراشه آسفالت در دمای 25°C و -15°C با استفاده از آزمایش خمش نیم‌دایره‌ای در مود بارگذاری I پرداخته شده است.

⁶- Singh

⁷- Strain Energy Release

⁸- Strain Energy

⁵- Song

مصالح سنگی آهکی و فیلر (پودر سنگ آهک)، یک نوع قیر جدید (قیر ۸۵/۱۰۰)، یک نوع افزودنی آسفالت گرم (زایکوترم)، یک نوع جوانساز (روغن گیاهی کلزا) و از مقادیر مختلف تراشه آسفالتی (صفر، ۵۰، ۷۵ و ۱۰۰) استفاده شده است.

۳-۱- تعیین مقدار و نوع قیر موجود در تراشه‌های آسفالت

از آزمایش سانترفیوژ برای جداسازی سنگدانه‌ها از قیر و تعیین درصد قیر مصالح تراشه آسفالت، استفاده شد که پس از انجام آزمایش درصد قیر موجود در تراشه آسفالتی، ۵/۰۲ درصد به دست آمد؛ همچنین برای به دست آوردن قیر خالص تراشه‌های آسفالت، آزمایش تقطیر طبق دستورالعمل ASTM-D1856، انجام و مشخصات آن در جدول ۱ ارائه شده است [۲۲].

۳-۲- مصالح سنگی

مصالح سنگی مورد استفاده در این تحقیق شامل مصالح سنگی خام و مصالح سنگی بازیافتی می‌باشد. مصالح سنگی خام مورد استفاده برای ساخت نمونه‌های آسفالتی در این تحقیق، آهکی و از نوع سنگ شکسته کوهی است. برای ساخت نمونه‌های مخلوط آسفالتی از دانه‌بندی پیوسته و با حداکثر اندازه اسمی سنگدانه ۱۹ میلی‌متر استفاده شده است؛ با توجه به اینکه هدف اصلی این تحقیق تأثیر درصد‌های مختلف تراشه‌های آسفالتی بر روی عملکرد بلندمدت مخلوط‌های آسفالتی گرم است؛ بنابراین، دانه‌بندی تراشه‌های آسفالت (پس از جداسازی و انجام آزمایش دانه‌بندی، مشخص گردید در محدوده مجاز آیین‌نامه است) به عنوان دانه‌بندی هدف انتخاب تا نمونه‌های آسفالتی در درصد‌های مختلف تراشه آسفالت (صفر، ۵۰، ۷۵ و ۱۰۰ درصد) دارای دانه‌بندی یکسانی باشند. دانه‌بندی مورد استفاده در این تحقیق مطابق با مشخصات دانه‌بندی تیپ ۴ براساس آیین‌نامه روسازی راه‌های ایران (استاندارد ASTM D3515-01) انتخاب

در دو دمای پایین و میانی، با افزایش سفتی مخلوط‌های آسفالتی (افزودن تراشه آسفالت) شکنندگی مخلوط بیشتر شد و در نتیجه مقاومت در برابر ترک‌خوردگی کاهش یافته ولی با استفاده از جوانساز، مقاومت در برابر ترک‌خوردگی بهبود یافت [۳]. در تحقیق دیگر توسط یوسفی و همکاران، چقرمگی شکست سه نوع مخلوط آسفالتی (مخلوط آسفالتی‌داغ، مخلوط آسفالتی گرم و مخلوط آسفالتی گرم حاوی ۲۵ درصد تراشه آسفالت) در دمای ۲۵°C و ۱۵°C- با استفاده از آزمایش خمش نیم‌دایره و در سه مود بارگذاری (I، II و ترکیب آنها) مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج تحقیق آنها نشان داد مخلوط‌های آسفالت گرم و آسفالت گرم حاوی تراشه آسفالت دارای انرژی شکست و چقرمگی شکست بالاتری (در هر دو دما و هر سه مود بارگذاری) نسبت به مخلوط‌های آسفالتی داغ هستند [۲۱].

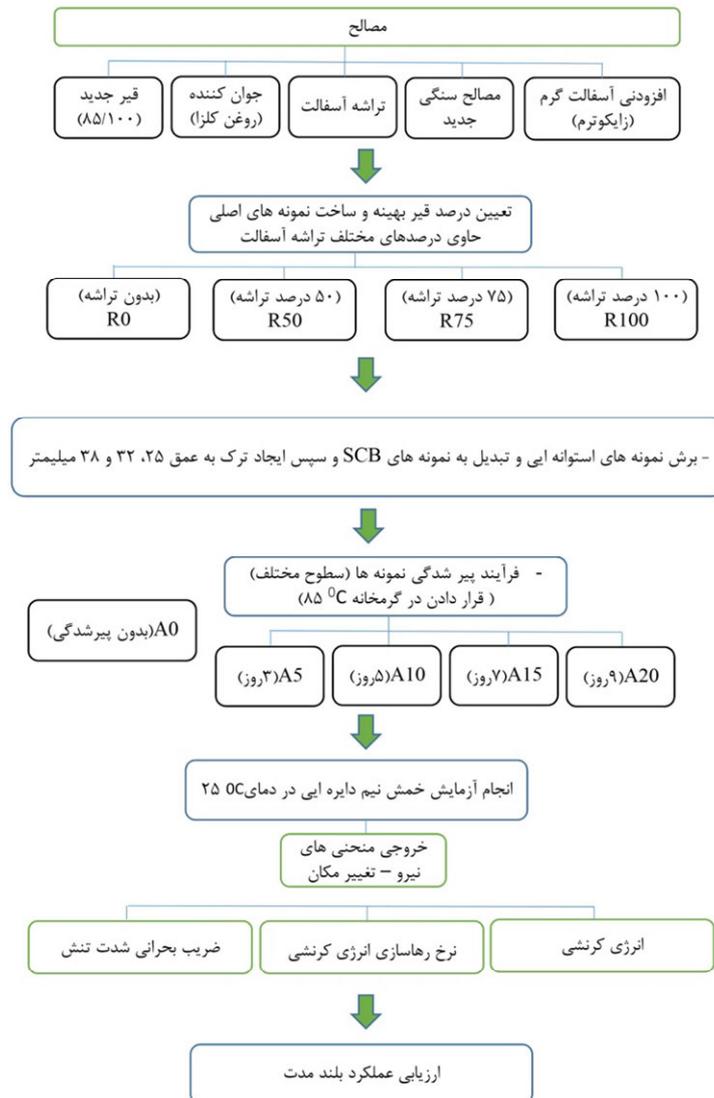
با توجه به اینکه تاکنون تحقیقی در خصوص عملکرد بلندمدت مخلوط‌های آسفالتی گرم حاوی درصد بالای تراشه آسفالتی صورت نگرفته است، در این پژوهش مقاومت در برابر شکست و ترک‌خوردگی این مخلوط‌های آسفالتی در سطوح مختلف پیرشدگی در دمای میانی مورد ارزیابی قرار گرفته است تا به شناخت عملکرد بلندمدت این مخلوط‌های آسفالتی کمک کرده و موجب درک صحیحی از مکانیزم خرابی‌ها ایجاد شده در طول عمر بهره‌برداری (زمان مناسب برای انجام تعمیر و نگهداری) این نوع مخلوط‌های آسفالتی گردد. در این راستا تأثیر درصد‌های بالای تراشه آسفالت (۵۰، ۷۵ و ۱۰۰) بر رفتار شکست مخلوط‌های آسفالتی گرم در دوره‌های مختلف عمر روسازی (پیرشدگی بلندمدت شامل ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ سال) در دمای ۲۵°C براساس نتایج آزمایش خمش نیم‌دایره‌ای مورد بررسی قرار گرفته است.

۳- مصالح مصرفی و طرح اختلاط

برای ساخت مخلوط‌های آسفالتی و انجام آزمایش که مراحل آن در شکل ۱ ارائه شده است، از یک نوع

شده است [۲۳]. نتایج آزمایش دانه‌بندی و مشخصات مصالح سنگی در شکل ۲ و جدول ۲ نشان داده شده است. مشخصات قیر مورد استفاده در این تحقیق که از پالایشگاهی در تهران تهیه شده، از نوع ۸۵/۱۰۰ است. مشخصات قیر مورد نظر در جدول ۳ آورده شده است.

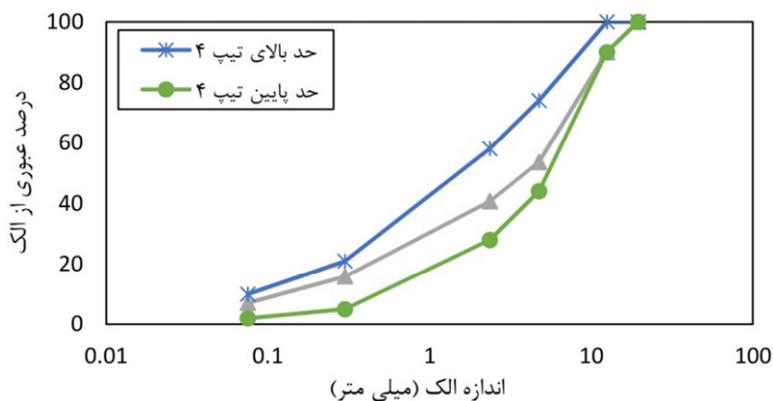
۳-۳- قیر مورد استفاده در این تحقیق



شکل ۱- مراحل انجام آزمایش

جدول ۱- مشخصات قیر موجود در تراشه آسفالت

استاندارد آزمایش	نتایج آزمایش	آزمایش انجام شده
ASTM D5	۲۵	درجه نفوذ (mm / ۰)
ASTM D2398	۶۰	نقطه نرمی (°C)
ASTM D113	۴۵	خاصیت انگمی (cm)
ASTM D-88	۲/۷۲۵	ویسکوزیته در ۱۳۵ °C (Pa.s)



شکل ۲- نمودار دانه‌بندی مورد استفاده در ساخت مخلوط‌های آسفالتی حاوی تراشه آسفالت (RAP)

جدول ۲- مشخصات مصالح سنگی

استاندارد آزمایش	نتایج آزمایش		آزمایش انجام شده
	RAP	مصالح سنگی خام	
ASTM C131 (2020)	۲۵	۲۲	حداکثر سایش به روش لوس آنجلس (درصد)
BS812	۱۲	۹	حداکثر ضریب تورق (درصد)
D5821 (2017)	یک جهت ۹۶	یک جهت ۹۹	حداقل درصد شکستگی در دو وجه روی الک
C127 (2015)	-	۱	حداکثر درصد جذب آب (مصالح درشت دانه)
C128 (2015)	-	۱/۲	حداکثر درصد جذب آب (مصالح ریزدانه)

جدول ۳- مشخصات قیر ۸۵/۱۰۰

استاندارد آزمایش	نتایج آزمایش	آزمایش انجام شده
ASTM D-70 (2021)	۱/۰۳	وزن مخصوص (kg/m^3)
ASTM D-5 (2013)	۹۱	درجه نفوذ (۰/۱mm)
ASTM D-36 (2020)	۴۸	نقطه نرمی ($^{\circ}\text{C}$)
ASTM D-113 (2017)	>۱۰۰	خاصیت انگمی (cm)
ASTM D-92 (2012)	۲۴۸	نقطه اشتعال ($^{\circ}\text{C}$)
ASTM D-88 (2019)	۰/۲۵	ویسکوزیته در ۱۳۵°C (Pa.s)

۳-۴- ماده افزودنی برای مخلوط آسفالتی گرم



شکل ۳- ماده افزودنی آسفالت گرم (زایکوترم)

زایکوترم، که تصویر آن در شکل ۳ مشخص است، یک ماده افزودنی است که به قیر اضافه می‌شود. افزودن زایکوترم سبب بهبود خواص قیر و در نتیجه مخلوط‌های آسفالتی می‌گردد. برخی از مزایای استفاده از زایکوترم عبارتند از ضد عریان‌شدگی، کند نمودن روند پیرشدگی، مقاومت در برابر خستگی و صرفه‌جویی سوخت و حفظ محیط‌زیست.

به نحوی تنظیم گردید که در قیر با دمای ۱۲۰ درجه سلسیوس، گردابی به عمق ۲ الی ۳ سانتیمتر ایجاد شود. سپس، زایکوترم با یک سرنگ انسولین به آرامی با نرخ ۱۰ قطره در دقیقه به قیر اضافه شد تا مخلوط همگنی به دست آید. مشخصات کلی زایکوترم که برای ساخت مخلوط‌های آسفالتی گرم استفاده شده است در جدول ۴ نشان داده شده است.

جدول ۴- مشخصات ماده افزودنی زایکوترم

مشخصات زایکوترم	نوع مشخصات
مایع	حالت فیزیکی
زرد کم‌رنگ	رنگ
بی بو	بو
۹۷۰ کیلوگرم بر متر	چگالی حجمی
۸۰ درجه سانتی‌گراد	نقطه اشتعال
غیر قابل حل	حلالیت در آب
۰/۱ درصد	دوز (نسبت به قیر)

با توجه به مطالعات پیشین و شرایط ساخت نمونه‌ها، به میزان ۷ درصد قیر موجود در تراشه آسفالتی انتخاب گردید که مشخصات آن در جدول ۵ ارائه شده است.

جدول ۵- مشخصات جوانساز (روغن گیاهی کلزا)

مشخصات روغن	نوع مشخصات
مایع	حالت فیزیکی
زرد	رنگ
قابل تشخیص	بو
۰/۷٪	دوز (نسبت به قیر تراشه آسفالتی)

۳-۶- تعیین درصد قیر بهینه

قبل از ساخت نمونه‌های اصلی و انجام آزمایش‌های مربوط به شکست، درصد قیر بهینه هر اختلاط (براساس فضای خالی ۴ درصد) تعیین گردید. با توجه به اینکه مخلوط‌های آسفالتی حاوی درصد‌های مختلف تراشه‌های آسفالتی هستند از روابط طرح اختلاط انستیتو آسفالت جهت تعیین درصد قیر بهینه استفاده گردید [۲۴]. درصد قیر بهینه برای مخلوط‌های حاوی صفر، ۵۰، ۷۵ و ۱۰۰ درصد تراشه آسفالت به ترتیب ۴/۷، ۵/۱، ۵/۳۵ و ۵/۶ درصد به دست آمد. درصد قیر بهینه مطابق روابط ارائه

در این پژوهش از زایکوترم در قیر به عنوان افزودنی آسفالت گرم استفاده شده است و براساس مطالعات پیشین و پیشنهاد شرکت سازنده، مقدار ۰/۱ درصد وزنی قیر انتخاب گردید. زایکوترم به قیر، قبل از اختلاط با مصالح سنگی افزوده می‌شود. ابتدا قیر، گرم شده تا به حالت مذاب تبدیل گردد و سپس جهت اختلاط زایکوترم با قیر خالص، از یک همزن برقی استفاده شد و سرعت آن

۳-۵- ماده جوانساز

تحقیقات نشان داد که ضایعات روغن آشپزی نیز می‌تواند به عنوان یک آنتی‌اکسیدان و عامل جوان‌کننده برای قیرهای پیرشده به کار گرفته شود. در این تحقیق، از روغن کلزا، که تصویر آن در شکل ۴ نشان داده شده است، به عنوان جوانساز تراشه‌های آسفالتی استفاده شده است.



شکل ۴- ماده جوانساز (روغن کلزا)

برای ساخت مخلوط آسفالتی، ابتدا جوانساز مورد استفاده به طور مستقیم به تراشه‌های آسفالتی افزوده شد. میزان مصرف جوانساز در تهیه مخلوط‌های آسفالتی گرم

(روغن کلزا) با درصد فضای خالی ۴ درصد و دمای 25°C به چهار بخش قابل تقسیم می‌باشد؛ بخش اول مربوط به ساخت نمونه‌های استوانه‌ای ژیراتوری، بخش دوم شامل برش نمونه‌های استوانه به نیم‌دایره‌ای خمشی و ایجاد ترک در نمونه‌ها، بخش سوم شامل فرآیند پیر نمودن نمونه‌ها و بخش چهارم شامل انجام آزمایش مقاومت شکست بر روی نمونه‌های نیم‌دایره خمشی ترک خورده پیرشده و پیرنشده در دمای 25°C می‌باشد. دمای اختلاط و تراکم انواع مخلوط‌های آسفالتی ساخته‌شده در این تحقیق به ترتیب برابر 135°C و 110°C بوده است. خلاصه‌ای از ترکیب و تعداد نمونه‌های مورد آزمایش در جدول ۶ ارائه شده است.

شده براساس طرح اختلاط انستیتو آسفالت مربوط به برآورد کل قیر مخلوط (قیر جدید و قیر موجود در تراشه آسفالت) است بنابراین مقدار قیر جدید مورد نیاز با توجه به مقدار تراشه آسفالت و مقدار قیر موجود در آن، براساس روابط طرح اختلاط انستیتو آسفالت محاسبه و به مخلوط‌ها اضافه گردید.

۴- ساخت نمونه‌های اصلی و انجام آزمایش شکست

برنامه آزمایشگاهی برای ساخت و آزمایش نمونه‌های اصلی، شامل صفر، ۵۰، ۷۵ و ۱۰۰ درصد تراشه آسفالت، عمر پیرشدگی صفر، ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ سال، یک نوع افزودنی آسفالت گرم (زایکوترم) و یک نوع جوانساز

جدول ۶- ترکیب و تعداد نمونه‌های انجام آزمایش

تعداد نمونه‌های SCB	تعداد تکرار آزمایش	مدت زمان قرارگیری در گرمخانه (روز)	عمق ترک (میلیمتر)	نوع قیر جدید	ماده جوانساز	ماده افزودنی آسفالت گرم	مقدار تراشه آسفالت (درصد)	نوع مخلوط
۴۵	سه تکرار برای هر حالت	صفر، ۳، ۵، ۷ و ۹	سه ترک به عمق ۳۸ و ۳۱/۸، ۲۵	۸۵/۱۰۰	-	زایکوترم	بدون تراشه آسفالت	آسفالت گرم
۱۳۵	سه تکرار برای هر حالت	صفر، ۳، ۵، ۷ و ۹	سه ترک به عمق ۳۸ و ۳۱/۸، ۲۵	۸۵/۱۰۰	روغن کلزا	زایکوترم	۵۰، ۷۵ و ۱۰۰ درصد	آسفالت گرم حاوی تراشه آسفالت

پیرشدگی مخلوط آسفالتی در ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ سال از عمر روسازی، در گرمخانه نگهداری شدند [۵-۷]. در جدول ۷ علامت اختصاری نمونه‌ها نشان داده شده است.

۴-۲- آزمایش شکست

آزمایش خمش نیم‌دایره روی نمونه‌های مخلوط آسفالتی در دمای 25°C مطابق با استاندارد ASTM D8044-16 انجام شد [۲۵].

مطابق با این استاندارد، همانطور که در شکل ۵ به‌طور شماتیک نشان داده شده است، نمونه‌های آسفالتی

۴-۱- فرآیند پیرشدگی مورد استفاده در این تحقیق

هدف از این پژوهش، اعمال پیرشدگی روی نمونه‌های متراکم شده به منظور تخمین پیرشدگی روسازی در طول ۲۰ سال عمر روسازی است؛ بنابراین تأثیر سطوح مختلف پیرشدگی مخلوط‌های آسفالتی روی عملکرد بلندمدت روسازی مورد بررسی قرار گرفت. به همین منظور، مطابق با روش پیرشدگی امانی و همکاران، نمونه‌های نیم‌دایره پس از ایجاد ترک در آنها به مدت ۳، ۵، ۷ و ۹ روز در دمای 85°C به منظور شبیه‌سازی

ضریب بحرانی شدت تنش^۹ یکی از پارامترهای مهم در تحلیل رفتار شکست مواد بوده که تابع تنش وارده به نمونه و مشخصات هندسی آن است.

ضریب بحرانی شدت تنش در واقع نشان‌دهنده مقاومت مواد در برابر ترک‌خوردگی و شکست است. در این تحقیق، مقادیر مربوط به ضریب هندسی مطابق با تحقیق پیشین استفاده شده است [۲۶]. مقادیر آن در جدول ۸ مشاهده می‌گردد. بنابراین مقدار ضریب بحرانی شدت تنش از رابطه (۱) به دست می‌آید:

$$K_{IC} = \frac{P_{cr}}{2rt} Y_I \sqrt{\pi a} \quad (1)$$

که در آن ضریب بحرانی شدت تنش (K_{IC}) در مد ۱ (P_{cr} ، $(Pa \cdot m^{0.5})$ حداکثر بار r ، شعاع نمونه t ، ضخامت نمونه a ، عمق ترک m) و Y_I ضریب هندسی است.

جدول ۸- مقادیر مربوط به ضریب هندسی در آزمایش خمش نیم‌دایره‌ای در دمای میانی [۲۶]

عمق ترک (میلی‌متر)	۲۵	۳۲	۳۸
ضریب هندسی ترک در مد ۱	۰/۵۴۴	۰/۶۱۱	۰/۷۰۶

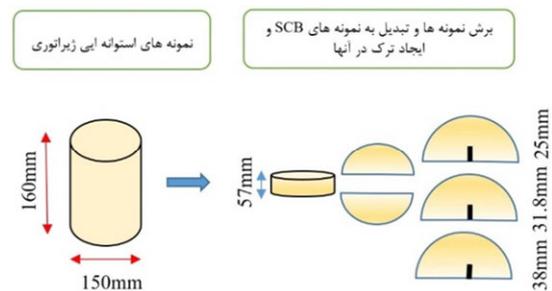
۴-۲-۲- انرژی کرنشی رهاسازی شده (J - انتگرال (J_C))

این پارامتر، انرژی ذخیره شده در نمونه را برای انتشار ترک توصیف می‌کند، به طوری که J_C بالاتر، میزان مقاومت در برابر شکست مطلوب‌تری را ارائه می‌دهد. برای این منظور، مقدار انرژی کرنشی رهاسازی شده در لحظه شکست (U)، با استفاده از منحنی نیرو- جابه‌جایی تعیین شد. در آزمایش SCB، سطح زیر نمودار نیرو- جابه‌جایی برابر با انرژی کرنشی رهاسازی شده در لحظه شکست است. سپس رگرسیون خطی ناشی از کار شکست به ازای هر عمق ترک به دست آمد (dU/da)؛ شیب خط رگرسیونی (به عنوان مثال، شکل ۷ منحنی رگرسیونی حاصل از آزمایش SCB در دمای میانی را نشان می‌دهد) تقسیم بر

دارای ضخامت ۵۷ و سه عمق ترک ۲۵، ۳۱/۸ و ۳۸ میلی‌متر هستند.

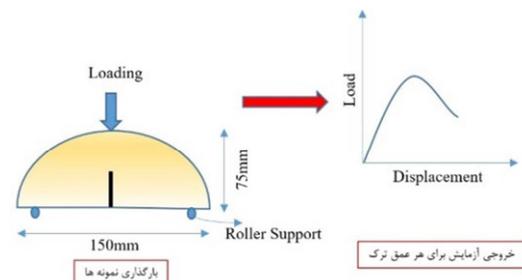
جدول ۷- علامت اختصاری نمونه‌ها

R0	مخلوط بدون تراشه آسفالتی
R50	مخلوط حاوی ۵۰ درصد تراشه آسفالتی
R75	مخلوط حاوی ۷۵ درصد تراشه آسفالتی
R100	مخلوط حاوی ۱۰۰ درصد تراشه آسفالتی
A0	مخلوط بدون پیرشدگی
A5	مخلوط معادل ۵ سال پیرشدگی (۳ روز)
A10	مخلوط معادل ۱۰ سال پیرشدگی (۵ روز)
A15	مخلوط معادل ۱۵ سال پیرشدگی (۷ روز)
A20	مخلوط معادل ۲۰ سال پیرشدگی (۹ روز)



شکل ۵- مراحل تهیه نمونه‌های SCB

در بارگذاری مورد استفاده در این تحقیق (بارگذاری مود اول یا مود بازشدگی که در آن بارگذاری وارد بر جسم بر صفحه حاوی ترک عمود است) موقعیت ترک اولیه دقیقاً در وسط لبه صاف نمونه SCB قرار دارد، به طوری که فاصله آن از دو تکیه‌گاه بارگذاری به یک اندازه است. نحوه بارگذاری مطابق شکل ۶، به صورت یکنواخت (مونوتونیک) و با سرعت ۰/۵ میلی‌متر بر دقیقه اعمال شده است.



شکل ۶- نحوه بارگذاری نمونه‌های SCB

۴-۲-۱- ضریب بحرانی شدت تنش K_{IC}

⁹- Critical Stress Intensity Factor

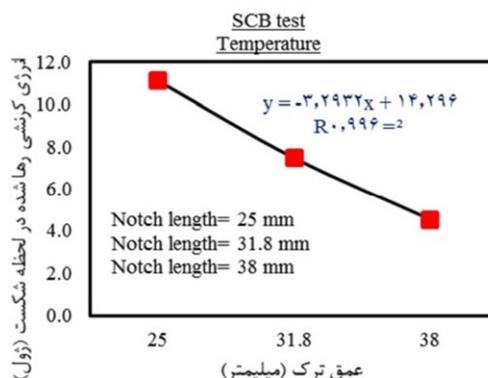
است؛ بنابراین می‌توان دریافت که تأثیر توأم پیرشدگی و افزودن تراشه آسفالت به طور قابل توجهی روی میزان مقاومت نمونه‌ها در برابر شکست تأثیر می‌گذارد. به عنوان مثال، با مقایسه نمونه‌های مخلوط آسفالتی دارای طول ترک ۲۵ میلی‌متر و با سطح پیرشدگی معادل ۱۵ سال (A15)، می‌توان ملاحظه کرد که با افزودن ۵۰، ۷۵ و ۱۰۰ درصد تراشه آسفالت، نیروی شکست نمونه‌های به ترتیب ۷۱، ۷۳ و ۹۲ درصد افزایش یافته است. به عبارت دیگر، می‌توان ادعان کرد که میزان تردشدگی نمونه‌ها به ترتیب ۷۱، ۷۳ و ۹۲ درصد نسبت به نمونه‌های بدون تراشه آسفالت (A15- 0% RAP) افزایش یافته است. براساس جدول ۷، R_i مخفف مخلوط‌های آسفالتی حاوی درصد‌های مختلف تراشه آسفالت و A_i مخفف سطوح مختلف پیرشدگی (عمر روسازی براساس سال)، می‌باشد.

۵-۲- تأثیر درصد‌های مختلف تراشه آسفالت بر حداکثر نیروی شکست (P_{cr}) نمونه‌ها در سطوح مختلف پیرشدگی

براساس نتایج حاصله که در شکل ۹ نشان داده شده است، به‌طور کلی می‌توان ادعان کرد که در تمامی طول ترک‌ها (۲۵، ۳۲ و ۳۸ میلی‌متر) با افزایش سطح پیرشدگی، حداکثر نیروی قابل تحمل در نمونه‌ها افزایش می‌یابد. به عنوان مثال، حداکثر نیرو (P_c) در نمونه‌های مخلوط آسفالتی حاوی ۵۰ درصد تراشه آسفالت، با افزایش سطح پیرشدگی از A0 به A5، A10، A15 و A20 به ترتیب ۱۵، ۲۸، ۳۵ و ۴۲ درصد افزایش پیدا می‌کند. همین روند در تمامی درصد‌های مختلف تراشه آسفالت نیز مشاهده می‌گردد. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که افزایش سطح پیرشدگی مخلوط‌های آسفالتی (که موجب سفتی مخلوط‌های آسفالتی می‌گردد) موجب افزایش حداکثر نیروی لازم برای شکست می‌گردد.

علاوه بر این، مشاهده می‌گردد که وجود تراشه آسفالت در مخلوط آسفالتی گرم به علت داشتن قیرهای پیرشده، حداکثر نیروی لازم برای شکست مخلوط‌های

ضخامت نمونه (b) برابر با مقدار بحرانی نرخ رهاسازی انرژی کرنشی تعریف می‌شود که در رابطه (۲) نشان داده شده است:



شکل ۷- انرژی کرنشی رها شده در برابر عمق ترک

$$J_c = -\frac{1}{b} \left(\frac{dU}{da} \right) \quad (2)$$

۵- تحلیل نتایج

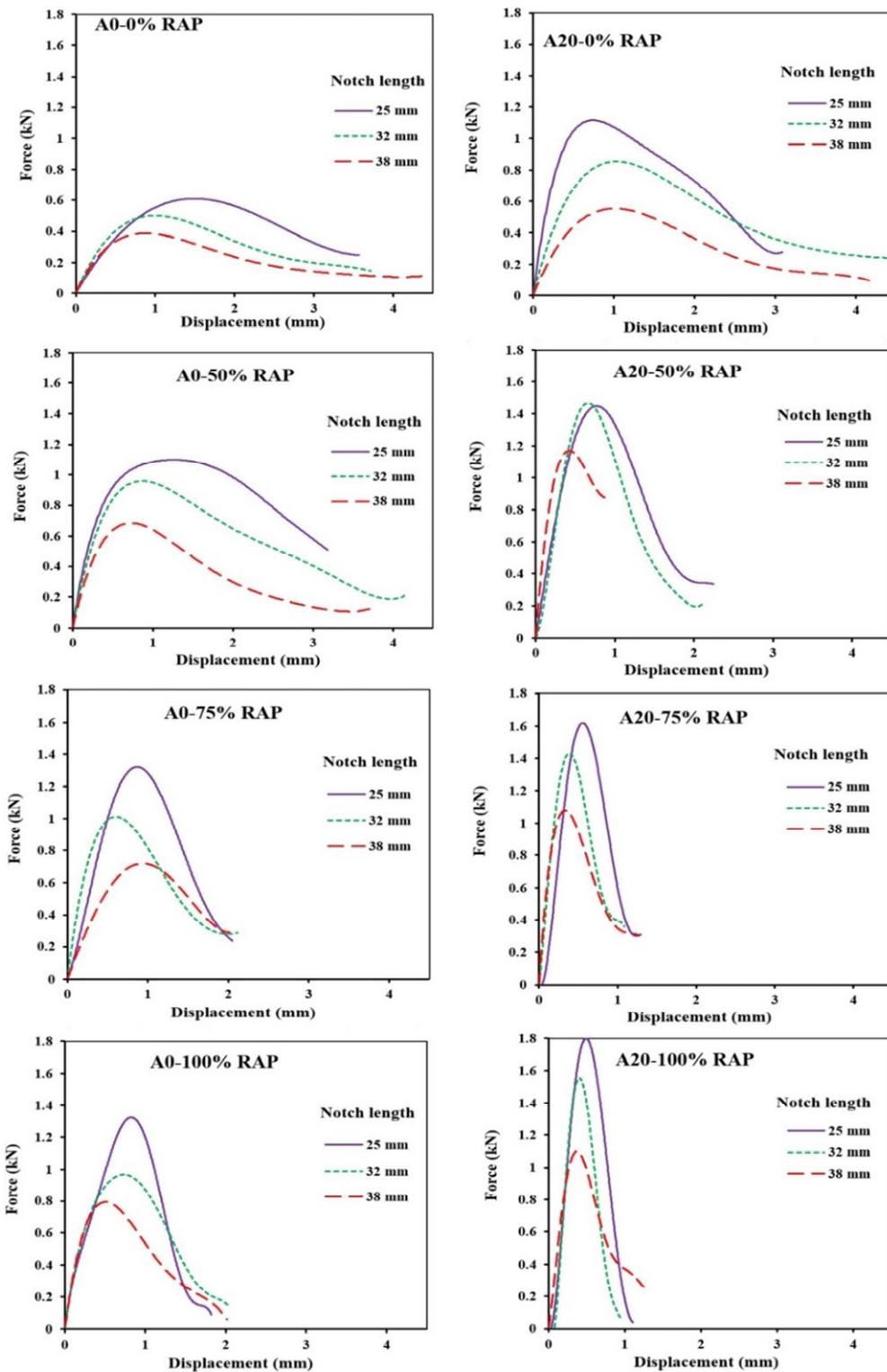
در این پژوهش، هدف بررسی رفتار شکست مخلوط‌های آسفالتی گرم حاوی درصد‌های بالای تراشه آسفالت در بلندمدت با استفاده از نتایج آزمایش خمش نیم دایره در دمای 25°C بوده است، بنابراین با انجام آزمایش شکست بر روی نمونه‌ها، منحنی‌های نیرو-جابجایی به‌دست آمده‌اند، سپس با استفاده از این منحنی‌ها، سایر پارامترها نظیر U ، P_{cr} و K_{IC} و J_c محاسبه شدند.

۵-۱- منحنی نیرو- تغییرمکان

منحنی نیرو- تغییرمکان برخی از نمونه‌ها (با توجه به زیاد بودن تعداد کل آنها) در شکل ۸ نشان داده شده است. همانطور که در شکل ۸ نشان داده شده است، با افزایش میزان تراشه آسفالت در مخلوط‌های آسفالتی، حداکثر نیروی لازم برای شکست افزایش، اما در مقابل تغییرمکان کاهش یافته است؛ همچنین در مخلوط‌های حاوی تراشه آسفالت با افزایش سطح پیرشدگی، حداکثر نیروی لازم برای شکست افزایش و تغییرمکان کاهش یافت که هر دو مورد فوق نشان از سفت شدن مخلوط‌ها

نسبت کمتری افزایش می‌یابد.

آسفالتی را در دمای میانی افزایش داده و همواره با افزودن بیشتر مقدار تراشه آسفالت این مقدار نیرو به



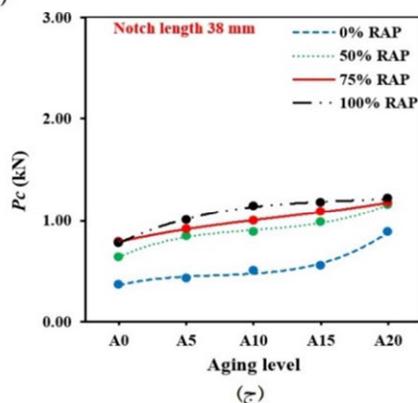
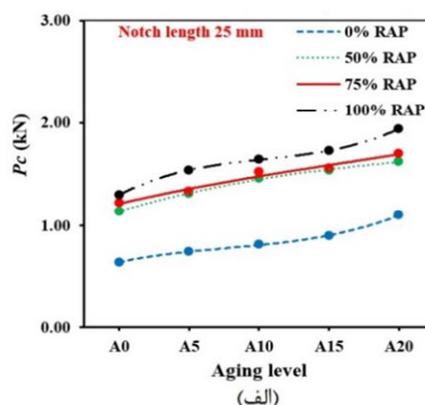
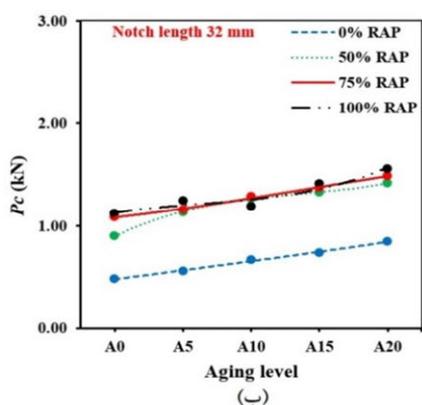
شکل ۸- منحنی نیرو- تغییرمکان برخی نمونه‌ها برای درصدهای مختلف تراشه آسفالتی و پیرشدگی

مخلوط‌های آسفالتی ۴۳ درصد افزایش می‌یابد (مقایسه حداکثر نیروی نمونه‌های بدون تراشه آسفالت و حاوی ۵۰

به عنوان مثال، در نمونه‌های شاهد (A0) با افزودن ۵۰ درصد تراشه آسفالت حداکثر نیروی لازم برای شکست

بنابراین میزان افزایش حداکثر نیروی لازم برای شکست با افزایش تراشه آسفالت شیب ملایم‌تری پیدا نموده است. همچنین با افزایش عمق ترک، مقدار حداکثر نیروی لازم برای شکست مخلوط‌های آسفالتی گرم کاهش می‌یابد. این موضوع در تمامی عمق‌های ترک و در تمامی سطوح مختلف پیرشدگی مشاهده گردید. به عنوان مثال در نمونه‌های A0 حاوی ۵۰ درصد تراشه آسفالت حداکثر نیروی لازم برای شکست نمونه‌ها با عمق ترک ۲۵، ۳۲ و ۳۸ میلیمتر به ترتیب برابر با ۱/۱۴، ۰/۹۰ و ۰/۶۴ کیلونیوتن است.

درصد تراشه آسفالت؛ این در حالی است که در نمونه‌های شاهد (A0) با افزودن ۷۵ درصد تراشه آسفالت حداکثر نیروی لازم برای شکست مخلوط‌های آسفالتی ۵۰ درصد افزایش می‌یابد (مقایسه حداکثر نیروی نمونه‌های حاوی ۵۰ و ۷۵ درصد تراشه آسفالت و اختلاف ۷ درصد بین آنها)؛ از دلایل این امر، استفاده از جوانساز و استفاده از تکنولوژی آسفالت گرم است، جوانساز با بازیابی خواص قیرهای پیر شده باعث نرمی مخلوط‌های آسفالتی گردیده و استفاده از تکنولوژی آسفالت گرم (دمای کمتر مورد نیاز برای اختلاط و تراکم) سبب کندی روند پیرشدگی شده،



شکل ۹- حداکثر نیروی لازم برای شکست (P_{cr}) در عمق ترک (الف) ۲۵ میلیمتر، (ب) ۳۲ میلیمتر و (ج) ۳۸ میلیمتر

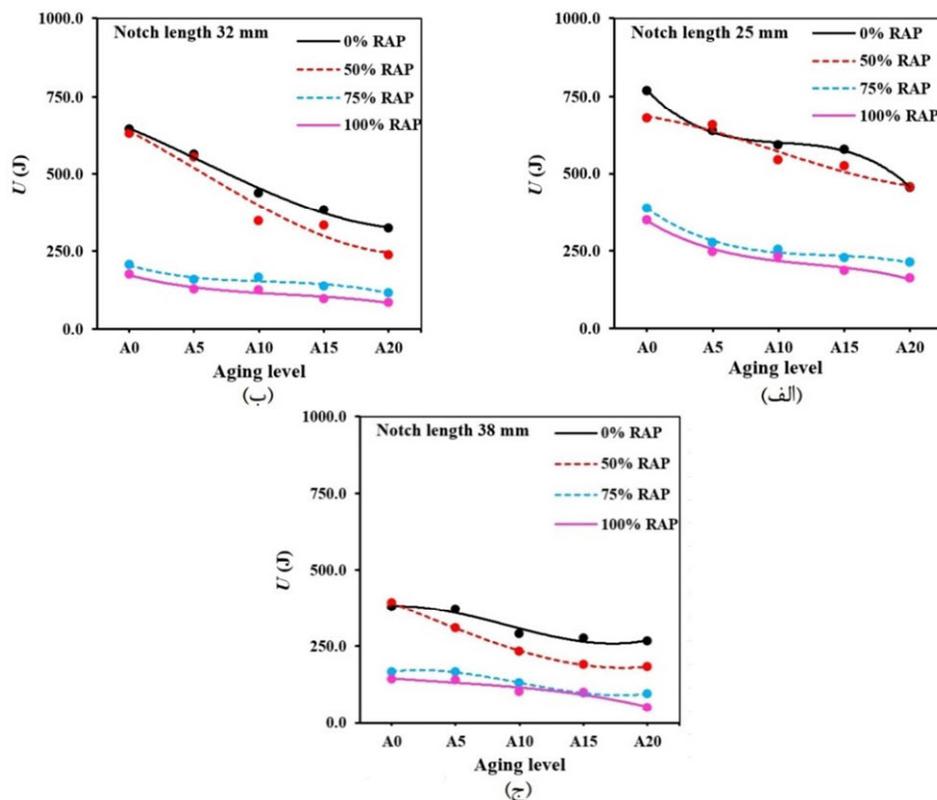
به دست می‌آید. همانطور که ملاحظه می‌شود، با افزایش سطح پیرشدگی مخلوط آسفالتی، انرژی کرنشی نمونه‌ها کاهش می‌یابد؛ دلیل این امر آن است که هرچند حداکثر نیروی لازم برای شکست نمونه‌ها با افزایش سطح پیرشدگی افزایش یافت ولی جابه‌جایی نظیر آن در لحظه شکست کاهش می‌یابد (به دلیل سفت‌تر شدن)، در نتیجه با در نظر گرفتن تأثیر توأم این دو پارامتر در محاسبه انرژی کرنشی، می‌توان نتیجه گرفت که انرژی کرنشی

۵-۳- تأثیر درصدهای مختلف تراشه آسفالت بر انرژی کرنشی (U) نمونه‌ها در سطوح مختلف پیرشدگی

نتایج مربوط به انرژی کرنشی مخلوط‌های آسفالتی مورد مطالعه در این تحقیق در دمای میانی در شکل ۱۰ آورده شده است. انرژی کرنشی مخلوط‌های آسفالتی تابع ظرفیت باربری و مقدار جابه‌جایی بوده و با محاسبه سطح زیر منحنی نمودارهای بار- تغییرمکان تا حداکثر بار وارده،

مقدار جابه‌جایی در لحظه شکست به دلیل سفتی مخلوط‌های حاوی تراشه آسفالتی کاهش یافت. بنابراین در مجموع، انرژی کرنشی با افزایش تراشه آسفالتی روند کاهشی داشته است. البته این روند کاهشی برای نمونه‌های حاوی ۵۰ درصد تراشه آسفالت نسبت به نمونه‌های بدون تراشه آسفالت در مقایسه با نمونه‌های حاوی ۷۵ و ۱۰۰ درصد تراشه آسفالت نسبت به نمونه‌های بدون تراشه آسفالت، کمتر است، دلیل این امر را می‌توان هم نقش مؤثر جوانساز در بهبود پیرشدگی قیر دانست. بنابراین، می‌توان نتیجه گرفت که استفاده از جوانساز روغن کلزا موجب بهبود قیر پیرشده و بازیابی آن و رسیدن به شرایطی مشابه قیر تازه برای مخلوط‌های حاوی ۵۰ درصد تراشه آسفالت نسبت به درصد‌های بالاتر ایجاد نمود.

نمونه‌ها در لحظه شکست کاهش می‌یابد. به عنوان مثال، همانطور که در شکل ۱۰- ب مشاهده می‌گردد، انرژی کرنشی نمونه‌های شاهد (RAP ٪۰) در سطوح مختلف پیرشدگی A0، A5، A10، A15 و A20 به ترتیب برابر با ۷۶۸/۹، ۶۳۸، ۵۹۲/۷، ۵۷۸ و ۴۵۵/۵ ژول بر مترمربع است. این در حالی است که انرژی کرنشی نمونه‌های حاوی ۱۰۰٪ RAP در سطوح مختلف پیرشدگی A0، A5، A10، A15 و A20 به ترتیب برابر با ۳۴۸/۳، ۲۴۶/۳، ۲۳۲، ۱۸۶/۶ و ۱۶۱/۴ ژول بر مترمربع است. علاوه بر این، نتایج نشان می‌دهد که افزودن تراشه آسفالت در سطوح مختلف پیرشدگی موجب کاهش مقدار انرژی کرنشی نمونه‌های آسفالتی گرم می‌شود، برای این حالت نیز حداکثر نیروی لازم برای شکست با توجه به وجود تراشه آسفالت، افزایش را نشان داد ولی در مقابل،



شکل ۱۰- انرژی کرنشی (U) در عمق ترک (الف) ۲۵ میلیمتر، (ب) ۳۲ میلیمتر و (ج) ۳۸ میلیمتر

با این تحقیق، همانطور که در ابتدای این پاراگراف نیز بیان گردید، نشان‌دهنده این موضوع است که استفاده از درصد بالای تراشه آسفالت هرچند نیروی لازم برای

در پژوهش‌های پیشین انجام شده، افزایش تراشه آسفالت (حداکثر تا ۵۰ درصد، تراشه آسفالت استفاده شده بود)، باعث افزایش انرژی کرنشی شد که در مقایسه

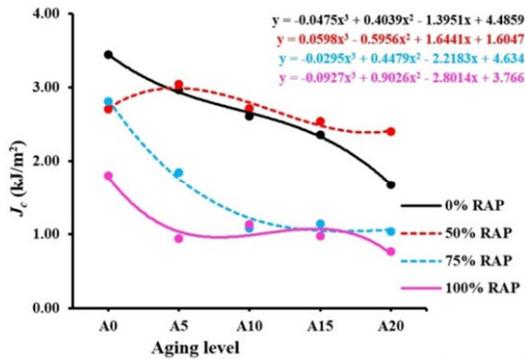
آسفالت، جوانساز و عمق ترک هریک به نحوی روی انرژی کرنشی مخلوط آسفالتی تأثیرگذار هستند و باید در ارزیابی عملکرد بلندمدت مخلوط آسفالتی مورد توجه قرار گیرند؛ البته نتایج این بخش نشان داد رفتار مقاومت در برابر شکست مخلوط‌های حاوی ۵۰ درصد تراشه آسفالت تا حدود مشابه رفتار مخلوط‌های بدون تراشه آسفالت است و افزایش بیشتر تراشه آسفالتی موجب سخت و تردتر شدن مخلوط‌های آسفالتی گرم شده است.

۴-۵- تأثیر درصد‌های مختلف تراشه آسفالت بر انرژی کرنشی رها سازی شده (J_c) در سطوح مختلف پیرشدگی

انرژی کرنشی رهاسازی شده (J_c) نمونه‌های مخلوط آسفالتی گرم در سطوح مختلف پیرشدگی در شکل ۱۱ نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود، برای تمامی نمونه‌های آسفالتی با درصد مختلف تراشه آسفالت (صفر، ۵۰، ۷۵ و ۱۰۰ درصد)، هرچه سطح پیرشدگی مخلوط آسفالتی افزایش می‌یابد، انرژی کرنشی رهاسازی شده (J_c) نمونه‌ها کاهش می‌یابد. با توجه به اینکه J_c بالاتر نشان‌دهنده مقاومت بالای نمونه در برابر ترک‌های خستگی (منظور ترک‌های دمای میانی) است، می‌توان نتیجه گرفت که نمونه‌های پیرنشده با درصد‌های مختلف تراشه آسفالت مقاومت بیشتری در برابر ترک‌های خستگی از خود نشان می‌دهند. به عنوان مثال، ملاحظه می‌گردد که مقدار J_c نمونه‌های آسفالتی فاقد تراشه‌های آسفالتی (0% RAP) در سطوح مختلف پیرشدگی A5، A10، A15 و A20 به ترتیب ۱۴، ۲۴، ۳۱ و ۵۲ درصد کمتر از نمونه‌های پیرنشده (A0) است. این در حالی است که مقدار J_c نمونه‌های آسفالتی حاوی ۱۰۰ درصد تراشه‌های آسفالتی (100% RAP) در سطوح مختلف پیرشدگی A5، A10، A15 و A20 به ترتیب ۴۸، ۳۷، ۴۶ و ۵۸ درصد کمتر از نمونه‌های پیرنشده (A0) است. سطوح مختلف پیرشدگی موجب کاهش در مقدار J_c نمونه‌های آسفالتی گرم می‌شود. همچنین می‌توان گفت که تأثیر توام پیرشدگی و افزودن تراشه آسفالت موجب سفت شدن

شکست را افزایش می‌دهد اما در مقابل باعث کاهش محسوس جابه‌جایی در لحظه شکست می‌شود که در مجموع موجب کاهش انرژی کرنشی شده است [۲۰ و ۲۷].

با مقایسه شکل‌های ۱۰ الف و پ می‌توان دریافت که با افزایش عمق ترک مقدار انرژی کرنشی نمونه‌ها به‌طور قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌یابد (در تحقیقات گذشته نیز این یافته مشاهده شده است [۲۰ و ۲۷]). بنابراین، می‌توان نتیجه گرفت که عمق ترک تأثیر قابل توجهی روی مقاومت نمونه در برابر ترک خوردگی دارد. به عنوان مثال، در نمونه‌های A0 میزان انرژی کرنشی نمونه‌ها با افزایش عمق ترک از ۲۵ به ۳۲ و ۳۸ میلی‌متر به ترتیب ۱۶ و ۵۱ درصد کاهش می‌یابد. علاوه بر این، می‌توان نتیجه گرفت که تأثیر توام پیرشدگی و افزایش عمق ترک به طور قابل توجهی روی انرژی کرنشی نمونه‌ها تأثیر می‌گذارد. به عنوان مثال، با افزایش عمق ترک از ۲۵ به ۳۲ میلی‌متر، انرژی کرنشی نمونه‌های A0 به میزان ۱۶ درصد کاهش می‌یابد، این در حالی است که در نمونه‌های A20 به میزان ۲۸ درصد کاهش می‌یابد. بنابراین، می‌توان نتیجه گرفت که افزایش سطح پیرشدگی تأثیر منفی روی انرژی کرنشی نمونه‌های مخلوط آسفالتی گرم دارد. همین نتیجه برای نمونه‌های حاوی درصد‌های مختلف تراشه آسفالت نیز تکرار گردید. به عنوان مثال، در نمونه‌های A0 حاوی ۵۰ درصد تراشه آسفالت با افزایش عمق ترک از ۲۵ به ۳۲ میلی‌متر، انرژی کرنشی نمونه‌ها به میزان ۷ درصد کاهش می‌یابد، این در حالی است که در نمونه‌های A20 به میزان ۴۸ درصد کاهش می‌یابد. نکته قابل توجهی دیگری که از این نتایج می‌توان استنباط کرد این است که این میزان کاهش برای نمونه‌های حاوی تراشه آسفالت بیش از نمونه‌های فاقد تراشه آسفالت است. یکی از دلایل این امر را می‌توان به وجود قیر پیرشده در تراشه آسفالت و کاهش چسبندگی میان قیر و مصالح سنگی دانست. بنابراین، می‌توان به طور کلی نتیجه گرفت که سطح پیرشدگی مخلوط آسفالتی، میزان تراشه



شکل ۱۱- نرخ رهاسازی انرژی کرنشی (J_c) نمونه‌ها

۵-۵- تأثیر درصد‌های مختلف تراشه آسفالت بر ضریب بحرانی شدت تنش (K_{IC}) در سطوح مختلف پیرشدگی

مقادیر مربوط به K_{IC} مخلوط‌های آسفالتی گرم حاوی درصد‌های مختلف تراشه آسفالت (صفر، ۵۰، ۷۵ و ۱۰۰ درصد) در سطوح مختلف پیرشدگی (A0، A5، A10، A15 و A20) با استفاده از روابط ارائه شده در بند ۴-۲ به دست آمده و نتایج آن در شکل ۱۲ نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌گردد، به طور کلی با افزایش سطح پیرشدگی، میزان K_{IC} نمونه‌ها افزایش می‌یابد. به عنوان مثال، همانطور که در شکل ۱۲-الف ملاحظه می‌گردد، در نمونه‌های فاقد تراشه آسفالت با افزایش سطح پیرشدگی از A0 به A20، K_{IC} به میزان ۷۲ درصد افزایش می‌یابد. این نتیجه در تمامی مخلوط‌های آسفالتی با طول شیارهای مختلف مشاهده گردید. بنابراین، می‌توان نتیجه گرفت که مخلوط‌های آسفالتی پیرشده دارای خاصیت ترد و شکننده بوده و بنابراین سفتی بیشتری دارند که منجر به افزایش K_{IC} آنها می‌شود. در پژوهش‌های انجام شده توسط محققان دیگر نیز در دمای میانی با افزایش تراشه آسفالت، K_{IC} افزایش یافته است [۲۱، ۳۱ و ۳۲].

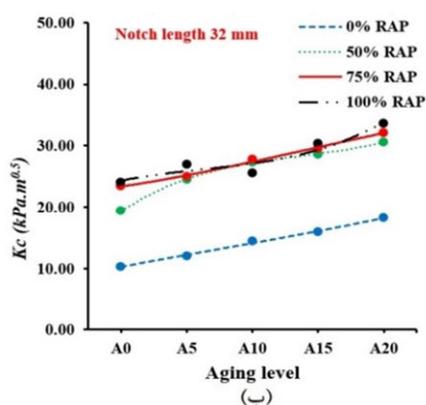
براساس نتایج ارائه شده در شکل ۱۲ (به ویژه شکل الف و ب)، شیب تغییر K_{IC} نسبت به سطوح مختلف پیرشدگی برای همه مخلوط‌ها تا حدود زیادی مشابه هم است، به عبارتی پس از ایجاد تغییر در K_{IC} مخلوط‌های آسفالتی در ابتدا با افزایش تراشه آسفالت، نرخ تغییر K_{IC}

قیر موجود در نمونه‌های آسفالتی شده، در نتیجه موجب کاهش چسبندگی بین قیر و مصالح سنگی شده، در نهایت منجر به کاهش مقاومت نمونه‌های مخلوط‌های آسفالتی در برابر ترک‌های خستگی می‌شود. J_c به دست آمده در این تحقیق برای مخلوط‌ها در عمر پیرشدگی مختلف، در بازه ۰/۷۴ الی ۳/۴۴ کیلوژول بر مترمربع، قرار داشتند، که در مقایسه با حداقل‌های ذکر شده در تحقیقات قبلی (۰/۵ الی ۰/۶۵ کیلوژول بر مترمربع)، قابل قبول هستند [۲۸ و ۲۹]. در برخی از تحقیقات گذشته مقدار J_c با افزایش RAP، افزایش و در برخی دیگر کاهش یافته است [۱۹ و ۳۰].

علاوه بر این، همانطور که در شکل ۱۱ ملاحظه می‌گردد در بعضی نقاط، نمودارهای مخلوط‌های آسفالتی گرم حاوی درصد‌های مختلف تراشه آسفالت در سطوح مختلف پیرشدگی با یکدیگر تلاقی کردند. به عنوان مثال، نمونه‌های حاوی ۵۰ درصد تراشه آسفالت در سطوح مختلف پیرشدگی A5، A10، A15 و A20 مقدار J_c بیشتری در مقایسه با نمونه‌های فاقد تراشه آسفالت از خود نشان می‌دهند. در این قسمت نیز نقش مؤثر روغن کلزا به عنوان جوانساز همانند توضیحات ارائه شده در بخش انرژی کرنشی مشهود است. براساس نتایج حاصل از این تحقیق، پارامتر J_c که محاسبات آن بر پایه نرخ تغییرات سطح زیر منحنی بار-جاب‌جایی در لحظه شکست نسبت به طول ترک‌های مختلف است، شاخص مناسب‌تری برای ارزیابی مقاومت ترک‌خوردگی مخلوط‌های آسفالتی می‌باشد. زیرا همانطور که مشاهده گردید دو عامل اصلی پیرشدگی و افزایش تراشه آسفالت موجب سفتی مخلوط‌های آسفالتی و در نتیجه موجب افزایش نیروی لازم برای شکست گردیدند، بنابراین نیرو به تنهایی نمی‌تواند ملاک ارزیابی برای مقاومت در برابر ترک‌خوردگی باشد.

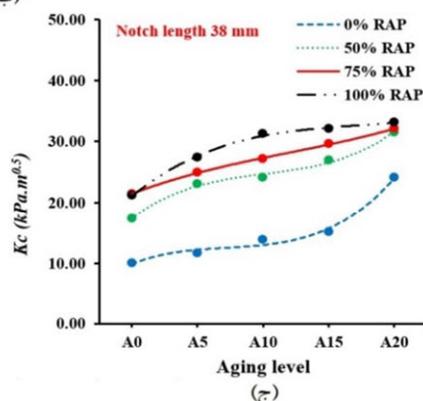
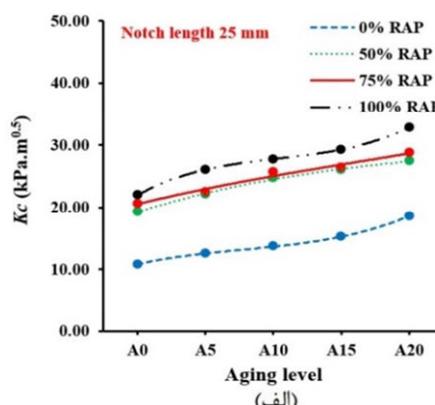
به ۳۲ میلیمتر مقدار ضریب شدت تنش، ۱۳ درصد افزایش یافته، این در حالی است که با افزایش طول شیار از ۲۵ میلیمتر به ۳۸ میلیمتر مقدار ضریب شدت تنش به میزان ۴ درصد افزایش می‌یابد.

بنابراین، می‌توان به طور کلی نتیجه گرفت که سطح پیرشدگی مخلوط آسفالتی، میزان تراشه آسفالت، جوانساز و طول شیار هریک به نحوی روی ضریب شدت تنش مخلوط آسفالتی تأثیرگذار هستند و باید در ارزیابی عملکرد بلندمدت مخلوط آسفالتی مورد توجه قرار گیرند.



در طول زمان برای همه مخلوط‌ها تا حدودی یکسان می‌باشد؛ بنابراین استفاده همزمان از جوانساز و تکنولوژی آسفالت گرم می‌تواند تأثیر مثبت در عدم تغییر غیرمعمول K_{IC} در طول زمان برای مخلوط‌های آسفالتی حاوی تراشه آسفالت، داشته باشد.

علاوه بر این، افزایش عمق ترک در نمونه‌ها، موجب افزایش K_{IC} می‌گردد (K_{IC} براساس معادله ارائه شده، دارای رابطه مستقیم با عمق ترک و حداکثر بار است). به عنوان مثال، در نمونه‌های پیرنشده (A0) حاوی ۷۵ درصد تراشه آسفالت با افزایش طول شیار از ۲۵ میلیمتر



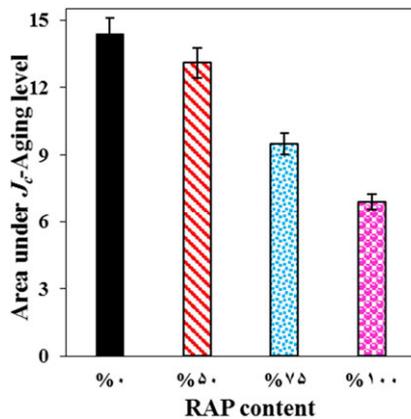
شکل ۱۲- ضریب بحرانی شدت تنش (K_{IC}) در عمق ترک، (الف) ۲۵ میلیمتر، (ب) ۳۲ میلیمتر و (ج) ۳۸ میلیمتر

است اما در بررسی U و J_C مشاهده گردید که افزایش پیرشدگی مخلوط آسفالتی و افزودن تراشه آسفالت، موجب تغییر در رفتار مخلوط‌های آسفالتی شده و منحنی‌ها در برخی نقاط به یکدیگر نزدیک و یا با یکدیگر برخورد می‌کنند. در این تحقیق، به منظور مقایسه مخلوط‌های آسفالتی حاوی درصد‌های مختلف تراشه آسفالت، سطح زیر منحنی انرژی کرنشی رهاسازی شده (J_C) - پیرشدگی تعیین شد. با توجه به اینکه نمونه‌های

۵-۶- مقایسه عملکرد بلند مدت مخلوط‌های آسفالتی گرم در برابر ترک خوردگی

در بندهای قبل به بررسی P_{cr} ، K_{IC} ، U و J_C پرداخته شد، با توجه به ماهیت تراشه آسفالت (دارای قیر پیرشده) و پیرشدگی مجدد نمونه‌ها که باعث سفتی مخلوط‌های آسفالتی می‌گردند افزایش P_{cr} و K_{IC} (با توجه به ارتباط مستقیم با حداکثر نیرو) قابل پیش‌بینی بوده

ولی استفاده از جوانساز و تکنولوژی آسفالت گرم موجب بهبود خواص قیر و کندی روند پیرشدگی گشته و مانع از افت بسیار زیاد مقاومت در برابر ترک‌خوردگی در دمای میانی شدند.



شکل ۱۳- مساحت زیر منحنی نمودار Jc-Aging level

۶- هزینه تولید (مقایسه اقتصادی)

هزینه آسفالت در پروژه‌های راهسازی بخش زیادی از هزینه کل را شامل می‌شود، در نتیجه تولید آسفالت با مشخصات جدید که دارای کیفیت مشابه و بهتر از آسفالت داغ متداول بوده و هزینه تولید آن نیز قابل رقابت با آن باشد، بسیار در پیشرفت زیر ساخت کشور (با بودجه مشخص، سطح بیشتری تحت پوشش قرار می‌گیرد) مؤثر می‌باشد. به منظور مقایسه هزینه اجرای روسازی آسفالتی، هزینه یک تن آسفالت مورد بررسی قرار گرفته است که با توجه به مشخص بودن طول، عرض و ضخامت لایه آسفالت مورد استفاده (به همراه وزن مخصوص آسفالت) در هر پروژه راهسازی، این هزینه قابل تعمیم و مقایسه می‌باشد. در جدول ۹ هزینه تولید مخلوط‌های آسفالتی جهت مقایسه ارائه شده است.

براساس نتایج این تحقیق، درصد قیر بهینه برای مخلوط‌های حاوی صفر، ۵۰، ۷۵ و ۱۰۰ درصد تراشه آسفالت به ترتیب ۴/۷، ۵/۱، ۵/۳۵ و ۵/۶ درصد است که با توجه به وجود تراشه آسفالت مقدار قیر (جدید و روغن) مورد نیاز به ترتیب ۴/۷، ۲/۵۹، ۱/۵۸ و ۰/۵۸ درصد است. مقدار زایکوترم ۰/۱ درصد وزن کل قیر و مقدار روغن کلزا

مخلوط آسفالتی مختلف در ابتدا ممکن است عملکرد یکسانی از یکدیگر در برابر ترک‌های خستگی (منظور از ترک‌های خستگی، ترک‌های دمای میانی 25°C است) نشان دهند، اما در طول بهره‌برداری در اثر عواملی همچون پیرشدگی ممکن است رفتار مخلوط‌های آسفالتی به کلی دچار تغییر شود؛ بنابراین، ارزیابی عملکرد بلندمدت مخلوط‌های آسفالتی در طول عمر روسازی امری ضروری است. شکل ۱۳ مساحت زیر منحنی Jc-پیرشدگی مخلوط‌های آسفالتی گرم که از شکل ۹ به دست آمده را جهت مقایسه عملکرد بلندمدت مخلوط‌های آسفالتی گرم در برابر ترک در دمای میانی نشان می‌دهد؛ همانطور که ملاحظه می‌شود، نمونه‌های بدون تراشه‌های آسفالت (0% RAP) بیشترین سطح زیر منحنی را ارائه می‌دهد. مطابق با این شکل مشاهده می‌شود که سطح زیر منحنی Jc-پیرشدگی نمونه‌های بدون تراشه آسفالت (0% RAP) به ترتیب ۸، ۳۴ و ۵۲ درصد بیشتر از نمونه‌های حاوی ۵۰، ۷۵ و ۱۰۰ درصد تراشه آسفالتی است. بنابراین، می‌توان نتیجه گرفت که نمونه‌های بدون تراشه آسفالت ۸، ۳۴ و ۵۲ درصد مقاومت بیشتری در برابر ترک‌های خستگی نسبت به نمونه‌های حاوی ۵۰، ۷۵ و ۱۰۰ درصد تراشه آسفالت از خود نشان می‌دهند. اما همین نتیجه نشان از اختلاف کم بین R0 و R50 دارد که نشان‌دهنده امکان استفاده از تراشه آسفالت بیشتر در مخلوط آسفالت گرم در بلندمدت است؛ همچنین مقایسه بین R0 با R75 و R100 نشان می‌دهد که این مخلوط‌ها نیز در بلندمدت دارای اختلاف زیاد نمی‌باشند و می‌بایست سایر پارامترها و مقایسه اقتصادی جهت تصمیم‌گیری نهایی توسط پیمانکاران جهت استفاده از مقدار زیاد تراشه آسفالت در مخلوط‌های آسفالت گرم انجام شود. بنابراین نتایج این تحقیق نشان داد که تأثیر توام پیرشدگی و افزودن مقادیر بالای تراشه آسفالت بر اتصال (چسبندگی) بین قیر و سنگدانه‌ها مؤثر بوده و در کل، باعث کاهش مقاومت در برابر ترک‌خوردگی در دمای میانی در بلندمدت گردیدند،

آسفالت، هزینه تراش آسفالت با این فرض که در هر صورت می‌بایست تراشه آسفالت برداشت شود (به دلیل خرابی روسازی یا افزایش ارتفاع خط پروژه و غیره)، لحاظ نشده است. با توجه به دمای پایین برای تولید آسفالت گرم، هزینه صرفه‌جویی در سوخت مصرفی در تولید و همچنین هزینه صرفه‌جویی ناشی از کاهش آلاینده، به عنوان جنبه مثبت برای آسفالت گرم است. هزینه صرفه‌جویی در عدم دپوی تراشه آسفالت (هزینه حمل به دپو و تخریب محیط زیست)، به عنوان جنبه مثبت برای آسفالت گرم حاوی تراشه آسفالت است.

۷ درصد وزن قیر تراشه آسفالت مصرفی است. برای آسفالت داغ، مقدار قیر بهینه ۵/۰ درصد فرض شده است. قیمت هر کیلو روغن کلزا ۸۰۰ هزار ریال، قیمت هر کیلو زایکوترم ۱۵ میلیون ریال، قیمت هر تن مصالح سنگی جدید ۵ میلیون ریال، قیمت هر کیلو قیر ۱۰۰ هزار ریال لحاظ شده است. در هزینه مصالح سنگی جدید و قیر جدید (حجم بالای مورد نیاز در یک پروژه راهسازی) علاوه بر قیمت محصول، هزینه حمل با توجه به موقعیت پروژه، تأثیرگذار است. با توجه به وارداتی بودن زایکوترم، قیمت دلار تأثیرگذار است. در هزینه تراشه

جدول ۹- هزینه تولید یک تن آسفالت و مقایسه هزینه‌ها

نوع مخلوط	مقدار مصالح سنگی جدید (کیلوگرم)	مقدار مصالح سنگی جدید (میلیون ریال)	هزینه مصالح سنگی جدید (کیلوگرم)	مقدار تراشه آسفالت (کیلوگرم)	مقدار تراشه آسفالت (میلیون ریال)	هزینه تراشه آسفالت (کیلوگرم)	مقدار قیر جدید (کیلوگرم)	هزینه قیر جدید (میلیون ریال)	مقدار زایکوترم (کیلوگرم)	مقدار زایکوترم (میلیون ریال)	هزینه زایکوترم (کیلوگرم)	مقدار روغن کلزا (کیلوگرم)	مقدار روغن کلزا (میلیون ریال)	هزینه روغن کلزا (میلیون ریال)	جمع کل هزینه (میلیون ریال)
آسفالت گرم	R0	۱۰۰۰	۵	صفر	صفر	صفر	۴۹/۳۰	۴/۹۳	۰/۰۵	۰/۷۵	صفر	صفر	۱۰/۶۸	۱۰/۶۸	
	R50	۵۰۰	۲/۵	۵۰۰	صفر	صفر	۲۴/۸۳	۲/۴۸	۰/۰۵۴	۰/۸۱	صفر	۱/۷۸	۱/۴۲	۷/۲۱	
	R75	۲۵۰	۱/۲۵	۷۵۰	صفر	صفر	۱۳/۴۲	۱/۳۴	۰/۰۵۷	۰/۸۶	صفر	۲/۶۳	۲/۱۰	۵/۵۵	
	R100	صفر	صفر	۱۰۰۰	صفر	صفر	۲/۳۱	۰/۲۳	۰/۰۵۹	۰/۸۹	صفر	۳/۵۱	۲/۸۰	۴/۱۹	
آسفالت داغ	۱۰۰۰	۵	صفر	صفر	صفر	۵۲/۶۳	۵/۲۶	صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۱۰/۲۶		

اقتصادی جهت استفاده از این دو تکنولوژی انجام شود، تا بتوان بیشتر از آنها در صنعت راهسازی استفاده نمود.

۷- نتیجه‌گیری

در این تحقیق، عملکرد بلندمدت (۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ سال) مخلوط‌های آسفالتی گرم حاوی درصد‌های بالای تراشه آسفالتی در دمای میانی (۲۵ درجه سانتی‌گراد) در مقایسه با نمونه‌های بدون پیرشدگی بررسی شده است. مخلوط‌های آسفالتی بررسی شده، شامل یک نوع افزودنی آسفالت گرم (زایکوترم)، یک نوع ماده جوانساز (روغن گیاهی کلزا) و شامل صفر، ۵۰، ۷۵ و ۱۰۰ درصد تراشه آسفالتی بودند. آزمایش خمش نیم دایره‌ای (SCB) انجام

مطابق جدول ۹ و براساس فرضیات لحاظ شده، هزینه تولید آسفالت داغ متداول نسبت به آسفالت گرم کمتر است ولی با افزایش مقدار تراشه آسفالت به آسفالت گرم، هزینه‌ها نسبت به آسفالت داغ متداول کاهش می‌یابد. براساس نتایج این تحقیق هرچند در بلندمدت مقاومت در برابر ترک‌خوردگی در دمای میانی با افزایش تراشه آسفالت کاهش می‌یابد اما پارامترهایی نظیر $C_{t,0}$ در بلندمدت، از حداقل‌های ذکر شده در تحقیقات دیگر بیشتر است، بنابراین با توجه به سایر مزایای ذکر شده در خصوص استفاده آسفالت گرم و تراشه آسفالت، پیشنهاد می‌گردد در پروژه‌های راهسازی خصوصاً در پروژه‌هایی که دسترسی به مصالح مناسب دشوار است، مقایسه قتی و

طول بهره‌برداری در اثر عواملی همچون پیرشدگی ممکن است رفتار مخلوط‌های آسفالتی به کلی دچار تغییر شود. بنابراین، ارزیابی عملکرد درازمدت مخلوط‌های آسفالتی در طول عمر روسازی امری ضروری است. در این تحقیق، به منظور مقایسه مخلوط‌های آسفالتی حاوی درصد‌های مختلف تراشه آسفالت در سطوح مختلف پیرشدگی، سطح زیر منحنی J_C -پیرشدگی برای مخلوط‌های مختلف به عنوان پارامتری مناسب جهت ارزیابی عملکرد درازمدت مخلوط‌های آسفالتی معرفی گردید.

۶- نتایج ارزیابی بلندمدت و بررسی نتایج J_C و U در این تحقیق نشان داد که عملکرد شکست مخلوط‌های آسفالتی گرم حاوی تراشه آسفالت افت قابل توجهی نداشته‌اند و عملکرد شکست بلندمدت، مانع استفاده از درصد‌های بالاتر تراشه آسفالت در مخلوط‌های آسفالتی گرم نیست، اما می‌بایست سایر پارامترها نیز ارزیابی گردد.

و رفتار شکست براساس پارامترهایی از جمله U ، K_{IC} ، P_{cr} و J_C در مد ۱ مورد بررسی و محاسبه قرار گرفت. نتایج آزمایش‌ها نشان دادند:

۱- با افزایش مقدار تراشه آسفالتی در مخلوط‌های آسفالتی و با پیرشدن نمونه‌ها، P_{cr} و K_{IC} نمونه‌ها، افزایش یافت.

۲- با افزایش مقدار تراشه آسفالتی در مخلوط‌های آسفالتی و با پیرشدن نمونه‌ها، U ، کاهش یافت.

۳- با پیرشدن نمونه‌ها، به طور کلی J_C نمونه‌ها، روند کاهشی داشته است؛ ولی افزایش تراشه آسفالت در نمونه‌های پیر شده، روند ثابت افزایش یا کاهشی برای J_C نداشته است.

۴- J_C نمونه‌های پیر شده حاوی تراشه آسفالت، با افزایش مقدار تراشه آسفالت ابتدا افزایش و سپس کاهش یافت.

۵- با توجه به اینکه نمونه‌های مخلوط آسفالتی مختلف در ابتدای بهره‌برداری، ممکن است عملکرد یکسانی از یکدیگر در برابر ترک‌های خستگی و حرارتی از خود نشان دهند، اما در

مراجع

- [1] Yang, S., Lee, J., Hwang, S., Kwon, S., & Baek, C. (2012). "Development of warm-mix asphalt additive and evaluation of performance", *Transportation research record*, 2294(1), 89-97.
- [2] Guo, M., Liu, H., Jiao, Y., Mo, L., Tan, Y., Wang, D., & Liang, M. (2020). "Effect of WMA-RAP technology on pavement performance of asphalt mixture: A state-of-the-art review", *Journal of Cleaner Production*, 266, 121704.
- [3] Pirmohammad, S., Sobhi, S., & yusefi, A. (2021). "Study on the effect of reclaimed asphalt pavement and rejuvenator on fracture behavior of WMA", *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 53(10), 18-18.
- [4] Sirin, O., Paul, D. K., & Kassem, E. (2018). "State of the art study on aging of asphalt mixtures and use of antioxidant additives", *Advances in Civil Engineering*, 2018.
- [5] Amani, S., Kavussi, A., & Karimi, M. M. (2020). "Effects of aging level on induced heating-healing properties of asphalt mixes", *Construction and Building Materials*, 263, 120105.
- [6] Amani, S., Kavussi, A., & M.karimi, M. (2020). "Evaluation the effects of activated carbon on induced healing of laboratory aged mixes under microwave radiation", *Quarterly Journal of Transportation Engineering*, 11(3), 773-792.
- [7] Amani, S., Kavussi, A., & Karimi, M. M. (2020). "Application of Activated Carbon on Induced Heating-Healing Characteristics of Aged Mixes", In *RILEM International Symposium on Bituminous Materials*, 271-278.
- [8] Kavussi, A., & Motevalizadeh, S. (2019). "Determination of Fracture Properties of Warm Mix Asphalt at Low Temperatures Based on SCB Results", *Journal of Transportation Infrastructure Engineering*, 5(2), 1-16.
- [9] Ameri, M., Amiri Hormozaki, M., Vamegh, M., & Khabiri, M. (2019). "Effect of Organic and Chemical warm additive on WMA performance", *Quarterly Journal of Transportation Engineering*, 10(4), 987-1002.

- [10] Fakhri, M., Shahebrahimi, E., & Khodadadi, M. (2020). "Evaluation of the Effect of Zycotherm on Moisture Susceptibility of Warm Mix Asphalt Containing Crumb Rubber", *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 52(3), 641-654.
- [11] Bell, C. A., Wieder, A. J., & Fellin, M. J. (1994). *Laboratory aging of asphalt-aggregate mixtures: Field validation* (No. SHRP-A-390).
- [12] Saleh, N. F., Keshavarzi, B., Rad, F. Y., Mocelin, D., Elwardany, M., Castorena, C., ... & Kim, Y. R. (2020). "Effects of aging on asphalt mixture and pavement performance", *Construction and Building Materials*, 258, 120309.
- [13] Haghshenas, H., Nabizadeh, H., Kim, Y. R., & Santosh, K. (2016). "Research on high-RAP asphalt mixtures with rejuvenators and WMA additives", *Nebraska Department of Transportation*, Research Report. No. SPRP1 (15), M016.
- [14] Amani, S., Kavussi, A., & Karimi, M. (2020). "Evaluation of Induced Healing of Laboratory Aged Mixes Based on Semi-Circular Bending Test Results", *Modares Civil Engineering*, 20(3), 129-145.
- [15] Wu, S., Zhao, Z., Xiao, Y., Yi, M., Chen, Z., & Li, M. (2017). "Evaluation of mechanical properties and aging index of 10-year field aged asphalt materials", *Construction and Building Materials*, 155, 1158-1167.
- [16] Pirmohammad, S., Majd Shokorlou, Y., & Amani, B. (2020). "Laboratory investigations on fracture toughness of asphalt concretes reinforced with carbon and kenaf fibers", *Engineering Fracture Mechanics*, 226(2020), 106875.
- [17] Aliha, M. R. M., Razmi, A., & Mansourian, A. (2017). "The influence of natural and synthetic fibers on low temperature mixed mode I + II fracture behavior of warm mix asphalt (WMA) materials", *Engineering Fracture Mechanics*, 182(2017), 322-336.
- [18] Song, W., Huang, B., & Shu, X. (2018). "Influence of warm-mix asphalt technology and rejuvenator on performance of asphalt mixtures containing 50% reclaimed asphalt pavement", *Journal of Cleaner Production*, 192(2018), 191-198.
- [19] Singh, D., Ashish, P. K., & Hitragar, S. F. (2018). "Laboratory performance of recycled asphalt mixes containing wax and chemical based warm mix additives using semi circular bending and tensile strength ratio tests", *Construction and Building Materials*, 158, 1003-1014.
- [20] Singh, D., Chitragar, S. F., & Ashish, P. K. (2017). "Comparison of moisture and fracture damage resistance of hot and warm asphalt mixes containing reclaimed pavement materials", *Construction and Building Materials*, 157(2017), 1145-1153.
- [21] Yousefi, A., Pirmohammad, S., & Sobhi, S. (2020). "Fracture toughness of warm mix asphalt containing reclaimed asphalt pavement", *Journal of Stress Analysis Bu-Ali Sina University*, 65(1), 85-98.
- [22] ASTM. American society for testing and materials. (2003). *Road and Paving Material*, vol 04.03.
- [23] The Ministry of Roads and Urban Development. (2011). *Iran Highway Asphalt Paving Code* No. 234, 1st Edition, Office of Deputy for Strategic Supervision, Bureau of Technical Execution System, Tehran, Iran.
- [24] Asphalt Institute. (1986). *Asphalt hot-mix recycling*, The asphalt institute manual, Series No. 20 (MS-20), 2nd ed., College Park, Maryland, p. 46.
- [25] ASTM. American society for testing and materials. (2016). *Standard test method for evaluation of asphalt mixture cracking resistance using the semi-circular bend test (SCB) at intermediate temperatures*, Des D8044 – 16 2016:1-7.
- [26] Karimi, M. M., Dehaghi, E. A., & Behnood, A. (2020). "A Fracture-Based Approach to Characterize Long-Term Performance of Asphalt Mixes under Moisture and Freeze-Thaw Conditions", *Engineering Fracture Mechanics*, 241, 107418.
- [27] Yousefi, A., Behnood, A., Nowruzi, A., & Haghshenas, H. (2021). "Performance evaluation of asphalt mixtures containing warm mix asphalt (WMA) additives and reclaimed asphalt pavement (RAP)", *Construction and Building Materials*, (268), 121200.
- [28] Mogawer, W., Austerman, A., Mohammad, L., & Kutay, M. E. (2013). "Evaluation of high RAP-WMA asphalt rubber mixtures", *Road Materials and Pavement Design*, 14(sup2), 129-147.
- [29] Mohammad, L. N., Elseifi, M. A., Cooper III, S. B., Challa, H., & Naidoo, P. (2013). "Laboratory evaluation of asphalt mixtures that contain biobinder technologies", *Transportation research record*, 2371(1), 58-65.
- [30] Cao, W., Barghabany, P., Mohammad, L., Cooper III, S. B., & Balamurugan, S. (2019). "Chemical and rheological evaluation of asphalts incorporating RAP/RAS binders and warm-mix technologies in relation to crack resistance", *Construction and Building Materials*, 198, 256-268.
- [31] Yousefi, A., Sobhi, S., Aliha, M. R. M., Pirmohammad, S., & Haghshenas, H. (2021). "Cracking Properties of Warm Mix Asphalts Containing Reclaimed Asphalt Pavement and Recycling Agents under Different Loading Modes", *Construction and Building Materials*, 300, 12430.
- [32] LU, D. X., Saleh, M., & Nguyen, N. H. T. (2020). "Evaluation of Fracture and Fatigue Cracking Characterization Ability of Nonstandardized Semicircular-Bending Test for Asphalt Concrete", *Journal of Materials in Civil Engineering*, 32(8), 3292.

بررسی رفتار کمانشی مخزن فولادی استوانه‌ای زمینی تحت اثر بارگذاری لرزه‌ای

در این پژوهش، پاسخ لرزه‌ای و کمانش دینامیکی مخزن فولادی استوانه‌ای زمینی ذخیره سیال، تحت اثر مجموعه‌ای از مؤلفه‌های افقی زلزله با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی مطالعه شده است. یک مخزن ذخیره سیال عریض به قطر ۳۰ متر و با نسبت ارتفاع به قطر ۰/۴۰ براساس استاندارد API 650 طراحی شده است. تحلیل‌های دینامیکی افزایشی برای هفت رکورد زلزله، که هر رکورد برای PGAهای مختلف از 0.05g تا 0.50g مقیاس شده، انجام شده است. برای صحت‌سنجی مدل‌سازی اجزای محدود سیستم مخزن-سیال، نتایج تحلیل اجزای محدود با نتایج تحلیلی و نتایج عددی موجود در ادبیات فنی، مقایسه شده است. مقادیر پیرو مودهای ضربانی و نوسانی حاصل از تحلیل مودال، تطابق نزدیکی با نتایج تحلیلی و نتایج عددی دارد. با استفاده از مدل مکانیکی جرم و فنر مخزن، پاسخ لرزه‌ای مخزن شامل حداکثر برش پایه و حداکثر لنگر واژگونی تخمین زده شده و با نتایج تحلیل‌های دینامیکی مقایسه شده است. نتایج نشان داد که به ازای تحریک افقی با PGA کوچکتر مساوی 0.20g، متوسط حداکثر برش پایه و متوسط حداکثر لنگر واژگونی مخزن ناشی از تحلیل اجزای محدود بیشتر از نتایج مدل جرم و فنر و برعکس برای PGA بزرگتر مساوی 0.30g تا 0.50g، کمتر است. نتایج تحلیل‌های دینامیکی مخزن نشان داد که کمانش در پایین ارتفاع جداره (در ارتفاع ۲/۸ متر بالای کف مخزن) ایجاد شده است. همچنین با استفاده از معیار کمانش دینامیکی، متوسط حداکثر شتاب افقی زمین و متوسط نیروی برش پایه دینامیکی بحرانی که باعث وقوع کمانش پوسته مخزن شده، تخمین زده شده است.

واژگان کلیدی: مخزن فولادی، تحلیل دینامیکی افزایشی، اندرکنش سیال-سازه، کمانش دینامیکی، کمانش پافیلی، کمانش پوسته.

صورت گسترده‌ای در صنایع گوناگون به ویژه در تأسیسات پالایشگاهی و انبارهای نفت به کار می‌روند. آسیب دیدگی مخازن فولادی در اثر وقوع زلزله و آسیب‌های جانی و مالی ناشی از آن، بسیاری از محققین را بر آن داشت که در زمینه رفتار دینامیکی و عملکرد لرزه‌ای مخازن فولادی تحقیقات گسترده‌ای انجام دهند. مشاهدات ناشی از بازدیدهای میدانی درباره عملکرد سازه‌ای مخازن طی زلزله‌های گذشته، نشان داد که مخازن فولادی بیش از مخازن بتنی، مستعد آسیب و خرابی هستند [۱]. مودهای مختلف خرابی و آسیب لرزه‌ای مخازن فولادی در زلزله‌های گذشته، شامل کمانش

محمد سعید سبحان*
دانشکده مهندسی، مرکز آموزش
عالی محلات، محلات، ایران.
پست الکترونیک:
sobhan@mahallat.ac.ir

پدرام حسینی
استادیار، دانشکده مهندسی،
مرکز آموزش عالی محلات،
محلات، ایران.
پست الکترونیک:
p.hosseini@mahallat.ac.ir

۱- مقدمه

خازن فولادی و یا بتنی، سازه‌هایی حیاتی هستند که برای ذخیره سازی سیالات نظیر آب، نفت، فراورده‌های پتروشیمی، میعانات گازی، مواد شیمیایی و فاضلاب‌های شهری استفاده می‌شوند. مخازن فولادی استوانه‌ای به دلیل سهولت طراحی، ساخت و اجرای آن و همچنین مناسب بودن جهت تحمل فشار هیدرواستاتیکی سیال، به

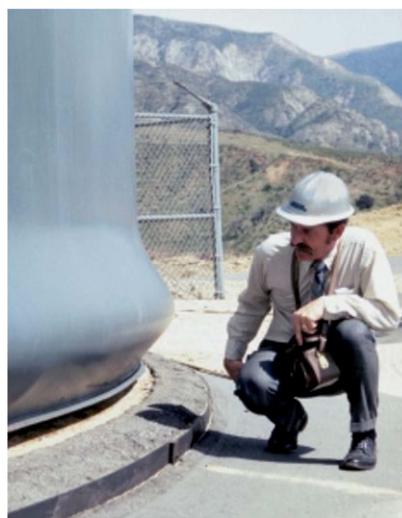
* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۷/۱۶، بازنگری ۱۴۰۰/۱۰/۰۷، پذیرش ۱۴۰۰/۱۰/۰۷.
DOI: 10.22091/cer.2021.7560.1324 شناسه دیجیتال

مخازن ذخیره سیال، با فرض صلب بودن جداره و اتصال گیردار مخزن به فونداسیون صلب انجام شده است. هاوزنر^۳ با استفاده از یک روش تقریبی، مدلی ساده برای تخمین اثرات دینامیکی سیال در یک مخزن صلب استوانه‌ای و یا مستطیلی تحت شتاب افقی لرزه‌ای ارائه نمود. او فشار هیدرودینامیک سیال را به دو بخش فشار ضربانی^۴ و فشار نوسانی^۵ تقسیم کرد. فشار ضربانی توسط حرکت هماهنگ بخشی از سیال با جداره مخزن ایجاد می‌شود و فشار نوسانی از حرکت بخش دیگر سیال در سطح آزاد آن به وجود می‌آید. سپس با ارائه یک مدل مکانیکی دو جرمی معادل به صورت جرم و فنر، پاسخ هیدرودینامیکی سیستم مخزن- مایع را با در نظر گرفتن مود ضربانی و مود نوسانی مایع، ارزیابی کرد [۷ و ۸]. نتایج تحقیقات انجام شده توسط محققین، نشان داد که اثر انعطاف‌پذیری جداره روی رفتار دینامیکی مخزن قابل چشم‌پوشی نیست [۹-۱۲]. انعطاف‌پذیری جداره مخزن ممکن است باعث شود که شتاب بخش ضربانی مایع، بزرگتر از شتاب حداکثر زمین‌گردد [۱۰]. در شکل ۲ شکل موده‌های ارتعاشی مخزن تحت اثر زلزله نشان داده شده است [۱۳].

برای ارزیابی پاسخ لرزه‌ای مخازن فولادی، استفاده از روش‌های تحلیل عددی ضروری به نظر می‌رسد زیرا با استفاده از این ابزار می‌توان با هزینه کم و دقت مطلوب، رفتارهای غیرخطی مخازن را شبیه‌سازی کرد. در بسیاری از پژوهش‌ها برای بررسی رفتار لرزه‌ای مخازن و اثر اندرکنش دینامیکی جداره انعطاف‌پذیر مخزن و سیال، از روش اجزای محدود استفاده شده است. در بیشتر این مطالعات، مخزن به صورت مهارشده مدل‌سازی شده و تحلیل‌ها با فرضیات ساده‌کننده‌ای نظیر صرف‌نظر کردن از اثرات امواج سطحی انجام شده است.

پوسته مخزن، آسیب دیدگی سقف مخزن، آسیب ناشی از بلندشدگی کف مخزن و گسیختگی میل‌مهار است. کمانش دینامیکی جداره مخزن، از جمله آسیب‌های رایج و خطرناک در مخازن فولادی است. کمانش پوسته مخازن فولادی معمولاً به صورت کمانش پافیلی^۱ و یا کمانش الماسی شکل^۲ رخ داده است [۲ و ۳]. مود کمانش پافیلی، نوعی ناپایداری الاستو-پلاستیک جداره مخزن است که به صورت برآمدگی به سمت خارج جداره مخزن، در نزدیکی کف مخزن رخ می‌دهد. کمانش پافیلی معمولاً در مخازن فولادی عریض (با نسبت ارتفاع به قطر کم) رخ می‌دهد. نتایج تحقیقات آزمایشگاهی انجام شده توسط محققین نشان داد که ترکیب تنش‌های فشاری محوری (قائم) که از حد تنش بحرانی تجاوز کرده‌اند با تنش کششی حلقوی نزدیک به حد تسلیم باعث ایجاد کمانش پافیلی می‌شود [۴]. در شکل ۱، کمانش پافیلی جداره مخزن فولادی در اثر وقوع زلزله نشان داده شده است.



شکل ۱- کمانش پافیلی پوسته مخزن فولادی [۵]

تحقیقات اولیه بر روی رفتار دینامیکی مخازن ذخیره سیال، برای یافتن اثر اندرکنش هیدرودینامیکی سیال- سازه روی پاسخ دینامیکی سیستم مخزن- سیال بود [۶]. مطالعات تحلیلی اولیه در مورد رفتار دینامیکی

³- Housner

⁴- Impulsive

⁵- Convective

¹- Elephant foot buckling

²- Diamond shape buckling



شکل ۲- شکل مودهای ارتعاشی مخزن تحت اثر زلزله، (الف) مود ضربانی و (ب) مود نوسانی [۱۳]

آیین‌نامه‌ای و روش عددی تحقیق کردند. آنها با مقایسه نتایج عددی به دست آمده با ضوابط لرزه‌ای آیین‌نامه‌ای نشان دادند که ضوابط لرزه‌ای برای مخازن کوتاه مورد تأیید است ولی برای مخازن بلند نیاز به اصلاح دارد [۱۷].

کیلدشتی و همکاران، عملکرد لرزه‌ای و آسیب‌پذیری مخازن فولادی استوانه‌ای را با در نظر گرفتن گیرداری و همچنین انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه مخزن ارزیابی کردند. نتایج تحقیقات آنها نشان داد که مدل‌سازی انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه مخزن باعث می‌شود که مخزن نسبت به کمانش دینامیکی جداره، آسیب‌پذیرتر باشد [۱۸]. شریفی و همکاران، در مورد آسیب‌پذیری لرزه‌ای مخازن فولادی متکی بر شمع تحقیق شده است. منحنی شکنندگی مخازن فقط با توجه به رفتار سازه‌ای فونداسیون تعیین شده است. نتایج به دست آمده نشان داد که خرابی‌های اجزای مکانیکی پیش از خرابی‌های سازه فونداسیون رخ می‌دهد و حاکم بر رفتار لرزه‌ای مخازن است [۱۹].

بررسی رفتار لرزه‌ای و کمانشی مخازن فولادی با استفاده از تحقیقات آزمایشگاهی و تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، پیچیده، زمان‌بر و پرهزینه است و هنوز لازم است تحقیقات بیشتری در این زمینه انجام شود. در این پژوهش، پاسخ لرزه‌ای و کمانش دینامیکی یک مخزن فولادی استوانه‌ای زمینی ذخیره سیال، تحت اثر مجموعه‌ای از مؤلفه‌های افقی زلزله با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی مطالعه شده است.

۲- مدل مکانیکی ساده‌سازی شده مخزن

الزینی^۶ روشی کاربردی برای تحلیل مخازن ذخیره مایع ارائه کرد. در این روش، جداره، سقف و ورق کف مخزن با المان‌های پوسته و محیط مایع به وسیله المان‌های مایع اوپلری و متصل به جداره مخزن مدل‌سازی شده است [۱۴]. پژوهشگران مشخصات دینامیکی و رفتار لرزه‌ای مخازن مهارشده را با انجام تحلیل‌های اجزای محدود بررسی کردند. آنها با در نظر گرفتن تنها مود ضربانی سیستم مخزن-مایع، مایع درون مخزن را با روش جرم‌های متمرکز افزوده و یا المان‌های آکوستیک اجزای محدود و جداره مخزن را توسط المان‌های پوسته مدل‌سازی کردند [۱۵]. اُزدمیر^۷ و همکاران تحلیل‌های اجزای محدودی برای بررسی رفتار لرزه‌ای مخازن مهارشده و مهارنشده با در نظر گرفتن اندرکنش سیال-سازه و همچنین خاک-سازه انجام دادند [۱۶].

ویرلا^۸ و همکاران، کمانش دینامیکی مخازن فولادی استوانه‌ای زمینی^۹ با سقف ثابت مخروطی و مهارشده را تحت دو مؤلفه افقی زلزله‌های واقعی بررسی کردند. به دلیل زمان بر بودن تحلیل‌های کامپیوتری، فقط از دو شتاب نگاشت استفاده شده است. هدف این پژوهشگران به دست آوردن حداکثر شتاب افقی بحرانی که باعث وقوع کمانش الاستیک در بالای پوسته استوانه‌ای می‌گردد، بوده است [۶]. دی جرمین^{۱۰} و همکاران، کمانش دینامیکی مخازن فولادی مهارشده را با استفاده از ضوابط

^۶- El-Zeiny

^۷- Ozdemir

^۸- Virella

^۹- Aboveground steel tank

^{۱۰}- Djermane

در مدل ملهوترا، پریود مود ضربانی، T_{imp} ، و پریود مود نوسانی، T_{con} ، به ترتیب از روابط (۱) و (۲) تعیین می‌شود:

$$T_{imp} = C_i \frac{\sqrt{\rho} H}{\sqrt{h} / R \sqrt{E}} \quad (1)$$

$$T_{con} = C_c \sqrt{R} \quad (2)$$

که، H ارتفاع سیال (متر)، R شعاع مخزن (متر)، h ضخامت یکنواخت معادل جداره مخزن (متر)، ρ چگالی جرمی سیال (کیلوگرم بر مترمکعب) و E مدول یانگ مصالح مخزن (پاسکال) می باشد. ضرایب C_i و C_c از جدول ۱ به دست می‌آیند.

جرم مؤثر ضربانی، m_i ، و جرم مؤثر نوسانی، m_c ، به صورت نسبتی از جرم کل سیال، m_l ، و همچنین ارتفاع مؤثر جرم‌های ضربانی و نوسانی، h_i و h_c ، در جدول ۱ داده شده است. برش پایه کل مخزن از رابطه (۳) محاسبه می‌شود [۲۰]:

$$Q = (m_i + m_w + m_r) SA (T_{imp}) + m_c SA (T_{con}) \quad (3)$$

که m_w جرم جداره مخزن، m_r جرم سقف مخزن، $SA(T_{imp})$ شتاب طیفی ضربانی، حاصل از طیف پاسخ الاستیک با میرایی ۲ درصد برای مخازن فولادی و پیش تنیده و با میرایی ۵ درصد برای مخازن بتنی، و $SA(T_{con})$ شتاب طیفی نوسانی، حاصل از طیف پاسخ الاستیک با میرایی ۰/۵ درصد است.

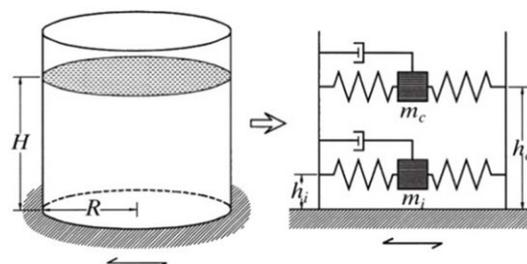
لنگر واژگونی زیر ورق کف مخزن، M' ، از رابطه (۴) محاسبه می‌شود [۲۰]:

$$M' = (m_i h_i + m_w h_w + m_r h_r) SA (T_{imp}) + m_c h_c SA (T_{con}) \quad (4)$$

h_w و h_r به ترتیب ارتفاع‌های مرکز ثقل جداره و سقف مخزن هستند. ارتفاع‌های h_i و h_c از جدول ۱ به دست می‌آیند.

برای کاربردهای عملی و طراحی مخزن، همواره نمی‌توان از مدل‌سازی و تحلیل‌های اجزای محدود که پرهزینه و زمان‌بر هستند، استفاده کرد. بنابراین استفاده از روش‌های تقریبی و ساده‌سازی شده، اجتناب‌ناپذیر است. در تحقیقات گذشته مدل‌های مکانیکی ساده‌سازی شده به صورت مدل جرم و فنر (MSM^{11}) برای تخمین پاسخ لرزه‌ای مخازن مهارشده معرفی شده است.

در تحقیقات اولیه، هاوونر برای تخمین پاسخ دینامیکی مخزن استوانه‌ای و یا مستطیلی شکل با جداره صلب تحت اثر شتاب افقی زمین، مدل مکانیکی ساده‌سازی شده به صورت مدل جرم و فنر ارائه کرد. در مدل مکانیکی هاوونر دو جرم و فنر معادل برای مود ضربانی و مود نوسانی سیال در نظر گرفته شده است. تحقیقات بعدی نشان داد که انعطاف پذیری جداره مخزن تاثیر قابل توجهی در پاسخ لرزه‌ای مثل برش پایه دارد. ملهوترا^{۱۲} روش ساده و مدل مکانیکی کاربردی به صورت جرم و فنر برای تحلیل لرزه‌ای مخازن ذخیره سیال توسعه داد. در مدل مکانیکی ملهوترا، مود ضربانی و مود نوسانی سیال و اثر انعطاف‌پذیری جداره مخزن در نظر گرفته شده است. در روش ملهوترا، پاسخ‌های سیستم مخزن-سیال در مود ضربانی و مود نوسانی به جای ترکیب به روش جذر مجموع مربعات، به طور مستقیم با هم جمع می‌شوند [۲۰]. مدل ساده‌سازی شده جرم و فنر در روش ملهوترا، در شکل ۳ نشان داده شده است.



شکل ۳- مدل ساده‌سازی شده جرم و فنر برای مخزن ذخیره سیال در روش ملهوترا [۲۰]

¹¹- Mass Spring Model

¹²- Malhotra

جدول ۱- مقادیر پیشنهادی برای مودهای ضربانی و نوسانی در مدل ملهوترا [۲۰]

H/R	C _i	C _c	m _i /m _l	m _c /m _l	h _i /H	h _c /H
۰/۳	۹/۲۸	۲/۰۹	۰/۱۷۶	۰/۸۲۴	۰/۴۰۰	۰/۵۲۱
۰/۵	۷/۷۴	۱/۷۴	۰/۳۰۰	۰/۷۰۰	۰/۴۰۰	۰/۵۴۳
۰/۷	۶/۹۷	۱/۶۰	۰/۴۱۴	۰/۵۸۶	۰/۴۰۱	۰/۵۷۱
۱/۰	۶/۳۶	۱/۵۲	۰/۵۴۸	۰/۴۵۲	۰/۴۱۹	۰/۶۱۶
۱/۵	۶/۰۶	۱/۴۸	۰/۶۸۶	۰/۳۱۴	۰/۴۳۹	۰/۶۹۰
۲/۰	۶/۲۱	۱/۴۸	۰/۷۶۳	۰/۲۳۷	۰/۴۴۸	۰/۷۵۱

۳- مدل سازی اجزای محدود سیستم مخزن -

مایع

مدل سازی و تحلیل های غیرخطی دینامیکی سیستم مخزن- مایع با استفاده از نرم افزار اجزای محدود ABAQUS انجام شده است [۲۱]. در مدل اجزای محدود، از المان پوسته چهار-گره، چهارضلعی با نام S4R برای مدل سازی جداره و ورق کف مخزن استفاده شده است. این المان پوسته مرتبه اول و از روش انتگرال گیری کاهش یافته^{۱۳} برای آن استفاده شده است. هر گره المان پوسته، سه درجه آزادی انتقالی و سه درجه آزادی دورانی دارد. سیال با استفاده از المان آکوستیک^{۱۴} هشت گرهی با نام AC3D8R مدل سازی شده است. این المان آکوستیک مرتبه اول و از روش انتگرال گیری کاهش یافته برای آن استفاده شده است. هر گره المان آکوستیک دارای یک درجه آزادی از نوع فشار است. اندرکنش بین سیال و مخزن با تعریف کردن قید تماسی نرمال با نام Tie constraint بین سطوح جانبی و زیرین سیال با جداره مخزن، شبیه سازی شده است. در مدل های اجزای محدود، اثرات غیرخطی مصالح و غیرخطی هندسی، هر دو در نظر گرفته شده است. تنش تسلیم و مدول الاستیسیته فولاد به ترتیب ۲۵۰ مگاپاسکال و ۲۰۰ گیگاپاسکال فرض شده است. مخزن از آب با چگالی ۱۰۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب پر شده است. با فرض نسبت

میرایی ۲ درصد برای مود اساسی ارتعاش سیستم مخزن- سیال، میرایی رایلی متناسب با جرم برای مخازن فولادی در نظر گرفته شده است [۶ و ۱۵]. در تحلیل های غیرخطی دینامیکی، برای کاهش هزینه و زمان محاسبات، نیمی از سیستم مخزن- سیال مدل سازی شده است و شرایط مرزی مربوط به تقارن، در صفحه تقارن سیستم مخزن- سیال در نظر گرفته شده است.

۳-۱- صحت سنجی مدل سازی اجزای محدود

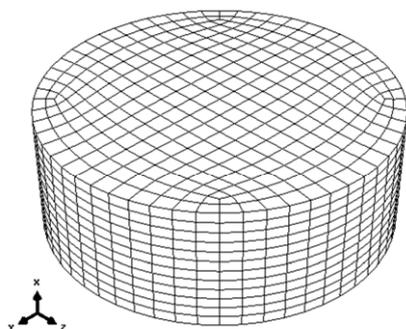
برای صحت سنجی مدل اجزای محدود، پرپود طبیعی مودهای ارتعاش سیستم مخزن- سیال ناشی از تحلیل مودال با نتایج حاصل از روابط تحلیلی برای پرپود طبیعی مودهای ارتعاش و همچنین نتایج عددی گزارش شده توسط ویرلا و همکاران مقایسه شده است [۶ و ۱۵]. ابعاد مخزن A که در تحقیق ویرلا به کار گرفته شده به ابعاد مخزن طراحی شده در این تحقیق نزدیک است. مدل اجزای محدود مخزن A در شکل ۴ نشان داده شده است. ابتدا مخزن تحت اثر وزن خود و فشار هیدرواستاتیک سیال قرار گرفته و سپس تحلیل مودال سیستم مخزن- سیال با استفاده از روش حل مقادیر ویژه Lanczos انجام شده است. در راهنمای نرم افزار اجزای محدود، استفاده از این روش تحلیل مودال برای مسائل سازه ای توصیه شده است [۲۱].

در مود ضربانی، قسمت پایین سیال همراه با جداره مخزن ارتعاش می کند اما در مود نوسانی، بخش بالای سیال در حال ارتعاش است. پرپود طبیعی ارتعاش مود

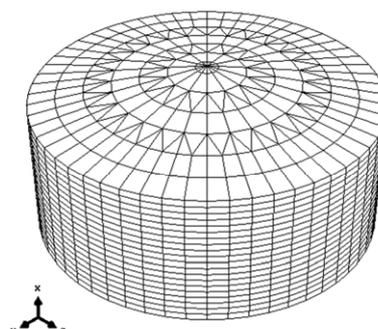
¹³- Reduced integration

¹⁴- Acoustic

[۱۵]. پریود طبیعی ارتعاش مود نوسانی خیلی بالاست.



(ب)



(الف)

شکل ۴- مدل سه بعدی اجزای محدود مخزن A، (الف) سازه مخزن و (ب) سیال

$$T_n = \frac{2\pi}{\sqrt{g \frac{\lambda_n}{R} \tanh\left(\lambda_n \frac{H_L}{R}\right)}} \quad (۶)$$

که در آن T_n پریود طبیعی مود n ام نوسانی (هرتز)، R شعاع مخزن (متر)، λ_n ریشه مثبت n ام معادله بسل مرتبه اول، $J_1(\lambda) = 0$ است. ریشه‌های مثبت اول و دوم معادله بسل مرتبه اول به ترتیب برابر با $\lambda_1 = 1.841$ و $\lambda_2 = 5.311$ است. در جدول ۲، پریودهای مود اصلی ضربانی، مودهای اول و دوم نوسانی مخزن A که با انجام تحلیل اجزای محدود تعیین شده است با نتایج حاصل از روابط تحلیلی و مقادیر متناظر گزارش شده توسط ویرلا و همکاران [۶]، مقایسه شده است. اختلاف بین مقادیر پریودهای مود اصلی ضربانی، مودهای اول و دوم نوسانی حاصل از تحلیل مودال، با نتایج تحلیلی و نتایج گزارش شده توسط ویرلا و همکاران کمتر از ۴/۰ درصد است که بیانگر دقت قابل قبول نتایج مدل اجزای محدود به کار گرفته شده در این پژوهش است.

۳-۲- تحلیل حساسیت اندازه مش بندی مدل اجزای محدود

برای دستیابی به نتایج با دقت قابل قبول در تحلیل کمانشی دینامیکی، تحلیل حساسیت، بر روی اندازه مش بندی مدل اجزای محدود، انجام شده است.

ضربانی مخازن فولادی زمینی معمولاً پایین است (در تحقیقات ویرلا و همکاران کمتر از ۰/۳ ثانیه است [۶ و

در شکل ۲، شکل شماتیک مودهای ضربانی و نوسانی مخزن نشان داده است. با توجه به مشخصات مدل‌سازی اجزای محدود به کارگرفته شده، شکل مود ضربانی تغییر شکل جداره سیستم به صورت خمشی است. چون درجه آزادی المان آکوستیک از نوع فشار است بنابراین در شکل مود نوسانی، از مرکز مخزن به سمت جداره، فشار سیال در سطح سیال افزایش می‌یابد. در نتایج تحلیل مودال سیستم مخزن سیال، مودهای ضربانی و نوسانی که دارای بزرگترین ضریب مشارکت مودی هستند به عنوان مودهای اساسی مخزن انتخاب شده‌اند. پریود طبیعی مود اساسی ضربانی مخزن استوانه‌ای زمینی براساس استاندارد API 650 برابر است با [۲۲]:

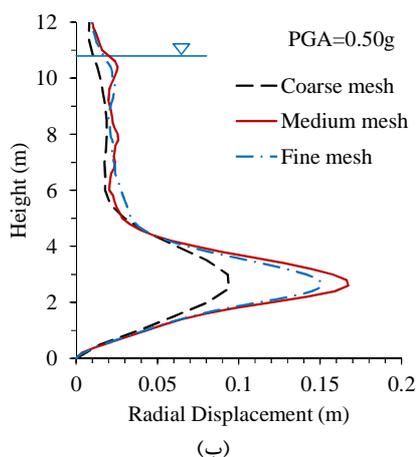
$$T_i = C_i H \sqrt{\frac{\rho D}{2 \times 10^3 E t_u}} \quad (۵)$$

که در آن T_i پریود مود اصلی ضربانی (ثانیه)، H ارتفاع مایع (متر)، t_u ضخامت یکنواخت معادل پوسته مخزن (متر) که برای مخزن A، ۱۰/۲ میلی‌متر محاسبه شده است، D قطر مخزن (متر)، ρ چگالی سیال (کیلوگرم بر مترمکعب)، E مدول الاستیسیته مصالح مخزن (گیگاپاسکال) و ضریب بدون بعد C_i به نسبت H/D بستگی دارد و برای مخزن A، برابر با ۶/۹ است. ولتسوس، پریود طبیعی مودهای اول و دوم نوسانی مخازن استوانه‌ای را به صورت رابطه زیر تخمین زد [۱۶]:

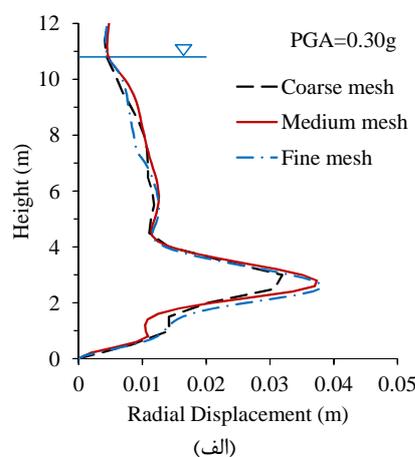
جدول ۲- پریود طبیعی موده‌های ارتعاش مخزن A (ثانیه)

مود ارتعاشی	تحلیل اجزای محدود (ABAQUS)	ویرلا و همکاران	روابط تحلیلی
ضربانی	۰/۲۱۳	۰/۲۱۲	۰/۲۰۵
اول نوسانی	۶/۰۹	-	۶/۱۴
دوم نوسانی	۳/۳۷	-	۳/۳۷

حالت شبکه‌بندی درشت به دست آمده است در حالی که تغییرمکان شعاعی حداکثر جداره مخزن عریض برای حالت شبکه‌بندی ریز ۱/۹ درصد بیشتر از حالت شبکه‌بندی متوسط می‌باشد. برای زلزله با $PGA=0.50g$. تغییرمکان شعاعی حداکثر جداره مخزن، برای حالت‌های شبکه‌بندی درشت، متوسط و ریز به ترتیب 0.0940 ، 0.1673 و 0.1510 متر محاسبه شده است. بنابراین تغییرمکان شعاعی حداکثر جداره مخزن برای حالت شبکه‌بندی متوسط، 78 درصد بیشتر از حالت شبکه‌بندی درشت به دست آمده است در حالی که تغییرمکان شعاعی حداکثر جداره مخزن عریض برای حالت شبکه‌بندی ریز $9/7$ درصد کمتر از حالت شبکه‌بندی متوسط می‌باشد. پس مدل اجزای محدود با حالت شبکه‌بندی متوسط مش‌بندی شده است. ابعاد المان‌های مخزن و سیال در امتدادهای طولی و پیرامونی به ترتیب 0.20 و 0.50 متر انتخاب شده است. بدین ترتیب تحلیل‌های اجزای محدود با هزینه و دقت مناسب انجام شده است.



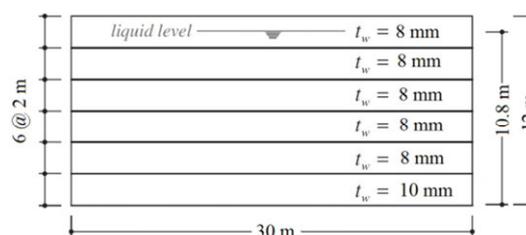
برای بررسی اثر اندازه مش‌بندی بر روی پاسخ لرزه‌ای مخزن، سه نوع شبکه‌بندی درشت، متوسط و ریز در نظر گرفته شده است. ابعاد المان‌های مخزن و سیال در امتدادهای طولی و پیرامونی در مش‌بندی درشت، متوسط و ریز به ترتیب 0.5×0.5 ، 0.25×0.25 و 0.125×0.125 متر است. برای تعیین محل وقوع کماتش جداره مخزن، ابعاد المان‌های پوسته در امتداد طولی کوچکتر از امتداد پیرامونی در نظر گرفته شده است. به عنوان نمونه، توزیع تغییرمکان شعاعی حداکثر جداره مخزن در ارتفاع، ناشی از مؤلفه افقی زلزله Friuli با $PGA=0.30g$ و $PGA=0.50g$ ، برای حالت‌های شبکه‌بندی درشت، متوسط و ریز، در شکل ۵ نشان داده شده است. برای زلزله با $PGA=0.30g$ ، تغییرمکان شعاعی حداکثر جداره مخزن، برای حالت‌های شبکه‌بندی درشت، متوسط و ریز به ترتیب 0.0319 ، 0.0374 و 0.0381 متر محاسبه شده است. بنابراین تغییرمکان شعاعی حداکثر جداره مخزن برای حالت شبکه‌بندی متوسط، $17/2$ درصد بیشتر از

شکل ۵- توزیع تغییرمکان شعاعی حداکثر جداره مخزن در ارتفاع، ناشی از مؤلفه افقی زلزله Friuli با $PGA=0.30g$ (الف) و $PGA=0.50g$ (ب)

$PGA=0.50g$ ، برای حالت‌های شبکه‌بندی درشت، متوسط و ریز

۴- تحلیل غیرخطی دینامیکی مخزن

در این تحقیق، مشابه تحقیقات انجام شده توسط ویولا و همکاران، مخزن عریض (بدون سقف) با قطر ۳۰ متر، ارتفاع پوسته ۱۲ متر، نسبت ارتفاع به قطر ۰/۴۰ در نظر گرفته شده است [۶ و ۱۵]. مخازن فولادی با چنین ابعادی، کاربرد وسیعی در صنایع دارد. از آنجا که بیشترین آسیب لرزه‌ای در مخازن نسبتاً پر مشاهده شده است، ۹۰ درصد حجم داخل مخزن با سیال آب پر شده است [۶]. همچنین ضخامت پوسته مخازن با فرض شتاب افقی حداکثر زمین برابر با 0.35g و براساس الزامات طراحی لرزه‌ای استاندارد API 650 طراحی شده است [۲۲]. مشخصات مخزن عریض در شکل ۶ نشان داده شده است.



شکل ۶- ابعاد و ضخامت جداره مخزن

رفتار لرزه‌ای و کمانش پوسته مخزن فولادی با استفاده از روش تحلیل دینامیکی افزایشی، IDA^{۱۵} بررسی شده است. تحلیل دینامیکی افزایشی، یک روش تحلیل پارامتریکی است که برای تخمین تقاضای لرزه‌ای^{۱۶} سازه‌ها در ترازهای مختلف شدت لرزه‌ای^{۱۷} و با استفاده از یک سری از رکوردهای زلزله بنا نهاده شده است [۲۳]. در تحلیل دینامیکی افزایشی، سازه تحت اثر یک سری رکوردهای زلزله با شدت‌های مختلف افزایشی قرار گرفته، رفتار سازه از حالت خطی به غیرخطی تغییر کرده و سرانجام دچار فروریزش خواهد شد. در این تحقیق تحلیل‌های دینامیکی افزایشی مخزن تحت اثر تحریک تک مؤلفه‌ای زلزله، با استفاده از رکوردهای زلزله که به

ازای PGAهای مختلف از 0.05g تا 0.50g مقیاس شده، انجام شده است.

در این مقاله از روش تحلیل دینامیک افزایشی (IDA) برای محاسبه ظرفیت کمانشی مخزن و شتاب حداکثر بحرانی مؤلفه افقی زلزله که منجر به کمانش جداره مخزن می‌شود، استفاده شده است. مشابه تحقیقات قبلی در مراجع،^{۱۸} IM به کار گرفته شده در IDA، PGA است [۶ و ۱۷]. تحلیل حساسیت در مورد اینکه آیا PGA مناسب‌ترین معیار برای IM است انجام نشده است و می‌تواند زمینه‌ای برای تحقیقات آینده باشد.

۴-۱- رکوردهای زلزله

برای کاربرد نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی، ضروری است که این روش برای مجموعه مختلفی از رکوردهای زلزله انجام شود. برای بررسی عملکرد لرزه‌ای و رفتار کمانشی مخزن فولادی، تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی با استفاده از هفت شتاب‌نگاشت زلزله واقعی دور از گسل انجام شده است. شتاب‌نگاشت‌ها از مجموعه شتاب‌نگاشت‌های مؤسسه PEER انتخاب شده است [۲۴]. رکوردهای انتخاب شده، روی خاک متراکم یا سنگ و در فاصله روکانونی بیش از ۲۰ کیلومتر ثبت شده‌اند. مشخصات رکوردهای زلزله مورد استفاده، در جدول ۳ داده شده است.

۴-۲- معیار کمانش دینامیکی

در اغلب مطالعات انجام شده برای تخمین بار کمانشی دینامیکی سازه‌ها، از معیار بودیانسکی-روث^{۱۹} استفاده شده است [۶ و ۲۵]. در معیار بودیانسکی-روث، سازه تحت اثر شدت‌های مختلف از بار دینامیکی اعمالی، تحلیل می‌شود. پاسخ تغییرمکان سازه برحسب زمان، برای شدت‌های مختلف بار رسم می‌شود. مقدار بار مشخصی که به ازای افزایش کوچک بار دینامیکی، جهش محسوسی در

¹⁵- Incremental dynamic analysis (IDA)

¹⁶- Seismic demand

¹⁷- Seismic intensity

¹⁸- Intensity measure

¹⁹- Budiansky-Roth criterion

۵- نتایج تحلیل دینامیکی مخزن

۵-۱- مقایسه نتایج مدل اجزای محدود و مدل جرم و فنر

در این بخش پاسخ لرزه‌ای مخزن تحت اثر رکوردهای مختلف، نظیر حداکثر برش پایه و حداکثر لنگر واژگونی ناشی از تحلیل مدل اجزای محدود (FEM) با نتایج مدل جرم و فنر (MSM) مقایسه شده است. حداکثر برش پایه مخزن به وزن سیال درون مخزن مقیاس شده است. در جدول ۴ و جدول ۵ به ترتیب نتایج متوسط پاسخ لرزه‌ای مخزن شامل حداکثر برش پایه و حداکثر لنگر واژگونی برای مجموعه رکوردهای زلزله با PGA از 0.05g تا 0.50g داده شده است.

پاسخ تغییرمکان سازه ایجاد کند، بار بحرانی کماتش دینامیکی سازه به حساب می‌آید. با رسم نمودار شدت بار دینامیکی برحسب پاسخ تغییرمکان حداکثر سازه، مشخص می‌شود که برای بارهای بزرگتر از بار بحرانی کماتش دینامیکی، شیب نمودار بار- تغییرمکان یا سختی به مقدار قابل توجهی کاهش می‌یابد.

در این پژوهش برای بررسی رفتار لرزه‌ای و تخمین بار کماتشی دینامیکی مخازن فولادی، از معیار بودیانسکی- روث استفاده شده است. پاسخ تغییرمکان جداره مخزن، برای شدت‌های مختلف شتاب زلزله محاسبه شده است. مقدار شتاب مشخصی که به ازای افزایش کوچک تحریک دینامیکی، جهش محسوسی در پاسخ تغییرمکان جداره مخزن ایجاد کند، شتاب بحرانی کماتش دینامیکی مخزن به حساب می‌آید.

جدول ۳- مشخصات رکوردهای زلزله

PGA (g)	بزرگا	ایستگاه	سال	نام زلزله	رکورد
۰/۱۹۸	۶/۶۱	Lake Hughes #4	۱۹۷۱	San Fernando	EQ1
۰/۳۵۷	۶/۵۰	Tolmezzo	۱۹۷۶	Friuli	EQ2
۰/۲۲۰	۶/۹۰	Brienza	۱۹۸۰	Irpinia	EQ3
۰/۱۱۵	۶/۱۹	Gilroy-Gavilan Coll.	۱۹۸۴	Morgan Hill	EQ4
۰/۱۸۲	۶/۷۶	Site 3	۱۹۸۵	Nahanni	EQ5
۰/۲۵۳	۶/۶۹	Big Tujunga, Ang.	۱۹۹۴	Northridge	EQ6
۰/۲۶۱	۷/۵۱	Gebze	۱۹۹۹	Kocaeli	EQ7

جدول ۴- متوسط نسبت حداکثر برش پایه به وزن مایع درون مخزن در مدل اجزای محدود و مدل جرم و فنر

Difference (%)	Q_{max}/W_l		PGA (g)
	FEM	MSM	
+۲۴	۰/۰۷۳	۰/۰۵۹	۰/۰۵
+۱۷	۰/۱۳۸	۰/۱۱۸	۰/۱۰
+۹	۰/۱۹۲	۰/۱۷۶	۰/۱۵
+۲	۰/۲۳۹	۰/۲۳۵	۰/۲۰
-۱۳	۰/۳۰۷	۰/۳۵۳	۰/۳۰
-۲۴	۰/۳۵۵	۰/۴۷۰	۰/۴۰
-۳۴	۰/۳۹۰	۰/۵۸۸	۰/۵۰

با افزایش شتاب حداکثر زلزله (PGA)، پاسخ برش پایه و لنگر واژگونی مخزن هم به همان نسبت افزایش خواهد

تحلیل دینامیکی مدل جرم و فنر با فرض رفتار الاستیک سیستم مخزن- سیال انجام شده است. بنابراین

محدوده الاستیک قرار دارد، متوسط حداکثر برش پایه و متوسط حداکثر لنگر واژگونی مخزن ناشی از تحلیل اجزای محدود به ترتیب ۲۴ و ۳۲ درصد بیشتر از نتایج مدل جرم و فنر است.

یافت. نتایج نشان می‌دهد که به ازای زلزله‌های با PGA کوچکتر مساوی 0.20g، متوسط حداکثر برش پایه و متوسط حداکثر لنگر واژگونی مخزن به دست آمده از تحلیل اجزای محدود بیشتر از نتایج مدل جرم و فنر است. در $PGA=0.05g$ که تنش جداره مخزن در

جدول ۵- متوسط نسبت حداکثر لنگر واژگونی به حاصلضرب وزن مایع در شعاع مخزن برای مدل اجزای محدود و مدل جرم و فنر

Difference (%)	$M_{max}^i/(W_iR)$		PGA (g)
	FEM	MSM	
+۳۲	۰/۰۱۷	۰/۰۴۲	۰/۰۵
+۲۱	۰/۰۳۵	۰/۰۸۳	۰/۱۰
+۱۴	۰/۰۵۲	۰/۱۲۵	۰/۱۵
+۷	۰/۰۷۰	۰/۱۶۶	۰/۲۰
-۶	۰/۱۰۴	۰/۲۴۹	۰/۳۰
-۲۱	۰/۱۳۹	۰/۳۳۲	۰/۴۰
-۳۲	۰/۱۷۴	۰/۴۱۵	۰/۵۰

مخزن، در راستای تحریک افقی، ایجاد می‌شود. توزیع متوسط تغییرشکل حداکثر پوسته مخزن در ارتفاع، ناشی از تحریک مؤلفه افقی زلزله، برای مقادیر مختلف شتاب حداکثر زمین، در شکل ۷ داده شده است. نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی نشان می‌دهد که بیشترین مقدار متوسط تغییرمکان حداکثر پوسته مخزن تحت اثر مؤلفه افقی زلزله در ارتفاع ۲/۸ متر بالای کف مخزن (ردیف دوم پوسته با ضخامت ۸ میلی‌متر) رخ داده است. با توجه به شکل ۷، به ازای PGA بزرگتر مساوی 0.30g، افزایش ناگهانی یا جهش در تغییرمکان پوسته مخزن ایجاد شده است. در شکل ۸، دامنه تغییرشکل پوسته مخزن تحت اثر شتاب نگاشت زلزله Northridge با $PGA=0.50g$ ، در انتهای تحلیل دینامیکی، نشان داده شده است.

از نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی، منحنی ظرفیت کمانشی مخزن تحت اثر مؤلفه افقی برای شتاب نگاشت‌های مختلف به دست آمده است. منحنی‌های برش پایه حداکثر برحسب تغییرمکان حداکثر جداره مخزن (در گره بحرانی که کمانش رخ داده است)،

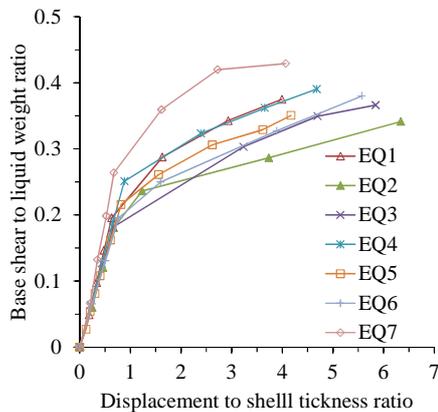
با افزایش PGA از 0.05g تا 0.20g که تنش پوسته مخزن افزایش می‌یابد و ممکن است به تنش تسلیم و یا نزدیکی آن برسد، اختلاف بین نتایج کاهش می‌یابد.

به ازای زلزله‌های با PGA بزرگتر مساوی 0.30g تا 0.50g که بخشی از جداره فولادی مخزن تسلیم شده است، متوسط حداکثر برش پایه و متوسط حداکثر لنگر واژگونی مخزن ناشی از تحلیل اجزای محدود کمتر از نتایج مدل جرم و فنر است. با افزایش PGA از 0.30g تا 0.50g اختلاف بین نتایج افزایش می‌یابد به طوری که در $PGA=0.5g$ متوسط حداکثر برش پایه و متوسط حداکثر لنگر واژگونی مخزن ناشی از تحلیل اجزای محدود به ترتیب ۳۴ و ۳۲ درصد کمتر از نتایج مدل جرم و فنر است.

۵-۲- کمانش دینامیکی پوسته مخزن

فشار هیدرودینامیک ناشی از تحریک لرزه‌ای به علاوه فشار هیدرو استاتیک سیال، باعث تغییرمکان پوسته مخزن می‌شود. در صورتی که مخزن تحت اثر فقط یک مؤلفه افقی زلزله قرار بگیرد، تغییرشکل حداکثر جداره

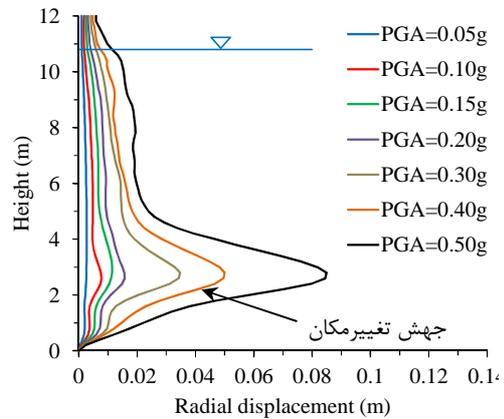
چنانچه در شکل ۱۰ نشان داده شده است، برای تعیین برش پایه بحرانی کمانش، متوسط منحنی IDA به صورت یک منحنی دوخطی، معادل سازی شده است. با استفاده از تحلیل رگرسیون خطی بر روی داده‌های متوسط منحنی IDA، منطبق‌ترین منحنی دوخطی برش پایه برحسب تغییر مکان حداکثر جداره مخزن به دست آمده است. روش به کار گرفته شده در این پژوهش برای دوخطی سازی منحنی متوسط IDA، توسط ویرلا و همکاران برای تخمین تراز بحرانی شتاب حداکثر زمین (PGA) برای مخازن فولادی تحت اثر زلزله، معرفی شد [۶]. در تحقیقات بعدی نیز توسط ماهری و عبداللهی، بوراتی و تاونو^{۲۰} و دی جرمین^{۲۱} و همکاران به کار گرفته شده است [۲۶، ۲۷ و ۱۷]. در منحنی دوخطی IDA، نقطه تقاطع دو خط، نشان دهنده ناحیه انتقال از یک حالت پایدار به حالت ناپایدار و یا برش پایه بحرانی کمانش است. با توجه به شکل ۱۱، نیروی برش پایه بحرانی کمانش دینامیکی مخزن تحت اثر مؤلفه افقی زلزله برابر با ۱۹/۱۹ مگانیوتن (نسبت برش پایه به وزن سیال برابر با ۰/۲۵۶) است.



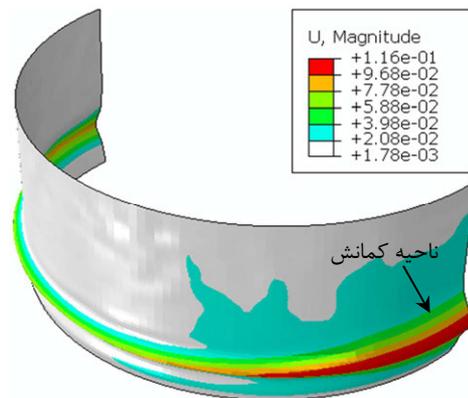
شکل ۹- منحنی‌های ظرفیت کمانش مخزن تحت اثر تک مؤلفه افقی زلزله برای شتاب نگاشت‌های مختلف

۳-۵- شتاب بحرانی کمانش دینامیکی مخزن

در شکل ۹ رسم شده است. متوسط منحنی‌های IDA در شکل ۱۰ نشان داده شده است.



شکل ۷- توزیع متوسط تغییر مکان حداکثر پوسته مخزن در ارتفاع تحت اثر مؤلفه افقی زلزله با PGAهای مختلف



شکل ۸- توزیع دامنه تغییر شکل پوسته مخزن تحت اثر شتاب نگاشت زلزله Northridge با PGA=0.50g

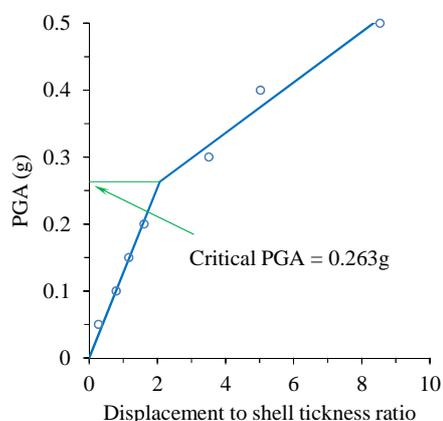
در این شکل‌ها مقدار نیروی برش پایه به وزن استاتیکی سیال و تغییر شکل جداره به ضخامت حداکثر پوسته مخزن نرمال شده است.

منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی یا منحنی‌های ظرفیت کمانش در شکل ۸، نشان می‌دهد که در تغییر مکان‌های کوچک، شیب اولیه منحنی منطبق با سختی الاستیک مخزن است. در مقادیر بزرگ برش پایه، شیب منحنی کاهش می‌یابد که این نشان دهنده افزایش رفتار غیرخطی جداره مخزن است. با شتاب زلزله وارد بر مخزن و پس از تسلیم اولیه پوسته مخزن در گره بحرانی کمانش، با عبور از یک مقدار برش پایه بحرانی، سختی به اندازه قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌یابد.

²⁰- Buratti and Tavano

²¹- Djermane

ویرلا و همکاران، روش معادل‌سازی دوخطی برای محاسبه شتاب بحرانی کمانش دینامیکی مخازن فولادی مهار شده تحت اثر مؤلفه افقی شتاب زمین، استفاده شد [۶]. در تحقیقات پیشین، این منحنی دوخطی، مسیر شبه‌تعادلی^{۲۲} در نقطه بحرانی کمانش نامیده شده‌اند. شیب اولیه منحنی دوخطی برابر با سختی الاستیک سازه است. چنانچه شتاب حداکثر زمین از مقدار شتاب بحرانی، PGA_{cr} ، بیشتر شود، شیب منحنی دوخطی کاهش محسوسی خواهد یافت. با توجه به منحنی دوخطی، شتاب و یا PGA بحرانی کمانش الاستو-پلاستیک پوسته مخزن تحت اثر مؤلفه افقی زلزله برابر با $0.263g$ است.

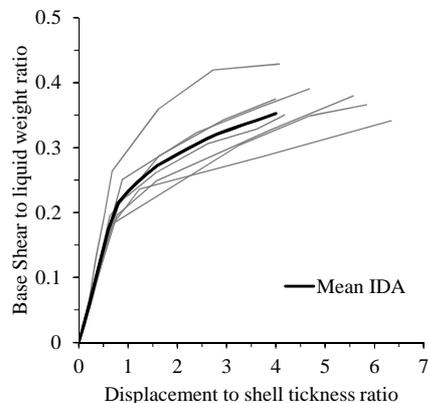


شکل ۱۰- منحنی دوخطی سازی شده PGA برحسب متوسط تغییرمکان شعاعی حداکثر جداره مخزن تحت اثر مؤلفه افقی زلزله

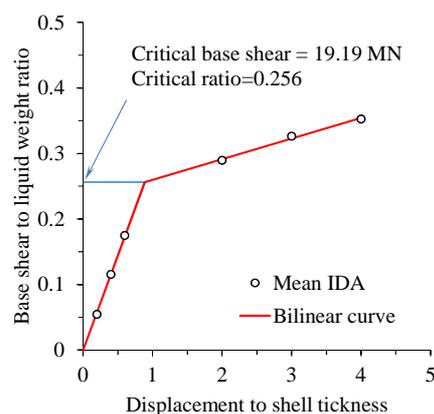
۴- نتیجه‌گیری

در این پژوهش پاسخ لرزه‌ای و کمانش دینامیکی مخازن فولادی استوانه‌ای زمینی تحت اثر شتاب افقی زلزله با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) بررسی شده است. نتایج مدل‌سازی اجزای محدود سیستم مخزن-سیال با نتایج تحلیلی و عددی موجود در ادبیات فنی تطابق نزدیکی دارد. تحلیل‌های دینامیکی افزایشی مخزن برای هفت شتاب‌نگاشت افقی زلزله با PGA از $0.05g$ تا $0.50g$ انجام شده است. نتایج نشان می‌دهد که

متوسط PGA بحرانی رکوردهای زلزله که باعث ایجاد جهش ناگهانی در تغییرمکان حداکثر و یا کمانش دینامیکی پوسته مخزن فولادی می‌شود، محاسبه شده است.



شکل ۱۱- متوسط منحنی‌های IDA



شکل ۱۲- منحنی دوخطی متوسط IDA

در شکل ۱۲، بیشترین مقدار متوسط جابه‌جایی حداکثر جداره مخزن در گره بحرانی، به فاصله $2/8$ متر بالای کف مخزن، برحسب مقادیر متناظر شتاب حداکثر زمین، رسم شده است. با توجه به شکل ۱۲، مشخص است که افزایش ناگهانی و یا جهش در تغییرمکان شعاعی جداره مخزن تحت اثر تحریک تک مؤلفه افقی زلزله برای PGA بالاتر از $0.20g$ رخ داده است.

با انجام تحلیل رگرسیون بر روی این داده‌ها، مناسب‌ترین منحنی دوخطی در شکل ۱۲ رسم شده است. ارائه این نوع منحنی رفتاری دوخطی برای بررسی کمانش دینامیکی پوسته‌ها اولین مرتبه توسط بودیانسکی و روث انجام شده است [۲۵]. پس از آن در تحقیقات

²²- Pseudo equilibrium path

نتایج تحلیل دینامیکی نشان داد که کمانش پوسته در ارتفاع ۲/۸ متر بالای کف مخزن رخ داده است. با استفاده معیار کمانش دینامیکی، شتاب بحرانی کمانش الاستو-پلاستیک پوسته مخزن تحت اثر مؤلفه افقی زلزله برابر با 0.263g محاسبه شد. همچنین نیروی برش پایه بحرانی کمانش دینامیکی مخزن تحت اثر تک مؤلفه افقی زلزله برابر با ۱۹/۱۹ مگانیوتن (نسبت برش پایه به وزن سیال برابر با ۰/۲۵۶) تخمین زده شده است.

به‌ازای زلزله‌های با PGA کوچکتر مساوی 0.20g، متوسط حداکثر برش پایه و متوسط حداکثر لنگر واژگونی مخزن به دست آمده از تحلیل اجزای محدود بیشتر از نتایج مدل جرم و فنر است. به‌ازای زلزله‌های با PGA بزرگتر مساوی 0.30g تا 0.50g که بخشی از جداره فولادی مخزن تسلیم شده است، متوسط حداکثر برش پایه و متوسط حداکثر لنگر واژگونی مخزن ناشی از تحلیل اجزای محدود کمتر از نتایج مدل جرم و فنر است.

مراجع

- [1] Hamdan, F. H. (2000). "Seismic behaviour of cylindrical steel liquid storage tanks", *Journal of Constructional Steel Research*, 53(3), 307-333.
- [2] Alliance, A. L. (2001). "Seismic fragility formulations for water systems", Washington, DC., FEMA and ASCE.
- [3] Batikha, M., Chen, J.-F., & Rotter, J. M. (2018). "Fibre reinforced polymer for strengthening cylindrical metal shells against elephant's foot buckling: An elasto-plastic analysis", *Advances in Structural Engineering*, 21(16), 2483-2498.
- [4] Niwa, A., & Clough, R. W. (1982). "Buckling of cylindrical liquid storage tanks under earthquake loading", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 10(1), 107-122.
- [5] Steinbrugge, K. V. (1940). *Earthquakes and Earthquake Engineering*.
- [6] Virella, J. C., Godoy, L. A., & Suárez, L. E. (2006). "Dynamic buckling of anchored steel tanks subjected to horizontal earthquake excitation", *Journal of Constructional Steel Research*, 62(6), 521-531.
- [7] Housner, G. W. (1957). "Dynamic pressures on accelerated fluid containers", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 47(1), 15-35.
- [8] Housner, G. W. (1963). "The dynamic behavior of water tanks", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 53(2), 381-387.
- [9] Veletsos, A. S. (1974). "Seismic effects in flexible liquid storage tanks", *Proceedings of the 5th world conference on earthquake engineering*, 1, 630-639.
- [10] Veletsos, A. S., & Auyang, J. (1977). "Earthquake response of liquid storage tanks", *Advances in Civil Engineering through Engineering Mechanics*, 24.
- [11] Haroun, M. A., & Housner, G. W. (1981). "Seismic design of liquid storage tanks", *Journal of the Technical Councils of ASCE*, 107(1), 191-207.
- [12] Haroun, M. A., & Housner, G. W. (1981). "Earthquake response of deformable liquid storage tanks", *Journal of Applied Mechanics*, 48(2), 411-418.
- [13] Yoshida, S. (2014), "Review of earthquake damages of aboveground storage tanks in japan and taiwan", *ASME 2014 Pressure Vessels and Piping Conference*.
- [14] El-Zeiny, A. A. (1995). "Nonlinear time-dependent seismic response of unanchored liquid storage tanks", *Ph.D. dissertation*, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Irvine.
- [15] Virella, J. C., Godoy, L. A., & Suárez, L. E. (2006). "Fundamental modes of tank-liquid systems under horizontal motions", *Engineering Structures*, 28(10), 1450-1461.
- [16] Ozdemir, Z., Souli, M., & Fahjan, Y. M. (2010). "Application of nonlinear fluid-structure interaction methods to seismic analysis of anchored and unanchored tanks", *Engineering Structures*, 32(2), 409-423.
- [17] Djermane, M., Zaoui, D., Labbaci, B., & Hammadi, F. (2014). "Dynamic buckling of steel tanks under seismic excitation: Numerical evaluation of code provisions", *Engineering Structures*, 70, 181-196.
- [18] Kildashti, K., Mirzadeh, N., & Samali, B. (2018). "Seismic vulnerability assessment of a case study anchored liquid storage tank by considering fixed and flexible base restraints", *Thin-Walled Structures*, 123, 382-394.
- [19] Sharifi, M., Moezi, A., & Sobati, N. (2019). "The Seismic Fragility Curve of Atmospheric Steel Storage Tanks on a Pile", *Journal of Civil Infrastructure Researches*, 5(1), 51-60.
- [20] Hernandez-Hernandez, D., Larkin, T., & Chou, N. (2021). "Shake table investigation of nonlinear soil-structure-fluid interaction of a thin-walled storage tank under earthquake load", *Thin-Walled Structures*, 167, 108143.
- [21] ABAQUS 6.10. (2010). *Abaqus analysis user's manual*, Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, RI.

- [22] American Petroleum Institute (API). (2013). *Welded steel tanks for oil storage*, API 650, 12th ed, Washington, DC.
- [23] Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). "Incremental dynamic analysis", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.
- [24] Bozorgnia, Y., Abrahamson, N. A., Atik, L. Al, Ancheta, T. D., Atkinson, G. M., Baker, J. W., Chiou, B. S.-J. (2014). "NGA-West2 research project", *Earthquake Spectra*, 30(3), 973-987.
- [25] Budiansky, B., & Roth, R. S. (1962). "Axisymmetric dynamic buckling of clamped shallow spherical shells", *NASA Collected Papers on Stability of Shell Structures*, TN-1510, 597-606.
- [26] Maheri, M. R., & Abdollahi, A. (2013). "The effects of long term uniform corrosion on the buckling of ground based steel tanks under seismic loading", *Thin-Walled Structures*, 62, 1-9.
- [27] Buratti, N., & Tavano, M. (2014). "Dynamic buckling and seismic fragility of anchored steel tanks by the added mass method", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 43(1), 1-21.

بومی‌سازی و ارائه چارچوب ارزیابی پایداری پروژه‌های

زیرساختی در ایران بر مبنای چارچوب Envision

زیرساخت‌های عمرانی بنیان اصلی رشد و توسعه اجتماعی، محیط زیستی و اقتصادی جوامع هستند که امروزه در نتیجه افزایش جمعیت و تغییرات اقلیمی با چالش‌های فراوانی مانند بهره‌مندی بهینه از منابع طبیعی مواجه شده‌اند. از این‌رو، استانداردها و روش‌های گذشته پاسخگوی نیازهای آینده نخواهد بود و پایداری پروژه‌های زیرساختی یک مسأله اساسی برای جوامع در حال توسعه محسوب می‌شود که ایران نیز از این شرایط مستثنی نیست. پژوهش حاضر براساس نیاز به افزایش طول عمر و ارتقای عملکرد زیرساخت‌ها، با هدف معرفی ابزار مناسب ارزیابی پایداری، به بازنگری و بومی‌سازی سیستم رتبه‌بندی پایداری زیرساخت‌ها (Envision) مطابق شرایط ایران پرداخته است. پس از بررسی اولیه ساختار چارچوب Envision مطابق نظرات کارشناسان، ضرورت وجود معیارها در آن با طیف لیکرت ارزیابی شد و در نهایت سطوح مختلف با تکنیک مقایسه زوجی وزن‌دهی و اولویت‌بندی شدند. ضمن اضافه شدن پنج معیار به چارچوب بومی‌سازی شده، درصد وزن‌های به‌دست آمده برای گروه‌های اصلی شامل کیفیت‌زندگی (۲۹/۱۹)، محیط‌طبیعی (۲۲/۸۹)، تخصیص منابع (۱۷/۴۸)، اقلیم و تاب‌آوری (۱۵/۴۱) و مدیریت پروژه (۱۵/۰۲) لزوم توجه بیشتر به بعد اجتماعی را در ایران نسبت به کشور توسعه‌دهنده‌ی چارچوب مینا نشان می‌دهد. چارچوب بومی‌سازی شده دارای پنج گروه اصلی، ۱۴ زیرگروه و ۶۹ معیار است که امتیازهایی متفاوت از چارچوب مینا دارند. نتایج این پژوهش و چارچوب بومی‌سازی شده ضمن ارائه راهکاری مناسب برای توسعه و ارتقای عملکرد پایدار زیرساخت‌ها، می‌تواند در بهبود فرآیندهای تصمیم‌سازی نیز مؤثر باشد. بنابراین ضمن لزوم بررسی ابعاد مختلف پیاده‌سازی آن در پروژه‌های زیرساختی در پژوهش‌های آتی، استفاده از آن برای سیاست‌گذاران، برنامه‌ریزان و سایر ذی‌نفعان نیز پیشنهاد می‌شود.

واژگان کلیدی: ارزیابی پایداری، چارچوب بومی، پروژه‌های زیرساختی ایران، کشورهای در حال توسعه، Envision

گلاره طاهریان

دانشکده معماری، پردیس
هنرهای زیبا، دانشگاه تهران.
پست الکترونیک:
gelare.taherian@ut.ac.ir

سید حسین حسینی

نورزاد*

استادیار، دانشکده معماری،
پردیس هنرهای زیبا، دانشگاه
تهران.
پست الکترونیک:

hnourzad@ut.ac.ir

۱- مقدمه

وابستگی، عواقبی منفی از نظر محیط‌زیستی، اقتصادی و اجتماعی (ابعاد سه‌گانه پایداری) با نسبت بیشتری در کشورهای در حال توسعه به همراه داشته است که پایداری را خصوصاً در این کشورها به موضوع مهم و پررنگی تبدیل نموده است [۱]. از آنجاکه بیشتر شهرهای پرجمعیت در این کشورها واقع شده‌اند، با ادامه رشد سریع جمعیت چالش‌هایی از جمله مصرف بیش از حد منابع، آلودگی محیط‌زیست و توجه کمتر به حقوق شهروندی نگرانی‌هایی را درباره آینده کشورهای در حال توسعه

با وجود پیشرفت‌های اخیر در فناوری، توسعه و پیشرفت‌های بیشتر در آینده و زندگی انسان‌ها همچنان به سیستم‌های طبیعی و محافظت از آنها بستگی دارد. این

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۴۰۰/۰۵/۲۳، بازنگری: ۱۴۰۰/۱۰/۰۹، پذیرش: ۱۴۰۰/۱۰/۱۰.
DOI: 10.22091/cer.2021.7248.1286 شناسه دیجیتال

ایجاد کرده‌اند [۲، ۳ و ۴]. یکی دیگر از نگرانی‌های اصلی در سال‌های اخیر در کشورهای در حال توسعه، زیرساخت‌ها هستند. زیرساخت‌ها که خدماتی از جمله تأمین برق، آبرسانی، جمع‌آوری فاضلاب، دفع زباله‌های جامد و گازرسانی را ارائه می‌دهند و شامل تسهیلاتی مانند راه‌آهن، حمل و نقل شهری، سد، تونل، بنادر و فرودگاه‌ها می‌باشند، نقش مهمی در برقراری ارتباط میان جوامع ایفا کرده و برای تأمین نیازها و بقای جوامع تسهیلاتی حیاتی محسوب می‌شوند [۵]. اما در شرایط حاضر از یک طرف، زیرساخت‌های موجود نیاز به بهبود و ارتقای کیفیت دارند و از طرف دیگر، در نتیجه رشد جمعیت و افزایش تقاضا، نیاز به توسعه زیرساخت‌های جدید افزایش یافته است [۶]. زیرساخت‌ها در طول چرخه حیات خود به منابع زیادی نیاز دارند و در برابر تهدیدات مختلف طبیعی نیز حساس هستند، اما در عین حال، توسعه آنها می‌تواند پیامدهای منفی اقتصادی، اجتماعی و محیط‌زیستی نیز داشته باشد. در نتیجه، به دلیل اهمیت صرفه‌جویی در مصرف منابع و حفظ آن برای آیندگان و نظارت برای جلوگیری از تأثیرات منفی بر جوامع متأثر در آینده، پایداری به هدف قابل توجهی برای زیرساخت‌ها تبدیل شده است [۷]. اگر اصول پایداری در کل چرخه حیات زیرساخت‌ها (برنامه‌ریزی، طراحی، ساخت و بهره‌برداری) رعایت شود، نه تنها فرصتی را برای استفاده کارآمد از منابع محدود فراهم می‌کنند، بلکه حداکثر کارایی اقتصادی و اجتماعی را به دنبال خواهند داشت و تأثیر تهدیدات طبیعی را بر شبکه زیرساخت‌ها کاهش می‌دهند [۸].

کشور ایران، به عنوان یک کشور در حال توسعه، در دهه‌های اخیر با چالش‌هایی روبه‌رو شده است که همراه با عدم آگاهی عمومی نسبت به ضرورت توسعه پایدار زیرساخت‌ها و مزایای به‌کارگیری چارچوب‌های ارزیابی پایداری، موجب بروز نگرانی‌هایی در مورد آینده زیرساخت‌ها شده است. این چالش‌ها عبارتند از: دارا بودن اقلیمی در حدود ۸۵ درصد خشک و نیمه‌خشک، مصرف

بیش از حد انرژی که حدود ۹۷/۲ درصد آن مربوط به نفت و مشتقات آن است، اقتصادی که بیشتر وابسته به صنعت نفت است و سقوط آن به دلیل تحریم‌ها در سال‌های اخیر و نابرابری اجتماعی در بهره‌مندی از امکانات مانند سیستم حمل‌ونقل ناکافی در مقایسه با جمعیت [۴]. برای مقابله با این چالش‌ها، برخی از پژوهش‌ها در صنعت ساختمان، ارزیابی پایداری و استفاده از چارچوب‌های پایداری را که به عنوان یک چارچوب جدید توسعه یافته‌اند یا براساس یک چارچوب مبنا تدوین شده‌اند، راه‌حل مؤثری دانسته‌اند [۹ و ۱۰]. اما، اختلافات بین ساختمان و زیرساخت‌ها که عموماً از فاکتورهایی مانند ماهیت پروژه‌ها، حیطة تأثیرگذاری، مدیریت قراردادهای و شیوه‌های تأمین منابع ناشی می‌شوند، انجام مطالعات مربوط به ارزیابی پایداری زیرساخت‌ها در ایران و تدوین چارچوب‌های ارزیابی مختص آنها را ضروری می‌سازد که تا به امروز توجه کمتری به این امر شده است [۹].

چارچوب‌های ارزیابی پایداری که از شاخص‌های بومی تشکیل شده‌اند می‌توانند به عنوان یک نقطه شروع برای ترویج شیوه‌های پایدار در طول چرخه حیات دارایی‌های یک کشور عمل کنند [۱۰]. علاوه بر این، دستورالعمل‌های پایداری می‌توانند برای جلوگیری از سردرگمی و تعارضات در تحقق بخشیدن به همه ابعاد پایداری در تمام سطوح مدیریتی به کشورها کمک کنند [۱۱]. بنابراین، برای دستیابی به توسعه پایدار، ایجاد دستورالعمل‌ها و چارچوب‌های مناسب برای ارزیابی پایداری ضروری به نظر می‌رسد.

اخیراً تمرکز گسترده‌ای بر ارزیابی پایداری عملکرد زیرساخت‌ها در سایر کشورهای در حال توسعه وجود داشته است و میان دسته‌بندی‌هایی که برای ارزیابی پایداری در آنها در نظر گرفته می‌شوند، یک دیدگاه مشترک وجود دارد [۱۲-۱۶]. با این حال، به دلایلی از جمله تغییر در اقلیم، محیط‌زیست، تفاوت در فرهنگ و شرایط اقتصادی و اجتماعی، ایده‌هایی در مورد تأکید بر

۲- مروری بر پیشینه پژوهش

اولین تلاش‌ها برای حرکت به سمت توسعه پایدار در سال ۱۹۷۲ میلادی در کنفرانس سازمان ملل با هدف تغییر نگرش نسبت به محدودیت‌های منابع طبیعی آغاز شد. تا به امروز جامع‌ترین تعریف برای توسعه پایدار، «توسعه برای تأمین نیازهای حال حاضر بدون به خطر انداختن توانایی نسل‌های آینده برای تأمین نیازهای خود» است که در گزارش آینده مشترک ما^۲ توسط کمیسیون برانتلند^۳ ارائه شده است [۱۸]. در پژوهش صورت گرفته توسط لمن و کاکس^۴، توسعه پایدار چنین تعریف شده است: «فرآیند بهبود اقتصادی، اجتماعی، فرهنگی و فناوری همراه با عدالت اجتماعی است، بگونه‌ای که به اکوسیستم آسیب نرساند و منابع طبیعی را از بین نبرد» [۱۹]. همچنین در پژوهش چوگیل^۵ اولویت اول توسعه پایدار، حداقل کردن استفاده از منابع تجدیدناپذیر دانسته شده است [۲۰]. اما روند استفاده از منابع و انتشار گازهای گلخانه‌ای به ویژه در کشورهای در حال توسعه رو به افزایش است که موجب کاهش کیفیت زندگی در این جوامع و تمرکز بیشتر بر اهمیت محیط‌زیست و جلوگیری از تخریب بیشتر آن برای بقای جوامع شده است [۱۳] و [۲۱].

زیرساخت‌ها خدمات گسترده‌ای را به جوامع ارائه می‌دهند، همچنین در طول چرخه حیات خود به منابع زیادی نیاز دارند و انتظار می‌رود که برای مدت زمان طولانی ارائه خدمات داشته باشند. از طرف دیگر، ساخت و بهره‌برداری از آنها بر محیط و جوامع اطراف تأثیر می‌گذارد. از این‌رو، برای حمایت از توسعه پایدار، انتظار می‌رود که فرآیندهای توسعه زیرساخت‌ها کمترین تداخل منفی را با محیط و جوامع متأثر داشته باشند [۲۲]. برای

معرفی و بومی‌سازی پایداری به طور خاص برای یک کشور یا منطقه بروز یافته است. علاوه بر این، بدیهی است که انتظار نتیجه یکسان برای پایداری در یک منطقه خاص با تعریف‌ها و شاخص‌های یکسان در سراسر جهان امکان‌پذیر نیست [۱۷].

هدف این پژوهش توسعه یک چارچوب ارزیابی پایداری برای زیرساخت‌ها در ایران برمبنای یک چارچوب کل‌نگر و فرابخشی به نام Envision است که توسط مؤسسه زیرساخت‌های پایدار آمریکا (ISI)^۱ توسعه یافته است. این سیستم می‌تواند با تغییر روش‌های سنتی به توسعه دانش پایداری کمک کند و با ارائه راهکارهای پایداری در تمام مراحل پروژه، به روشی عملکردی برای ارتقای عملکرد زیرساخت‌ها دست یابد. بر این اساس، اهداف اصلی این پژوهش عبارتند از: (۱) بررسی رویکردهای اخیر ارزیابی در زمینه پایداری که برای زیرساخت‌ها و چالش‌های آنها در کشورهای در حال توسعه به کار رفته‌اند؛ (۲) بررسی ساختار Envision و ارزیابی مناسب بودن آن برای بومی‌سازی با هدف بررسی ضرورت افزودن معیارهای جدید یا حذف معیارهای موجود و (۳) اصلاح اهمیت و اولویت معیارها و کمی‌سازی آنها برای چارچوب ارزیابی پایداری در ایران به عنوان یک کشور در حال توسعه. قابل ذکر است که هدف پژوهش حاضر، ارائه یک چارچوب کاملاً جدید نیست و اگرچه برخی از چارچوب‌های پیش‌تر توسعه‌یافته فقط در یک بخش مانند آب یا حمل‌ونقل متمرکز شده‌اند، اما تمرکز این پژوهش بر روی یک چارچوب فرابخشی برای همه نوع پروژه‌های زیرساختی است که به عنوان یک دستورالعمل یکپارچه در صنعت زیرساخت‌ها عمل کرده و نقش مؤثری در کاهش پیچیدگی فرآیند تصمیم‌سازی، ارزیابی و رجوع به منابع مختلف جهت بررسی میزان پایداری عملکرد پروژه خواهد داشت.

2- Our common future

3- Brundtland report

4- Leman and Cox

5- Choguill

1- Institute for Sustainable Infrastructure

حفظ محیط‌های طبیعی بدون تعریف چارچوب ارزیابی پایداری امکان‌پذیر نخواهد بود.

۲-۱- سیستم‌های ارزیابی پایداری پروژه‌های زیرساختی

بر اساس نتیجه پژوهش‌های پیشین، سیستم‌های ارزیابی پایداری که شامل شاخص‌های کلیدی برای ترجمه مفاهیم پایدار به اهداف مشخص در مقیاس پروژه هستند، باید تکنیک‌های مناسبی برای اندازه‌گیری عملکرد زیرساخت‌ها ارائه دهند [۲۷ و ۲۸]. در پژوهش صورت گرفته توسط آندراس^۶ و همکاران، چارچوبی با قابلیت تصمیم‌گیری ارائه شده است که می‌تواند به طور گسترده‌ای در سازمان‌های اصلی درگیر در پروژه‌های زیرساختی به کار گرفته شود. در نتیجه این پژوهش مبنی بر ارتباط بین زیرساخت‌ها و ابعاد سه‌گانه پایداری، پنج گروه اصلی شامل شاخص‌هایی به‌عنوان پیش‌نویس چارچوب ارزیابی پایداری ارائه شد که هدف آن تشکیل یک چارچوب کاربرپسند و متفاوت از سیستم‌های موجود بود و پایه و اساس چارچوب Envision را بنا نهاد [۲۲].

به طور کلی، مطالعه و بررسی سیستم‌های ارزیابی پایداری نشان می‌دهد که در دهه اخیر، توجه زیادی به تجزیه و تحلیل پایداری در سطح پروژه‌ها و ارائه چارچوب‌های ارزیابی متفاوت در سراسر جهان شده است. هرچند نمونه‌های متعددی از سیستم‌های بخشی (به ویژه برای بخش حمل‌ونقل) تعریف شده‌اند، اما روند توسعه بیانگر تمایل بیشتر به ایجاد سیستم‌های فرابخشی و کلان‌نگر است که توسعه پایدار متوازن را در حوزه زیرساخت‌ها محقق می‌سازند. از جمله چارچوب‌هایی که قادر به اجرای پایداری در تمام بخش‌های زیرساخت‌ها هستند می‌توان به طرح ارزیابی کیفیت محیطی مهندسی عمران (CEEQUAL^۷)، طرح رتبه‌بندی پایداری

دستیابی به پایداری در فرآیند توسعه زیرساخت‌ها، پایداری در سه سطح مهم از توسعه آنها شامل استراتژی‌ها، تاکتیک‌ها و سازوکارها باید در نظر گرفته شود. به عبارت دیگر، تعریف آنچه که باید توسط زیرساخت‌ها ارائه شود (محصولات یا خدمات)، نحوه تولید محصولات و ارائه خدمات (عملیات و رویه‌ها) و محدودیت‌هایی که به واسطه آنها باید زیرساخت‌ها توسعه یابند (منابع) باید همگی همسو با مفاهیم پایداری باشند [۲۳]. هنگامی که یک زیرساخت با استفاده از رویکرد پایدار طراحی، ساخته و بهره‌برداری شود، بسته به نوع خدماتی که ارائه می‌دهد، می‌تواند مزایایی را در طول فعالیتهای برای جوامع متأثر فراهم کند [۲۲].

استفاده از روش‌های ارزیابی یک راه‌حل مؤثر برای پاسخگویی به چالش‌های پیش‌روی توسعه‌دهندگان زیرساخت‌ها در رابطه با پایداری است. برخی از این چالش‌ها عبارتند از اینکه (۱) آیا تصمیمات اتخاذ شده به پایداری زیرساخت‌ها کمک می‌کند، (۲) نحوه ارزیابی عملکرد زیرساخت‌ها در هر یک از ابعاد سه‌گانه پایداری چگونه خواهد بود و (۳) چگونه می‌توان اهداف استراتژیک پایداری را در سطح پروژه‌ها عملکردی ساخت [۱۳، ۲۴ و ۲۵]. به‌طور کلی، هدف از ارزیابی پایداری، کمک به تصمیم‌گیرندگان برای در نظر گرفتن افق‌های بلندمدت، میان‌مدت و کوتاه‌مدت در توسعه سیستم‌های طبیعی و اجتماعی در سطح منطقه‌ای و جهانی است [۲۶]. سرمایه‌گذاری در پایداری زیرساخت‌ها که زیربنای توسعه اجتماعی و اقتصادی هستند و به یک منطقه وسیع خدمت می‌کنند، به ویژه در کشورهای در حال توسعه که به دنبال رشد و ایجاد امکانات برای جوامع می‌باشند، امری بسیار مهم است [۱۱]. کشور ایران از این قاعده مستثنی نبوده و نیاز آشکاری به توجه به توسعه پایدار زیرساخت‌ها دارد که به توسعه و پیشرفت کشور نیز کمک شایانی خواهد کرد. در این راستا دستیابی به خدمات با کیفیت بالاتر با هدف ایجاد جامعه مطلوب اقتصادی، اجتماعی و

⁶ - Andreas

⁷ - Civil Engineering Environmental Quality Assessment and Award Scheme

کشور در حال توسعه مانند آفریقای جنوبی است که اهداف استراتژیک پایداری را در سطح ملی و در قالب اقدامات مشخص در سطح خرد بیان می‌کند [۲۵].

در پژوهشی دیگر، لیستی از شاخص‌های کلیدی ارزیابی (KAI^{۱۲}) پیشنهاد شده است که سه بعد پایداری را با هم ادغام می‌کند تا ارزیابی عملکرد پایداری پروژه‌های زیرساختی را قبل از اجرای آنها هدایت کند. این تحقیق با بررسی ۲۳ گزارش کامل امکان‌سنجی از انواع پروژه‌های زیرساختی در چین ارائه شده است اما در آن نسبت به برخی از عوامل مهم در ارزیابی پایداری مانند میزان انتشار آلاینده‌ها توجهی نشده است [۳۱].

چارچوب رتبه‌بندی زیرساخت‌های پایدار در کشورهای در حال توسعه (SIRSDEC^{۱۳}) با هدف پر کردن شکاف‌های مربوط به چارچوب‌های پایداری برای رتبه‌بندی پروژه‌های زیرساختی در کشورهای در حال توسعه ایجاد شده است [۱۱]. با این حال، پیاده‌سازی آن در پروژه‌های واقعی با چالش‌ها و محدودیت‌هایی روبرو شده است. به عنوان مثال، اگرچه چارچوب SIRSDEC در ابتدا به عنوان ابزاری با کاربرد آسان طراحی شده که به طور گسترده در سراسر جهان مورد استفاده قرار گیرد، اما در برخی از مناطق جغرافیایی ممکن است در موارد خاص به بومی‌سازی و وزندهی مجدد شاخص‌ها نیاز داشته باشد.

سیستم رتبه‌بندی سطوح شهری پایدار (SURSIST^{۱۴}) ابزار دیگری برای ارزیابی پایداری در سطح شهر و اندازه‌گیری سهم پوشش زمین کل شهرها مطابق برآورده ساختن اهداف توسعه پایدار (SDGs^{۱۵}) است [۳۲]. اگرچه استفاده از این چارچوب بسیار آسان است، اما فقط در شهرهای اروپا قابل اجرا است. همچنین،

زیرساخت (IS^۸) و سیستم رتبه‌بندی زیرساخت‌ها در آمریکا (Envision) اشاره کرد. سایر سیستم‌های رتبه‌بندی فقط در بخش‌های خاصی از زیرساخت‌ها قابلیت کاربرد دارند مانند سیستم رتبه‌بندی گرین‌رودز^۹ و ابزار داوطلبانه ارزیابی پایداری زیرساخت (INVEST^{۱۰}) که به ترتیب فقط در پروژه‌های بزرگراهی و سیستم‌های حمل و نقل قابل استفاده هستند [۱۲]. برخی دیگر از پژوهش‌ها در سال‌های اخیر در کشورهای در حال توسعه و با هدف بررسی شرایط محلی و انطباق با مقررات و الزامات قانونی آن کشورها انجام شده‌اند [۱۳]. در واقع، افزایش چشمگیر میزان مصرف منابع طبیعی و آلودگی ایجاد شده در محیط‌زیست به واسطه توسعه زیرساخت‌ها باعث جلب نظر و تشویق دولت‌ها در این کشورها برای در نظر گرفتن اهمیت استراتژی‌ها و راه‌حل‌های پایدار قابل استفاده در سطح خرد گشته است [۲۹]. همچنین برخی چالش‌ها ارزیابی پایداری زیرساخت‌ها را در هر اندازه و فاز از سطح کلان تا خرد، ضروری و حیاتی می‌سازد که این امر، نیازمند تعریف شاخص‌های مناسب مطابق شرایط منطقه‌ای و محلی است. از جمله این چالش‌ها می‌توان به سیستم‌های حمل‌ونقل غیرپایدار اشاره کرد که ظاهر شهرها را تغییر داده و زیست‌پذیری و فضای زنده آنها را زیر سوال برده است. بر همین اساس، منصوریان‌فر و حق‌شناس به لزوم ارزیابی انطباق این سیستم‌ها با توسعه پایدار در ایران پرداخته‌اند [۳۰].

چارچوب ارزیابی پایداری در پروژه‌های زیرساختی (SUSAIP^{۱۱}) که براساس روش‌های محاسباتی و شاخص‌های از قبل موجود برای پایداری زیرساخت‌ها، توسعه یافته است، نوعی دیگر از مدل‌های تصمیم‌سازی برای پیاده‌سازی پایداری در پروژه‌های زیرساختی در یک

¹²- Key Assessment Indicators

¹³- Sustainable Infrastructure Rating System for Developing Countries

¹⁴- Sustainable Urban Surface Rating System

¹⁵- Sustainable Development Goals

⁸- Infrastructure Sustainability Rating Scheme

⁹- Greenroads Rating System

¹⁰- Infrastructure Voluntary Evaluation Sustainability Tool

¹¹- Sustainability Appraisal in Infrastructure Projects

ارزیابی پایداری متناسب با نیازها و شرایط بومی بازنگری شود. هرچند پژوهش‌هایی به ارزیابی موضوعی خاص در ارتباط با پایداری زیرساخت‌ها پرداخته‌اند، اما ارزیابی پایداری در سطح خرد و پروژه‌های زیرساختی از منظر ابعاد سه‌گانه از موضوعاتی کمتر مورد توجه تا به امروز در صنعت ساخت در کشور ایران بوده است. بنابراین هدف این پژوهش توسعه چارچوبی قابل استفاده برای انواع زیرساخت‌ها بر مبنای چارچوبی جامع و از پیش توسعه یافته است که هر سه جنبه اجتماعی، اقتصادی و محیط‌زیستی را به صورت یکپارچه در نظر گرفته و متناسب با شرایط موجود در کشور ایران بومی‌سازی شده است.

جدول ۱، اطلاعات مقایسه‌ای مربوط به سه سیستم ارزیابی و رتبه‌بندی پایداری شامل CEEQUAL، IS و Envision را نشان می‌دهد که قابلیت کاربرد در تمام بخش‌های زیرساخت‌ها را دارند و گزینه‌های مناسب بومی‌سازی مطابق هدف این پژوهش هستند.

این سیستم به صورت مستقیم از شاخص‌های سند اهداف توسعه پایدار استفاده می‌کند و شامل اقدامات عملی واضحی برای اجرای توسعه پایدار است، اما به دلیل چشم‌انداز خاص زمانی که در توصیف شاخص‌ها در نظر گرفته شده، نیاز به به‌روزرسانی و اصلاح دوره‌ای دارد.

نتیجه این پژوهش‌ها ضرورت توسعه چارچوب‌های ارزیابی پایداری را برای زیرساخت‌ها در کشورهای در حال توسعه نشان می‌دهد. اما هر کدام از پژوهش‌های فوق‌الذکر که بر پایداری در برخی فازهای یک پروژه زیرساختی متمرکز هستند، برای نشان دادن کاربردی بودن شاخص‌های ارزیابی کلیدی پیشنهادی خود، روی یک مطالعه موردی متمرکز شده‌اند. بنابراین، اعتبار کارایی این چارچوب‌ها برای سایر بخش‌های زیرساخت‌ها و سایر فازهای پروژه‌ها به عنوان یک احتمال باقی می‌ماند. از سوی دیگر با در نظر گرفتن این امر که هر جامعه تلاش می‌کند تا پایداری را با توجه به مفاهیم و شرایط خاص آن کشور و منطقه دنبال کند، ضروری است که هر سیستم

جدول ۱- اطلاعات اولیه مربوط به سیستم‌های ارزیابی قابل کاربرد برای تمام زیرساخت‌ها

سیستم ارزیابی	کشور توسعه‌دهنده	سال انتشار اولین نسخه	سازمان	مرحله	نشان
Envision	آمریکا	۲۰۱۲	Institute of Sustainable Infrastructure	برنامه‌ریزی طراحی اجرا بهره‌برداری پایان عمر/ تخریب	قابل قبول نقره طلا پلاتین
CEEQUAL	انگلیس	۲۰۰۴	Construction Industry Research and Information Association and Crane Environmental Ltd	برنامه‌ریزی طراحی اجرا	قابل قبول خوب خیلی خوب عالی
IS	استرالیا و نیوزیلند	۲۰۱۲	Infrastructure Sustainability Council of Australia	طراحی اجرا بهره‌برداری	قابل قبول عالی پیشرو

می‌باشد، که دیدگاه جامع‌تر آن نسبت به دو چارچوب دیگر را در همبستگی ابعاد پایداری در همه مراحل عمر زیرساخت‌ها بیان می‌کند. همین ویژگی سبب می‌شود تا این سیستم بتواند نه تنها برای احداث یک زیرساخت بلکه

اگرچه هر سه سیستم ارزیابی پایداری فازهای برنامه‌ریزی، طراحی، ساخت و بهره‌برداری یک پروژه را پوشش می‌دهند، اما فقط چارچوب Envision شامل فاز پس از بهره‌برداری یعنی تخریب و از رده خارج شدن هم

شاخص‌ها و پارامترهای Envision زیرساخت‌ها را در همه بخش‌ها مانند انرژی، حمل‌ونقل، پسماند، آب، غذا و محیط پیرامونی و محوطه‌سازی پوشش می‌دهد و تا به امروز برای هر نوعی از پروژه‌ها از جمله راه و راه‌آهن، پل، خطوط لوله، فرودگاه، سد، محل‌های دفن زباله و تصفیه خانه‌ها به کار گرفته شده است [۳۴].

چارچوب Envision از زمان انتشار اولین نسخه آن در سال ۲۰۱۳ تا به امروز برای ارزیابی پایداری حدود ۷۹ پروژه زیرساختی مختلف در سراسر جهان به کار گرفته شده است که موفق به کسب سطوح معتبر و جوایز شده‌اند (شکل ۱) [۳۵].

ساختار اصلی سیستم رتبه‌بندی Envision شامل توجه به موضوعاتی نظیر رفاه اجتماعی، بهبود شرایط، توان‌بخشی منابع طبیعی، توجه به ریسک و هزینه‌ها در بلندمدت، ارزیابی چرخه عمر و نوآوری در پروژه‌های زیرساختی است. مطابق شکل ۲، این موضوع‌ها در قالب ۶۴ معیار پایداری و در پنج گروه اصلی شامل کیفیت زندگی^{۱۷}، مدیریت پروژه^{۱۸}، تخصیص منابع^{۱۹}، محیط طبیعی^{۲۰}، اقلیم و تاب‌آوری^{۲۱} دسته‌بندی و در مجموع به ۱۴ زیرگروه تفکیک شده‌اند [۲۴]. چارچوب Envision شامل ۶۴ معیار است که در هر گروه یک معیار برای نوآوری تخصیص داده شده است. هر کدام از ۶۴ معیار دارای سطوح مختلفی هستند که طیفی از اهداف عملکردی احتمالی را برای پروژه نشان می‌دهند و شامل الزاماتی فراتر از تجربیات متعارف هستند. در واقع، با ارزیابی دستاوردها در هر یک از ۶۴ معیار، تیم پروژه تعیین می‌کند که چگونه این پروژه به طیف وسیعی از شاخص‌های پایداری پاسخ می‌دهد و برای دستیابی به عملکرد پایدارتر با چه چالش‌هایی مواجه شده است.

برای نوسازی و بهسازی پروژه‌های زیرساختی موجود کاربرد داشته باشد [۳۳]. چارچوب Envision، که در بخش بعدی به صورت کامل به شرح ساختار آن پرداخته شده است، قابلیت ارزیابی پایداری را با مفهومی فراتر از برآورده کردن حداقل الزامات دارد. در واقع، با تعیین سطوح موفقیت خاص برای هر معیار و الزامات مربوط به هر سطح برای دستیابی به عملکردی بهتر در پایداری، برتری خود را در راستای هدف این پژوهش نسبت به دو چارچوب دیگر اذعان می‌دارد. همچنین نسبت به سیستم‌های دیگر بیشتر به مفهوم مدیریت پروژه و هماهنگی در پروژه‌ها برای دستیابی به پایداری می‌پردازد. در نتیجه تمرکز این پژوهش با هدف رفع شکاف بین اهداف پایداری زیرساخت‌ها و تحقق آنها در سطح پروژه، بر بومی‌سازی سیستم جامع رتبه‌بندی پایداری Envision با توجه به شرایط و اولویت‌های موجود در ایران به عنوان یک کشور در حال توسعه است.

۲-۲- سیستم ارزیابی پایداری Envision

سیستم رتبه‌بندی Envision طی پروژه‌ای مشترک با همکاری «برنامه زیرساخت پایدار زوفناس»^{۱۶} در دانشکده طراحی دانشگاه هاروارد و مؤسسه زیرساخت پایدار در آمریکا توسعه یافته است. هدف اصلی Envision برای مخاطبان هدف شامل صاحبان زیرساخت‌ها، برنامه‌ریزان شهری، قانون‌گذاران و سایر گروه‌های جامعه بهبود عملکرد پایدار زیرساخت‌ها در ابعاد اجتماعی، اقتصادی و محیط‌زیستی است. این سیستم با پیشنهاد راه‌حل‌های کاربردی و مؤثر به چالش‌هایی از جمله پایداری بلندمدت، هزینه‌های گزاف و بازدهی منابع در توسعه زیرساخت‌ها، به دنبال ارزیابی میزان مشارکت زیرساخت‌ها در هر نوع و اندازه در پایداری جامعه‌ای است که به آن خدمت می‌کنند.

¹⁷- Quality of Life

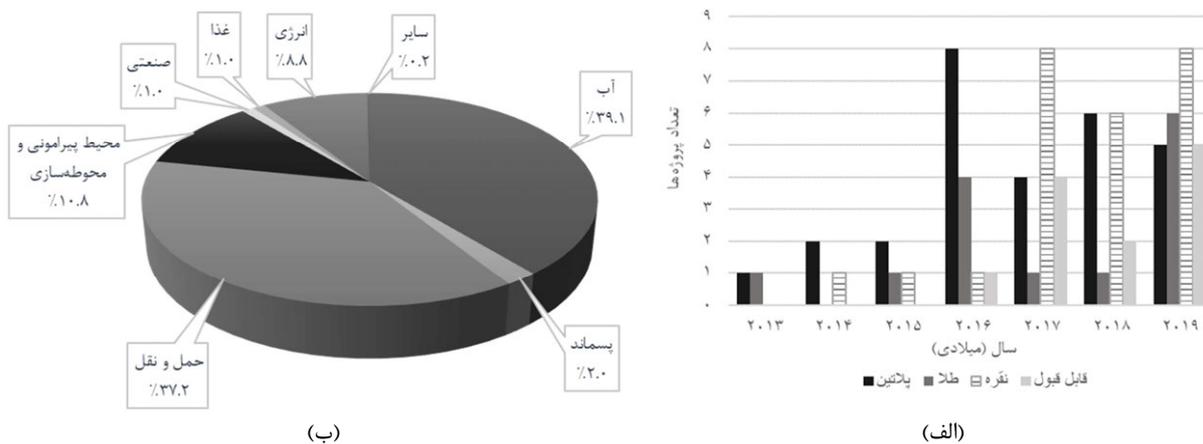
¹⁸- Leadership

¹⁹- Resource Allocation

²⁰- Natural World

²¹- Climate and Resilience

¹⁶- Zofnass Program for Sustainable Infrastructure at the Harvard University Graduate School of Design



شکل ۱- (الف) تعداد پروژه‌های موفق به دریافت جوایز و نشان‌های Envision به تفکیک سال و نوع نشان و (ب) پروژه‌های مورد ارزیابی با Envision به تفکیک نوع عملکرد [۳۵]



شکل ۲- ساختار چارچوب ارزیابی پایداری Envision [۲۴]

گروه محیط طبیعی، با در نظر گرفتن روش‌هایی که از طریق آنها زیرساخت‌ها می‌توانند با سیستم‌های طبیعی به شیوه مثبت و هم افزایی تعامل نمایند، به شناسایی

هریک از پنج گروه اصلی به موضوع خاصی در پایداری اشاره می‌کنند [۲۴]. در گروه کیفیت زندگی، به بررسی تأثیر پروژه بر جوامع میزبان و متأثر شامل سلامت و رفاه هر فرد و رفاه کل جامعه پرداخته شده است. موفقیت پروژه‌های پایدار نیازمند اتخاذ یک رویکرد جدید در زمینه نحوه اجرا و تحویل پروژه‌ها است.

از سوی دیگر، موفقیت حداکثری تیم‌های پروژه زمانی تضمین می‌شود که در ابتدای کار به همکاری و تعامل بپردازند. در گروه مدیریت پروژه، به حمایت از این اقدامات پرداخته می‌شود تا رهبری مؤثر و همکارانه به همراه اقدامات رایج در زمینه پایداری سبب تکمیل پروژه‌ای شود که در حقیقت پایدار است و تأثیر مثبتی بر جهان پیرامون دارد.

گروه تخصیص منابع، به طور کلی مرتبط با مقدار و منشأ منابعی است که برای توسعه زیرساخت‌ها مورد نیاز بوده و موجب ادامه حیات آنها می‌شوند. منابع مورد توجه عبارتند از منابع و مواد فیزیکی (شامل مواد مصرف شده و مواد باقی مانده)، انرژی و آب مصرفی. این منابع محدود بوده و باید با توجه به ارزشی که دارند به نحو پایدار مورد استفاده قرار گیرند.

پروژه‌های زیرساختی بر روی محیط طبیعی اطراف خود از جمله زیستگاه‌ها، گونه‌ها و سیستم‌های طبیعی غیرزنده اثر می‌گذارند.

به دست می‌آید که رتبه پایداری پروژه را تعیین می‌کند و براساس آن پروژه ممکن است از چهار دسته مشخص شده با حداقل امتیاز لازم شامل تأیید شده (۲۰ درصد)، نقره (۳۰ درصد)، طلا (۴۰ درصد) و پلاتین (۵۰ درصد) یک جایزه دریافت کند.

۳- روش شناسی پژوهش

پس از بررسی ادبیات موضوعی و پیشینه کارهای انجام شده در راستای ارزیابی پایداری زیرساخت‌ها در کشورهای توسعه‌یافته و در حال توسعه و انتخاب سیستم ارزیابی پایداری Envision به عنوان چارچوب مناسب برای بومی‌سازی در ایران به بررسی دقیق و شناخت اولیه آن پرداخته شد. همچنین، گام‌های دستیابی به اهداف این پژوهش و روند کلی بومی‌سازی مطابق شکل ۳ و به شرح زیر ساختاردهی شد. در اولین گام با هدف جمع‌آوری داده و بررسی کفایت معیارهای Envision برای دستیابی به پایداری در ایران، همچنین لزوم اضافه شدن معیار جدیدی به چارچوب با توجه به شرایط و اولویت‌های ایران، لیست معیارها با انجام مصاحبه نیمه‌ساختاریافته مورد ارزیابی کارشناسان قرار گرفت.

در گام دوم به جهت بررسی ضرورت وجود معیارها برای چارچوب ارزیابی در ایران به عنوان کشوری در حال توسعه، لیست موجود معیارها که شامل پنج معیار جدید پیشنهادی از سوی کارشناسان است با پرسشنامه‌ای شامل طیف لیکرت^{۲۷} مورد ارزیابی قرار گرفت و نتیجه با شاخص نسبی (RI^{۲۸}) تحلیل شد. در گام سوم، از روش مقایسه زوجی و تکنیک تحلیل سلسه مراتبی (AHP^{۲۹}) برای تعیین وزن و اولویت‌های معیارها استفاده شد و در نهایت با بررسی نتیجه حاصل از مصاحبه با کارشناسان و تکمیل

اثرات منفی زیرساخت‌ها بر محیط طبیعی و به حداقل رساندن آنها می‌پردازد.

هدف از ارزیابی گروه اقلیم و تاب‌آوری در دو دسته تفکیک می‌شود: اول به حداقل رساندن آلاینده‌هایی که ممکن است به تغییر اقلیم یا افزایش خطرات کوتاه‌مدت و بلندمدت منجر شوند و دوم اطمینان حاصل نمودن از اینکه پروژه‌های زیرساختی در برابر خطرات کوتاه‌مدت مقاوم هستند یا می‌توانند با شرایط متغیر در آینده در طولانی‌مدت سازگار شوند.

به منظور ارزیابی پایداری، عملکرد پروژه‌های زیرساختی در هر معیار در پنج سطح موفقیت سنجیده می‌شود که به نسبت میزان تأثیرشان بر پایداری دارای امتیازهای متفاوتی هستند. سطوح موفقیت به واسطه ماهیت معیار تعیین می‌شوند و سطح و کیفیت عملکرد پروژه در رابطه با هر معیار را مشخص می‌کنند. اما همه معیارها دارای هر پنج سطح موفقیت نیستند. این سطوح موفقیت عبارتند از: بهبودیافته^{۲۲}، ارتقایافته^{۲۳}، برتر^{۲۴}، ابقاکننده^{۲۵} و احیاکننده^{۲۶}. منظور از سطوح بهبودیافته، ارتقاء یافته و برتر افزایش در میزان عملکرد پایدار نسبت به وضعیت رایج است. مفهوم سطح ابقاکننده نداشتن هیچگونه آثار منفی بر پایداری است و در نهایت سطح احیاکننده در هر معیاری که آن را دارا باشد به عملکردی اعطا می‌شود که در معیارهای مذکور نه تنها آثار منفی نداشته، بلکه موفق به احیای سیستم‌های اجتماعی، منابع طبیعی و اکوسیستم‌های آسیب دیده شده است.

برای کسب امتیاز در هر یک از سطوح الزاماتی نیز مشخص شده‌اند که بتوان دریافت برای پیشرفت به سطوح بالاتر پایداری چه اقداماتی باید انجام شوند. سرانجام، با ارزیابی عملکرد پروژه در هر گروه، مجموع امتیازی

22- Improved

23- Enhanced

24- Superior

25- Conserving

26- Restorative

27- Likert

28- Relative Index

29- Analytic Hierarchy Process

اول توزیع شد [۱۰ و ۳۶]. شکل ۴ خلاصه‌ای از اطلاعات کلیدی مربوط به پاسخ‌دهندگان شامل تحصیلات، نوع سازمان و تجربه در پروژه‌های زیرساختی را شامل می‌شود. تعداد پاسخ‌دهندگان از سازمان‌های مشاور در طراحی زیرساخت‌ها به میزان ۵۰ درصد بوده و متخصصان از نهادهای دولتی رتبه دوم را در بالاترین تعداد پاسخ‌دهندگان داشته‌اند که ۴۰ درصد از جمعیت را تشکیل می‌دهند. اکثر متخصصان (۲۳ درصد) در بخش عمرانی در مقایسه با سایر بخش‌های زیرساخت تخصص داشته‌اند و ۲۰ درصد آنها از اساتید دانشگاهی با مدرک دکترا مرتبط با توسعه پایدار یا زیرساخت‌ها بوده‌اند. با توجه به سابقه و تجربه حرفه‌ای، تقریباً ۴۳ درصد افراد بیش از ۱۵ سال تجربه در پروژه‌های زیرساختی داشته و پس از آن، گروه متخصصان با پنج تا ۱۰ سال تجربه ۴۰ درصد از کل جمعیت را تشکیل داده‌اند. همچنین قابل ذکر است که اکثر متخصصان از سطح مدیریت ارشد بوده‌اند.

۳-۱- جمع‌آوری داده

به منظور بررسی و انطباق لیست اولیه معیارهای Envision با شرایط و اولویت‌ها در ایران و ضرورت اضافه شدن معیار جدیدی طی مصاحبه‌های نیمه‌ساختاریافته، کارشناسان لیست را مورد ارزیابی قرار دادند. برای انجام مصاحبه‌ها پرسشنامه‌ای متشکل از دو بخش تهیه شد. بخش اول شامل بازبینی لیست معیارهای Envision و بخش دوم شامل پیشنهاد بالاترین امتیاز ممکن برای معیار جدید پیشنهادی که با مقایسه اهمیت معیار جدید و سایر معیارها در گروه مربوطه صورت گرفت. همچنین الزامات لازم برای دستیابی به امتیاز سطوح مختلف موفقیت برای معیار جدید و منابعی که ارزیابی براساس آنها باید انجام شود در این بخش پوشش داده شد.

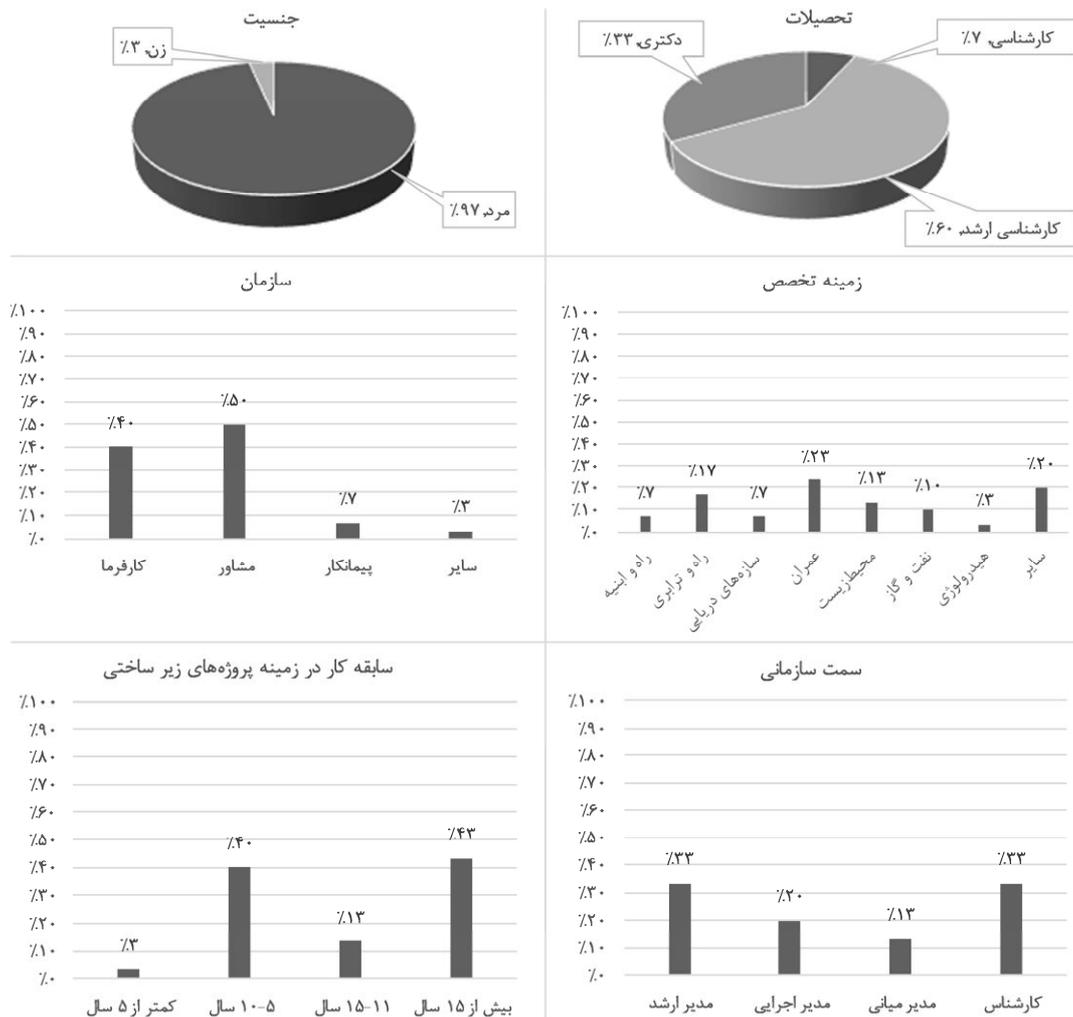
پرسشنامه‌ها در هر گام، چارچوب Envision بومی‌سازی شده شامل معیارهایی با امتیازهای جدید تدوین شد.



شکل ۳- مراحل و شیوه پژوهش

در این پژوهش، کارشناسان براساس تخصص و دانش خود در مورد مسائل پایداری زیرساخت‌ها در هر یک از مراحل چرخه عمر پروژه شامل برنامه‌ریزی، طراحی، ساخت، بهره‌برداری و نگهداری انتخاب شدند. همانطور که در پژوهش صورت گرفته توسط دورکین^{۳۰} اشاره شده است، مطابق روند اشباع نظری و براساس ماهیت پژوهش، انجام پنج تا ۵۰ مصاحبه برای نتیجه‌گیری کافی است. در اولین گام این پژوهش و بررسی لیست اولیه معیارهای Envision، پس از انجام ۳۰ مصاحبه نیمه‌ساختاریافته با افراد متخصص که به شیوه گلوله‌برفی انتخاب شدند، به اشباع نظری دست یافته و در گام‌های دوم و سوم با تمرکز بر دانش، صلاحیت و تجربه کارشناسان به جای تأکید آماری بر اندازه نمونه، پرسشنامه‌های مربوط به طیف لیکرت و مقایسه زوجی، میان همان ۳۰ متخصص در گام

³⁰- Dworkin



شکل ۴- خلاصه اطلاعات جمعیت شناختی کارشناسان

به دلیل دقت بیشتر و اعتبار قابل توجه تر طیف لیکرت نسبت به سایر طیف‌ها، در این پژوهش از طیف ۱-۹ لیکرت استفاده شد که در آن عدد یک به مفهوم کمترین ضرورت وجود، عدد پنج معادل اهمیت متوسط و عدد نه به مفهوم وجود حتمی معیار در چارچوب برای ایران است [۳۷]. به منظور اطمینان از روایی پرسشنامه از نظرات اساتید در دانشگاه تهران استفاده شد و پس از اعمال اصلاحات لازم، اعتبار آن مورد تایید قرار گرفت. جهت بررسی پایایی پرسشنامه در این گام، آلفای کرونباخ^{۳۱} برای آن محاسبه شد. در این پژوهش ضریب آلفا برای ۶۴ گویه که طی ۳۰ پرسشنامه مورد بررسی

۳-۲- بررسی ضرورت وجود معیارهای چارچوب ارزیابی برای ایران

چارچوب Envision در کشور آمریکا توسعه یافته است. اگرچه معیارهای آن مبنا و پایه‌ای برای ایجاد یک سیستم ارزیابی در ایران در نظر گرفته شده‌اند، اما ارزیابی پایداری در کشورهای در حال توسعه باید مطابق با نیاز و الزامات منطقه‌ای و اولویت‌های آنها باشد [۱۳].

بنابراین در گام دوم پژوهش به بررسی لیست اولیه معیارها شامل معیارهای از قبل موجود و معیارهای جدید اضافه شده در گام پیشین از جنبه ضرورت وجود برای ایران پرداخته شد. در این راستا پرسشنامه‌ای براساس طیف لیکرت شکل داده شد تا نظر کارشناسان درباره ضرورت وجود معیارها مکتوب شود.

³¹- Cronbach's alpha

پرسشنامه مطابق جدول ۲، مشخص می‌سازد که تمام گویه‌ها دارای سازگاری درونی خوبی هستند و پایایی پرسشنامه در محدوده قابل قبول قرار دارد.

قرار گرفته‌اند با استفاده از نرم‌افزار SPSS محاسبه شده است. با توجه به اینکه محدوده قابل قبول برای پایایی مبنی بر ضریب آلفا باید بزرگتر از ۰/۷ باشد، نتایج و مقدار ضریب آلفای به‌دست آمده برای بخش‌های مختلف

جدول ۲- نتایج بررسی پایایی بخش‌های مختلف پرسشنامه گام دوم براساس آلفای کرونباخ

بخش	آلفای کرونباخ	آلفای کرونباخ براساس موارد استاندارد شده	تعداد گویه‌ها
کیفیت زندگی	۰/۸۶۵	۰/۸۶۷	۱۳
مدیریت پروژه	۰/۸۶۹	۰/۸۶۹	۱۴
تخصیص منابع	۰/۸۷۰	۰/۸۷۷	۱۳
محیط طبیعی	۰/۸۶۰	۰/۸۶۵	۱۳
اقلیم و تاب‌آوری	۰/۸۵۴	۰/۸۶۰	۱۱

۳-۳- وزن‌دهی و اولویت‌بندی گروه، زیرگروه و معیارها

اگرچه چارچوب‌های ارزیابی ارائه شده در نقاط مختلف دنیا با هدف ساده بودن استفاده توسط کاربران طراحی شده‌اند و اکثر آنها ممکن است قابلیت ارزیابی پروژه‌های مختلف در سراسر جهان را داشته باشند، اما به علت محدودیت‌های ساختاری و اساسی موجود در کشورهای در حال توسعه استفاده از این چارچوب‌ها نیازمند وزن‌دهی مجدد به شاخص‌ها متناسب با شرایط یک کشور خاص خواهد بود. همچنین تعیین وزن برای معیارها از اصلی‌ترین اقدامات در ارزیابی پایداری است. زیرا مجموع امتیازهای معیارها براساس وزن آنها وضعیت نهایی عملکرد پروژه‌ها را از منظر پایداری معین می‌کند [۱۱]. از این‌رو، در گام سوم پژوهش به وزن‌دهی معیارها، زیرگروه‌ها و گروه‌ها پرداخته شد و روش مقایسه زوجی با تکنیک AHP مورد استفاده قرار گرفت. همانطور که در پژوهش صورت گرفته توسط حسینی و همکاران نحوه انجام محاسبات با استفاده از تکنیک AHP به تفصیل شرح داده است، مقایسه زوجی در AHP عبارت است از مقایسه بین شاخص‌ها در سطح بالاتر و تعیین اینکه که کدامیک از دو شاخص به چه میزان مهم‌تر است [۴۴]. اولویت در مقیاس ۱-۹ بیان می‌شود که در آن عدد یک

برای دسته‌بندی نتایج طیف لیکرت در رابطه با این که کدام معیارها برای ایران ضرورت وجود کمتری داشته و باید حذف شوند و کدامیک باید در چارچوب موجود باشند، از تجزیه و تحلیل شاخص RI استفاده شده است تا معیارها براساس اهمیت نسبی درجه بندی شوند [۳۸]. برای محاسبه شاخص نسبی از رابطه (۱) استفاده می‌شود که در آن RI همان شاخص نسبی، W امتیازهای کارشناسان، A حداکثر امتیاز ممکن و N تعداد شرکت‌کنندگان در نظرسنجی که در اینجا ۳۰ شرکت‌کننده است [۳۸-۴۲]:

$$RI = \sum \frac{W}{A} \times N \quad (1)$$

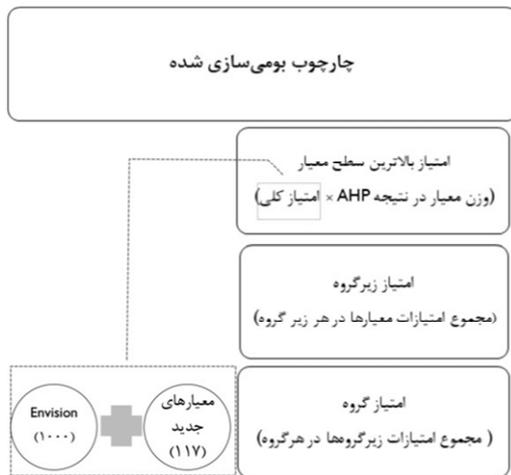
در پژوهش‌های صورت گرفته توسط آکادیری و چن^{۳۲} که به انتخاب مهم‌ترین معیارها پرداخته شده است، مقادیر RI برای طیف لیکرت ۱-۵، در پنج سطح اهمیت دسته‌بندی شده‌اند [۳۸ و ۴۳]. در این پژوهش که از طیف لیکرت ۱-۹ استفاده شده است، سه سطح اصلی برای ضرورت وجود معیارها شامل کم (RI در بازه صفر تا ۰/۳)، متوسط (RI در بازه ۰/۳ تا ۰/۷) و زیاد (RI در بازه ۰/۷ تا ۱) در نظر گرفته شد.

³²- Akadiri and Chen

سطح موفقیت برای هر معیار در Envision و P_{CE} نماینده امتیاز بالاترین سطح موفقیت برای هر معیار در چارچوب بومی سازی شده است که از طریق وزن های AHP به دست آمده است. معادله زیر نحوه محاسبه امتیاز برای سطوح پایین تر امتیازات در هر معیار را بیان می کند:

$$a = \frac{P_{CE}}{P_{CP}} \quad (2)$$

در واقع، نسبت خطی از مقایسه بین امتیازهای بالاترین سطح موفقیت برای هر معیار در Envision و چارچوب بومی سازی شده حاصل می شود. بنابراین، برای امتیاز سطوح پایین تر، امتیازهای موجود در Envision باید در شاخص a ضرب شوند.



شکل ۵- نحوه محاسبه امتیاز هر سطح در چارچوب جدید

۴- یافته های پژوهش

در این بخش به یافته های پژوهش براساس دیدگاه کارشناسان اشاره شده است. در بخش ۴-۱- به ارائه نتیجه بررسی ساختار و نیاز به افزودن معیارهای جدید به چارچوب ارزیابی Envision مطابق اولویت ها در کشور ایران پرداخته شده است. متعاقباً بخش ۴-۲- نتیجه مربوط به ضرورت وجود معیارها را ارائه می دهد و بخش ۴-۳- به اهمیت و وزن معیارها اشاره دارد و هدف اصلی پژوهش را در خصوص ارائه امتیازهای نهایی معیارها در چارچوب بومی سازی شده پوشش می دهد.

نشان دهنده ترجیح برابر بین دو شاخص است، در حالی که عدد λ نشان می دهد که یک شاخص λ برابر نسبت به دیگری ارجح است. پس از تشکیل ماتریس های مربوط به نتیجه مقایسه های زوجی در هر سطح (گروه، زیرگروه، معیار) براساس نظرات کارشناسان به عنوان داده های ورودی، برای هماهنگ سازی نظرات و تعیین وزن نهایی هر سطح، ابتدا میانگین هندسی محاسبه شد. سپس برای محاسبه وزن های نهایی، ماتریس ها نرمال شدند. سرانجام، برای بررسی سازگاری مقایسه ها، شاخص نسبت سازگاری (CR^{33}) مورد ارزیابی قرار گرفت که با در نظر گرفتن حداکثر مقدار مجاز ۱۰ درصد، نتیجه ارزیابی نسبت سازگاری در محدوده صفر تا دو درصد قابل قبول بود.

۳-۴- محاسبه امتیازهای نهایی

از آنجا که هدف این پژوهش بومی سازی است و نه توسعه یک چارچوب جدید، امتیازهای معیارهای Envision به عنوان چارچوب مبنا نقش اساسی در محاسبه امتیازهای نهایی برای چارچوب بومی سازی شده دارد. برای محاسبه امتیازهای هر معیار، وزن های به دست آمده در نتیجه مقایسه های زوجی در یک امتیاز کلی ضرب می شوند. این امتیاز کلی در برگیرنده مجموع امتیازها در Envision (۱۰۰۰) و امتیازهای معیارهای جدید (۱۱۷) است که توسط متخصصان در نتیجه گام اول پژوهش اضافه شده اند. همانطور که در شکل ۵ نشان داده شده است، ابتدا امتیاز بالاترین سطح موفقیت که احیاکننده است برای هر معیار محاسبه شد و برای معیارهایی که بالاترین سطح موفقیت آنها ابقاکننده یا برتر است، امتیازهای این سطوح در محاسبه در نظر گرفته شد. علاوه بر این، برای تعیین امتیازها برای سایر سطوح موفقیت در هر معیار مطابق رابطه (۲) از یک نسبت خطی (a) استفاده شد که در آن P_{CE} نماینده امتیاز بالاترین

33- Consistency Ratio

۴-۱- معیارهای جدید

مصاحبه‌ها به لیست اضافه شده‌اند. طبق دسته‌بندی شاخص RI در این پژوهش (بخش ۳-۲) و نتیجه محاسبه شاخص مشخص شد که طبق نظر کارشناسان تمامی معیارها علی‌رغم اهمیت‌های نسبی متفاوت باید در چارچوب بومی‌سازی شده برای ایران حتماً وجود داشته باشند. به طور کلی همانطور که توزیع RI همه معیارها در شکل ۶ نشان داده شده است، بیشتر آنها در بازه ۰/۷ تا ۰/۸۵ هستند. به صورت جزئی‌تر، ۹۷ درصد معیارها ضرورت وجود با مقادیر RI در بازه ۰/۶ تا ۰/۹ دارند که بیانگر اتفاق نظر بر ضرورت وجود اکثر معیارها در چارچوب ارزیابی با اهمیت متوسط به بالا است. در میان معیارها، پنج درصد دارای ضرورت وجود متوسط در بازه ۰/۶ تا ۰/۷ هستند، ۵۹ درصد دارای ضرورت وجود زیاد در بازه ۰/۷ تا ۰/۸ و ۳۳ درصد در بازه ۰/۸ تا ۰/۹ و ۳ درصد شامل دو معیار کاهش مصرف آب در دوران بهره‌برداری و حفظ منابع آب دارای بیشترین ضرورت وجود با RI بیشتر از ۰/۹ برای قرار گرفتن در چارچوب ارزیابی ایران هستند. کمترین ضرورت وجود (متوسط) برای معیار کاهش آلودگی نوری با مقدار RI برابر ۰/۶۱ بوده است و معیاری که بیشترین ضرورت وجود برای ایران را دارد کاهش مصرف آب در دوران بهره‌برداری با مقدار RI برابر ۰/۹۲ است.

۴-۳- وزن و امتیازهای سطوح

در این بخش از پژوهش به تحلیل وزن‌های به‌دست آمده و امتیاز سطوح مختلف به تفکیک گروه‌ها پرداخته می‌شود. امتیازهای نهایی معیارها که پایین‌ترین سطح از چارچوب ارزیابی را تشکیل می‌دهند، براساس وزن‌های به‌دست آمده در نتیجه گام سوم پژوهش و مجموع امتیازها در کل چارچوب (۱۱۱۷) محاسبه شده است. در واقع، امتیازها از الگوی وزن‌های به‌دست آمده تبعیت می‌کنند.

سایر پژوهش‌ها که به توسعه سیستم‌های ارزیابی کاملاً جدید پرداخته‌اند در اولین گام به دنبال یافتن شاخص و معیارها و انتخاب مناسب‌ترین آن‌ها بوده‌اند، اما در این پژوهش معیارها از قبل موجود بوده است. چارچوب Envision شامل ۶۴ معیار است که در هر گروه یک معیار برای نوآوری تخصیص داده شده است. بنابراین بدون احتساب معیارهای نوآوری، چارچوب شامل ۵۹ معیار منحصر به فرد است. برای این که لیست معیارها با شرایط ایران سازگار و مطابق شود، از نظر کارشناسان مورد بررسی قرار گرفته تا در صورت لزوم معیار جدید دیگری به آنها اضافه یا تغییراتی در ساختار چارچوب ایجاد شود. طی مصاحبه با کارشناسان که به صورت نیمه‌ساختاریافته و حضوری انجام شد، از کارشناسان درخواست شد در صورت نیاز به افزودن معیار جدید در ابتدا بدون در نظر گرفتن مسئله بومی‌سازی، در مقایسه با سایر معیارهای موجود و امتیازهای آنها، امتیازی برای معیار جدید پیشنهاد دهند و الزامات، استانداردهای مرتبط و فعالیت‌های لازم برای دستیابی به امتیاز پیشنهادی را مشخص و به آنها وزن‌دهی کنند تا بتوان برای معیار جدید همچون سایر معیارهای Envision سطوح موفقیت تعیین کرد. در نتیجه انجام ۳۰ جلسه مصاحبه به شیوه اشباع نظری، ۵۴ معیار پیشنهاد شدند. بنابراین تحلیل‌ها و مقایسه با معیارهای موجود در Envision، از میان ۵۴ معیار پیشنهادی تنها پنج معیار در دو گروه مدیریت پروژه و اقلیم و تاب‌آوری پذیرفته شدند که یا کاملاً جدید هستند یا در مضمون سایر معیارها به برخی از آنها اشاره کوچکی شده اما لازم است که به طور مجزا به چارچوب جدید اضافه شوند (جدول).

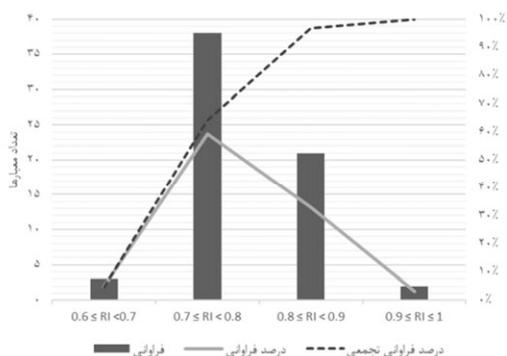
۴-۲- ضرورت وجود معیارها

از میان ۶۴ معیار موجود در لیست جدید، ۵۹ معیار مربوط به چارچوب Envision بوده و پنج معیار طی

جدول ۳- معیارهای جدید پیشنهادی برای چارچوب بومی

ردیف	گروه	زیرگروه	معیار	هدف	امتیاز بالاترین سطح	امتیاز سطوح			
						بهبود یافته	ارتقایافته	بزرگ	لحاظ کننده
۱	مدیریت پروژه	اقتصاد	میزان توجه به عدالت فضایی در اجرای پروژه	برقراری عدالت در قرارگیری، اجرا و توزیع منافع پروژه در فضاهایی در سطح محله، شهر و منطقه که عاری از پروژه با هدف منظور برای آن هستند.	۲۰	۲	۴	۱۱	۲۰
۲	مدیریت پروژه	اقتصاد	ارزیابی میزان توجه به فاکتورهای آمایش سرزمین	توزیع متوازن و هماهنگ جغرافیای کلیه فعالیت‌های اقتصادی و اجتماعی در پهنه سرزمین نسبت به قابلیت‌ها و منابع طبیعی و انسانی. تنظیم رابطه بین انسان، فضا و فعالیت‌های انسان در فضا به منظور بهره‌برداری منطقی از جمع امکانات در جهت بهبود وضعیت مادی و معنوی اجتماع.	۲۸	۲	۱۰	۱۸	۲۸
۳	مدیریت پروژه	اقتصاد	ارزیابی ظرفیت بهره‌برداری از فاکتورهای محیطی	بهره‌مندی صحیح و مستمر از ظرفیت‌های فعلی محیط زیست به نحوی که ضمن حفظ محیط و تعادل آن زمینه بهبود و پتانسیل رشد اقتصادی را فراهم کند.	۲۸	۴	۱۰	۱۹	۲۸
۴	اقلیم و تاب‌آوری	آلاینده‌ها	کاهش اثر جزیره گرمایی	کاهش انتشار حرارت و تشدید جزایر گرمایی در شهرها و مناطق که منجر به کاهش آلودگی هوا و انتشار گازهای گلخانه‌ای خواهد شد.	۲۰	۴	۱۱	۲۰	
۵	اقلیم و تاب‌آوری	تاب‌آوری	ارتقای امنیت عمومی (پدافند غیر عامل)	ایمن‌سازی و کاهش آسیب‌پذیری زیرساخت‌های مورد نیاز جامعه که باید با یک برنامه‌ریزی در توسعه پایدار کشور نهادینه شود و برای اصلاح زیرساخت‌های فعلی راهکارهایی با مهندسی مجدد اجرا شوند.	۲۱	۶	۱۲	۲۱	

آن در Envision با اختلاف اندکی تقریباً ثابت باقی مانده است.



شکل ۶- توزیع فراوانی شاخص RI برای معیارها در چارچوب جدید

تحلیل نتیجه مقایسه‌های زوجی و وزن‌های به دست آمده برای سطوح چارچوب بومی‌سازی شده براساس شرایط و چالش‌های موجود در پروژه‌های زیرساختی ایران مطابق شکل ۷ نشان می‌دهد که اهمیت گروه کیفیت‌زندگی با وزن جدید ۲۹/۱۹ درصد، ۱/۴۵ برابر بیشتر از اهمیت آن در Envision است. گروه‌های مدیریت پروژه، تخصیص منابع و اقلیم و تاب‌آوری به ترتیب با وزن‌های ۱۵/۴۱، ۱۷/۴۸ و ۱۵/۰۲، ۰/۸ تا ۰/۹ کاهش قابل توجه اهمیت داشته‌اند و اهمیت گروه محیط‌طبیعی با وزن ۲۲/۸۹ درصد در مقایسه با اهمیت

به سایر زیرگروه‌ها دارد. طی سال‌های اخیر، پایداری در موضوع ترابری در خصوص زیرساخت‌ها در ایران، روندی نزولی داشته است و عدد پایداری از مقادیر مطلوب در سه دهه ۱۳۴۰، ۱۳۵۰ و ۱۳۶۰ شمسی به مقادیر نامطلوب در دو دهه ۱۳۷۰ و ۱۳۸۰ شمسی کاهش یافته است [۴۵]. بنابراین، افزایش اهمیت و امتیازهای زیرگروه پویایی اشاره به ضرورت توجه بیشتر به مفاهیم مرتبط به دسترسی‌ها و سهولت راه‌یابی به پروژه و زیرساخت‌ها را برای جوامع متأثر در ایران در بردارد. از سوی دیگر، از نظر کارشناسان، معیار ارتقای سلامت و ایمنی عمومی، مهم‌ترین معیار در گروه کیفیت‌زندگی برای ارزیابی پایداری بوده است که رتبه دوم را نیز در چارچوب کلی دارد. زیرساخت‌ها سیستم‌های پیچیده و عظیمی هستند که دارای محدوده وسیع و بازه زمانی طولانی برای خدمات‌دهی هستند. از این جهت اثر آن‌ها بر جوامع مشهود است و همین امر موجب اهمیت زیاد معیار مذکور در گروه کیفیت‌زندگی و چارچوب بومی‌سازی شده است. در واقع، زیرساخت‌هایی که سلامت و ایمنی عمومی را نه تنها در جوامع متأثر بلکه در ابعاد بزرگتری بتوانند ارتقا دهند دارای مقبولیت بیشتری از جانب ذی‌نفعان کلیدی خواهند بود و موجب تغییر نگرش عموم جامعه نسبت به ارزش‌های پروژه زیرساختی می‌شوند. تأثیر این امر در کاهش میزان تضاد و تناقضاتی خواهد بود که عموماً موجب بروز تأخیر در فعالیت‌ها می‌شود.

معیار تشویق به استفاده از حمل و نقل عمومی (پایدار) در گروه کیفیت‌زندگی رتبه دوم و در چارچوب کلی رتبه چهارم را دارد. عدم کفایت سرمایه‌گذاری در زیرساخت‌های ترابری و عدم نوسازی ناوگان ترابری زمینی و هوایی در دهه‌های اخیر در ایران، در کنار کیفیت و ایمنی پایین وسایل ترابری شهری، جاده‌ای و هوایی که به آلاینده‌گی و افزایش سوانح و حوادث جاده‌ای و هوایی در این بخش منجر شده است، بیانگر ارتباط علت و معلولی میان کاهش رتبه پایداری در حوزه ترابری ایران [۴۵] و



شکل ۷- اهمیت گروه‌ها در چارچوب بومی‌سازی شده و

Envision

در نتیجه وزن‌های به‌دست آمده مشخص است معیارهای گروه کیفیت‌زندگی که بیشتر مربوط به اثرهای اجتماعی توسعه پروژه‌های زیرساختی بر جوامع متأثر هستند برای ایران به عنوان کشوری در حال توسعه از اهمیت فوق‌العاده‌ای برخوردار هستند. این امر تأکیدی بر لزوم افزایش توجه به اثرهای اجتماعی زیرساخت‌ها در ایران است. علاوه بر این، پس از گروه محیط‌طبیعی که رتبه دوم اهمیت را در چارچوب دارد، معیارهای گروه تخصیص منابع بیشترین اهمیت و نقش را در توسعه پایدار زیرساخت‌ها در ایران خواهند داشت. به طور خلاصه، گروه‌های اصلی براساس اولویت و اهمیت در چارچوب بومی‌سازی شده به ترتیب از بیشترین به کم‌ترین عبارتند از: کیفیت‌زندگی، محیط‌طبیعی، تخصیص منابع، اقلیم و تاب‌آوری و مدیریت پروژه. جدول نتیجه وزن و امتیازهای به دست آمده برای گروه، زیرگروه و معیارها را نشان می‌دهد.

۴-۳-۱- گروه کیفیت‌زندگی

مقایسه وزن‌های گروه کیفیت‌زندگی در چارچوب بومی‌سازی شده و Envision مطابق جدول ۴ نشان می‌دهد که هرچند دو زیرگروه رفاه و جامعه با اختلاف‌های اندکی اهمیت داشته‌اند، اما اهمیت زیرگروه پویایی به میزان ۱/۳۱ برابر افزایش داشته است و زیرگروه رفاه در هر دو چارچوب بیشترین وزن‌ها را نسبت

افزایش نسبتاً زیاد اهمیت این معیار در گروه کیفیت زندگی است.

جدول ۴- ساختار چارچوب نهایی بومی سازی شده

گروه	زیرگروه	معیار	وزن معیار در زیرگروه		وزن معیار در چارچوب		رتبه در گروه	امتیاز سطوح				
			وزن	رتبه	چارچوب	معیار		بهبود یافته	ارتقایافته	بزرگ	ایفا کننده	احیا کننده
کیفیت زندگی	رفاه	ارتقای سلامت و ایمنی عمومی	۳۱/۷۲	۲۱/۷۴	۲/۰۰	۴/۱۰	۱	۵	۱۶	۲۷	۳۷	۴۶
		بهبود و ارتقای کیفیت زندگی در جوامع متأثر از پروژه	۲۶/۸۳	۲۸/۲۶	۲/۶۰	۳/۴۷	۳	۳	۷	۱۵	۳۰	۳۹
		بهبود ایمنی ساخت و اجرا	۱۷/۵۶	۱۵/۲۲	۱/۴۰	۲/۲۷	۷	۴	۹	۱۸	۲۵	-
		کاهش اثرات منفی ساخت و اجرا بر افراد و محیط	۱۱/۱۳	۸/۷۰	۰/۸۰	۱/۴۴	۱۰	۱	۴	۸	۱۶	-
		کاهش صوت و ارتعاشات	۷/۸۹	۱۳/۰۴	۱/۲۰	۱/۰۲	۱۱	۱	۳	۶	۹	۱۱
		کاهش آلودگی نوری	۴/۸۷	۱۳/۰۴	۱/۲۰	۰/۶۳	۱۳	۱	۲	۴	۶	۷
				۹/۲۰	۱۰۰/۰۰	۱۲/۹۳	-	-	-	-	-	-
	پویایی	تشویق به استفاده از حمل و نقل عمومی (پایدار)	۴۲/۶۴	۳۶/۳۶	۱/۶۰	۳/۶۵	۲	-	۱۳	۲۰	۳۱	۴۱
		ارتقای تحرک در جامعه و بهبود امکانات دسترسی به پروژه	۳۱/۰۷	۳۱/۸۲	۱/۴۰	۲/۶۶	۵	۲	۶	۱۵	۲۳	۳۰
		بهبود شرایط راهها و امکان راهیابی به پروژه	۲۶/۲۹	۳۱/۸۲	۱/۴۰	۲/۲۵	۸	۲	۹	۱۶	۲۵	-
			۴/۴۰	۱۰۰/۰۰	۸/۵۶	-	-	-	-	-	-	
اجتماع	حفظ میراث فرهنگی و تاریخی	۳۶/۲۹	۲۸/۱۳	۱/۸۰	۲/۷۹	۴	-	۳	۱۲	۲۱	۳۱	
	ارتقای برابری و عدالت اجتماعی	۳۳/۳۵	۲۸/۱۳	۱/۸۰	۲/۵۷	۶	۵	۱۰	۱۶	۲۲	۲۹	
	حفظ مناظر و هویت محلی	۱۸/۹۴	۲۱/۸۸	۱/۴۰	۱/۴۶	۹	۱	۳	۸	۱۳	۱۶	
	ارتقاء و بهبود بخشیدن امکانات تفریحی و فضاهای عمومی	۱۱/۴۲	۲۱/۸۸	۱/۴۰	۰/۸۸	۱۲	۱	۲	۵	۸	۱۰	
			۶/۴۰	۱۰۰/۰۰	۷/۷۰	-	-	-	-	-	-	
اکولوژی	حفظ و بهبود ویژگی های زیستگاه های آبی سطحی و تالابها	۳۳/۹۱	۲۷/۷۸	۲/۰۰	۳/۲۰	۱	۵	۱۳	۲۱	۳۲	۳۶	
	حفظ و بهبود ویژگی های زیستگاه های خشکی	۲۰/۶۲	۲۵/۰۰	۱/۸۰	۱/۹۵	۴	۲	۶	۱۱	۱۸	۲۲	
	حفظ عملکرد دشت های سیلابی	۱۷/۸۵	۱۹/۴۴	۱/۴۰	۱/۶۹	۸	۱	۴	۹	۱۵	۱۹	
	حفظ ترکیبات و سلامت خاک	۱۴/۸۱	۱۱/۱۱	۰/۸۰	۱/۴۰	۱۰	۱	۶	۸	۱۲	۱۶	
	کنترل گونه های مهاجم	۱۲/۸۱	۱۶/۶۷	۱/۲۰	۱/۲۱	۱۱	۱	۲	۷	۱۰	۱۴	
			۷/۲۰	۱۰۰/۰۰	۹/۴۵	-	-	-	-	-	-	
حفاظت طبیعی	حفظ کیفیت آب های سطحی و زیرزمینی	۳۹/۸۳	۲۵/۶۴	۲/۰۰	۲/۹۱	۲	۳	۸	۱۵	۲۳	۳۳	
	مدیریت سیلابها	۲۶/۰۹	۳۰/۷۷	۲/۴۰	۱/۹۱	۵	۲	۴	۸	۱۵	۲۱	
	حمایت از احیای اراضی متروکه	۲۴/۴۲	۲۸/۲۱	۲/۲۰	۱/۷۹	۶	۱	۱۰	۱۲	۱۷	۲۰	
	مدیریت اثرات کود و آفت کش ها	۹/۶۶	۱۵/۳۸	۱/۲۰	۰/۷۱	۱۲	۱	۱	۳	۶	۸	
			۷/۸۰	۱۰۰/۰۰	۷/۳۲	-	-	-	-	-	-	
استقرار	حفظ سایت های حساس از نظر اکولوژیک	۳۸/۱۹	۲۶/۸۳	۲/۲۰	۲/۳۴	۳	۲	۷	۱۴	۱۹	۲۶	
	رعایت حریم اطراف تالابها و آب های سطحی	۲۸/۳۴	۲۴/۳۹	۲/۰۰	۱/۷۴	۷	۲	۵	۱۰	۱۶	۱۹	
	حفظ زمین های زراعی دارای ارزش	۲۳/۸۳	۱۹/۵۱	۱/۶۰	۱/۴۶	۹	-	۲	۸	۱۲	۱۶	
	حفظ زمین های توسعه نیافته (بکر)	۹/۶۴	۲۹/۲۷	۲/۴۰	۰/۵۹	۱۳	۱	۲	۳	۵	۷	
			۸/۲۰	۱۰۰/۰۰	۶/۱۳	-	-	-	-	-	-	

جدول ۴- ادامه

گروه	زیر گروه	معیار	وزن معیار در زیر گروه		وزن معیار در چارچوب		رتبه در گروه	امتیاز سطوح				
			بسیار کم	کم	بسیار کم	کم		متوسط	زیاد	بسیار زیاد	ارتقایافته	بسیار
تخصیص منابع	آب	حفظ منابع آب (کمی و کیفی)	۲۲/۲۲	۳۹/۵۹	۱/۲۰	۴/۱۶	۱	۱۲	۱۹	۲۷	۳۵	۴۶
		کاهش مصرف آب در دوران ساخت	۱۴/۸۱	۳۵/۰۱	۰/۸۰	۳/۶۸	۲	۵	۱۵	۲۶	۴۱	-
		پایش و نظارت بر سیستم‌های مصرف کننده آب	۲۲/۲۲	۱۲/۷۳	۱/۲۰	۱/۳۴	۵	۱	۴	۷	۱۵	-
		کاهش مصرف آب در دوران بهره‌برداری	۴۰/۷۴	۱۲/۶۷	۲/۲۰	۱/۳۳	۶	۳	۶	۹	۱۱	۱۵
	انرژی	کاهش مصرف انرژی در دوران بهره‌برداری	۳۴/۲۱	۱۲/۷۰	۲/۶۰	۰/۶۲	۸	۲	۳	۵	۷	-
		استفاده از انرژی تجدیدپذیر	۳۱/۵۸	۳۱/۰۰	۲/۴۰	۱/۵۰	۴	۳	۷	۱۰	۱۴	۱۷
		پایش و نظارت بر سیستم‌های مصرف کننده انرژی	۱۸/۴۲	۱۹/۱۱	۱/۴۰	۰/۹۳	۷	۲	۴	۹	۱۰	-
		کاهش مصرف انرژی در دوران ساخت	۱۵/۷۹	۳۷/۱۹	۱/۲۰	۱/۸۰	۳	۲	۷	۱۳	۲۰	-
	مصالح و پسماند	مدیریت پسماند در دوران بهره‌برداری	۲۱/۲۱	۲۵/۷۴	۱/۶۰	۰/۵۵	۹	۲	۳	۴	۶	-
		حمایت از تأمین منابع (تدارکات) پایدار	۱۸/۱۸	۲۳/۲۷	۱/۲۰	۰/۵۰	۱۰	۱	۳	۴	۶	-
		استفاده از مصالح بازیافت شده	۲۴/۲۴	۲۱/۱۰	۱/۶۰	۰/۴۵	۱۱	۱	۲	۳	۵	-
		مدیریت پسماند در دوران ساخت	۲۴/۲۴	۱۷/۸۳	۱/۴۰	۰/۳۸	۱۲	۱	۲	۳	۴	-
آلاینده‌ها	کاهش آلاینده‌های هوا	۲۸/۱۳	۳۹/۱۴	۱/۸۰	۳/۵۶	۱	۴	۹	۲۰	۳۱	۴۰	
	کاهش گازهای گلخانه‌ای	۴۰/۶۳	۳۱/۴۴	۲/۶۰	۲/۸۶	۲	۱۰	۱۷	۲۳	۲۸	۳۳	
	کاهش کربن خالص نهفته	۳۱/۲۵	۲۲/۰۱	۲/۰۰	۲/۰۰	۳	۳	۶	۱۱	۱۷	-	
	کاهش اثر جزیره گرمایی	-	۷/۴۱	-	۰/۶۷	۱۱	۲	۴	۸	-	-	
تاب آوری	تعیین اهداف و استراتژی‌های تاب آوری	۱۵/۸۷	۱۶/۵۱	۲/۰۰	۱/۰۴	۴	-	۵	۸	۱۲	-	
	ارزیابی ریسک‌ها و تاب آوری	۲۳/۶۳	۱۶/۰۹	۲/۶۰	۱/۰۲	۵	۵	۸	۱۰	۱۱	-	
	حداکثر ساختن تاب آوری و دوام	۲۳/۶۳	۱۴/۲۶	۲/۶۰	۰/۹۰	۶	۶	۴	۶	۸	-	
	توجه به پدافند غیر عامل	-	۱۴/۲۲	-	۰/۹۰	۷	۳	۶	۱۰	-	-	
	پیشگیری از توسعه نامناسب بر سایت‌های آسیب پذیر	۱۲/۷۰	۱۳/۲۶	۱/۶۰	۰/۸۴	۸	۲	۴	۵	۷	۹	
	ارزیابی آسیب پذیری پروژه در برابر تغییر اقلیم	۱۵/۸۷	۱۳/۰۴	۲/۰۰	۰/۸۲	۹	۴	۶	۸	۹	-	
	حفظ و ارتقای یکپارچگی زیرساخت‌ها	۱۴/۲۹	۱۲/۶۲	۱/۸۰	۰/۸۰	۱۰	۱	۲	۴	۶	۹	
	حفاظت از میراث فرهنگی	۱۰۰/۰۰	۱۰۰/۰۰	۱۲/۶۰	۶/۳۲	-	-	-	-	-	-	
مدیریت پروژه	حمایت از رشد و توسعه اقتصادی	۴۰/۰۰	۳۲/۱۱	۲/۰۰	۲/۰۹	۲	۲	۳	۷	۱۴	۲۳	
	توجه به فاکتورهای آمایش سرزمین	-	۲۵/۴۶	-	۱/۶۵	۴	۱	۷	۱۲	۱۸	-	
	ارزیابی ظرفیت بهره‌برداری از فاکتورهای محیطی	-	۱۸/۵۴	-	۱/۲۱	۶	۲	۵	۹	۱۳	-	
	ارزیابی اقتصادی چرخه عمر	۲۸/۰۰	۹/۴۶	۱/۴۰	۰/۶۱	۹	۲	۳	۵	۶	۷	
	ارزیابی حس تعلق به مکان و عدالت فضایی در انتخاب و اجرای پروژه	-	۸/۶۷	-	۰/۵۶	۱۱	۱	۱	۳	۶	-	
	توسعه قابلیت‌ها و مهارت‌های بومی	۳۲/۰۰	۵/۷۶	۱/۶۰	۰/۳۷	۱۴	۱	۱	۲	۳	۴	
حفاظت از میراث طبیعی	۱۰۰/۰۰	۱۰۰/۰۰	۵/۰۰	۶/۴۹	-	-	-	-	-	-		

جدول ۴- ادامه

گروه	زیرگروه	معیار	وزن معیار در زیرگروه		وزن معیار در چارچوب		رتبه در گروه	امتیاز سطوح					
			حداکثر	حداقل	حداکثر	حداقل		بهبود یافته	ارتقایافته	برتر	ایفاکننده	احیاکننده	
زیرساخت‌های زیرساختی	برنامه‌ریزی	برنامه‌ریزی برای داشتن جوامع پایدار	۲۶/۶۷	۴۴/۱۵	۱/۶۰	۲/۴۵	۱	۷	۱۰	۱۵	۲۱	۲۷	
		در نظر گرفتن برنامه‌های برای نظارت و پایش بلندمدت دوران بهره‌برداری	۲۰/۰۰	۳۰/۷۶	۱/۲۰	۱/۷۱	۳	۳	۸	۱۳	۱۹	-	
		استفاده از اصول برنامه مدیریت پایداری (ISO۱۴۰۰۴)	۳۰/۰۰	۱۷/۴۴	۱/۸۰	۰/۹۷	۷	۲	۴	۷	۱۱	-	
		برنامه‌ریزی برای پایان عمر پروژه	۲۳/۳۳	۷/۶۵	۱/۴۰	۰/۴۳	۱۲	۱	۲	۳	۵	-	
	همکاری	فراهم کردن فرصت برای مشارکت ذی‌نفعان		۱۰۰/۰۰	۱۰۰/۰۰	۶/۰۰	۵/۵۶	-	-	-	-	-	-
			فراهم کردن فرصت برای مشارکت ذی‌نفعان	۲۵/۰۰	۴۳/۶۳	۱/۸۰	۱/۲۹	۵	۲	۵	۷	۱۱	۱۴
			فراهم کردن مدیریت متعهد و مؤثر	۲۵/۰۰	۲۲/۲۱	۱/۸۰	۰/۶۶	۸	۱	۲	۵	۷	-
			بهره‌مندی از فرصت‌ها و تولیدات جانبی پروژه	۲۵/۰۰	۲۰/۳۵	۱/۸۰	۰/۶۰	۱۰	۱	۲	۴	۵	۷
			پیشبرد همکاری و کار تیمی	۲۵/۰۰	۱۳/۸۱	۱/۸۰	۰/۴۱	۱۳	۱	۱	۳	۵	-
				۱۰۰/۰۰	۱۰۰/۰۰	۷/۲۰	۲/۹۶	-	-	-	-	-	-

۴-۳-۲- گروه محیط‌طبیعی

نحوه فرارگیری یک پروژه زیرساختی در میان سیستم‌های طبیعی، عناصر جدیدی که ممکن است به یک سیستم طبیعی معرفی کند و اثرهای ناخواسته‌ای که بر خدمات اکوسیستم خواهد داشت، اصلی‌ترین زمینه‌هایی هستند که در گروه محیط‌طبیعی مورد توجه قرار می‌گیرد. بررسی نتیجه مقایسه‌های زوجی مطابق جدول ۴ نشان می‌دهد که اهمیت این گروه در چارچوب بومی‌سازی شده با اهمیت آن در Envision تفاوت چندانی نداشته است. دلیل این امر می‌تواند شناخته‌تر شدن این بعد از پایداری در اکثر جوامع حتی کشورهای در حال توسعه باشد. در واقع، برای این گروه که متوجه بعد محیط‌زیستی است نسبت به بعد اجتماعی و اقتصادی در ایران برنامه‌ها و دستورالعمل‌های ارزیابی بیشتری وجود دارد. اما تغییر اهمیت و امتیازهای هر یک از زیرگروه‌ها نشان از اهمیت بومی‌سازی دارد. در Envision زیرگروه‌ها نشان از اهمیت و مجموع امتیاز را در گروه محیط‌طبیعی داشته است، اما در چارچوب

بومی‌سازی شده این زیرگروه دارای کمترین اولویت نسبت به دو زیرگروه دیگر است. از نظر کارشناسان، زیرگروه زیست‌بوم که به کاهش اثرها بر سیستم‌های طبیعی مثل زیستگاه‌ها و چرخه‌های هیدرولوژیکی و غذایی می‌پردازد نیازمند توجه بیشتری است. موضوع پایداری زیست‌بوم (اکوسیستم و منابع طبیعی) نه تنها هرگز وضعیت مطلوبی در نیم قرن گذشته در ایران نداشته است، بلکه وضعیت پایداری آن در حال کاهش و بدتر شدن بوده است. این عامل همواره یکی از دلایل عمده کاهش شاخص پایداری کل در ایران بوده و در صورت حفظ روندهای موجود، تخریب زیست‌بوم در ایران موجب بدتر شدن وضعیت پایداری کل خواهد شد [۴۵]. بنابراین، با افزایش اهمیت و وزن این زیرگروه در چارچوب بومی‌سازی شده، از طریق طراحی دقیق و برآورده ساختن الزامات موجود در این زیرگروه، پروژه‌های زیرساختی می‌توانند به امتیاز خوبی از پایداری دست یابند و موجب حفظ، بهبود و کاهش اثرهای منفی بر زیست‌بوم‌ها شامل

پوشش‌های گیاهی، تالاب‌ها، دشت‌های سیلابی و خاک نیز شوند.

سه معیار اول از نظر اهمیت در این گروه به ترتیب عبارتند از: حفظ و بهبود ویژگی‌های زیستگاه‌های آبی سطحی و تالاب‌ها و حفظ کیفیت آب‌های سطحی و زیرزمینی و حفظ سایت‌های حساس از نظر اکولوژیک که به ترتیب دارای وزن‌های ۳/۲، ۲/۹۱ و ۲/۳۴ و رتبه‌های هفتم، هشتم و چهاردهم در چارچوب کلی هستند. افزایش اهمیت این معیارها اشاره به پیشینه‌ای در ایجاد زیرساخت‌هایی در ایران دارد که موجب آسیب به اکولوژی شده‌اند. دریای خزر نمونه‌ای از زیستگاه‌های مهم جانوری و دارای ارزش بالای اکولوژیکی است که به دلیل آلودگی حاصل از استخراج نفت از میدان‌های نفتی در دریا، پسماندهای رادیواکتیو نیروگاه‌های هسته‌ای و افزایش حجم فاضلاب‌های تصفیه نشده و زباله‌های صنعتی تحت فشار شدید است [۴۶]. علاوه بر پارامترهای اقلیمی، توسعه پروژه‌های عمرانی از جمله سدسازی بر روی دریاچه‌ها طی سال‌های اخیر در ایران از عمده‌ترین عوامل خشک شدن دریاچه‌هایی دانسته شده است که نقش بسیار مهمی در بقای تنوع ژنتیکی و اکولوژیکی داشته‌اند. دریاچه‌های بختگان و طشک که در استان فارس قرار دارند از نمونه دریاچه‌هایی هستند که سدسازی بر روی آنها اثرهای نامنفی از جمله مرگ گونه‌های جانوری و گیاهی، تبدیل شدن به شوره‌زار و ایجاد طوفان‌های شن و نمک را به دنبال داشته است [۴۷]. بنابراین، اهمیت و امتیاز بالای معیارهای مذکور لزوم توجه بیشتر به پایداری محیط‌زیستی را در بر خواهد داشت.

۳-۳-۴- گروه تخصیص منابع

اگرچه ترتیب اهمیت زیرگروه‌ها مطابق نتیجه مقایسه‌های زوجی و چارچوب Envision در این گروه یکسان است (جدول ۱)، اما باتوجه به اینکه از یک سو زیرساخت‌ها پروژه‌های عظیمی هستند و منابع بسیاری را در حین ساخت و بهره‌برداری مصرف می‌کنند و از سوی

دیگر به دلیل سوء مدیریت در کشورهای در حال توسعه این منابع با محدودیت بیشتری رو به رو شده‌اند، این گروه و زیرگروه‌های آن در چارچوب بومی‌سازی شده اهمیت بسیاری خواهند داشت.

در چارچوب بومی‌سازی شده زیرگروه آب، مهم‌ترین زیرگروه در گروه تخصیص منابع است. این امر نقش مهم در نظر گرفتن شاخص‌های پایداری را در ایران برای حفظ بلندمدت منابع به ویژه منابع آبی نشان می‌دهد. در نیم قرن گذشته نه تنها توجه‌ها به پایداری در زمینه منابع آب در ایران رو به کاهش بوده است، بلکه پایداری در این حوزه از مقادیر نسبتاً مطلوب در دو دهه ۱۳۴۰ و ۱۳۵۰ شمسی به مقادیر بسیار نامطلوب در دهه‌های ۱۳۷۰ و ۱۳۸۰ شمسی کاهش یافته است. همچنین، نتیجه پژوهش‌های مربوط به الگوهای پایداری در دهه ۱۳۸۰ شمسی نشان می‌دهد که در میان حوزه‌های مختلف پایداری، مهم‌ترین زمینه، پایداری آب است و بهبود عملکرد در این زمینه می‌تواند بیشترین تأثیر را در افزایش پایداری کلی داشته باشد [۴۵].

معیارهای این گروه بیشتر متوجه فازهای ساخت و بهره‌برداری پروژه‌ها هستند. از میان ۱۳ معیار در گروه تخصیص منابع، با توجه به بحران آب در ایران، جای تعجب نیست که معیار حفظ منابع آب (کمی و کیفی) نه تنها مهم‌ترین معیار در این گروه بلکه مهم‌ترین در کل چارچوب بومی‌سازی شده است و بیشترین امتیاز (۴۶) در میان سایر معیارها را دارد. پس از آن، معیار کاهش مصرف آب در دوران ساخت با اختلاف بسیاری نسبت به وزن و اهمیت سایر معیارها، در رتبه دوم در این گروه قرار دارد که مجدد اشاره بر بحران مصرف آب و لزوم کاهش آن برای دستیابی به پایداری دارد. افزایش اهمیت معیارهای مذکور نسبت به Envision ضرورت بومی‌سازی را برای کشورهای در حال توسعه نشان می‌دهد که در آنها محدودیت‌ها، شرایط و بحران‌ها عواملی با اهمیت‌های متفاوت از کشورهای توسعه‌یافته هستند.

مهم‌ترین معیارها در گروه اقلیم و تاب‌آوری در چارچوب بومی‌سازی شده باشند.

۴-۳-۵- گروه مدیریت پروژه

در میان پنج گروه اصلی در چارچوب بومی‌سازی شده، گروه مدیریت پروژه از نظر وزن و اهمیت در آخرین رتبه قرار دارد. از سوی دیگر، نتیجه مقایسه‌های زوجی مطابق جدول بیان می‌دارد که اولویت و اهمیت زیرگروه‌ها در گروه مدیریت پروژه کاملاً متفاوت از مقادیر آن‌ها در Envision است. اگرچه در Envision به ترتیب زیرگروه‌های همکاری، برنامه‌ریزی و اقتصاد دارای بیشترین اهمیت بوده‌اند، در چارچوب بومی‌سازی شده این روند کاملاً برعکس شده است. به نحوی که زیرگروه همکاری، کمترین و زیرگروه اقتصاد، بیشترین اهمیت را دارد و زیرگروه برنامه‌ریزی در هر دو چارچوب در اولویت دوم قرار دارد، با این تفاوت که در چارچوب بومی‌سازی شده اهمیت آن نسبت به Envision مقدار اندکی کاهش یافته است.

جمعیت زیاد در کشورهای در حال توسعه از جمله ایران، علاوه بر اینکه یک چالش اساسی برای دستیابی به رشد و توسعه اقتصادی است، بر توسعه زیرساخت‌ها نیز اثرگذار است. برای دستیابی به ارتباط متعادل میان جمعیت و زیرساخت و محیط طبیعی، از نظر کارشناسان معیارهای این زیرگروه که هدف اصلی آن‌ها ارزیابی اقتصادی چرخه عمر پروژه‌های زیرساختی، توجه به صرف کمترین هزینه‌ها در منابع و کسب بیشترین منافع در جوامع است اهمیت بیشتری برای کشورهای در حال توسعه نسبت به کشورهای توسعه یافته دارند.

در میان معیارها، نتیجه مقایسه‌های زوجی نشان می‌دهد که برنامه‌ریزی برای جوامع پایدار با رتبه ۱۳ در کل چارچوب، مهم‌ترین معیار گروه مدیریت پروژه است. زیرساخت‌ها برای مدت طولانی خدمات ارائه می‌دهند و اگر آینده آن‌ها به درست برنامه‌ریزی نشود، با رشد و توسعه جوامع آسیب‌دیده، دامنه انتخاب برای بهبود و

در خصوص اهمیت معیارهای سایر زیرگروه‌ها لازم به ذکر است اگرچه استفاده از انرژی‌های تجدیدپذیر در ایران روندی افزایشی دارد و ۲۵ درصد از نیروی برق تولید شده در ایران در سال ۲۰۱۹ میلادی از منابع تجدیدپذیر بوده است [۴۸]، اما قرارگیری معیار استفاده از انرژی‌های تجدیدپذیر در میان مهم‌ترین پنج معیار در گروه تخصیص منابع و کسب رتبه ششم از میان ۶۴ معیار اصلی در چارچوب بومی‌سازی شده، همچنان تأکید بر اهمیت زیاد تغییر گرایش به استفاده بیشتر از انرژی‌های تجدیدپذیر برای دستیابی به پایداری زیرساخت‌ها در ایران دارد.

۴-۳-۴- گروه اقلیم و تاب‌آوری

طبق آمار بانک جهانی، ایران در زمینه انتشار دی‌اکسیدکربن روندی افزایشی را از سال ۱۹۹۰ میلادی تا به امروز تجربه کرده است [۴۹]. افزایش میزان انتشار دی‌اکسیدکربن و عدم اقدام مؤثر مسئولان جهت کاهش آن موجب بروز نگرانی‌هایی در خصوص تغییرات اقلیمی در ایران شده است. این امر اثرات منفی چشمگیری از جمله افزایش بیش از حد دما، افزایش نرخ بیابان‌زایی، طوفان‌های مکرر و شدید گرد و غبار به ویژه در استان‌های غربی و بروز خشکسالی در کل کشور را به دنبال داشته و اساساً به نحو نامطلوبی کیفیت زندگی را تحت تأثیر قرار داده است. از این‌رو، موضوع آلاینده‌ها در چارچوب ارزیابی پایداری از موضوعات مهم و حیاتی برای ایران به عنوان کشوری در حال توسعه محسوب می‌شود. بر این اساس نتیجه نظرات کارشناسان نشان می‌دهد برای حرکت به سمت پایداری برای پروژه‌های زیرساختی در ایران زیرگروه آلاینده‌ها در چارچوب بومی‌سازی شده باید حدود ۱/۴ برابر بیشتر از زیرگروه تاب‌آوری دارای اهمیت باشد و همین امر باعث شده است سه معیار شامل کاهش آلاینده‌های هوا، کاهش گازهای گلخانه‌ای و کاهش کربن خالص نهفته در زیرگروه آلاینده‌ها که همگی با چالش‌های مرتبط با آلودگی هوا در ایران مرتبط هستند، به ترتیب

اصلاح زیرساخت‌های موجود محدودتر می‌شود. بر این اساس، اولین قدم برای دستیابی به زیرساخت‌های پایدار، انتخاب پروژه‌ای مناسب از میان گزینه‌های مختلف است که در مرحله اولیه و برنامه‌ریزی برای پایداری آن تصمیم‌گیری می‌شود. بنابراین، هدف معیار فوق‌الذکر مبنی بر نظر گرفتن جنبه‌های اقتصادی، اجتماعی و محیط‌زیستی از نظر پایداری در مرحله انتخاب پروژه و اثرهای بالقوه آن بر جوامع آسیب‌دیده، با سطح بالای اهمیت آن در چارچوب بومی‌سازی شده مطابقت دارد.

۵- نتیجه‌گیری

زیرساخت‌های عمرانی در طول چرخه حیات خود به منابع زیادی نیاز دارند و در برابر تهدیدهای مختلف طبیعی حساس هستند. اینگونه زیرساخت‌ها اگرچه زیربنای پیشرفت کشور محسوب می‌شوند، اما در عین حال توسعه آنها می‌تواند پیامدهای منفی اقتصادی، اجتماعی و محیط‌زیستی نیز داشته باشد. در نتیجه، به دلیل اهمیت صرفه‌جویی در مصرف منابع و حفظ آن برای آیندگان و نظارت برای جلوگیری از تأثیرات منفی بر جوامع متأثر در آینده، در سال‌های اخیر پایداری به هدف قابل توجهی برای زیرساخت‌های عمرانی تبدیل شده است. کشور ایران، به عنوان یک کشور در حال توسعه، در دهه‌های اخیر برای نیل به اهداف توسعه‌ای خود نیاز به ارتقای قابل توجه زیرساخت‌های عمرانی داشته است. از طرفی عدم آگاهی عمومی نسبت به ضرورت توسعه پایدار اینگونه زیرساخت‌ها تهدیدی جدی برای آینده به شمار می‌رود. براساس تجربیات متعدد بین‌المللی، یکی از عملیاتی‌ترین روش‌های ارتقای پایداری در زیرساخت‌های عمرانی، به‌کارگیری چارچوب‌های ارزیابی پایداری در فازهای مختلف چرخه حیات پروژه‌ها است. به عبارت دیگر، مطابق هدف این پژوهش، چارچوب‌های ارزیابی پایداری می‌توانند با تغییر روش‌های سنتی به عنوان راه حلی برای مقابله با چالش‌های مرتبط با پایداری عمل کرده و به توسعه دانش پایداری در سطح کشور کمک

کنند. همچنین می‌توانند با ارائه راهکارهای بهبود پایداری در تمام مراحل پروژه، به روشی عملکردی برای توسعه پایدار زیرساخت‌های عمرانی دست یابند. اما لازم است این راهکارهای پایداری با مفاهیم و شرایط بومی هر کشور و منطقه‌ای منطبق شوند. از این رو، پژوهش حاضر به بومی‌سازی یک چارچوب ارزیابی پایداری کل‌نگر و فرابخشی برای انواع زیرساخت‌ها (Envision) پرداخته که گام اولیه‌ای در جهت بهبود پایداری زیرساخت‌های عمرانی در ایران است. چارچوب بومی‌سازی شده، بستری عملیاتی فراهم می‌آورد تا ذی‌نفعان کلیدی پروژه‌های عمرانی بتوانند به ارزیابی پایداری در کل چرخه عمر زیرساخت‌ها بپردازند. اصول پایداری در نظر گرفته شده در این چارچوب در پنج گروه اصلی شامل ۶۹ معیار (۶۴ معیار موجود در Envision و پنج معیار جدید پیشنهاد شده توسط کارشناسان) طبقه‌بندی می‌شوند. این پنج گروه اصلی به ترتیب اهمیت در چارچوب بومی‌سازی شده عبارتند از کیفیت‌زندگی، محیط‌طبیعی، تخصیص منابع، اقلیم و تاب‌آوری و مدیریت پروژه. نتیجه بومی‌سازی چارچوب و اولویت‌دهی به معیارها در آن که با استفاده از یک روش مقایسه زوجی توسط کارشناسان انجام شد، نشان می‌دهد بعد اجتماعی پایداری که بیشتر در گروه کیفیت‌زندگی به آن پرداخته شده است دارای بیشترین اهمیت برای ایران به عنوان کشوری در حال توسعه است. در واقع تغییر وزن‌های گروه‌ها در چارچوب بومی نسبت به چارچوب مبنا ضرورت بومی‌سازی و بازنگری اهمیت‌ها را برای کشورهای در حال توسعه نسبت به کشورهای توسعه یافته نشان می‌دهد. این امر که بیانگر نامطلوب بودن کارایی چارچوب‌های ارزیابی پایداری بین‌المللی برای زیرساخت‌ها در هر نوع منطقه‌ای با چالش، بحران و اولویت‌های متفاوت است. به طور کلی، چارچوب پیشنهادی قابلیت کاربرد در تمام فازهای پروژه‌های زیرساختی از جمله سدسازی، راهسازی، ساخت تونل و فرودگاه، سیستم‌های تصفیه آب و جمع‌آوری فاضلاب و غیره را دارد. همچنین، می‌تواند در سیاست‌گذاری،

پایداری برای پروژه‌های زیرساختی در ایران و ارتقای عملکرد پایدار آن‌ها، در پژوهش‌های آتی ضمن بررسی دقیق الزامات پیشنهادی برای معیارهای جدید جهت دستیابی به امتیازها، چارچوب بومی‌سازی شده در پروژه‌های موردی پیاده‌سازی شده و نقاط قوت و ضعف آن شناسایی شود.

برنامه‌ریزی، رتبه‌بندی و ارزیابی عملکرد پایدار زیرساخت‌های عمرانی با توجه به مسائل و اولویت‌های پایداری در ایران نقش داشته باشد و به عنوان یک ابزار آموزشی و خودارزیابی برای برنامه‌ریزان، تیم‌های طراحی، گروه‌های اجتماعی، نهادهای نظارتی، سازمان‌های محیط‌زیستی و سیاست‌گذاران عمل کند. بنابراین لازم است جهت به کارگیری گسترده این چارچوب ارزیابی

مراجع

- [1] Diesendorf, M. (2000). "Sustainability and sustainable development", *Sustainability: The corporate challenge of the 21st century*, 2, 19-37.
- [2] UN (2019). World Urbanization Prospects: The 2018 Revision (ST/ESA/SER.A/420). New York: United Nations.
- [3] UN (2019). World Population Prospects 2019: Highlights (ST/ESA/SER.A/423). New York: United Nations.
- [4] Hakiminejad, A., Fu, C., & Mohammadzadeh Titkanlou, H. (2015). "A critical review of sustainable built environment development in Iran", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Engineering Sustainability*, Thomas Telford Ltd.
- [5] Bank, W. (1994). "World Development Report 1994 : Infrastructure for Development", New York, Oxford University Press.
- [6] Sahely, H. R., Kennedy, C. A., & Adams, B. J. (2005). "Developing sustainability criteria for urban infrastructure systems", *Canadian Journal of Civil Engineering*, 32(1), 72-85.
- [7] Hendricks, M. D., Meyer, M. A., Gharaibeh, N. G., Van Zandt, S., Masterson, J., Cooper Jr, J. T., Horney, J. A., & Berke, P. (2018). "The development of a participatory assessment technique for infrastructure: Neighborhood-level monitoring towards sustainable infrastructure systems", *Sustainable Cities and Society*, 38, 265-274.
- [8] Keeble, B. R. (1988). "The Brundtland report: 'Our common future'", *Medicine and War*, 4(1), 17-25.
- [9] Ugwu, O., Kumaraswamy, M., Wong, A., & Ng, S. (2006). "Sustainability appraisal in infrastructure projects (SUSAIP): Part 1. Development of indicators and computational methods", *Automation in construction*, 15(2), 239-251.
- [10] Zarghami, E., Azemati, H., Fatourehchi, D., & Karamloo, M. (2018). "Customizing well-known sustainability assessment tools for Iranian residential buildings using Fuzzy Analytic Hierarchy Process", *Building and Environment*, 128, 107-128.
- [11] Diaz-Sarachaga, J. M., Jato-Espino, D., & Castro-Fresno, D. (2017). "Methodology for the development of a new Sustainable Infrastructure Rating System for Developing Countries (SIRSDEC)", *Environmental Science & Policy*, 69, 65-72.
- [12] Clevenger, C. M., Ozbek, M. E., & Simpson, S. (2013). "Review of sustainability rating systems used for infrastructure projects", *49th ASC Annual International Conference Proceedings*.
- [13] Diaz-Sarachaga, J. M., Jato-Espino, D., Alsulami, B., & Castro-Fresno, D. (2016). "Evaluation of existing sustainable infrastructure rating systems for their application in developing countries", *Ecological Indicators* 71(Supplement C), 491-502.
- [14] Griffiths, K., Boyle, C., & Henning, T. (2015). "Infrastructure sustainability rating tools—how they have developed and what we might expect to see in the future", *IPWEA 2015: Sustainable Communities Sharing Knowledge*. Rotorua, New Zealand.
- [15] Griffiths, K. A., Boyle, C., & Henning, T. F. (2017). "Comparative assessment of infrastructure sustainability rating tools", *Proceedings of the Transportation Research Board 96th Annual Meeting, Washington, DC, USA*.
- [16] YJ Siew, R., CA Balatbat, M., & G. Carmichael, D. (2013). "A review of building/infrastructure sustainability reporting tools (SRTs)", *Smart and Sustainable Built Environment*, 2(2), 106-139.
- [17] Rogmans, T., & Ghunaim, M. (2016). "A framework for evaluating sustainability indicators in the real estate industry", *Ecological Indicators*, 66, 603-611.
- [18] Environment, W. C. f., & Development (1987). *Our common future. The Brundtland report*, Oxford University Press Oxford.

- [19] Leman, E., & Cox, J. E. (1991). "Sustainable urban development: Strategic considerations for urbanizing nations", *Ekistics*, 216-224.
- [20] Choguill, C. L. (1993). "Sustainable cities: urban policies for the future", *Habitat International*, 17(3), 1-12.
- [21] Barker, T., Bashmakov, I., Bernstein, L., Bogner, J., Bosch, P., Dave, R., ... & Dadi, Z. (2007). "Summary for policymakers", In *Climate change 2007: Mitigation of Climate Change: Contribution of Working Group III to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*, Cambridge University Press, 1-24.
- [22] Andreas, G., Allen, J., Farley, L., Kao, J. K., & Mladenova, I. (2010). "Towards the development of a rating system for sustainable infrastructure: A checklist or a decision-making tool?", *Proceedings of the Water Environment Federation*, 2010(2), 379-391.
- [23] Vanegas, J. A. (2003). "Road map and principles for built environment sustainability", *Environmental science & technology*, 37(23), 5363-5372.
- [24] Institute for Sustainable Infrastructure. (2018). *Envision: Sustainable Infrastructure Framework Guidance Manual*, Washington, DC, ISBN 978-1-7322147-0-5.
- [25] Ugwu, O., & Haupt, T. (2007). "Key performance indicators and assessment methods for infrastructure sustainability—a South African construction industry perspective", *Building and Environment*, 42(2), 665-680.
- [26] Ness, B., Urbel-Piirsalu, E., Anderberg, S., & Olsson, L. (2007). "Categorising tools for sustainability assessment", *Ecological economics*, 60(3), 498-508.
- [27] Ashraf, M., Hossain, M. R., & Griffiths, A. (2012). "A framework for infrastructure sustainability assessment", *Proceedings of the 10th International Conference on Advances in Steel Concrete Composite and Hybrid Structures*, 43-48.
- [28] Lee, J., Edil, T. B., Benson, C. H., & Tinjum, J. M. (2010). "Use if BEST In-Highways for Green Highway Construction Rating in Wisconsin", *Green Streets and Highways 2010: An Interactive Conference on the State of the Art and How to Achieve Sustainable Outcomes*, 480-494.
- [29] Mamipour, S., Yahoo, M., & Jalalvandi, S. (2019). "An empirical analysis of the relationship between the environment, economy, and society: Results of a PCA-VAR model for Iran", *Ecological Indicators*, 102, 760-769.
- [30] Mansourianfar, M. H., & Haghshenas, H. (2018). "Micro-scale sustainability assessment of infrastructure projects on urban transportation systems: Case study of Azadi district, Isfahan, Iran", *Cities*, 72, 149-159.
- [31] Shen, L., Wu, Y., & Zhang, X. (2011). "Key assessment indicators for the sustainability of infrastructure projects", *Journal of construction engineering and management*, 137(6), 441-451.
- [32] Jato-Espino, D., Yiwo, E., Rodriguez-Hernandez, J., & Canteras-Jordana, J. C. (2018). "Design and application of a Sustainable Urban Surface Rating System (SURSIST)", *Ecological Indicators*, 93, 1253-1263.
- [33] Singh, R. K., Murty, H. R., Gupta, S. K., & Dikshit, A. K. (2009). "An overview of sustainability assessment methodologies", *Ecological Indicators*, 9(2), 189-212.
- [34] Hutson, A. C., & Ickert, R. A. (2012). "Sustainability in water supply", *World Environmental and Water Resources Congress 2012: Crossing Boundaries*, 2856-2872.
- [35] Institute for Sustainable Infrastructure. (2019). *ASCE ICSI Envision Networking Event*, <https://sustainableinfrastructure.org>.
- [36] Dworkin, S. L. (2012). "Sample size policy for qualitative studies using in-depth interviews", *Archives of Sexual Behavior*, 41(6), 1319-1320.
- [37] Cook, D. A., & Beckman, T. J. (2009). "Does scale length matter? A comparison of nine-versus five-point rating scales for the mini-CEX", *Advances in Health Sciences Education*, 14(5), 655-664.
- [38] Akadiri, P. O., & Olomolaiye, P. O. (2012). "Development of sustainable assessment criteria for building materials selection", *Engineering, Construction and Architectural Management*, 19(6), 666-687.
- [39] Braimah, N., & Ndekugri, I. (2009). "Consultants' perceptions on construction delay analysis methodologies", *Journal of construction engineering and management*, 135(12), 1279-1288.
- [40] Chan, D. W., & Kumaraswamy, M. M. (1997). "A comparative study of causes of time overruns in Hong Kong construction projects", *International Journal of project management*, 15(1), 55-63.
- [41] Chinyio, E. A., Olomolaiye, P. O., & Corbett, P. (1998). "Quantification of construction clients' needs through paired comparisons", *Journal of Management in Engineering*, 14(1), 87-92.
- [42] Olomolaiye, P. O., Wahab, K., & Price, A. D. (1987). "Problems influencing craftsmen's productivity in Nigeria", *Building and environment*, 22(4), 317-323.
- [43] Chen, Y., Okudan, G. E., & Riley, D. R. (2010). "Sustainable performance criteria for construction method selection in concrete buildings", *Automation in construction*, 19(2), 235-244.
- [44] Hosseini, P., & Khalily-Dermany, m. (2020). "A fuzzy decision support system for selecting the roof and the type of structure of the buildings", *Civil Infrastructure Researches*, 6(1), 115-126.
- [45] Fanni, M. A., Hadian, I., & Samadi, A. H. (2016). "An Evaluation of the Structure of Iran's Economy based on Sustainable Development Approach", *Strategic Studies Quarterly*, 19(71), 7-42.

- [46] Financial, Tribune. (2020). "Iran: 25% of Power Output in 2019 From Renewables", <https://financialtribune.com/articles/energy/103700/iran-25-of-power-output-in-2019-from-renewables>.
- [47] Hoseini, Z., Mozafari, M., & Fijani, E. (2021). "Impact of Land Use Changes and Expanding of Irrigation on Drying up of the Bakhtegan and Tashk Lakes", *Civil Infrastructure Researches*, 7(1), 53-65.
- [48] Financial, Tribune. (2020). "Caspian Nations Discuss Shared Concerns", <https://financialtribune.com/articles/energy/103759/caspian-nations-discuss-shared-concerns>.
- [49] Data, Bank. (2020). "World Development Indicators", <https://databank.worldbank.org/reports.aspx?source=2&series=EN.ATM.CO2E.KT&country>.

بررسی تأثیر بار انفجار بر مقدار عمق لازم در شناسایی‌های ژئوتکنیکی

عمق لازم برای گمانه در خاک‌های مختلف و با توجه به نوع بار اعمال شده متفاوت می‌باشد. در نظر گرفتن بار دینامیکی انفجار به همراه دیگر بارهای وارده با توجه به احتمال گسترش روزافزون حملات نظامی، انفجار خطوط انتقال گاز و غیره از نیازهای ضروری در احداث سازه‌های امن است. بنابراین در نظر گرفتن بار دینامیکی مربوط به انفجار احتمالی در تعیین عمق گمانه‌ها ضروری به نظر می‌رسد. به همین منظور در این پژوهش مدل‌سازی عددی دو نوع خاک ماسه‌ای و رسی در شرایط خشک و اشباع با در نظر گرفتن ماده منفجره تیانتی به جرم‌های ۵۰ تا ۳۰۰ کیلوگرم جهت اعمال بار انفجار در سطح و در عمق چهار متری از سطح خاک انجام شده است. برای این منظور از نرم‌افزار آباکوس و روش کوپل اولبری- لاگرانژی و تحلیل سه بعدی دینامیکی غیرخطی به روش اجزای محدود، استفاده گردید. در این خصوص برای یک مطالعه موردی ابتدا مقادیر تنش‌های قائم خالص ایجاد شده در خاک تحت بار انفجار تعیین شده و سپس ضمن به دست آوردن محدوده تأثیر انفجار در هریک از حالت‌های فوق الذکر، درصد افزایش عمق گمانه‌ها با در نظر گرفتن اثر بار انفجار محاسبه گردید. مقادیر محاسبه شده برای خاک ماسه‌ای از ۵ تا ۹۲/۵، برای خاک رسی از ۷/۵ تا ۱۸۵، برای خاک ماسه‌ای اشباع از ۲/۵ تا ۱۷۹ و برای خاک رسی اشباع از ۴/۵ تا ۱۱۳ درصد متغیر بودند.

واژگان کلیدی: انفجار، تنش قائم، عمق گمانه، روش کوپل اولبری- لاگرانژی.

حسین مقتدائی

دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه قم.

پست الکترونیک:

H.Moghtadaee@gmail.com

مهدي خداپرست*

دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه قم.

پست الکترونیک:

Khodaparast@qom.ac.ir

۱- مقدمه

وسایل نقلیه‌ای مانند ون، سدان، کامیون و غیره بدون جلب توجه تا ۱۸۰۰ کیلوگرم گزارش شده است [۲]. با گسترش سلاح‌های نفوذکننده نیز با جرم‌های مختلف به هر عمقی، اهداف ژئوتکنیکی (به مانند باند فرودگاه، پایه‌های بندری، پناهگاه‌های عمیق و غیره) در هر عمقی از زمین در معرض خسارت ناشی از انفجار قرار دارند [۳]. به همین منظور لحاظ کردن تنش‌های ناشی از بار دینامیکی انفجار در خاک بسیار حائز اهمیت بوده و چه بسا این تنش‌ها موجب بروز مشکلات ژئوتکنیکی از جمله نشست‌های بیش از حد، روانگرایی موضعی و کلی در خاک‌های دانه‌ای و غیره شود. در سال‌های اخیر موضوع

با توجه به احتمال گسترش روزافزون حملات نظامی و تروریستی، انفجار خطوط انتقال گاز و غیره در نظر گرفتن بار دینامیکی انفجار در مطالعات و طراحی پروژه‌های عمرانی مهم و ضروری می‌باشد. در بسیاری از حملات تروریستی مواد منفجره در منهل‌ها و سایر زیرساخت‌های زیرزمینی قرار داده می‌شود [۱]. در برخی موارد مقدار ماده منفجره قابل حمل توسط انسان با

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۸/۱۵، بازنگری ۱۴۰۰/۱۰/۰۷، پذیرش ۱۴۰۰/۱۰/۲۷.

(DOI): 10.22091/cer.2022.7558.1323 شناسه دیجیتال

افزایش آن می‌شود، به طوری که در خاک با درصد هوای چهار درصد، کاهش فشار حداکثر ۵۰۰ برابر خاک اشباع می‌باشد. همچنین زمانی که درصد هوا در خاک افزایش یابد، درجه اشباع خاک کاهش پیدا می‌کند و این افزایش درصد هوا موجب کاهش سریع‌تر حداکثر فشار با گذشت زمان و دور شدن از محل انفجار می‌شود [۷]. محققان دیگری در پژوهش خود به بررسی تأثیر توزیع اندازه ذرات بر روی مشخصات فشار انفجار در خاک اشباع شده پرداختند. نتایج این پژوهش نشان داد، هیچ تفاوت اساسی در مکانیزم بارگذاری بین خاک‌های چسبنده و غیرچسبنده وجود نداشته و تنوع در بارگذاری، بطور کل مرتبط با توزیع اندازه ذرات خاک اطراف می‌باشد [۸]. ادیبی و همکاران در پژوهشی به بررسی پارامتریک اثرات انفجارهای سطحی بر روی خطوط لوله گاز پرفشار پرداختند. نتایج این پژوهش نشان داد که با افزایش عمق مدفون لوله از ۱/۴ تا ۲/۲ متر، تغییر شکل لوله در حدود ۷۱ درصد کاهش می‌یابد. همچنین با تجزیه و تحلیل پروفیل‌های تغییر شکل لوله مشخص شد که با انفجار یک جرم ثابت ماده منفجره، عمق مدفون تأثیر بیشتری نسبت به ضخامت لوله در کاهش تغییر شکل خطوط لوله دارد [۹]. در پژوهشی دیگر، با مدل‌سازی شمع فولادی توخالی در خاک ماسه‌ای به روش کوپل اویلری- لاگرانژی (CEL^۵) و با استفاده از نرم‌افزار آباکوس به بررسی تغییر شکل شمع، حداکثر سرعت ذرات خاک و همچنین تنش‌های بوجود آمده تحت بار انفجار در خاک ماسه‌ای پرداخته شد [۱۰]. لیو^۶ با مدل‌سازی انفجار در داخل خاک اشباع ماسه‌ای به روش صریح^۷ و با استفاده از نرم‌افزار آباکوس به بررسی حالت‌های آسیب و تخریب تونل‌های مترو چدنی و همچنین بررسی تأثیر چندین پارامتر مهم بر روی اندرکنش ساختار دینامیکی خاک و خرابی لاینینگ تونل پرداخت [۱۱]. محققان با

انفجار در مسائل ژئوتکنیکی، مورد توجه محققین قرار گرفته است. چارلی^۱ و همکاران در پژوهشی به بررسی اثر انفجارهای هسته‌ای و شیمیایی زیرزمینی در افزایش فشار آب حفره‌ای موجود در خاک پرداختند [۴]. ما^۲ و همکاران در تحقیق خود مدل‌سازی انتشار امواج ناشی از انفجار زیرزمینی را انجام دادند. در این پژوهش دو سطح انرژی، جهت آسیب غیرقابل برگشت و تغییر شکل‌های دائمی ناشی از شکل‌پذیری در نظر گرفته شد. در این پژوهش که با استفاده از نرم‌افزار اتوداین^۳ و مدل پیشنهادی انتشار موج شوک در توده سنگ بوسیله یک انفجار زیرزمینی انجام گرفت، نتایج عددی به دست آمده بطور مطلوبی با نتایج به دست آمده از آزمایش صحرایی انجام شده، مطابقت داشت. این نتایج نشان داد که مدل پیشنهادی می‌تواند برای پیش‌بینی ناحیه خسارت دیده، ناحیه پلاستیک و حرکات زمینی تولید شده بوسیله انفجارهای زیرزمینی، استفاده شود [۵]. بررسی عددی مکانیزم تغییر شکل دینامیکی خاک‌ها تحت بار انفجار، موضوع پژوهش وانگ و لو^۴ بود که در آن یک مدل سه‌فازی برای بارگذاری دینامیکی جهت ساده‌سازی یک شبیه‌سازی کامل انفجار و متعاقب آن انتشار امواج تنش در خاک‌ها استفاده شد. در این پژوهش مکانیزم تغییر شکل خاک‌ها تحت بارگذاری انفجار مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفت [۶]. در پژوهش دیگری، مدل سه‌فازی جدیدی برای خاک ارائه گردید که در آن به بررسی اثر وجود آب بر پارامترهای موج تنش انفجار پرداخته شد. نتایج این تحقیق نشان داد که مدل سه‌فازی جهت بررسی گسترش خرابی در اطراف محل انفجار، مقدار پارامترهای موج تنش و پارامترهای کاهشی مناسب می‌باشد. علاوه بر این، نتایج به دست آمده نشان داد که وجود هوا باعث کاهش شدت گسترش موج انفجار و وجود آب باعث

¹- Charlie

²- G. W. Ma

³- Autodyn

⁴- Wang & Lu

⁵- Coupled Eulerian Lagrangian

⁶- Liu

⁷- Explicit

اشباع و خاک رسی در شرایط خشک $28 \times 28 \times 18$ متر و برای خاک رسی در شرایط اشباع به علت گسترش موج انفجار در فواصل بیشتری از خاک و در نظر گرفتن عدم انعکاس موج از مرزهای مدل به داخل خاک (بررسی تنها یک موج پیشرونده) به ابعاد $40 \times 40 \times 22$ متر در نظر گرفته شده است. در بخش ۳-۲ نحوه به دست آوردن ابعاد مناسب مدل سه بعدی خاک آورده شده است. در شکل ۱ فضای خاک و فضای اوپلری، ماده منفجره و همچنین شرایط مرزی در نظر گرفته شده برای مدل نشان داده شده است. انتهای مدل (پایین ترین تراز) در هر سه جهت طول، عرض و ارتفاع و برای هر دو حرکت انتقالی و دورانی مقید شده است ($U_x=U_y=U_z=U_{Rx}=U_{Ry}=U_{Rz}=0$) تا از هر حرکتی در این مرز جلوگیری شده و شرایط سنگ بستر برای مدل سازی ایجاد شود. تأکید می گردد که منظور از سنگ بستر، مرزی در مدل سازی بوده که هیچ حرکت و هیچ تغییرشکلی تحت اعمال بار نداشته باشد. در اطراف مدل نیز حرکت انتقالی در راستای عمود بر آن صفحه و کلیه حرکات دورانی مقید شده اند ($U_x=U_y=U_z=U_{Rx}=U_{Ry}=U_{Rz}=0$) تا هیچ حرکت جانبی در اطراف مدل ایجاد نشود. لازم به ذکر است که با توجه به زمان تحلیل (که در این پژوهش ۲۵ میلی ثانیه است) فاصله مرزها از مرکز انفجار به اندازه ای در نظر گرفته شد که موج ایجاد شده ناشی از انفجار در زمان در نظر گرفته شده برای تحلیل به مرزهای مدل نرسد و تأثیری در مرزهای مدل ایجاد نکنند و همچنین برگشتی به درون مدل نیز نداشته باشند. همچنین مش بندی مدل اجزای محدود خاک با استفاده از المان هشت گره ای C3D8R و به روش انتگرال کاهش یافته^۹ ایجاد شده است [۱۰].

۲-۲- مدل سازی اجزای محدود فضای اوپلری

مدل سازی خاک رسی در نرم افزار آباکوس به بررسی اثرات انفجار سطحی بر روی سازه مسلح بتنی مدفون پرداختند [۱۲]. خدایپرست و مقبللی نیز با مدل سازی خاک ماسه ای در نرم افزار ال اس دینا^۸ به بررسی روانگرایی ناشی از انفجار در خاک های ماسه ای پرداختند [۱۳].

با توجه به بررسی پژوهش های پیشین در زمینه انفجار در مسائل ژئوتکنیکی، می توان دریافت که تاکنون تحقیقات کافی در خصوص بررسی تأثیر افزایش تنش های قائم خاک در اثر انفجار بر مقدار عمق لازم در شناسایی های ژئوتکنیکی و افزایش مقدار عمق لازم برای گمانه ها در تحقیقات صحرایی صورت نگرفته است. بر این اساس در این پژوهش برای یک مطالعه موردی با استفاده از روش عددی اجزای محدود، بررسی اثر انفجار در سطح و در عمق چهارمتری در دو نوع خاک ماسه ای و رسی، در دو شرایط خشک و اشباع در افزایش تنش های قائم خاک انجام و در ادامه میزان افزایش مقدار عمق لازم برای گمانه ها در شناسایی های ژئوتکنیکی تعیین شده است.

۲-۲- مدل سازی سه بعدی اجزای محدود

مدل سازی عددی پژوهش حاضر با استفاده از نرم افزار اجزای محدود آباکوس و به روش CEL و تحلیل دینامیکی غیرخطی به روش صریح انجام شده است. همچنین جهت مقایسه تنش های ایجاد شده در خاک های مختلف از دو نوع خاک ماسه ای و رسی در دو شرایط رطوبتی خشک و اشباع استفاده گردیده است. در ادامه توضیحات مربوط به مدل سازی عددی اجزای به کار برده شده در پژوهش آورده شده است.

۲-۱- مدل سازی اجزای محدود خاک

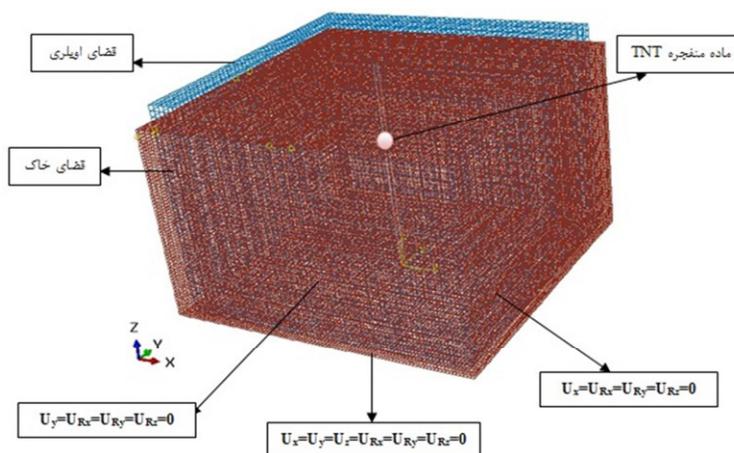
مدل سازی سه بعدی اجزای محدود خاک توسط المان های لاگرانژی در نرم افزار آباکوس انجام شده است. ابعاد فضای خاک برای خاک ماسه ای در شرایط خشک و

^۹- Reduced Integration

^۸- LS-Dyna

سه بعدی هشت‌گروهی EC3D8R به روش انتگرال کاهش یافته استفاده گردیده است.

مدل سه بعدی فضای اویلری با استفاده از روش مدل‌سازی المان‌های اویلری در آباکوس مدل‌سازی شده است. جهت مدل‌سازی ماده منفجره از المان‌های اویلری



شکل ۱- مدل اجزای محدود مش بندی شده خاک، فضای اویلری و شرایط مرزی خاک

$$P = A(1 - \frac{\omega}{R_1 \bar{\rho}})e^{-R_1 \bar{\rho}} + B(1 - \frac{\omega}{R_2 \bar{\rho}})e^{-R_2 \bar{\rho}} + \omega \rho e_{int} \quad (1)$$

در این رابطه A, B, R_1, R_2 و ω ثابت‌های ماده منفجره TNT می‌باشند. پارامترهای A و B نمایانگر دامنه فشار، $\bar{\rho}$ حجم نسبی یعنی نسبت حجم محصولات انفجار ρ به حجم مواد منفجره اولیه ρ_0 و انرژی درونی e_{int} مخصوص در فشار اتمسفر می‌باشند. دو بخش اول در سمت راست رابطه (۱) نشان‌دهنده تولید فشار زیاد در طول زمان انفجار و بخش آخر آن نشان‌دهنده فشار کم با توجه به حجم بالا در اثر انفجار می‌باشد. مشخصات ماده منفجره TNT مورد استفاده در این پژوهش در جدول ۱ آورده شده است.

۲-۳- مدل رفتاری خاک

در این پژوهش جهت بررسی تأثیر انفجار در رفتار تنش- کرنش خاک‌های ماسه‌ای و رسی به ترتیب از مدل‌های رفتاری پلاستیسیته دراگر- دراگر و دراگر- پراگر با کلاک^{۱۵} استفاده شده است.

در آنالیز اویلری، مصالح بوسیله مفهوم قسمتی از حجم اویلری (EVF^{۱۰}) در نظر گرفته می‌شوند. بنابراین EVF نشان‌دهنده نسبت پرشدگی المان‌های اویلری توسط ماده منفجره می‌باشد. برای مثال EVF=1 نشان‌دهنده پر بودن کامل المان‌های اویلری از ماده منفجره و EVF=0 خالی بودن المان‌های اویلری از ماده منفجره را نشان می‌دهد [۱۰].

اندرکنش المان‌های اویلری و لاگرانژی به روش گزینه تماس کلی^{۱۱} با زیر شاخه تماس سخت در جهت نرمال و تماس اصطکاکی در جهت مماس ایجاد می‌شود. همچنین شرایط مرزی جریان خروج آزاد^{۱۲} برای محیط اویلری انتخاب می‌شود که مانع از عدم انعکاس موج انفجار به داخل محیط اویلری می‌شود. در این پژوهش از ماده منفجره تی‌ان‌تی (TNT) در مدل‌سازی استفاده شده است. برای مدل‌سازی TNT در نرم‌افزار از معادله حالت (EoS^{۱۳}) جونز-ویکنز-لی (JWL^{۱۴}) استفاده شده است. این معادله در رابطه (۱) نشان داده شده است [۱۰]:

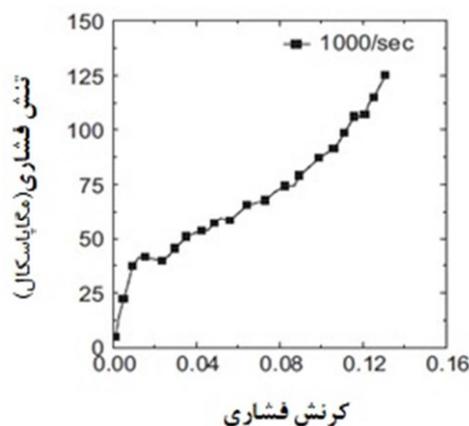
10- Eulerian Volume Fraction
 11- General Contact
 12- Outflow Free
 13- Equation of State
 14- Jones-Wilkins-Lee

15- Cap Model

است [۱۵].

جدول ۲- مشخصات خاک ماسه‌ای مورد استفاده در این تحقیق [۱۰]

پارامتر	واحد	مقدار
مدول یانگ (E)	MPa	۲۸
ضریب پواسون (ν)	-	۰/۲
چگالی (ρ)	Kg/m ³	۱۵۶۰
چسبندگی (d)	Pa	۰
زاویه اصطکاک (φ)	Degree	۳۰
زاویه اتساع (ψ)	Degree	۵



شکل ۲- منحنی رابطه تنش-کرنش ماسه اتاوا در نرخ کرنش ۱۰۰۰/s [۱۰]

۲-۳-۲- مدل رفتاری خاک رسی

در این پژوهش از مدل رفتاری الاستو-پلاستیک دراگر-پراگر با کلاهدک جهت مدل‌سازی خاک رسی استفاده گردیده است. این مدل به دلیل قابلیت در نظر گرفتن اثر تاریخچه تنش، مسیر تنش، زاویه اتساع و اثر تنش اصلی متوسط، در بررسی رفتار خاک‌های چسبنده عملکرد مناسب‌تری از خود نشان می‌دهد. مشخصات خاک رسی استفاده شده در مدل‌سازی مطابق جدول ۳ می‌باشد [۱۲]. مشابه با خاک ماسه‌ای جهت در نظر گرفتن شرایط اشباع خاک، از مقدار ۰/۴۹ برای ضریب پواسون و بدون تغییر در سایر پارامترها استفاده گردیده است [۱۰ و ۱۱]. همچنین به علت سرعت بالای بارگذاری انفجاری، اثر دمپینگ در شبیه‌سازی عددی نادیده گرفته می‌شود [۱۵].

جدول ۱- پارامترهای ماده منفجره TNT [۱۰]

پارامتر	واحد	مقدار
چگالی (ρ)	Kg/m ³	۱۶۳۰
سرعت موج انفجار (v)	m/s	۶۹۳۰
A	MPa	۳۷۳۸۰۰
B	MPa	۳۷۴۷
ثابت ω	-	۰/۳۵
ثابت R ₁	-	۴/۱۵
ثابت R ₂	-	۰/۹
انرژی درونی e _{int}	KJ/K	۳۶۸۰

۲-۳-۱- مدل رفتاری خاک ماسه‌ای

جهت به‌دست آوردن پاسخ تنش-کرنش خاک ماسه‌ای، از مدل رفتاری دراگر-پراگر در نرم‌افزار استفاده شده است. این مدل برای مصالح خاکی دانه‌ای به‌کار می‌رود. سطح تسلیم این مدل می‌تواند به شکل هایپربولیک و یا توانی باشد. مدل خطی دراگر-پراگر امکان سطح تسلیم غیر منحنی در صفحه انحرافی جهت تطبیق مقادیر مختلف تسلیم در فشار و کشش سه محوری، همچنین همراه‌سازی جریان غیرالاستیک در صفحه انحرافی و تفکیک زوایای اصطکاک داخلی و اتساع را فراهم می‌سازد [۱۴]. مشخصات خاک ماسه‌ای مورد استفاده در این پژوهش که از نوع ماسه اتاوا می‌باشد، در جدول ۲ آمده است.

مقاومت تسلیم استاتیکی ماسه ۰/۵ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. منحنی تنش-کرنش ماسه اتاوا در نرخ ۱۰۰۰/s نیز در شکل ۲ آورده شده است [۱۰]. با توجه به زمان کم تحلیل و همچنین در نظر نگرفتن تغییرات فشار آب منفذی توسط نرم‌افزار و با فرض ثابت بودن فشار آب منفذی در زمان کم تحلیل، جهت در نظر گرفتن شرایط اشباع خاک، از مقدار ۰/۴۷۷۵ برای ضریب پواسون و بدون تغییر در سایر پارامترها استفاده گردیده است [۱۰ و ۱۱]. همچنین به علت سرعت بالای بارگذاری انفجار، اثر دمپینگ در شبیه‌سازی نادیده گرفته شده

جدول ۳- مشخصات خاک رسی مورد استفاده در این تحقیق [۱۲]

پارامتر	واحد	مقدار
مدول یانگ (E)	MPa	۵۱/۷
ضریب پواسون (ν)	-	۰/۴۵
چگالی (ρ)	Kg/m ³	۱۹۲۰
چسبندگی (d)	MPa	۰/۰۳۶
زاویه اصطکاک (β)	Degree	۲۴
خروج از مرکزیت کلاهک (R)	-	۰/۳
موقعیت سطح تسلیم اولیه کلاهک (ε _v)	-	۰/۰۲
پارامتر انتقال شعاع سطحی (α)	-	۰
رفتار سخت شوندگی کلاهک (تنش - کرنش حجمی پلاستیک)	تنش (MPa)	کرنش (-)
	۲/۷۵	۰
	۴/۸۳	۰/۰۲
	۵/۱۵	۰/۰۴
	۶/۲۰	۰/۰۸

۲-۴- روش تحلیل مسئله در نرم‌افزار

در این پژوهش تحلیل دینامیکی غیرخطی به روش صریح با استفاده از روش CEL و در یک مرحله اجرای نرم‌افزار استفاده گردیده است. روش تحلیل دینامیکی صریح مبتنی بر انجام یک قانون انتگرال‌گیری صریح می‌باشد. این روش از یک افزایش زمان Δt که یک واحد زمانی بسیار کوچک است استفاده کرده که در آن $\Delta t \leq \frac{L}{c}$ می‌باشد، به طوری که L کوچکترین بعد المان و c سرعت موج صوت پخش شده در محیط است [۱۰ و ۱۶]. برای اینکه موج شوک ناشی از انفجار بتواند در محدوده‌ای از فضای خاک که انتشار می‌یابد، تنش‌های حداکثر ناشی از انفجار را در المان‌های خاک ایجاد کند، زمان کل تحلیل ۲۵ میلی‌ثانیه در نظر گرفته شده است.

۳- صحت‌سنجی مدل اجزای محدود

در این پژوهش صحت‌سنجی مدل عددی در دو قسمت مورد بررسی قرار گرفته است. در قسمت اول نتایج مدل عددی تحت بار انفجاری با داده‌های پژوهش چاکرابورتی و همچنین داده‌های پژوهش آمبروزینی و

نگی مورد مقایسه قرار گرفت [۱۰، ۱۷ و ۱۸]. از آنجا که موضوع این دو تحقیق در ارتباط با بررسی اثر انفجار در خاک‌های مورد استفاده شده در این پژوهش است، لذا مقایسه و صحت‌سنجی داده‌های مدل‌سازی انجام شده با داده‌های آورده شده در این دو تحقیق، اعتبار مدل‌سازی انجام شده را نشان می‌کند. در قسمت دوم نیز ابعاد مدل و همچنین ابعاد المان‌های اجزای مدل با استفاده از روابط آیین‌نامه ارتش آمریکا (TM5-855-1) مورد بررسی قرار گرفت. در مواردی که مطالعات میدانی در مقیاس واقعی جهت صحت‌سنجی پژوهش‌های عددی در دسترس نباشد، می‌توان در برخی موضوعات از اطلاعات و روابط آیین‌نامه‌های معتبر از جمله آیین‌نامه TM5-855-1 استفاده کرد. این موضوع می‌تواند منجر به به‌دست آوردن اطلاعات مناسب و مفید اولیه در ارتباط با موضوع پژوهش شود.

۳-۱- صحت‌سنجی مدل عددی تحت بار انفجار

با توجه به آنکه مهمترین پارامتر مورد نظر جهت رسیدن به اهداف این تحقیق مقدار تنش ایجاد شده در خاک می‌باشد، از داده‌های پژوهش چاکرابورتی برای

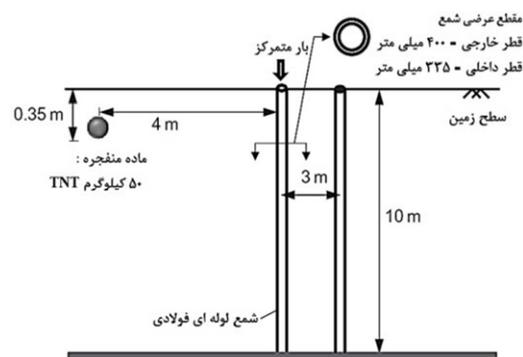
مشخصات ماده منفجره و فولاد شمع به ترتیب در جدول‌های ۱ و ۴ آورده شده است. همچنین خصوصیات خاک ماسه‌ای در جدول ۲ و پاسخ تنش- کرنش آن در نرخ کرنش $1000/s$ در شکل ۲ آورده شده است.

جدول ۴- مشخصات فولاد شمع در مدل صحت‌سنجی [۱۰]

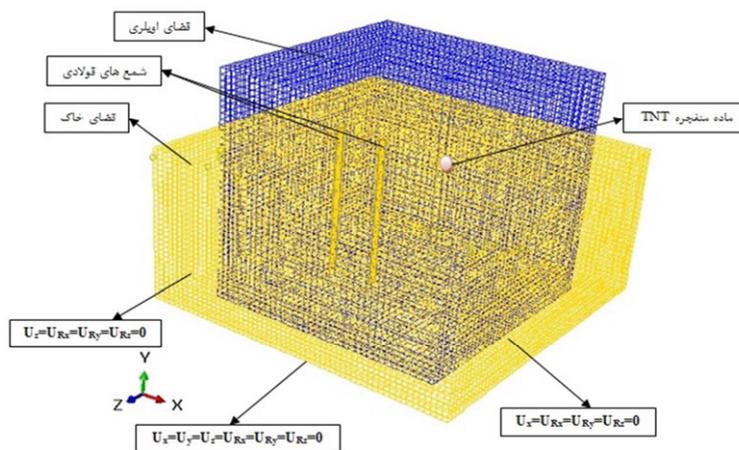
پارامتر	واحد	مقدار
مدول یانگ (E_s)	GPa	۲۰۰
مقاومت تسلیم (f_s)	MPa	۳۵۰
چگالی (ρ_s)	Kg/m ³	۷۸۰۰
ضریب پواسون (ν)	-	۰/۳
A	MPa	۳۶۰
B	MPa	۶۳۵
n	-	۰/۱۱۴
C	-	۰/۰۷۵

شکل ۴ نیز مدل اجزای محدود تهیه شده در این تحقیق جهت صحت‌سنجی را نشان می‌دهد. به همین منظور مقدار تنش متوسط در یک المان در فاصله ۶۴ سانتی‌متری از مرکز ماده منفجره نسبت به زمان بارگذاری با داده‌های پژوهش چاکرابورتی مقایسه شده است [۱۰].

صحت‌سنجی مدل عددی تحت بار انفجار استفاده شده است [۱۰]. در پژوهش مذکور با استفاده از روش CEL دو شمع فولادی جدار نازک مدفون در خاک مدل‌سازی شده است به‌گونه‌ای که فاصله شمع اول از مرکز ماده منفجره چهار متر می‌باشد. ماده منفجره استوانه‌ای به وزن ۵۰ کیلوگرم و در فاصله ۳۵ سانتی‌متری از سطح زمین و در عمق خاک قرار گرفته است. ابعاد فضای خاک $10 \times 20 \times 20$ متر بوده که عمق در نظر گرفته شده برای آن ۱۰ متر می‌باشد. شکل ۳ مشخصات مدل پژوهش چاکرابورتی را نشان می‌دهد [۱۰].



شکل ۳- مشخصات مدل چاکرابورتی در صحت‌سنجی [۱۰]

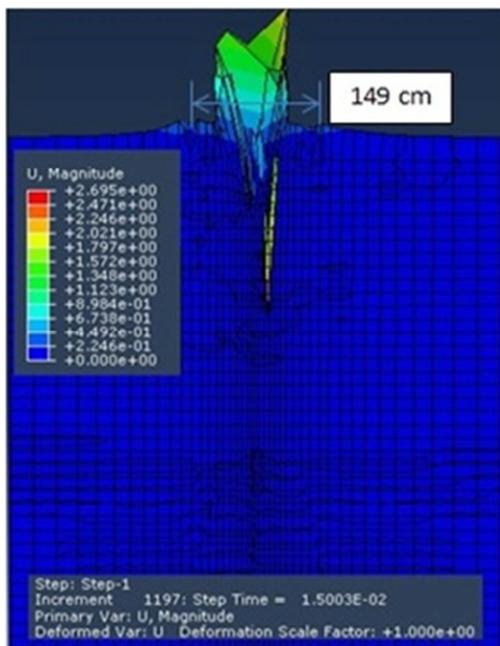


شکل ۴- مدل اجزا محدود صحت‌سنجی شده

این مطلب بیانگر آن است که مدل تهیه شده با دقت قابل قبولی صحت‌سنجی شده است. همچنین در ادامه جهت بررسی دهانه ایجاد شده در سطح خاک (D) در اثر انفجار، از داده‌های پژوهش آمبروزینی که شکل دهانه ایجاد شده در اثر انفجار در یک نمونه خاک رسی را مورد بررسی قرار داد، استفاده شده است [۱۷]. ابعاد مدل $12/5 \times 6 \times 6$ متر

نتایج این صحت‌سنجی در شکل ۵ آورده شده است. با توجه به شکل ۵ مشاهده می‌شود که میان نمودار مدل تهیه شده در این تحقیق و نمودار ارائه شده در تحقیق چاکرابورتی اختلاف چندانی وجود ندارد. با مقایسه دو نمودار اختلاف میان نقاط مهم دو نمودار به‌خصوص در نقطه ماکزیمم در محدوده پنج تا ده درصد قرار می‌گیرد.

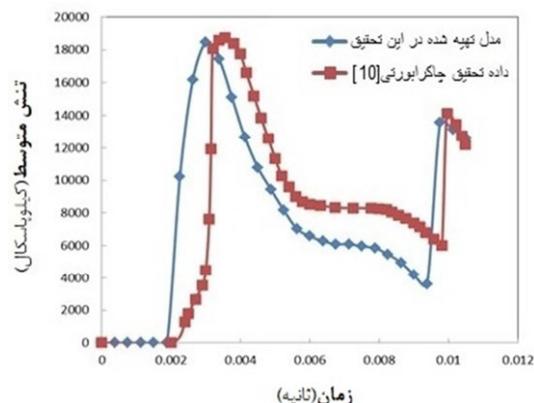
مقطع عمودی خاک و اندازه دهانه ایجاد شده در سطح خاک بر اثر انفجار (D) در شکل ۷ و مقایسه اندازه دهانه ایجاد شده با داده‌های پژوهش آمبروزینی و نگی در جدول ۵ آورده شده است [۱۷ و ۱۸].



شکل ۷- دهانه ایجاد شده در سطح خاک بر اثر انفجار TNT به جرم ۱۰ کیلوگرم در مدل صحت‌سنجی

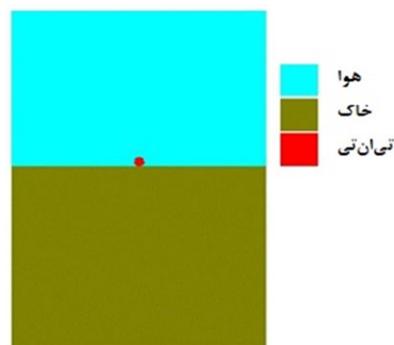
با توجه به جدول ۵ مشاهده می‌شود که میان عدد به‌دست آمده برای دهانه ایجاد شده در اثر انفجار در سطح خاک در این پژوهش (۱۴۹ سانتیمتر) و داده پژوهش آمبروزینی (۱۵۶ سانتیمتر) اختلاف چندانی وجود نداشته (۴/۵ درصد) و این مطلب بیانگر آن است که مدل عددی تهیه شده برای این پژوهش با دقت قابل قبولی صحت‌سنجی شده است.

بوده که ابعاد سطح خاک ۶×۶ متر و ارتفاع آن ۶/۲۵ متر می‌باشد.



شکل ۵- مقدار تنش متوسط در یک المان در فاصله ۶۴ سانتی‌متری از ماده منفجره نسبت به زمان بارگذاری در مدل چاکرابورتی [۱۰] و مدل تهیه شده در این تحقیق

ماده منفجره TNT به جرم ۱۰ کیلوگرم و به شکل کروی در سطح خاک مورد استفاده قرار گرفت. شکل ۶ محل قرارگیری ماده منفجره، هوا و خاک را در مدل نشان می‌دهد. برای مشخصات خاک، هوا و ماده منفجره TNT مورد استفاده در مدل‌سازی عددی در این بخش از مقطع داده‌های پژوهش نگی و محمد استفاده شده است [۱۸].



شکل ۶- جانمایی هوا، خاک و ماده منفجره در مدل صحت‌سنجی

جدول ۵- مقایسه اندازه دهانه ایجاد شده (D) در مدل با داده‌های پژوهش آمبروزینی و نگی [۱۷ و ۱۸]

پژوهش	آمبروزینی (exp)	مدل عددی نگی	مدل این پژوهش	نسبت D مدل به D _{exp}
D (cm)	۱۵۶	۱۴۵	۱۴۹	۰/۹۵۵

جهت عدم بازگشت امواج حاصل از انفجار در مرزهای مدل به داخل محیط خاک و بررسی تنش‌های

۳-۲- بررسی ابعاد مناسب برای مدل و المان‌ها

بررسی این موضوع از روابط (۲) تا (۴) و همچنین روابط زیر استفاده شده است [۱۹]:

$$V_0 = 48.8 f \left(\frac{2.52 R}{W^{1/3}} \right)^{-n} \quad (5)$$

$$C = c + \left(\frac{n+1}{n-2} \right) V_0 \quad (6)$$

$$P_0 = \rho \cdot C \cdot V_0 \quad (7)$$

$$P_{(t)} = P_0 \cdot e^{-\alpha t} \quad (8)$$

در روابط (۵) تا (۸)، V_0 ، f ، n ، W ، C ، P_0 و P_t به ترتیب حداکثر سرعت ذرات، ضریب اتصال، ضریب میرایی، جرم ماده منفجره، سرعت بارگذاری موج انفجار، زمان کل انفجار، حداکثر فشار ناشی از انفجار و فشار در زمان کل انفجار می‌باشد. ضرایب n و f به ترتیب از جدول ۶ و شکل ۸ به دست می‌آیند و ضریب α برابر با یک در نظر گرفته می‌شود.

جدول ۶- ضریب کاهندگی (n) [۱۹]

ضریب کاهندگی (n)	نوع خاک
۱/۵	رس اشباع
۲/۵	لای و رس نیمه اشباع
۲/۵	ماسه خیلی متراکم، خشک و مرطوب
۲/۷۵	ماسه متراکم، خشک و مرطوب
۳/۰	ماسه سست، خشک و مرطوب
۳/۲۵	ماسه خیلی سست، خشک و مرطوب

با توجه به شرایط گفته شده، برای جرم ماده منفجره ۵۰ کیلوگرم و خاک ماسه‌ای در حالت خشک با اندازه بعد المان ۲۸ سانتی‌متر، مقدار P_t با استفاده از روابط آیین‌نامه TM5-855-1 در زمان ۲۵ میلی‌ثانیه برابر با ۰/۷۶۲ مگاپاسکال محاسبه شد و از مدل عددی ۰/۷۵۴ مگاپاسکال به دست آمد (شکل ۹). این موضوع بیانگر مناسب بودن ابعاد المان‌های مدل اجزای محدود

حاصل از تنها یک موج پیش‌رونده در زمان اجرای نرم‌افزار و تحلیل مدل (۲۵ میلی‌ثانیه) انتخاب ابعاد اولیه مناسب برای مدل توسط روابط زیر صورت گرفته است [۱۹]:

$$M = \frac{E(1-\nu)}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (2)$$

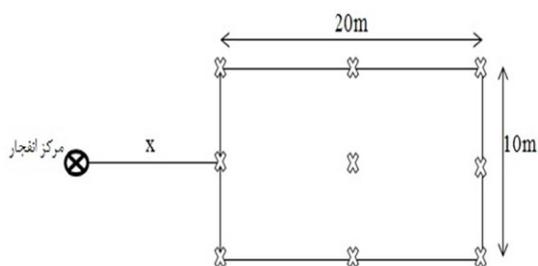
$$c = \sqrt{\frac{M}{\rho}} \quad (3)$$

$$t_a = \frac{R}{c} \quad (4)$$

در روابط (۲) تا (۴)، E ، M ، ν و ρ به ترتیب سختی، مدول الاستیسیته، ضریب پواسون و چگالی خاک، c سرعت موج طولی، t_a زمان پیشروی موج و R مسافتی است که موج در زمان مورد نظر طی می‌کند. بر این اساس طول پیشروی موج در خاک ماسه‌ای در شرایط خشک و اشباع و در خاک رسی در شرایط خشک به ترتیب ۳/۵، ۹/۵ و ۸ متر می‌باشد. از آنجا که ماده منفجره در مرکز مدل در نظر گرفته شده و همچنین در نظر گرفتن مقدار طول بیشتر در جهت اطمینان از نرسیدن موج به مرزهای مدل، بنابراین در این حالت ابعاد $28 \times 28 \times 18$ متر جهت مدل‌سازی فضای خاک در نظر گرفته شد. همچنین مسافت طی شده موج پیش‌رونده در خاک رسی در حالت اشباع ۱۷ متر می‌باشد. در این حالت با توجه به نکات گفته شده ابعاد مدل $40 \times 40 \times 22$ متر در نظر گرفته شد. به عبارت دیگر تفاوت ابعادی مدل برای دو خاک به این علت است که موج حاصل از انفجار در زمان ۲۵ میلی‌ثانیه در خاک رسی طول بیشتری را طی می‌کند. به همین علت برای نرسیدن موج به مرزهای مدل در خاک رسی اشباع ابعاد مدل بیشتر در نظر گرفته شد. جهت بررسی مناسب بودن ابعاد المان‌ها، فشار ایجاد شده توسط موج انفجار در یک المان در فاصله دو متری از مرکز ماده منفجره (در ابعاد مختلف المان) از نرم‌افزار به عنوان خروجی گرفته شد و این فشار با روابط موجود در آیین‌نامه TM5-855-1 صحت‌سنجی گردید [۱۹]. برای

ابعاد زمین مطالعه موردی مورد نظر جهت به دست آوردن عمق گمانه 20×10 متر بوده و تعداد طبقات مورد نظر جهت احداث ساختمان، پنج طبقه می‌باشد. شکل ۱۰ موقعیت قرارگیری زمین مورد نظر در این مطالعه، نقاط مورد بررسی و فاصله آنها را تا مرکز انفجار (X) نشان می‌دهد.

لازم به توضیح است که در خاک‌های ماسه‌ای اشباع، در اثر انفجار احتمال وقوع روانگرایی وجود دارد و لذا لازم است در این نوع خاک‌ها ابتدا مسئله احتمال وقوع روانگرایی مورد بررسی قرار گیرد. جزئیات نحوه این بررسی در تحقیق خدایرست و مقبلی آمده است [۱۳].

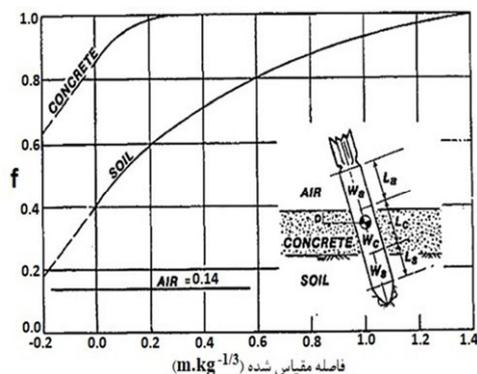


شکل ۱۰- وضعیت قرارگیری زمین مورد نظر در این مطالعه نسبت به مرکز انفجار و نقاط مورد بررسی

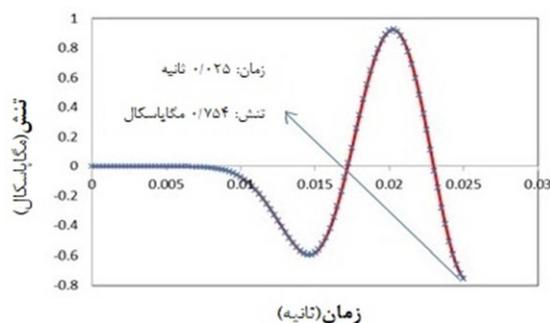
۴-۱- تعیین محدوده تأثیر بار انفجار

در انجام این پژوهش در بررسی محدوده تأثیر بار ناشی از انفجار سه نکته مورد توجه قرار گرفت. اولین نکته توجه به فاصله ایمن بوده به گونه‌ای که اعمال بار انفجار موجب ایجاد خسارت به سازه پس از ساخت در زمین مورد نظر در آینده نشود. به عبارت دیگر حداقل فاصله محل انفجار تا زمین مورد نظر با فرض عدم بروز آسیب و گسیختگی به سازه تعیین شده است. دومین موضوع اندازه‌گیری حداکثر اضافه تنش قائمی است که در اثر انفجار در خاک ایجاد می‌شود تا بتوان از این مقدار تنش به عنوان مبنای اصلی در روابط تعیین عمق گمانه استفاده کرد. نکته آخر اینکه محدوده تأثیر بار انفجار به گونه‌ای تعیین شود که در بیرون از این محدوده اضافه تنش ایجاد شده در اثر انفجار در هیچ نقطه از زمین مورد نظر در اعماق مختلف بیش از ۱۰ درصد تنش مؤثر در آن

می‌باشد. برای خاک رسی بعد امان ۳۰ سانتی‌متر محاسبه گردید.



شکل ۸- ضریب اتصال متناسب با مقدار فاصله مقیاس شده انفجار [۱۹]



شکل ۹- تغییرات مقدار تنش بر حسب زمان در خاک در فاصله دو متری از مرکز انفجار به دست آمده از مدل عددی این تحقیق.

۴- بررسی مدل‌سازی و تحلیل نتایج

با توجه به هدف پژوهش حاضر که بررسی تأثیر بار دینامیکی ناشی از انفجار در به دست آوردن عمق گمانه در مطالعات ژئوتکنیک می‌باشد، در ادامه ابتدا سعی می‌شود محدوده تأثیر انفجار با توجه به جرم و عمق ماده منفجره و نوع خاک تعیین شود. سپس با توجه به مقدار اضافه تنش ناشی از بار انفجار در هر حالت، تأثیر آن در عمق لازم برای حفر گمانه‌ها مورد بررسی قرار می‌گیرد. برای این منظور جهت بررسی تأثیر مقدار ماده منفجره از TNT در جرم‌های ۵۰، ۱۰۰، ۲۰۰ و ۳۰۰ کیلوگرم در مدل‌سازی استفاده شد. همچنین جهت بررسی انفجار در ترازهای مختلف خاک، بررسی انفجار هم در سطح خاک و هم در عمق چهار متری خاک مورد بررسی قرار گرفت.

مشاهده می‌شود محدوده تأثیر بار انفجاری در خاک ماسه‌ای نسبت به خاک رسی مورد مطالعه در این تحقیق کوچکتر می‌باشد. بیشترین مقدار محدوده تأثیر در خاک ماسه‌ای پنج متر می‌باشد در حالی که در خاک رسی این مقدار به عدد نه می‌رسد.

عمق نگردد. در این مطالعه جهت به‌دست آوردن فاصله ایمن، از نتایج به‌دست آمده در مطالعه حسینی و خدایپرست استفاده شده است [۲۰ و ۲۱]. بر این اساس محدوده تأثیر بار دینامیکی ناشی از انفجار برای دو نوع خاک ماسه‌ای و رسی مورد استفاده در این پژوهش در جدول ۷ آمده است. با توجه به جدول ۷ همانطور که

جدول ۷- محدوده تأثیر بار دینامیکی انفجار در خاک ماسه‌ای و رسی خشک مورد مطالعه در این تحقیق

نوع خاک	جرم تی‌ان‌تی (kg)	عمق انفجار (m)	محدوده تأثیر انفجار (m)
خاک ماسه‌ای خشک	۵۰	۴ و صفر	۲-۳
	۱۰۰ و ۲۰۰	۴ و صفر	۲-۴
	۳۰۰	۴ و صفر	۲-۵
خاک رسی خشک	۵۰ و ۱۰۰	۴ و صفر	۲-۸
	۲۰۰	صفر	۳-۸
	۲۰۰	۴	۳-۹
	۳۰۰	۴ و صفر	۴-۹

کیلوگرم TNT در خاک ماسه‌ای خشک در دو زمان ۱۵ و ۲۵ میلی‌ثانیه را نشان می‌دهد. پس از آن تنش حالت ژئواستاتیک از آنها کسر شده تا مقادیر اضافه تنش قائم خالص ناشی از انفجار به‌دست آید. در نهایت میانگین اعداد به‌دست آمده تعیین شد. این روند برای تمامی جرم‌های مختلف TNT و برای هر دو انفجار سطحی و انفجار در عمق چهار متری و همچنین در فواصل مختلف ماده منفجره از زمین مورد مطالعه (فاصله X در شکل ۱۰) انجام شد که نتایج آن در شکل ۱۲ برای خاک‌های ماسه‌ای و رسی در حالت خشک آمده است.

با توجه به شکل ۱۲ مشاهده می‌شود که در شرایط یکسان اضافه تنش‌های بیشتری ناشی از انفجار در خاک رسی مورد مطالعه در این تحقیق نسبت به خاک ماسه‌ای ایجاد شده است. همچنین می‌توان دریافت که خاک ماسه‌ای در حالت خشک رفتار بهتری در عدم انتقال موج

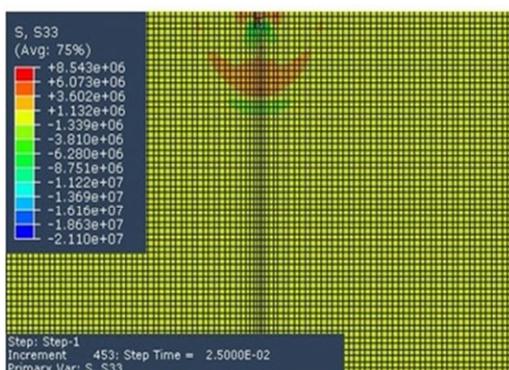
به این ترتیب می‌توان دریافت که خاک ماسه‌ای اثر مناسب‌تری در عدم انتقال امواج حاصل از انفجار نسبت به خاک رسی (دو نوع خاک مورد بررسی در این پژوهش) دارد. این موضوع ارتباط مستقیمی با پارامترهای مشخصات خاک از جمله ضریب پواسون، مدول الاستیسیته و چگالی خاک دارد (روابط (۲) تا (۴)).

۲-۴- میانگین اضافه تنش‌های قائم ایجاد شده در اثر بار انفجار

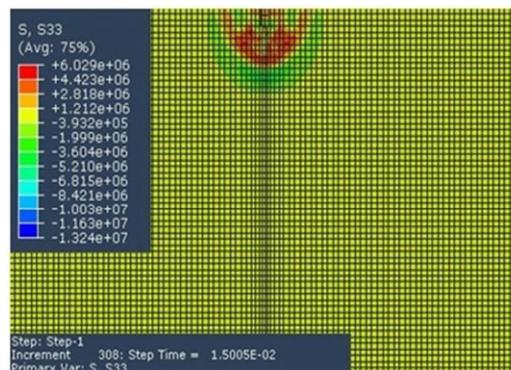
در این مطالعه جهت به‌دست آوردن میانگین اضافه تنش‌های قائم ایجاد شده در زمین مطالعه موردی مورد نظر در اثر انفجار (Q^*)، براساس نتایج تحلیل عددی نسبت به تعیین مقادیر تنش‌های قائم بوجود آمده در نه نقطه در اعماق مختلف خاک (که در شکل ۱۰ با علامت ضربدر مشخص شده‌اند) اقدام گردید. شکل ۱۱ نمونه‌ای از گسترش تنش‌های قائم ایجاد شده در اثر انفجار ۳۰۰

فاز هوا در بین ذرات خاک ماسه‌ای خشک باشد [۷].

ناشی از انفجار دارد. این موضوع می‌تواند به دلیل وجود

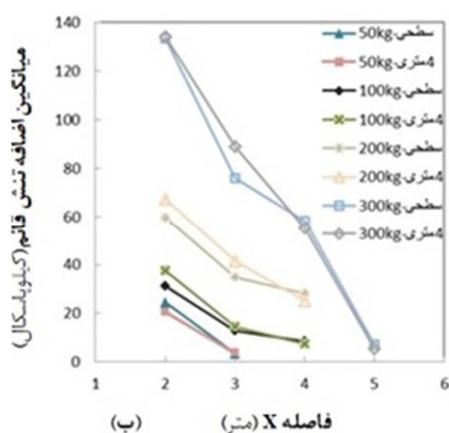


(ب)

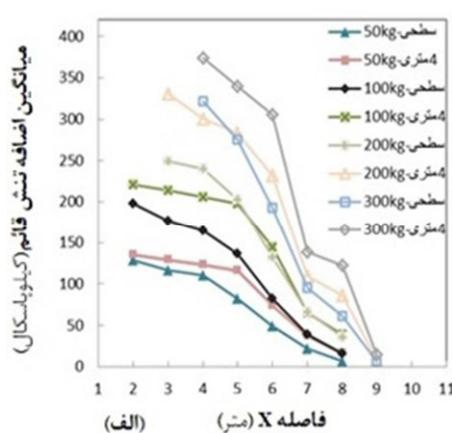


(الف)

شکل ۱۱- تنش‌های قائم ایجاد شده در اثر انفجار ۳۰۰ کیلوگرم TNT در خاک ماسه‌ای خشک، (الف) زمان ۱۵ میلی ثانیه و (ب) زمان ۲۵ میلی ثانیه



(ب) فاصله X (متر)



(الف) فاصله X (متر)

شکل ۱۲- میانگین اضافه تنش قائم ایجاد شده (q^*) در زمین مورد مطالعه در اثر انفجار، (الف) خاک رسی خشک و (ب) خاک ماسه‌ای خشک

می‌باشد. بنابراین عمق گمانه در حالت بارگذاری استاتیکی با توجه به ابعاد زمین مورد نظر در این مطالعه و تعداد طبقات جهت احداث ساختمان (پنج طبقه) برای خاک ماسه‌ای در حالت خشک ۱۰/۴ متر و برای خاک رسی در حالت ذکر شده ۹/۳ متر محاسبه گردید. جهت لحاظ کردن تأثیر بار انفجار در مقدار عمق لازم برای گمانه‌ها مقدار اضافه تنش ناشی از اجرای سازه (سمت چپ رابطه (۹)) با مقدار اضافه تنش‌های قائم ایجاد شده در اثر انفجار جمع شده است. بر این اساس مقدار عمق گمانه‌ها به گونه‌ای تعیین شد که این مجموع از ۱۰ درصد تنش موثر خاک در آن عمق کمتر باشد. نتایج این محاسبات در جدول‌های ۸ و ۹ به ترتیب برای خاک‌های ماسه‌ای خشک و رسی خشک آورده شده است. با توجه به

۴-۳- محاسبه عمق گمانه‌ها با در نظر گرفتن بار انفجار

جهت به دست آوردن عمق گمانه‌ها در هر دو نوع خاک ماسه‌ای و رسی مورد مطالعه در این تحقیق از معیار رسیدن به ترازوی که اضافه تنش ناشی از بارگذاری کمتر از ۱۰ درصد تنش موثر خاک در آن عمق باشد، استفاده شده است (رابطه (۹)):

$$\frac{q_0 \times B \times L}{(B+z)(L+z)} \leq 0.1 \gamma' z \quad (9)$$

در این رابطه، q_0 بار ناشی از اجرای سازه در سطح زمین، B و L به ترتیب طول و عرض ساختمان مورد نظر، γ' وزن مخصوص غوطه‌وری و Z عمق گمانه به دست آمده

مرکز انفجار (۵ درصد) می‌باشد. لازم به ذکر است که تمامی این نتایج، در مورد خاک‌های مورد استفاده و شرایط در نظر گرفته شده در این مطالعه صحیح بوده و ممکن است با تغییر هریک از موارد مذکور نتایج متفاوتی به دست آید.

جدول‌های ۸ و ۹ می‌توان دریافت که بیشترین مقدار افزایش در عمق گمانه مربوط به انفجار ۳۰۰ کیلوگرم TNT در عمق ۴ متر و فاصله ۴ متری از مرکز انفجار در خاک رسی (۱۸۵ درصد) و کمترین آن مربوط به انفجار ۵۰ کیلوگرم TNT در خاک ماسه‌ای و فاصله ۳ متری از

جدول ۸- درصد افزایش عمق گمانه‌ها در زمین مورد مطالعه تحت تأثیر بار ناشی از انفجار در خاک ماسه‌ای خشک

۴				صفر				عمق انفجار (m)
۳۰۰	۲۰۰	۱۰۰	۵۰	۳۰۰	۲۰۰	۱۰۰	۵۰	جرم تی‌ان‌تی (kg)
								فاصله X (m)
۹۲/۵	۵۵	۳۳/۵	۲۴	۹۱/۵	۵۰	۲۹	۲۲	۲
۶۸/۵	۳۶/۵	۱۴/۵	۵	۶۰/۵	۳۲/۵	۱۲/۵	۵	۳
۴۷	۲۴	۷/۵	-	۴۹	۲۷	۷/۵	-	۴
۶	-	-	-	۷/۵	-	-	-	۵

جدول ۹- درصد افزایش عمق گمانه‌ها در زمین مورد مطالعه تحت تأثیر بار ناشی از انفجار در خاک رسی خشک

۴				صفر				عمق انفجار (m)
۳۰۰	۲۰۰	۱۰۰	۵۰	۳۰۰	۲۰۰	۱۰۰	۵۰	جرم تی‌ان‌تی (kg)
								فاصله X (m)
-	-	۱۳۳/۵	۹۵/۵	-	-	۱۲۴/۵	۹۲/۵	۲
-	۱۷۲	۱۳۰	۹۲/۵	-	۱۴۴	۱۱۵	۸۶	۳
۱۸۵	۱۶۲	۱۲۷	۸۹	۱۶۹	۱۴۱	۱۰۹/۵	۸۳	۴
۱۷۴	۱۵۶	۱۲۳/۵	۸۶	۱۵۴	۱۲۶	۹۷	۶۶/۵	۵
۱۶۳	۱۳۷/۵	۱۰۰	۶۱/۵	۱۲۱/۵	۹۴/۵	۶۶/۵	۴۴	۶
۹۸	۸۳	۵۵	۳۵/۵	۷۴	۵۶	۳۶/۵	۲۱/۵	۷
۸۹	۶۹	۳۶/۵	۱۷	۵۲/۵	۳۴/۵	۱۶	۷/۵	۸
۱۵	۹/۵	-	-	۷/۵	-	-	-	۹

در این مطالعه به مانند بخش ۴-۲ مقادیر اضافه تنش قائم خالص ناشی از بار انفجار برای خاک‌های ماسه‌ای و رسی در حالت اشباع در زمین مورد مطالعه تعیین شد. لازم به توضیح است که در حالت اشباع نتایج فقط برای جرم‌های ۱۰۰ و ۳۰۰ کیلوگرم و برای دو انفجار سطحی و انفجار در عمق چهار متری و در فواصل مختلف ماده منفجره از زمین مورد مطالعه (فاصله X در شکل ۱۰) تعیین شد و نتایج آن در شکل ۱۳ برای خاک‌های ماسه‌ای و رسی در حالت اشباع آمده است. با توجه به

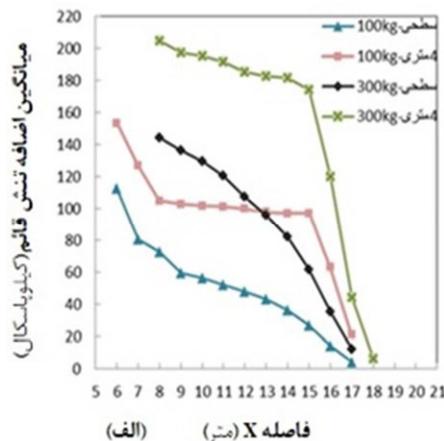
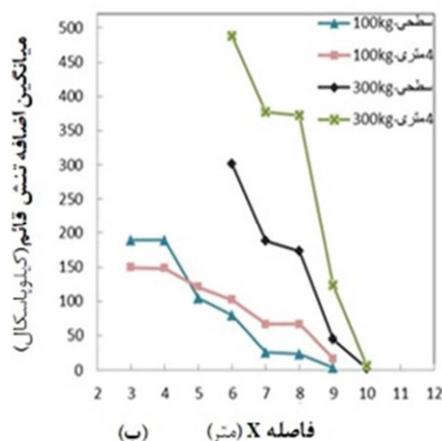
۴-۴- تحلیل نتایج برای خاک‌های ماسه‌ای و رسی در حالت اشباع

در این پژوهش مراحل به دست آوردن میانگین اضافه تنش‌های قائم ایجاد شده در اثر بار انفجاری (q^*) و همچنین به دست آوردن عمق گمانه با در نظر گرفتن بار انفجاری برای حالت اشباع خاک‌های ماسه‌ای و رسی مورد بررسی قرار گرفت که در ادامه آورده شده است.

۴-۴-۱- میانگین اضافه تنش‌های قائم ایجاد شده در اثر بار انفجار

اثر بار انفجار در هر دو خاک نسبت به حالت خشک آنها، در فواصل دورتری از مرکز انفجار گسترش یافته است که مهمترین دلیل آن افزایش ضریب پواسون خاک در حالت اشباع نسبت به حالت خشک می‌باشد (روابط (۲) تا (۴)).

شکل ۱۳ مشاهده می‌شود که اضافه تنش‌های بیشتری ناشی از انفجار در خاک ماسه‌ای اشباع مورد مطالعه در این تحقیق نسبت به خاک رسی اشباع ایجاد شده است. همچنین با ایجاد شرایط اشباع، تنش‌های ایجاد شده در



شکل ۱۳- میانگین اضافه تنش قائم ایجاد شده (q^*) در زمین مورد مطالعه در اثر انفجار، (الف) خاک رسی اشباع و (ب) خاک ماسه‌ای اشباع

(سمت چپ رابطه (۹)) با مقدار اضافه تنش‌های قائم ایجاد شده در اثر انفجار جمع شده است. بر این اساس مقدار عمق گمانه‌ها به گونه‌ای تعیین شد که این مجموع از ۱۰ درصد تنش موثر خاک در آن عمق کمتر باشد. نتایج این محاسبات در جدول‌های ۱۰ و ۱۱ به ترتیب برای خاک‌های ماسه‌ای اشباع و رسی اشباع آورده شده است.

۴-۴-۲- محاسبه عمق گمانه‌ها با در نظر گرفتن بار انفجار با استفاده از رابطه (۹) عمق گمانه در حالت بارگذاری استاتیکی با توجه به ابعاد زمین مورد نظر در این مطالعه و تعداد طبقات جهت احداث ساختمان (پنج طبقه) برای خاک ماسه‌ای در حالت اشباع ۱۷/۴ متر و برای خاک رسی در حالت ذکر شده ۱۳/۷ متر به دست می‌آید. جهت لحاظ کردن تأثیر بار انفجار در مقدار عمق لازم برای گمانه‌ها مقدار اضافه تنش ناشی از اجرای سازه

جدول ۱۰- درصد افزایش عمق گمانه‌ها در زمین مورد مطالعه تحت تأثیر بار ناشی از انفجار در خاک ماسه‌ای اشباع

۴		صفر		عمق انفجار (m)
				جرم تی‌ان‌تی (kg)
۳۰۰	۱۰۰	۳۰۰	۱۰۰	فاصله X (m)
-	۸۸	-	۱۰۱	۳
-	۸۶	-	۱۰۰	۴
-	۷۴/۵	-	۶۷	۵
۱۷۹	۶۶	۱۳۶	۵۵	۶
۱۵۵	۴۷/۵	۱۰۰/۵	۲۲	۷
۱۵۳	۴۶/۵	۹۵/۵	۲۰	۸
۷۵/۵	۱۴/۵	۳۵	۴	۹
۶/۵	-	۲/۵	-	۱۰

جدول ۱۱- درصد افزایش عمق گمانه ها در زمین مورد مطالعه تحت تأثیر بار ناشی از انفجار در خاک رسی اشباع

۴		صفر		عمق انفجار (m)
				جرم تی‌ان‌تی (kg)
۳۰۰	۱۰۰	۳۰۰	۱۰۰	فاصله X (m)
-	۹۳/۵	-	۷۵	۶
-	۸۲/۵	-	۵۸/۵	۷
۱۱۳	۷۱/۵	۸۹	۵۳/۵	۸
۱۱۰	۷۰	۸۶	۴۶	۹
۱۰۹/۵	۷۰	۸۲/۵	۴۴	۱۰
۱۰۸	۶۹/۵	۷۹	۴۱/۵	۱۱
۱۰۶	۶۸/۵	۷۲	۳۸/۵	۱۲
۱۰۵	۶۸	۶۷	۳۶	۱۳
۱۰۴/۵	۶۷	۵۹	۳۰/۵	۱۴
۱۰۲	۶۵	۴۷/۵	۲۳/۵	۱۵
۷۹	۴۸	۳۰	۱۳	۱۶
۳۷	۱۹	۱۱/۵	۴/۵	۱۷
۶	-	-	-	۱۸

غیرخطی به روش اجزای محدود انجام شد. پس از آن درصد افزایش عمق لازم برای گمانه‌ها برای زمین مورد مطالعه و مشخصات در نظر گرفته شده برای سازه آن تحت تأثیر بار دینامیکی ناشی از انفجار تعیین گردید. این پژوهش با تغییر پارامترهای مختلفی از جمله فاصله ماده منفجره از زمین مورد مطالعه، جرم ماده منفجره، عمق مدفون ماده منفجره و تغییر شرایط رطوبتی خاک‌ها انجام شد. درصد افزایش عمق گمانه در خاک‌های ماسه‌ای و رسی به ترتیب از ۵ (انفجار سطحی تی‌ان‌تی به جرم ۵۰ کیلوگرم در فاصله ۳ متری) تا ۹۲/۵ درصد (انفجار تی‌ان‌تی به جرم ۳۰۰ کیلوگرم در عمق ۴ متری و در فاصله ۲ متری) و ۷/۵ (انفجار سطحی تی‌ان‌تی به جرم ۵۰ کیلوگرم در فاصله ۸ متری) تا ۱۸۵ درصد (انفجار تی‌ان‌تی به جرم ۳۰۰ کیلوگرم در عمق ۴ متری و در فاصله ۴ متری) متغیر بودند. این تغییرات برای خاک ماسه‌ای اشباع از ۲/۵ (انفجار سطحی تی‌ان‌تی به جرم ۱۰۰ کیلوگرم در فاصله ۱۰ متری) تا ۱۷۹ درصد (انفجار

با توجه به جدول‌های ۱۰ و ۱۱ می‌توان دریافت که بیشترین مقدار افزایش در عمق گمانه مربوط به انفجار ۳۰۰ کیلوگرم TNT در عمق ۴ متر و فاصله ۶ متری از مرکز انفجار در خاک ماسه‌ای (۱۷۹ درصد) و کمترین آن مربوط به انفجار ۳۰۰ کیلوگرم TNT در خاک ماسه‌ای و فاصله ۱۰ متری از مرکز انفجار (۲/۵ درصد) می‌باشد. لازم به ذکر است که تمامی این نتایج مربوط به خاک‌های مورد استفاده و شرایط در نظر گرفته شده در این مطالعه بوده و ممکن است با تغییر هریک از موارد مذکور نتایج متفاوتی به دست آید.

۵- نتیجه گیری

در این پژوهش مدل‌سازی عددی اعمال بار انفجار در دو نوع خاک ماسه‌ای و رسی و در دو شرایط خشک و اشباع جهت بررسی اضافه تنش‌های قائم ایجاد شده در اثر بارگذاری انفجار، با استفاده از نرم‌افزار آباکوس و روش کوپل اولیری-لاگرانژی و تحلیل سه‌بعدی دینامیکی

در افزایش مقدار اضافه تنش ایجاد شده در خاک و به دنبال آن درصد افزایش عمق گمانه دارد. همچنین در شرایط یکسان، اضافه تنش و عمق گمانه بیشتری برای خاک رسی مورد مطالعه در این تحقیق نسبت به خاک ماسه‌ای محاسبه گردید.

تی‌ان‌تی به جرم ۳۰۰ کیلوگرم در عمق ۴ متری و در فاصله ۶ متری) و برای خاک رسی اشباع از ۴/۵ (انفجار سطحی تی‌ان‌تی به جرم ۱۰۰ کیلوگرم در فاصله ۱۷ متری) تا ۱۱۳ درصد (انفجار تی‌ان‌تی به جرم ۳۰۰ کیلوگرم در عمق ۴ متری و در فاصله ۸ متری) بود. نتایج بررسی‌ها نشان داد که اشباع شدن خاک تأثیر چشمگیری

مراجع

- [1] Ambrosini, D. & Luccioni, B. (2019). "Effects of underground explosions on soil and structures". *Underground Space*, 1-15.
- [2] Yang, G., Wang, G., Lu, W., Zhao, X., Yan, P. & Chen, M. (2018). "Numerical modelling of surface explosion effects on shallow-buried box culvert behavior during the water diversion". *Thin-Walled Structures*, 133, 153-168.
- [3] Wang, M. & Qiu, Y. (2017). "Similitude laws and modeling experiments of explosion cratering in multi-layered geotechnical media". *Impact engineering*, 1-41.
- [4] Charlie, W. A., Veyera, G. E., Durnford, D. S. & Doehring D. O. (1996). "Porewater pressure increases in soil and rock from underground chemical and nuclear explosions". *Engineering Geology*, 43, 225-236.
- [5] Ma, G. W., Hao, H. & Zhou Y. X. (1998). "Modeling of wave propagation induced by underground explosion". *Computers and Geotechnics*, 22(3/4), 283-303.
- [6] Wang, Z. & Lu, Y. (2003). "Numerical analysis on dynamic deformation mechanism of soils under blast loading". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23, 705-714.
- [7] Wang, Z. (2004). "Numerical investigation of effects of water saturation on blast wave propagation in soil mass". *Journal of Engineering Mechanics*. 551-560.
- [8] Rigby, S. E., Fay, S. D., Tyas, A., Clarke, S. D., Reay, J. J., Warren, J. A., Gant, M. & Elgy, I. (2018). "Influence of particle size distribution on the blast pressure profile from explosives buried in saturated soils". *Journal of Shock Waves*, 28, 613-628.
- [9] Adibi, O., Azadi, A., Farhanieh, B. & Afshin, H. (2017). "A parametric study on the effects of surface explosions on buried high pressure gas pipelines". *Journal of Engineering Solid Mechanics*, 5, 225-244.
- [10] Chakraborty, T. (2016). "Analysis of hollow steel piles subjected to buried blast loading". *Computers and Geotechnics*, 78, 194-202.
- [11] Liu, H. (2012). "Soil-structure interaction and failure of cast-iron subway tunnels subjected to medium internal blast loading". *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 26, 691-701.
- [12] Nagy, N., Mohamed, M. & Boot, J. C. (2010). "Nonlinear numerical modeling for the effects of surface explosions on buried reinforced concrete structures". *Geomechanics and Engineering*, 2(1), 1-18.
- [13] Khodaparast, M. & Moghbeli, M. (2019). "Numerical simulation of blast induced soil liquefaction". *Modern Defense Science and Technology*, 11(2), 205-210.
- [14] Abaqus V6.13 users guide. (2013). Providence, R1, USA: *Abaqus Inc.*, DS SIMULIA.
- [15] Chengqing, W. & Hong, H. (2005). "Numerical study of characteristics of underground blast induced surface ground motion and their effect on above-ground structures". Part I. Ground motion characteristics. *Soil Dynamic and Earthquake Engineeng*, 25, 27-38.
- [16] Abaqus/Explicit V6.13 user manual. (2013). Providence, R1, USA: *Abaqus Inc.*, DS SIMULIA.
- [17] Ambrosini, R. D. & Luccioni, B. M. (2006). "Craters produced by explosions on the soil surface". *Journal of Applied Mechanics*, 73, 890-900.
- [18] Nagy, N., Mohamed, M. & Boot, J. (2007). "Numerical Investigation of Surface Explosion Effects on Clay Soils". *4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, 73, 41206.
- [19] TM5-855-1. (1986). *Fundamental of protective design for conventional weapons*. US Army technical manual.
- [20] Hoseini, S. H. (2017). "Passive defense considerations in the design of piles by examining the effects of explosion loading on their behavior". Master's Thesis University of Qom.
- [21] Khodaparast, M. & Hoseini, S. H. (2018). "Effect of Pile Space in Pile Group under Explosive Loading". *Modern Defense Science and Technology*, 9(4), 393-404.

مسعود احمدی*

استادیار، دانشکده فنی مهندسی،
دانشگاه آیت الله بروجردی (ره)،
بروجرد، ایران.
پست الکترونیک:
masoud.ahmadi@abru.ac.ir

مهدی عبادی جامخانه

استادیار، گروه مهندسی عمران،
دانشکده فنی و مهندسی،
دانشگاه دامغان.
پست الکترونیک:
m.ebadi@du.ac.ir

مهدی کاماسی

دانشیار، دانشکده فنی مهندسی،
دانشگاه آیت الله بروجردی (ره)،
بروجرد، ایران.
پست الکترونیک:
komasi@abru.ac.ir

اثر خوردگی آرماتورها بر رفتار چرخه ای پایه پل های بتن آرمه

پل‌ها یکی از ارکان مهم در سیستم حمل و نقل بوده که می‌توانند تحت اثر محیط‌های مهاجم دچار زوال در عملکرد شوند. خوردگی آرماتورهای فولادی از جمله عوامل اصلی زوال عملکرد در پل‌های بتن آرمه است. تغییرات آب و هوایی خوردگی آرماتورها را تشدید کرده و قابل انتظار است که خرابی‌های بیشتری در یک بازه زمانی کوتاه ایجاد کنند. پل‌ها با اثر خوردگی آرماتورها که در مناطق لرزه‌خیزی بالا واقع شده اند، احتمالاً آسیب‌پذیری بالاتری را در طول زمان بهره‌برداری خود خواهند داشت. از این‌رو بایستی عملکرد لرزه‌ای آنها به دقت مورد ارزیابی قرار گیرد. در این مطالعه، یک تحلیل المان محدود غیرخطی سه‌بعدی کارآمد براساس روش دینامیکی صریح برای بررسی رفتار پایه‌های پل سالم (بدون خوردگی) و دارای خوردگی به‌کار گرفته شده است. در تحلیل‌های انجام شده، تأثیر سطوح ۱۰، ۲۰ و ۳۰٪ خوردگی بر رفتار چرخه‌ای پایه‌های پل مورد بررسی قرار گرفته است. پارامترهای در نظر گرفته شده در این مدل‌های عددی شامل کاهش تنش پیوستگی و خصوصیات مکانیکی اصلاح شده برای بتن و فولاد (کشش و فشار) تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای می‌باشد. مدل عددی استفاده شده از طریق مقایسه با نتایج آزمایشگاهی راستی آزمایی شده است. نتایج نشان داد که رویکرد مورد استفاده تخمین مناسبی از عملکرد پایه پل‌ها تحت اثر بارهای چرخه‌ای ارائه می‌کند. همچنین کمک می‌کند تا بتوان با بررسی پل‌های موجود مواردی که اولویت بیشتری برای مقاوم سازی دارند را شناسایی کرد.

واژگان کلیدی: خوردگی، پایه پل، بارگذاری چرخه‌ای، شکل‌پذیری، اتلاف انرژی.

۱- مقدمه

گرفته‌اند، به طور اجتناب ناپذیری رفتار لرزه‌ای آنها تحت تأثیر این شرایط قرار گرفته و نمی‌توانند عملکرد مناسبی که برای آن طراحی شده‌اند را تأمین کنند [۳]. زوال ایجاد شده نه تنها سطح ایمنی بلکه طول عمر مفید بهره‌برداری سازه‌ها را نیز کاهش می‌دهد. از این‌رو نیاز به بررسی مدت زمان سرویس‌دهی این سازه‌ها بیش از گذشته احساس می‌شود. سازه‌های ساحلی در مناطق گرم و خورنده جزو آن دسته از سازه‌های بتن آرمه هستند که استفاد از آنها روز به روز در حال افزایش است. عمر مفید این سازه‌ها اهمیت زیادی دارد، زیرا پس از گذشت مدت زمان اندکی از بهره‌برداری، خوردگی می‌تواند هزینه‌های قابل توجهی به سازه وارد کند. خوردگی می‌تواند به طرق مختلف مانند کاهش مقطع آرماتور، کاهش مقاومت

سالانه هزینه‌های قابل توجهی توسط دولت‌ها صرف تعمیر، مقاوم‌سازی و جایگزینی سازه‌های بتن آرمه دارای ضعف در عملکرد می‌شود [۱]. خوردگی آرماتور یکی از دلایل اصلی زوال عملکرد در سازه‌های بتن آرمه بوده که بر عملکرد آنها تأثیرگذار می‌باشد [۲]. عموماً زیرساخت‌های عمرانی که در طول دوره بهره‌برداری طولانی مدت تحت شرایط محیطی خارجی نامساعد قرار

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۸/۲۷، بازنگری ۱۴۰۰/۱۰/۲۷، پذیرش ۱۴۰۰/۱۰/۲۹.
DOI: 10.22091/cer.2022.7589.1327 شناسه دیجیتال

فرآیندهای مخرب وجود داشته و از سوی دیگر عموماً با گذر زمان میزان ترافیک عبوری از پل نیز افزایش می‌یابد. عمر مفید این سازه‌ها اهمیت زیادی دارد، زیرا پس از گذشت مدت زمانی از بهره‌برداری خوردگی می‌تواند خسارات زیادی به اعضای سازه‌ای وارد کند و عموماً مقاوم‌سازی آن نیازمند صرف هزینه‌های قابل‌توجهی می‌باشد. بررسی زوال سازه‌ای ناشی از خوردگی فولاد و آسیب‌های لرزه‌ای، اخیراً در مطالعات زیادی مورد توجه قرار گرفته است [۶ و ۷]. چنین خرابی به ویژه هنگامی که خوردگی در نواحی مستعد مفاصل پلاستیک (نواحی که نیاز به مقاومت و شکل‌پذیری قابل ملاحظه‌ای دارند) در پایه‌های پل اتفاق می‌افتد نگرانی‌های زیادی را ایجاد می‌کند. مطالعات اوپو^۲ و همکاران نشان داده است که خوردگی سبب کاهش مقاومت اعضای بتن آرمه شده و همچنین به دلیل خوردگی آرماتور عرضی، حالت شکست از شکست خمشی شکل‌پذیر به شکست خمشی-برشی ترد تغییر می‌یابد [۸]. پژوهشگران، مدلی تحلیلی برای بررسی ظرفیت باربری محوری فشاری ستون‌های بتن آرمه دارای خوردگی را پیشنهاد کردند که اثرات ترک خوردگی و پوسته شدن بتن، زوال خواص مکانیکی آرماتورها و کمانش میلگرد را در نظر می‌گیرد [۹]. لی^۳ و همکاران رفتار محوری ستون‌های دارای خوردگی را با استفاده از تحلیل المان محدود مورد مطالعه قرار دادند. همچنین در مطالعه دیگری، اثرات خوردگی میلگرد را بر روی رفتار لرزه‌ای یک ستون بتن آرمه از طریق آزمایش بارگذاری چرخه‌ای بررسی کرده و نتایج نشان داد که بار نهایی و اتلاف انرژی یک نمونه با ۱۸/۴۵٪ افت جرم میلگرد به ترتیب ۲۱/۸۵ و ۴۰/۵٪ کاهش یافته است [۱۰] و [۱۱]. ژیو^۴ و همکاران و ویو^۵ و همکاران، آزمایش‌های بارگذاری چرخه‌ای برای مطالعه اثرات خوردگی میلگرد و

آرماتور خورده شده، کاهش سطح مقطع بتن به دلیل ترک خوردگی و پوسته شدن ناشی از خوردگی و کاهش تنش پیوستگی بین بتن و میلگرد بر مقاومت و رفتار عضو بتن آرمه تأثیرگذار باشد.

به‌طور کلی پس از مرحله بتن ریزی به دلیل خاصیت قلیایی محیط بتن، لایه میکروسکوپی اکسید بر سطح آرماتورهای فولادی ایجاد می‌شود که در محیط قلیایی بتن پایدار بوده و از آرماتور در برابر خوردگی محافظت می‌نماید. قلیایی بودن محیط بتن به دلیل وجود هیدروکسید کلسیم ایجاد شده در اثر آب‌پوشی^۱ سیمان می‌باشد [۴]. خوردگی میلگرد در بتن یک فرآیند الکتروشیمیایی است که در آن نواحی آندی و کاتدی بر روی میلگرد فولادی تشکیل می‌شوند. در ناحیه آندی فلز آهن با از دست دادن الکترون اکسیده و به یون آهن تبدیل می‌شود. الکترون‌های آزاد شده در ناحیه آندی از درون میلگرد به سوی ناحیه کاتدی حرکت می‌کنند و در ناحیه کاتدی با احیا اکسیژن، یون هیدروکسید پدید می‌آورند [۵].

پل‌ها که در زمان‌های عادی برای امور حمل و نقل مهم می‌باشند، در رخدادهای ویرانگر (تندباد و زلزله شدید) نقش ویژه‌ای در امدادسانی به مناطق آسیب دیده دارند. از این‌رو این سازه‌ها باید در این رخدادهای کمترین آسیب را متحمل شوند تا وقفه‌ای در بهره‌برداری و خدمت‌رسانی آنها ایجاد نشود. با توجه به زلزله خیز بودن ایران، مسائل مربوط به برقراری ایمنی در هنگام حوادث چون زلزله، دارای اهمیت ویژه‌ای می‌باشد. در شرایط بحرانی، عملکرد ایمن شریان‌های اصلی و عدم وقفه در بهره‌برداری از آنها که به‌طور غیرمستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات می‌شود، بسیار حائز اهمیت است. در این بین، پل‌های ساخته‌شده در مسیر این گذرها مخصوصاً پل‌های ساخته‌شده بر روی رودخانه از اهمیت بالاتری برخوردار هستند. در این پل‌ها با مرور زمان امکان تشدید

2- Ou

3- Li

4- Guo

5- Vu

1- Hydration

در این بخش ابتدا رفتار فشاری و کششی بتن بدون اثرات خوردگی بیان می‌گردد و در ادامه برای در نظرگیری اثرات خوردگی اصلاحاتی انجام می‌گیرد.

۲-۱-۱- منحنی تنش- کرنش بتن غیرمحصور در فشار و کشش (بدون اثرات خوردگی)

در شکل ۱، رفتار بتن در کشش و فشار نشان داده شده است. بتن در فشار در ابتدا دارای رفتار خطی است و سپس وارد ناحیه غیرخطی می‌شود. در ناحیه خطی پس از باربرداری تغییرشکل دائمی در مصالح باقی نمی‌ماند ولی در ناحیه غیرخطی پس از باربرداری مقداری تغییرشکل دائمی در بتن وجود خواهد داشت. برای بتن تحت فشار سه ناحیه از نمودار در نظر گرفته شده است. اولین قسمت از نمودار تا تنش حدی متناسب با آن الاستیک فرض می‌شود. مقدار این تنش حدی برابر $0.4f'_c$ در نظر گرفته می‌شود که در آن f'_c مقاومت فشاری بتن می‌باشد. کرنش ϵ_{c0} مربوط به این تنش و برابر با 0.002 در نظر گرفته شده است. نسبت پواسون هم برابر 0.2 فرض می‌شود. دومین قسمت از نمودار که شکل سهموی دارد از نقطه با تنش $0.4f'_c$ شروع شده و تا رسیدن به بالاترین مقاومت فشاری بتن (f'_c) ادامه می‌یابد. این قسمت از نمودار توسط رابطه (۱) تعیین می‌شود:

$$\frac{\sigma_c}{f'_c} = \left(\frac{kn - n^2}{1 + (k - 2)n} \right) \quad (1)$$

که در آن σ_c ، تنش فشاری بتن و ضرایب n و k به ترتیب از روابط (۲) و (۳) به دست می‌آیند:

$$n = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c0}} \quad (2)$$

$$k = 1.05E_c \frac{\epsilon_{c1}}{f'_c} \quad (3)$$

که در روابط فوق، ϵ_c و E_c به ترتیب بیانگر کرنش بتن در ناحیه دوم و ضریب کشسانی بتن می‌باشند.

خاموت‌ها بر عملکرد لرزه‌ای ستون‌های بتن آرمه انجام دادند [۱۲ و ۱۳]. نتایج مطالعات نشان داد که بار نهایی یک نمونه با $15/24$ درصد افت جرم میلگرد و $30/19$ درصد افت جرم خاموت به میزان $24/92$ درصد کاهش یافته است [۱۲]. محققان یک المان بتن مسلح سه بعدی را برای در نظر گرفتن اثر خوردگی یکنواخت و حفره‌ای بر روی یک پل قوسی توسعه دادند. این المان قادر به در نظرگیری پارامترهای اثرگذاری همچون زوال در مقاومت پیوستگی بتن و آرماتور و زوال باند- لغزش نمی‌باشد [۱۴].

هدف اصلی مقاله حاضر، تهیه یک مدل عددی برای یک پایه پل بتن آرمه است که تا حد ممکن بتواند اثرات ایجاد شده توسط خوردگی بر رفتار فشاری بتن کاور و هسته، رفتار فشاری و کششی آرماتور و عملکرد تنش پیوستگی- لغزش را در نظر بگیرد. روند مدل‌سازی مورد استفاده با یک نمونه آزمایشگاهی مورد راستی‌آزمایی قرار گرفته است. مقایسه نتایج راستی‌آزمایی با استفاده از نتایج رفتار چرخه‌ای مدل اجزای محدود در ستون بدون خوردگی و همچنین با خوردگی به صورت مجزا انجام شده است. در انتها نیز اثرات درجات مختلف خوردگی بر عملکرد پایه پل بتن آرمه تحت بارگذاری چرخه‌ای مورد بررسی دقیق قرار گرفته است.

۲- مدل‌سازی عددی

جهت بررسی رفتار اعضای بتن آرمه که دچار پدیده خوردگی شده‌اند بایستی تأثیر زوال مصالح بر رفتار غیرخطی این اعضا مورد توجه ویژه‌ای قرار گیرد. از این‌رو، به منظور مدل‌سازی رفتار غیرارتجاعی نیاز به رویکردی کارآمد جهت مدل‌سازی این اعضا می‌باشد. بر این اساس، در این بخش به بیان روش مدل‌سازی مورد استفاده برای بتن و فولاد در نرم افزار آباکوس پرداخته شده است [۱۵].

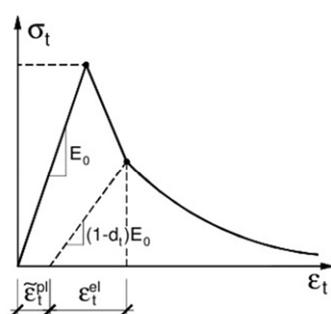
۲-۱- مدل‌سازی رفتار بتن

اثر خوردگی آرماتورها بر رفتار چرخه‌ای پایه پل‌های بتن آرمه

$$\varepsilon_{in} = \varepsilon_t - \varepsilon_{el} \quad (۴)$$

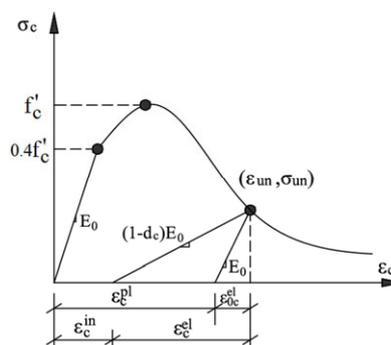
$$\varepsilon_{el} = \frac{\sigma}{E} \quad (۵)$$

در روابط فوق، ε_t : کرنش کل، ε_{el} : کرنش الاستیک و ε_{in} : کرنش غیرالاستیک می‌باشند.



(ب)

سومین قسمت نمودار تنش-کرنش قسمت نزولی نمودار از f'_c به $0.4f'_c$ است که در این مطالعه، فاکتور کاهش r برابر با 0.85 فرض شده است. همچنین کرنش نهایی بتن در گسیختگی مربوط به تنش f'_c برابر با 0.0065 می‌باشد. در نرم افزار آباکوس، منحنی تنش-کرنش باید به صورت تنش-کرنش غیرالاستیک متناظر معرفی شود. کرنش غیرالاستیک برابر با اختلاف کرنش کل و کرنش الاستیک است، که از روابط (۴) و (۵) محاسبه می‌شود:



(الف)

شکل ۱- رفتار بتن در (الف) فشار و (ب) کشش [۱۶]

مدل اسکات^۶ و همکاران استفاده شده است [۱۸]. این مدل حالت اصلاح شده‌ای از مدل ارائه شده توسط کنت و پارک^۷ است. تفاوت عمده این دو مدل مربوط به مقدار حداکثر تنش است که در مدل اسکات با استفاده از یک ضریب افزایش یافته است. روابط پیشنهادی در این مدل برای دو بازه کرنش تعرف گردیده که در ادامه ذکر شده است:

$$\text{در حالت } \varepsilon_c \leq k \varepsilon_{c0}$$

$$f_c = f_{cc} \left[\frac{2\varepsilon_c}{k \varepsilon_{c0}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{k \varepsilon_{c0}} \right)^2 \right] \quad (۶)$$

$$\text{در حالت } \varepsilon_c > k \varepsilon_{c0}$$

$$f_c = f_{cc} \left[1 - Z_m (\varepsilon_c - k \varepsilon_{c0}) \right] \quad (۷)$$

مقاومت کششی بتن حدود ۷ تا ۱۵ درصد مقاومت نهایی فشاری بتن است در صورتی که نتایج آزمایشگاهی در دسترس نباشد می‌توان از رابطه پیشنهادی آیین نامه ACI 318 (رابطه ۱-۲-۱۹) استفاده نمود [۱۷]. در راهنمای نرم‌افزار آباکوس توصیه شده است که تنش در کرنش حدود ۱۰ برابر کرنش ترک‌خوردگی برابر صفر در نظر گرفته شود [۱۶]. هرچقدر مقدار این کرنش کمتر در نظر گرفته شود مشکلات همگرایی بیشتر شده و احتمال واگرایی حل در مرحله اول بیشتر می‌شود. با توجه به بررسی‌های انجام شده حداقل مقدار قابل استفاده در این مطالعه ۰/۰۰۱ به دست آمده و از همین مقدار در تمام تحلیل‌ها استفاده شده است.

۲-۱-۲- منحنی تنش-کرنش بتن محصور در فشار

تاکنون مدل‌های مختلفی برای رابطه تنش-کرنش فشاری بتن محصور معرفی شده است. در این مطالعه از

^۶- Scott

^۷- Kent and Park

که در روابط فوق، پارامترهای k ، f'_{cc} و Z_m از روابط زیر محاسبه می‌شوند:

که در روابط فوق، پارامترهای k ، f'_{cc} و Z_m از روابط زیر محاسبه می‌شوند:

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \quad (۸)$$

$$f'_{cc} = K f'_c \quad (۹)$$

$$z_m = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.29 f'_c}{145 f'_c - 1000} + \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{h''}{s}} - k \epsilon_{c0}} \quad (۱۰)$$

در رابطه فوق مقادیر نسبت حجمی میلگردهای عرضی و تنش تسلیم آنها به ترتیب با مقادیر ρ_s و f_{yh} نشان داده می‌شود.

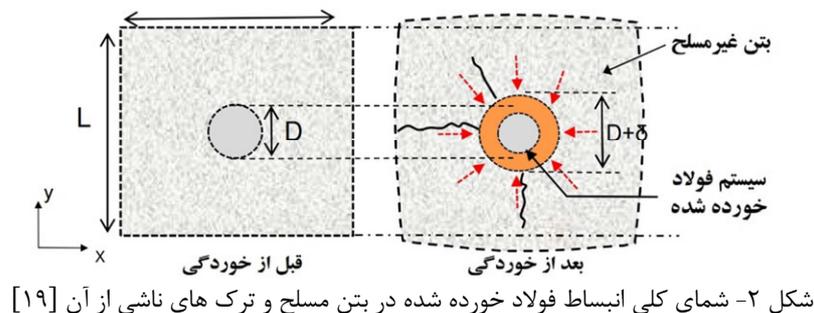
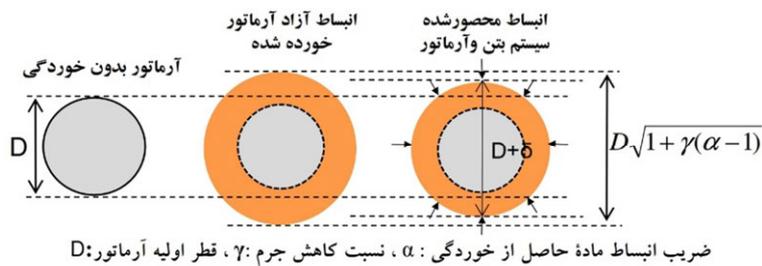
۲-۱-۳- پارامترهای آسیب در کشش و فشار

یکی از موارد تأثیرگذار در رفتار کلی سازه شیب باربرداری است. معمولاً شیب باربرداری برابر با همان ضریب کشسانی اولیه در نظر گرفته می‌شود. این فرض برای موادی مانند فولاد صحیح است، اما برای بتن بدلیل آسیب‌های وارده بر اثر ترک‌خوردگی و خردشدگی، این شیب از مقدار اولیه کمتر خواهد بود. این قابلیت در نرم‌افزار آباکوس گنجانده شده که می‌توان به وسیله معرفی پارامترهای d_t و d_c کاهش سختی باربرداری را در محاسبات وارد کرد. سختی باربرداری در فشار از ضرب

المان Solid از بهترین المان‌هایی است که می‌تواند برای مدل‌سازی بتن استفاده شود. در این مطالعه از المان Solid هشت گره‌ای سه‌بعدی (C3D8) استفاده شده است. برای تعریف رفتار بتن در مدل اجزای محدود، دیگرام تنش- کرنش برای بتن غیرمحصور و بتن محصور شده تحت بارگذاری فشاری در مدل مورد استفاده قرار گرفته است.

۲-۱-۵- اصلاح رفتار بتن کاور (با در نظر گرفتن خوردگی)

در شکل ۲، دیگرام شماتیک برای هندسه انبساط یافته آرماتور و بتن نشان داده شده است. در صورتی که هیچگونه قیدی از طرف بتن به آرماتور وارد نگردد، مواد خوردگی می‌توانند به راحتی و بدون ایجاد تنش انبساط پیدا کنند. با توجه به شکل ۲ می‌توان میزان کاهش حجم آرماتور و قطر آرماتور باقیمانده و همچنین حجم مواد حاصل از خوردگی و در نتیجه کرنش حاصل از این انبساط حجم را به دست آورد.



شکل ۲- شمای کلی انبساط فولاد خورده شده در بتن مسلح و ترک‌های ناشی از آن [۱۹]

خوردگی) می‌باشند. تعداد میلگردهای مقطع و عرض کلی ترک برای درصد معین خوردگی (X) به ترتیب با پارامترهای n_{bars} و W_{cr} نشان داده می‌شود.

برای اصلاح منحنی کششی از مطالعات انجام شده توسط محققان و براساس فرضیات ماکزیمم مقاومت کششی برابر با ۱/۴۸ مگاپاسکال و انرژی شکست برابر با ۰/۱۲۴ نیوتن بر میلیمتر استفاده شده است [۲۱ و ۲۲]. پهنای نوار ترک براساس مطالعات چای^۹ برابر با ریشه سوم حجم المان مش در نظر گرفته شده است [۲۳].

۲-۱-۵- اصلاح رفتار بتن هسته (با در نظر گرفتن خوردگی)

مطالعات اسکات و همکاران نشان داده است که مقاومت فشاری بتن محصور در هسته بتن تابعی از تنش تسلیم آرماتورهای عرضی و همچنین نسبت حجمی آنها می‌باشد [۱۸]. برای اصلاح منحنی نیاز به محاسبه ضریب K (معادله (۸)) می‌باشد. اگر نتوان از خوردگی آرماتورهای عرضی جلوگیری نمود بایستی به دلیل کاهش سطح مقطع این آرماتورها، نسبت حجمی آنها را در رابطه (۸) کاهش داد. از سوی دیگر، خوردگی سبب کاهش تنش تسلیم آرماتورهای عرضی نیز خواهد شد. قابل ذکر است اطلاعات کامل‌تر این موضوع در بخش اصلاح رفتار آرماتورها بیان می‌گردد. می‌توان از روابط پیشنهادی زیر جهت کاهش قطر و تنش تسلیم آرماتورهای عرضی استفاده نمود [۲۴-۲۶]. این روابط براساس درصد کاهش جرم تعریف گردیده‌اند:

$$D_{Corr} = D [1 - 0.01\psi]^{0.5} \quad (15)$$

$$f_{yh,Corr} = f_{yh} [1 - 0.005\psi] \quad (16)$$

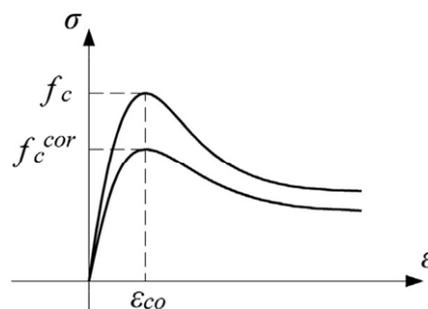
در روابط فوق، مقادیر D_{Corr} و $f_{yh,Corr}$ به ترتیب نشان‌دهنده قطر و تنش تسلیم آرماتورهای عرضی در حالت خوردگی می‌باشند. قطر و تنش تسلیم متناظر با حالت بدون خوردگی نیز با D و f_{yh} نشان داده می‌شود.

^۹- Chai

در این مطالعه از رویکرد پیشنهادی توسط کرونی و گمبارووا^۸ برای اصلاح رفتار فشاری بتن مطابق شکل ۳ استفاده شده است [۲۰]. رابطه زیر براساس این مطالعه پیشنهاد شده است:

$$f_c^{cor} = \frac{f_c}{1 + K \frac{\epsilon_1}{\epsilon_{c0}}} \quad (11)$$

که در این رابطه پارامترهای f_c و f_c^{cor} به ترتیب بیانگر مقاومت فشاری بتن کاور در دو حالت با و بدون خوردگی می‌باشند.



شکل ۳- اصلاح رفتار فشاری بتن تحت اثر خوردگی آرماتور [۲۰]

اثرات نوع سطح خارجی و قطر میلگرد به کمک پارامتر K در نظر گرفته شده است که می‌توان آن را برای آرماتور آبدار و قطرهای معمول آرماتور برابر با ۰/۱ در نظر گرفت. همچنین پارامترهای ϵ_1 و ϵ_{c0} به ترتیب کرنش متناظر با ماکزیمم تنش قابل تحمل بتن و کرنش کششی متوسط در بتن ترک‌خورده می‌باشند. پارامتر ϵ_1 را می‌توان به کمک روابط زیر محاسبه نمود:

$$\epsilon_1 = \frac{P_{corr} - P_0}{P_0} \quad (12)$$

$$P_{corr} - P_0 = n_{bars} W_{cr} \quad (13)$$

$$W_{cr} = 2\pi (v_{nust} - 1) X \quad (14)$$

در روابط فوق، P_0 و P_{corr} به ترتیب بیانگر محیط ستون در حالت بدون ترک و محیط در حالت با ترک (ناشی از

^۸- Coronelli and Gambarova

۶- زوال در مقاومت کمانشی به دلیل بارگذاری چرخه‌ای (BUCKDEG) و

۷- زوال در مقاومت کششی به دلیل بارگذاری چرخه‌ای/خستگی کم چرخه (FATDEG).

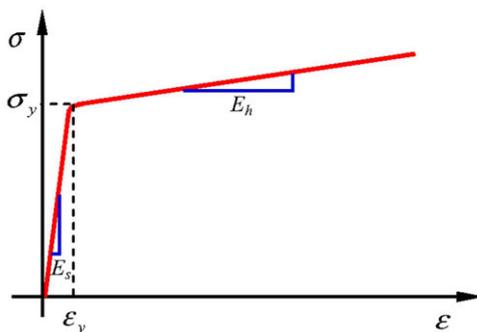
در این مطالعه از در نظر گیری اثرات IURC و FATDEG صرف نظر شده است.

۲-۲-۲- مدل سازی رفتار کششی (TE)

تاکنون مدل‌های متنوعی برای پوش کششی آرماتورهای ارائه شده است [۲۷-۲۹]. مدل ارائه شده توسط بالان^{۱۵} و همکاران یک تابع پیوسته با انتقالی ملایم از ناحیه خطی به ناحیه سخت شوندگی کرنش می‌باشد [۳۰]. این مدل در شکل ۴ و رابطه آن در معادله (۱۷) نشان داده شده است:

$$\sigma = \frac{\sigma_y}{2} \left[\left(1 - \frac{E_h}{E_s} \right) + \left(1 + \frac{E_h}{E_s} \right) \frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} - \left(1 - \frac{E_h}{E_s} \right) \right] \times \sqrt{\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} \right)^2 + \delta} \quad (17)$$

که در معادله فوق، E_h ، E_s ، σ_y ، ε_y و δ به ترتیب بیانگر شیب ناحیه سخت‌شوندگی کرنش، ضریب کشسانی فولاد، تنش تسلیم، کرنش متناظر با تنش تسلیم و پارامتر شکل ۴ می‌باشند. در این مطالعه پارامتر δ برابر صفر در نظر گرفته شده است.



شکل ۴- پوش کششی پیشنهادی در مرجع [۲۶]

پارامتر ψ بیانگر درصد کاهش جرم آرماتور در اثر خوردگی می‌باشد.

۲-۲-۲- مدل سازی رفتار آرماتورهای فولادی

به طور کلی دو روش برای مدل‌سازی فولادهای مسلح‌کننده سازه‌های بتن آرمه به روش المان محدود وجود دارد. در روش اول میلگرد به صورت المان‌های مجزا مدل شده و بعد از آن درجات آزادی بتن بسته می‌شود. در روش دوم بجای مدل‌سازی با استفاده از المان‌های مستقل، اثرات میلگرد در سختی المان‌های بتن در نظر گرفته می‌شود. امکان مدل‌سازی به هر دو روش در نرم‌افزار وجود دارد. در این مطالعه از روش اول استفاده شده است. به علت اینکه میلگردهای خمشی معمولاً نسبت به بتن مقطع، مساحت نسبتاً کمی دارند، معمولاً توزیع تنش در آنها یکنواخت است و در نتیجه می‌توان رفتار آن‌ها را به وسیله المان‌های یک بعدی با تئوری تنش یک محوره (خرپا) مدل‌سازی کرد.

۲-۲-۱- منحنی تنش-کرنش فولاد

مدل مورد استفاده برای منحنی تنش-کرنش فولاد در این بخش برگرفته از نتایج بررسی‌های کاشانی و همکاران می‌باشد [۲۶]. این مدل شامل هفت بخش می‌باشد:

- ۱- بخش پوش کششی (TE^{10}),
- ۲- بخش پوش فشاری (CE^{11}),
- ۳- رفتار باربرداری- بارگذاری مجدد با انتقال از ناحیه کششی به ناحیه فشاری ($URCT^{12}$),
- ۴- رفتار باربرداری- بارگذاری مجدد با انتقال از ناحیه فشاری به ناحیه کششی ($URTC^{13}$),
- ۵- چرخه‌های باربرداری- بارگذاری مجدد ناقص ($IURC^{14}$),

¹⁰- Tension Envelope

¹¹- Compression Envelope

¹²- Unload-Reload response for Compression to Tension

¹³- Unload-Reload response for Tension to Compression

¹⁴- Incomplete Unload-Reload Cycles

¹⁵- Balan

اثر خوردگی آرماتورها بر رفتار چرخه‌ای پایه پل‌های بتن آرمه

اهمیت است. این عوامل باعث کاهش ظرفیت کمانشی میلگردهای خورده شده می‌شوند.

پارامترهای مورد استفاده برای نمودار بدون خوردگی در ادامه آمده است:

$$\varepsilon_{2,0} = \begin{cases} 7\varepsilon_{yc,0} & \varepsilon_{2,0} \leq 7\varepsilon_{yc,0} \\ \varepsilon_{yc,0} [55 - 2.3\lambda_p] & \varepsilon_{2,0} > 7\varepsilon_{yc,0} \end{cases} \quad (21)$$

$$\sigma_{2,0} = \begin{cases} 0.2\sigma_{yc} & \sigma_{2,0} \leq 0.2\sigma_{yc} \\ \phi [\sigma_{yc} + (\varepsilon_1 - \varepsilon_{yc}) E_{sh}] [1.1 - 0.016\lambda_p] & \sigma_{2,0} > 0.2\sigma_{yc} \end{cases} \quad (22)$$

$$\sigma_{2,0} = 0.2\sigma_{yc} \quad (23)$$

$$\varepsilon_{3,0} = \frac{\sigma_{2,0} - \sigma_{3,0}}{0.02E_s} = +0.02E_s \varepsilon_{2,0} \quad (24)$$

همچنین برای در نظرگیری اثر خوردگی می‌توان منحنی پوش فشاری را مطابق روابط زیر اصلاح نمود:

$$\sigma_{yc,corr} = \begin{cases} \sigma_{yc} (1 - 0.005\psi) & L/D \leq 6 \\ \sigma_{yc} (1 - 0.0065\psi) & 6 < L/D < 10 \\ \sigma_{yc} (1 - 0.0125\psi) & L/D > 10 \end{cases} \quad (25)$$

$$\varepsilon_{yc,corr} = \frac{\sigma_{yc,corr}}{E_s} \quad (26)$$

$$D_{Corr} = D [1 - 0.01\psi]^{0.5} \quad (27)$$

$$\lambda_{p,corr} = \sqrt{\frac{\sigma_{yc,corr}}{100}} \frac{L}{D_{Corr}} \quad (28)$$

با توجه به پارامترهای محاسبه شده در روابط (۲۵) تا (۲۸) و جایگزینی مقادیر آنها در روابط (۲۱) تا (۲۴) می‌توان نمودار پوش اصلاحی در برگزیده خوردگی آرماتور را تعیین نمود.

تحقیقات قبلی نشان می‌دهد که تحت بارگذاری چرخه‌ای مقاومت کمانش و پاسخ باربرداری - بارگذاری مجدد از ناحیه کششی به ناحیه فشاری تابعی از تاریخچه کرنش است. داده‌های آزمایشگاهی نشان داده است که مقاومت کمانش آرماتورها تابعی از تاریخچه کرنش

تأثیر خوردگی بر خواص مکانیکی آرماتورها توسط محققین مختلفی مورد بررسی قرار گرفته است [۳۱] و [۳۲]. در این مطالعه برای اصلاح رفتار کششی فولاد تحت اثر خوردگی تنش تسلیم و کرنش نهایی مورد اصلاح قرار گرفته است. مقادیر اصلاحی تنش تسلیم، کرنش نهایی و تنش نهایی از روابط زیر محاسبه می‌گردند:

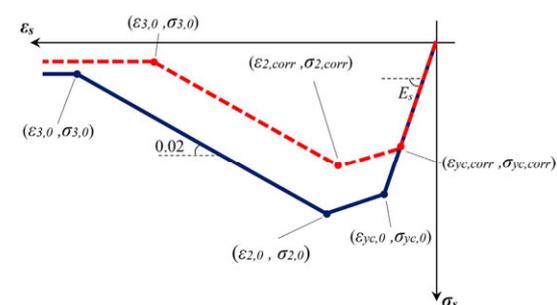
$$\sigma_{y,Corr} = \sigma_y [1 - 0.005\psi] \quad (18)$$

$$\varepsilon_{u,Corr} = \varepsilon_u [1 - 0.05\psi] \quad (19)$$

$$\sigma_{u,Corr} = \sigma_u [1 - 0.005\psi] \quad (20)$$

۳-۲-۲- مدل‌سازی رفتار فشاری (CE)

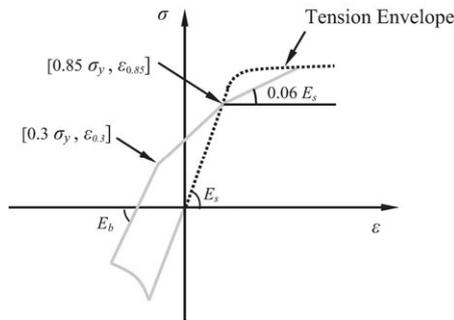
برای مدل‌سازی رفتار فشاری از پوش ارائه شده در شکل ۵ استفاده گردیده است [۳۳]. نمودار آبی رنگ مربوط به پوش فشاری با در نظرگیری کمانش آرماتورها در حالت بدون خوردگی و نمودار قرمز رنگ (خط چین) مربوط به حالت با خوردگی می‌باشد. تأثیر خوردگی بر رفتار کمانش غیرالاستیک میلگردهای خورده شده به صورت آزمایشگاهی و محاسباتی توسط کاشانی و همکاران بررسی گردیده است [۱ و ۳۴].



شکل ۵- پوش فشاری آرماتور [۳۳]

مطالعات عددی آنها نشان داد که سه پارامتر اساسی، رفتار کمانشی میلگردهای خورده شده را تحت تأثیر قرار می‌دهند. این سه پارامتر عبارتند از: کاهش غیریکنواخت سطح مقطع و ممان اینرسی در طول میلگرد، جابه‌جایی مرکز سطح میلگرد در طول میلگرد که باعث ایجاد خروج از مرکزیت می‌شود و شکل سطح مقطع میلگرد که در رابطه با کمانش غیرالاستیک بسیار حائز

دهد از منحنی سه خطی که در شکل ۷ نشان داده شده استفاده می‌گردد.



شکل ۷- مدل چند خطی باربرداری کششی و بارگذاری فشاری در نرخ کم کرنش [۲۶]

اگر باربرداری در کرنش بالا ($\epsilon > 9\epsilon_y$) رخ دهد بایستی از مدل ارائه شده در شکل ۸ استفاده شود. سختی اولیه باربرداری (E_b) در این شکل از معادله زیر محاسبه می‌گردد:

$$E_b = E_s \left(\frac{\sigma_{min}}{\sigma_{t,min}} \right)^{1.5} \quad (33)$$

که σ_{min} کمینه مقاومت فشاری در باربرداری و $\sigma_{t,min}$ تنش در پوش کششی متناظر با کرنش در σ_{min} می‌باشد. همچنین ناحیه بین $0.15\sigma_y$ و $0.85\sigma_y$ توسط معادلات زیر قابل تعیین می‌باشد:

$$\sigma_h = \frac{\epsilon_h}{\eta_1 + \eta_2 \epsilon_h} \quad (34)$$

$$\eta_1 = \begin{cases} \frac{1}{0.03E_s} & \lambda_p \leq 45 \\ \frac{1}{0.015E_s} & \lambda_p > 45 \end{cases} \quad (35)$$

$$\eta_2 = \frac{1}{0.15\sigma_y - 0.85\sigma_y} - \frac{\eta_1}{\epsilon_{0.15} - \epsilon_{0.85}} \quad (36)$$

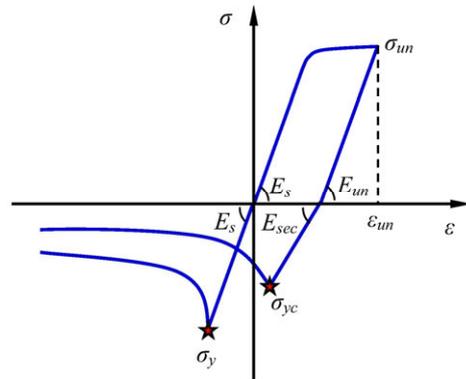
$$\epsilon_{0.85} = \epsilon_{min} - \frac{\sigma_{um} - 0.85\sigma_y}{E_{um}} \quad (37)$$

$$\sigma = \sigma_h + 0.15\sigma_y \quad (38)$$

$$\epsilon = \epsilon_h + \epsilon_{0.15} \quad (39)$$

کششی پلاستیک و همچنین نسبت لاغری آنها می‌باشد [۳۵].

در این مطالعه از مدل ارائه شده توسط کاشانی و همکاران برای در نظرگیری زوال سختی چرخه‌ای در باربرداری کششی و بارگذاری فشاری (URTC) استفاده شده است. این مدل در شکل ۶ نشان داده شده است [۲۶].



شکل ۶- زوال سختی چرخه‌ای در باربرداری کششی و بارگذاری فشاری [۲۶]

پارامترهای σ_{yc} ، E_{um} و E_{sec} در شکل ۶ از معادله‌های (۲۹) تا (۳۲) محاسبه می‌گردند:

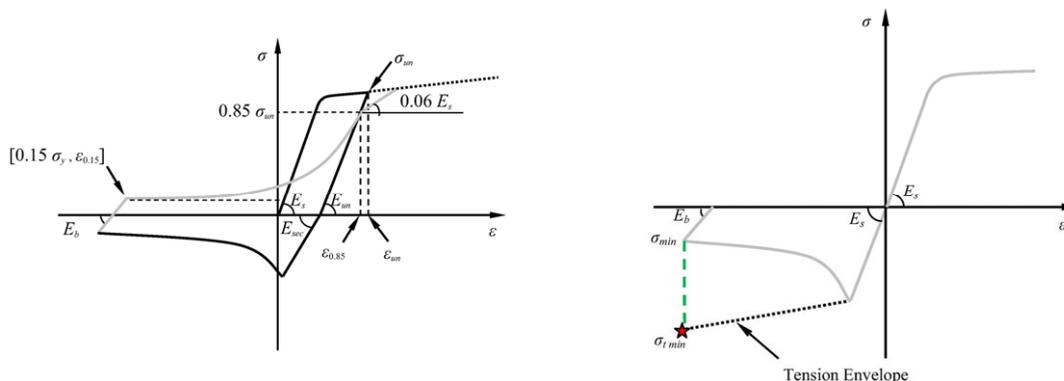
$$\sigma_{yc} = \sigma_y \frac{1}{1 + 0.7\epsilon_p \lambda_p} \quad (29)$$

$$\epsilon_p = \epsilon_{um} - \epsilon_y \quad (30)$$

$$E_{um} = E_s \left(0.82 + \frac{1}{5.55 + 1000\epsilon_p} \right) \quad (31)$$

$$E_{sec} = E_s \frac{1}{1 + \left(\frac{\epsilon_p}{0.005} \right)^{0.5}} \quad (32)$$

از سوی دیگر، بررسی‌های محققان نشان داده است که برای $\frac{L}{D} \geq 8$ ، باربرداری- بارگذاری از ناحیه فشاری به کششی (URCT) با افزایش تقاضای کرنش به طور قابل توجهی تحت تأثیر قرار می‌گیرد [۱ و ۳۶]. در این مطالعه، دو نوع منحنی در کرنش کم و زیاد مورد استفاده قرار می‌گیرد. اگر باربرداری در کرنش کم ($\epsilon \leq 9\epsilon_y$) رخ



(ب) قواعد باربرداری-بارگذاری

(الف) تعریف سختی اولیه باربرداری (E_b)

شکل ۸- مدل پیشنهادی برای باربرداری کششی و بارگذاری فشاری در نرخ بالای کرنش [۲۶]

۲-۳- عملکرد تنش پیوستگی- لغزش

$$l_y = \frac{\sigma_s - \sigma_y}{\tau_v} \frac{A_b}{\pi d_b} \quad (43)$$

$$\tau_e = 0.9 \sqrt{f_c} \quad (44)$$

$$\tau_y = 0.45 \sqrt{f_c} \quad (45)$$

همچنین مقدار E_h را می‌توان یک دهم E در نظر گرفت.

۳- راستی آزمایشی چارچوب پیشنهادی

برای ارزیابی مدل عددی تهیه شده، از یک ستون که در آزمایشگاه تحت بارگذاری چرخه‌ای مورد آزمایش قرار گرفته استفاده شده است [۳۸]. طول ستون برابر ۱/۸ متر و سطح مقطع آن به صورت مربعی و با بعد ۳۰۰ میلیمتر می‌باشد. از ۴ آرماتور طولی به قطر ۱۶ میلیمتر و از ۴ آرماتور عرضی به قطر ۸ میلیمتر و با فاصله ۳۰۰ میلیمتر برای آرماتورگذاری استفاده شده است. در پایین ستون از یک فونداسیون با ابعاد ۱۳۰۰×۶۰۰×۵۰۰ میلیمتر اجرا شده است. مقاومت فشاری مشخصه بتن برابر با ۱۹ مگاپاسکال و کاور ۳۰ میلیمتر می‌باشد. مقاومت تسلیم و نهایی آرماتورها به ترتیب برابر با ۵۲۰ و ۶۲۰ مگاپاسکال گزارش شده است. در نمونه مرجع هیچ‌گونه خوردگی اعمال نشده است و در نمونه تحت مطالعه ۲۰ درصد کاهش جرم فقط در میلگردهای طولی ایجاد شده است. میزان ارتفاع آرماتورهای طولی که دچار خوردگی شده‌اند برابر با ۱/۵ متر می‌باشد. جزئیات

برای شبیه‌سازی تماس بین میلگرد و بتن از المان Bond-Link استفاده شده که هیچ‌گونه بعد فیزیکی ندارد و دو گره با مختصات یکسان را با فنرهای غیرخطی به هم وصل می‌کند. با اختصاص منحنی نیرو- تغییرمکان به این فنرها، می‌توان چسبندگی- لغزش بین بتن و میلگرد مجاور را شبیه‌سازی کرد که نیروی هر فنر از حاصل ضرب تنش چسبندگی در سطح بارگیر فنر به دست می‌آید. دقت این شبیه‌سازی بستگی به تعداد فنرها دارد، در صورتی که از فنرهای زیاد با فاصله کم استفاده شود، شبیه‌سازی از دقت بالایی برخوردار خواهد شد.

برای در نظرگیری عملکرد تنش پیوستگی بین بتن و میلگرد از مطالعه انجام شده توسط کاشانی و همکاران استفاده شده است. در این مطالعه، معادله (۴۰) پیشنهاد گردیده است [۳۷]:

$$S = \begin{cases} \frac{2\tau_e l_{\sigma_s}^2}{Ed_b} & \sigma_s < \sigma_y \\ 2\frac{\tau_e l_e^2}{Ed_b} + \frac{\sigma_y l_y}{E} + \frac{\tau_y l_y^2}{E_h d_b} & \sigma_s > \sigma_y \end{cases} \quad (40)$$

نحوه محاسبه پارامترهای مورد استفاده در رابطه فوق در ادامه آمده است:

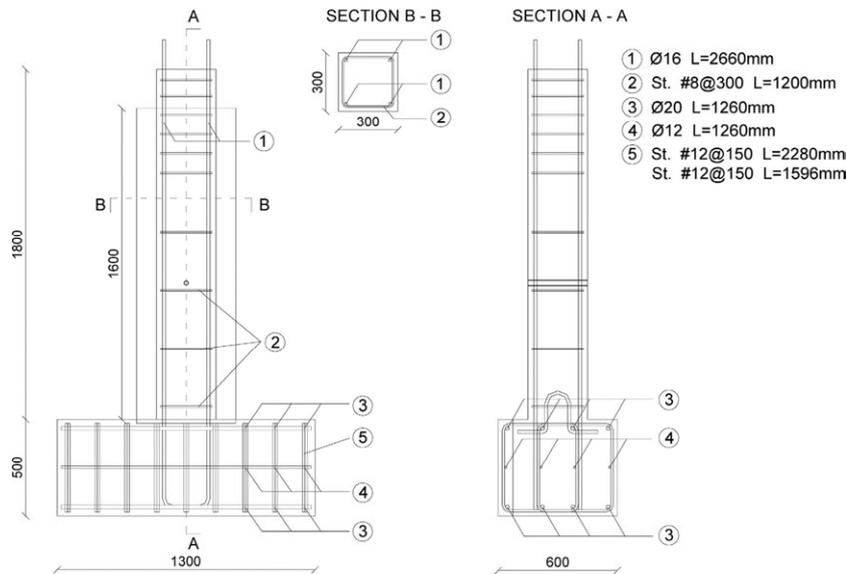
$$l_{\sigma_s} = \frac{\sigma_s}{\tau_e} \frac{A_b}{\pi d_b} \quad (41)$$

$$l_e = \frac{\sigma_y}{\tau_e} \frac{A_b}{\pi d_b} \quad (42)$$

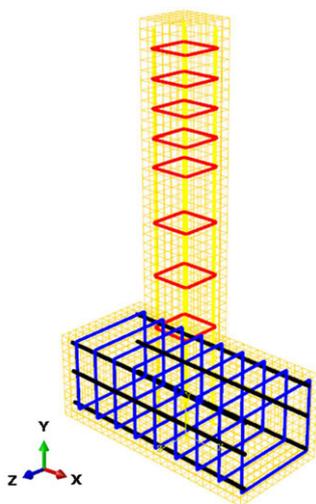
۰/۳۵، ۰/۴۰، ۰/۵۰، ۰/۶۰، ۰/۷۵، ۱، ۱/۲۵، ۱/۵۰، ۱/۷۵، ۲/۵۰، ۳/۵۰ و ۵ درصد می‌باشند.

مدل‌سازی انجام شده در نرم افزار آباکوس برای آرماتورها و بتن در شکل ۱۰ ارائه شده است. سعی شده است مدل‌سازی تا حد ممکن منطبق بر مشخصات ارائه شده در مرجع [۳۸] باشد.

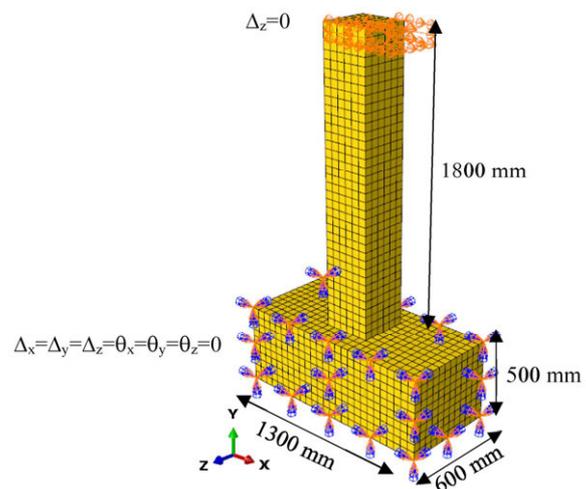
آرماتوربندی و هندسه ستون در شکل ۹ نشان داده شده است. بارگذاری در ۱۴ سیکل که با نسبت‌های مختلف دریافت انجام شده است. هر نسبت دریافت به تعداد سه سیکل تکرار شده و شروع بارگذاری با نسبت دریافت ۰/۲۵ درصد است. نسبت‌های دریافت بارگذاری بعدی شامل



شکل ۹- جزئیات آرماتوربندی و هندسه ستون [۳۸]



(ب) مدل مش‌بندی شده عددی به همراه قرارگیری میلگردهای مدفون در عضو بتنی



(الف) مشخصات هندسی مدل اعتبارسنجی به همراه شرایط مرزی نیرویی و تکیه‌گاهی.

شکل ۱۰- هندسه مدل عددی

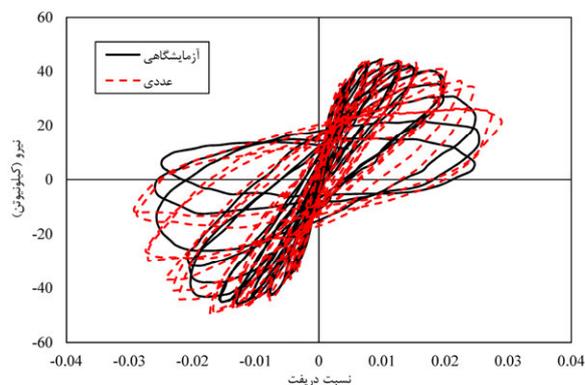
بالای ستون اعمال و سپس بارگذاری چرخه‌ای مطابق پروتکل اشاره شده، در بالای ستون اعمال می‌گردد. مقایسه نتایج صحت سنجی رفتار چرخه ای مدل اجزاء محدود پیشنهادی در ستون بدون خوردگی با منحنی

یک تحلیل حساسیت برای کنترل ابعاد مناسب مش انجام گرفته و ستون با استفاده از مش مکعبی به ابعاد ۵۰ میلی‌متر مش‌بندی شده است. در مرحله اول بارگذاری ابتدا بارگذاری ثقلی به میزان ۴۰۰ کیلونیوتن در

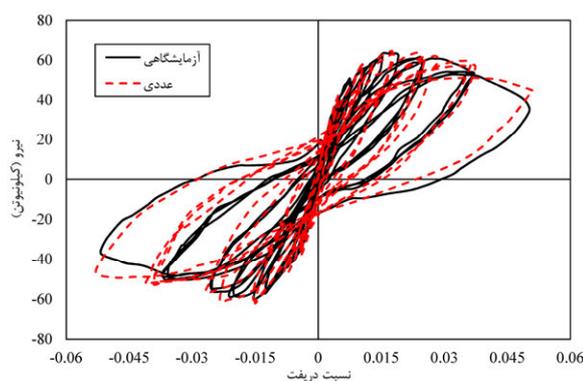
توانایی پیش بینی رفتار چرخه ای مدل آزمایشگاهی را دارد.

برای بررسی دقیق تر مدل پیشنهادی، توزیع خسارت کششی در نمونه بدون آسیب برای نسبت دریافت یک درصد و دو درصد در شکل ۱۲ نشان داده شده است. نتایج مدل سازی عددی نشان داده است که اولین ترک خوردگی در جابه‌جایی حدود ۴/۳۵ میلی‌متر (دریافت حدود ۰/۳ درصد) ایجاد شده و ترک‌ها بعد از این دریافت شروع به باز شدن می‌کنند. نتایج به دست آمده با نتایج گزارش شده در نمونه آزمایشگاهی تطابق مناسبی دارد [۲۸]. همچنین توزیع خسارت کششی در نمونه آسیب دیده در شکل ۱۳ نشان داده شده است.

چرخه ای نمونه آزمایشگاهی در شکل ۱۱-الف نشان داده شده است. همان گونه که در این شکل مشخص است، مدل عددی پیشنهادی، رفتار چرخه‌ای مدل آزمایشگاهی را به خوبی شبیه‌سازی می‌نماید. این مدل هم به لحاظ تطابق در ظرفیت باربری ستون و هم مدل سازی کاهش سختی ستون با افزایش دریافت، تطابق بسیار خوبی با رفتار چرخه‌ای ستون آزمایش شده نشان می دهد. در شکل ۱۱-ب، مقایسه نتایج صحت سنجی رفتار چرخه ای مدل اجزاء محدود پیشنهادی در ستون با خوردگی ۲۰ درصد با منحنی چرخه‌ای نمونه آزمایشگاهی متناظر آن نشان داده شده است. نتایج نشان داده است که اصلاحات انجام شده بر مشخصات مصالح بدلیل خوردگی به خوبی

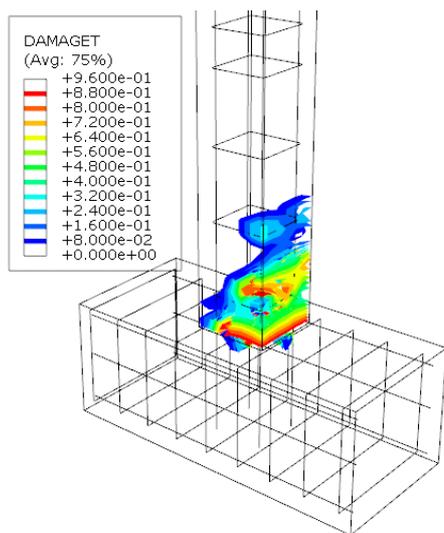


(ب) ستون با خوردگی

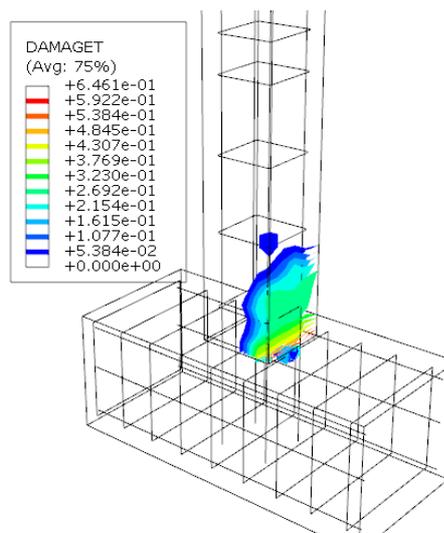


(الف) ستون بدون خوردگی.

شکل ۱۱- مقایسه منحنی‌های چرخه‌ای مدل عددی و آزمایشگاهی برای ستون سالم و ستون با خوردگی

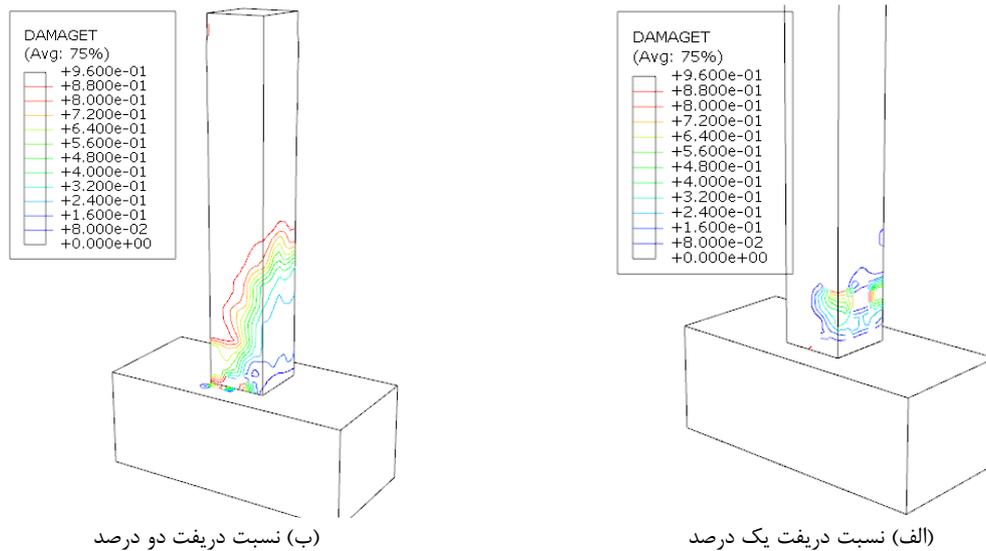


(ب) نسبت دریافت دو درصد



(الف) نسبت دریافت یک درصد

شکل ۱۲- توزیع خسارت کششی در نمونه بدون آسیب



شکل ۱۳- توزیع خسارت کششی در نمونه آسیب دیده

۴- معرفی مدل‌های عددی

پس از اعتبارسنجی رویکرد پیشنهادی، مدل‌های عددی برای مطالعات پارامتریک بسط داده شده است. مشخصات تمامی نمونه‌ها مشابه نمونه مورد استفاده در بخش صحت‌سنجی در نظر گرفته شده است. قابل ذکر است که درصد خوردگی به‌عنوان متغیر در نظر گرفته شده است. درصدهای خوردگی مورد استفاده در این مطالعه به ترتیب برابر با صفر، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد می‌باشند. مدل‌های اشاره شده دقیقاً مطابق با روند اشاره شده در بخش ۲ ایجاد شده‌اند. هدف اصلی در کلیه حالات بررسی میزان اثر بخشی پارامتر میزان خوردگی بر رفتار چرخه‌ای (منحنی هیستریزیس)، پوش نمودارهای چرخه‌ای، تغییرات سختی، جذب انرژی و شکل‌پذیری می‌باشد.

۵- نتایج

در این بخش نتایج آنالیزهای انجام شده بر روی نمونه سالم و نمونه‌های با ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد خوردگی ارائه شده است.

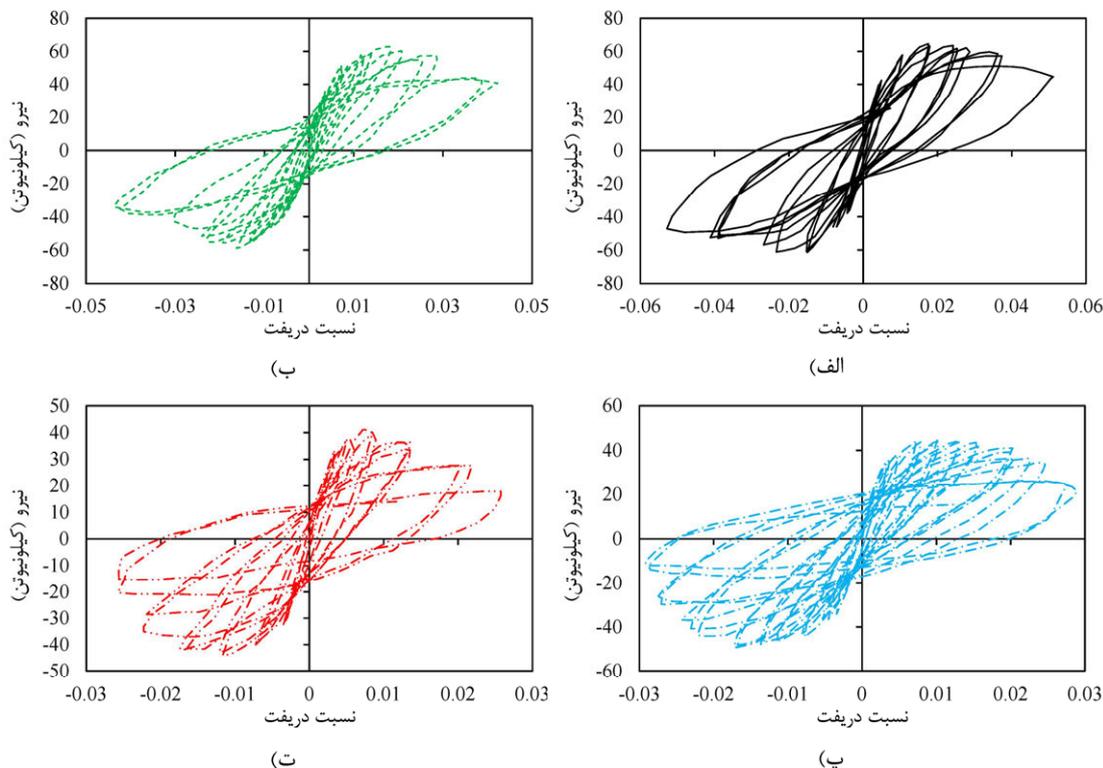
۵-۱- منحنی هیستریزیس

با استفاده از منحنی‌های هیستریزیس، بسیاری از پارامترهای لرزه‌ای مربوط به المان سازه‌ای نظیر جذب انرژی، شکل‌پذیری و تغییرات سختی قابل تعیین می‌باشند. بدین منظور در شکل ۱۴، منحنی هیستریزیس مربوط به نمونه سالم و سه نمونه آسیب دیده نشان داده شده است. با توجه به نمودارهای ارائه شده مشخص می‌شود که نمونه سالم دارای حداکثر ظرفیت $65/3$ کیلونیوتن است که در نسبت دررفت $1/8$ درصد اتفاق می‌افتد. در صورت ایجاد خوردگی به میزان ۱۰ درصد، مقدار حداکثر ظرفیت باربری با کاهش تقریباً ۴ درصدی به 63 کیلونیوتن می‌رسد که در همان نسبت دررفت $1/8$ درصد رخ می‌دهد. با افزایش درصد خوردگی از ۱۰ درصد به ۲۰ درصد، حداکثر ظرفیت باربری برابر با $50/1$ کیلونیوتن در نسبت دررفت $1/7$ درصد رخ می‌دهد که کاهش ۲۳ درصدی را تجربه می‌کند. با افزایش بیشتر میزان خوردگی به ۳۰ درصد، حداکثر ظرفیت باربری با کاهش ۳۴ درصدی نسبت به نمونه سالم به مقدار $43/3$ کیلونیوتن در نسبت دررفت $1/1$ درصد می‌رسد. با توجه به توضیحات می‌توان دریافت که افزایش میزان خوردگی موجب کاهش ظرفیت باربری و همچنین کاهش نسبت دررفت قابل تحمل توسط نمونه می‌شود. نکته قابل توجه دیگر این است که با افزایش میزان خوردگی، تغییرمکان

اثر خوردگی آرماتورها بر رفتار چرخه‌ای پایه پل‌های بتن آرمه

مدل‌های عددی دارای خوردگی بیشتر مشخص است و ظرفیت جذب انرژی در مقایسه با نمونه سالم به شدت کاهش یافت.

تسلیم مدل‌های دارای خوردگی کاهش یافت و نیروی جانبی پس از تسلیم با شدت بیشتری کاهش یافت. با توجه به شکل ۱۴، باریک‌شدگی منحنی هیستریزس در

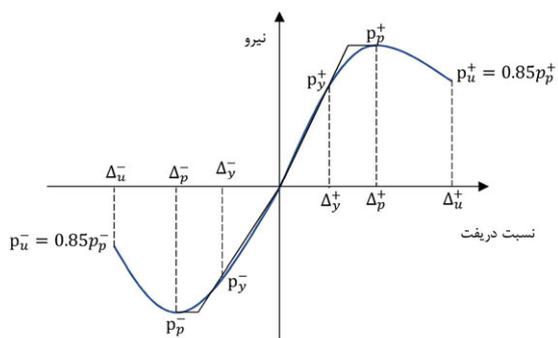


شکل ۱۴- نتایج منحنی‌های هیستریزس نمونه‌ها، (الف) نمونه بدون خوردگی، (ب) نمونه با ۱۰ درصد خوردگی، (پ) نمونه با ۲۰ درصد خوردگی و (ت) نمونه با ۳۰ درصد خوردگی

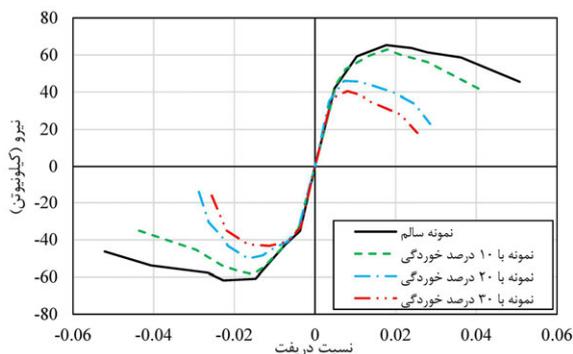
۵-۲- منحنی پوش و شکل پذیری

نقاط اصلی در منحنی‌های پوش که بیانگر مقاومت سازه‌ای و شکل‌پذیری هستند در شکل ۱۶ نشان داده شده‌اند. مطابق با شکل ۱۶، نقطه تسلیم با استفاده از روش تقریبی دو خطی به دست می‌آید که این روش مبتنی بر مساوی قرار دادن سطح محصور بین دو منحنی می‌باشد.

شکل ۱۵ منحنی پوش نیروی جانبی- تغییرمکان تمام مدل‌ها را نشان می‌دهد. در مقایسه با نمونه سالم، کاهش چشمگیری در ظرفیت باربری و سختی مدل‌های دارای خوردگی مشاهده می‌شود.



شکل ۱۶- تعریف نقاط مشخصه منحنی پوش



شکل ۱۵- نتایج منحنی پوش نمونه‌ها

مقدار میانگین هر پارامتر محاسبه و در داخل پراکنش ارائه شد. با توجه به جدول ۱، میانگین تغییرمکان تسلیم و تغییرمکان متناظر با بار بیشینه برای مدل دارای خوردگی به میزان ۱۰ درصد نسبت به نمونه سالم دارای افت ناچیزی به میزان ۳/۴ و ۱۳/۴ درصد می‌باشد. با افزایش بیشتر خوردگی به میزان ۲۰ و ۳۰ درصد، افت در مقدار تغییرمکان تسلیم نسبت به نمونه سالم به میزان ۱۶ و ۳۷ درصد بود.

جدول ۱- خلاصه نتایج منحنی پوش و مقادیر شکل‌پذیری (واحد تغییرمکان و نیرو به ترتیب بر حسب میلی‌متر و کیلونیوتن می‌باشد).

نمونه	$\Delta_y^+ / \Delta_y^- (\Delta_y)$	$\Delta_p^+ / \Delta_p^- (\Delta_p)$	$\Delta_u^+ / \Delta_u^- (\Delta_u)$	$\mu^+ / \mu^- (\mu)$	$P_y^+ / P_y^- (P_y)$	$P_p^+ / P_p^- (P_p)$	$P_u^+ / P_u^- (P_u)$
سالم	۱۱/۳-۱۱/۹ (۱۱/۶)	۳۲/۴-۳۲/۲ (۳۲/۳)	۷۲/۱-۷۳/۴ (۷۲/۷۵)	۶/۴-۶/۲ (۶/۳)	۵۱/۱-۵۲/۳ (۵۱/۷)	۶۵/۳-۶۱/۸ (۶۳/۶)	۵۵/۵-۵۲/۵ (۵۴)
خوردگی ۱۰ درصد	۱۱/۱-۱۱/۲ (۱۱/۲)	۳۳/۳-۳۲/۸ (۳۳/۱)	۶۳/۳-۶۲/۷ (۶۳)	۵/۷-۵/۶ (۵/۷)	۵۰/۶-۴۹/۸ (۵۰/۲)	۶۳/۰-۵۸/۵ (۶۰/۸)	۵۲/۶-۴۹/۷ (۵۱/۷)
خوردگی ۲۰ درصد	۹/۹-۹/۶ (۹/۸)	۳۰/۶-۲۹/۵ (۳۰/۱)	۴۸/۲-۴۳/۶ (۴۵/۹)	۴/۸-۴/۵ (۴/۷)	۳۳/۷-۳۲/۸ (۳۳/۳)	۴۶/۱-۵۰/۱ (۴۸/۱)	۳۹/۲-۴۲/۶ (۴۰/۹)
خوردگی ۳۰ درصد	۷/۳-۷/۲ (۷/۳)	۱۹/۸-۱۸/۵ (۱۹/۲)	۳۲/۱-۳۰/۶ (۳۱/۴)	۴/۴-۴/۳ (۴/۴)	۲۹/۵-۲۸/۹ (۲۹/۲)	۴۰/۵-۴۳/۳ (۴۱/۹)	۳۴/۴-۳۶/۸ (۳۵/۶)

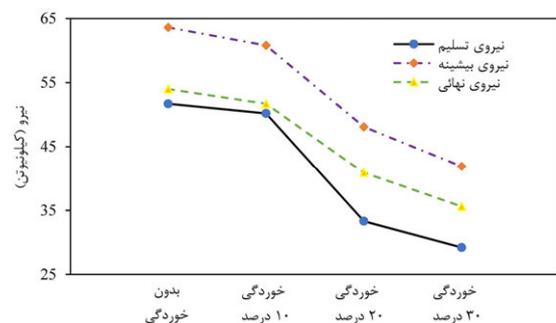
در جدول ۲ مقادیر مربوط به انرژی جذب شده در هر سیکل بارگذاری برای هر چهار مدل عددی ارائه شده است. مطابق با نتایج به‌دست آمده، تا نسبت دریافت ۱ درصد (تغییرمکان ۱۸ میلی‌متر) مقدار جذب انرژی تمام مدل‌ها تقریباً مشابه است. این پدیده به دلیل تغییر شکل غیرخطی محدود است که در این مرحله خوردگی بر عملکرد لرزه‌ای سازه تأثیر ناچیزی دارد. بعد از آن، کاهش در ظرفیت جذب انرژی با افزایش میزان خوردگی مشهود است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود در نسبت دریافت ۲ درصد، جذب انرژی مدل‌های دارای خوردگی ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد نسبت به نمونه سالم به میزان ۸/۴، ۱۱/۹ و ۲۱/۷٪ کاهش یافته است.

با توجه به روش معمول، نسبت میرایی و شک‌سانی (ویسکوز) معادل، ξ_{eq} ، از رابطه (۴۶) تعریف می‌شود:

$$\xi_{eq} = \frac{1}{2\pi} \frac{E_D}{E_S} \quad (46)$$

نقطه نهایی در قسمت نزولی منحنی پس از بار بیشینه محاسبه می‌شود. این نقطه در مقاومتی که ۱۵ درصد کمتر از بار بیشینه است، به‌دست می‌آید. این نقطه، همچنین ظرفیت تغییرمکان پلاستیک سازه‌ای را بیان می‌کند و در تعریف شکل‌پذیری که برابر با نسبت تغییرمکان نهایی به تغییرمکان تسلیم است، به‌کار می‌رود. در جدول ۱ خلاصه نتایج برای هر دو جهت مثبت و منفی بارگذاری ارائه شده است. به منظور بررسی عملکرد کلی،

در شکل ۱۷ تغییرات روند مقاومت تسلیم، بیشینه و نهایی نشان داده شده است. مطابق با شکل مشاهده می‌شود که با افزایش میزان خوردگی از ۱۰ درصد به ۲۰ درصد، افت شدیدی در مقدار مقاومت جانبی ایجاد می‌شود؛ به طوری که بیشترین نرخ کاهش مقاومت مربوط به مقاومت تسلیم می‌گردد.



شکل ۱۷- تغییرات روند مقاومت تسلیم، بیشینه و نهایی در درصدهای مختلف خوردگی

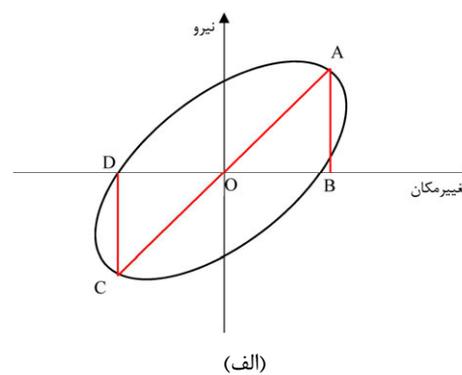
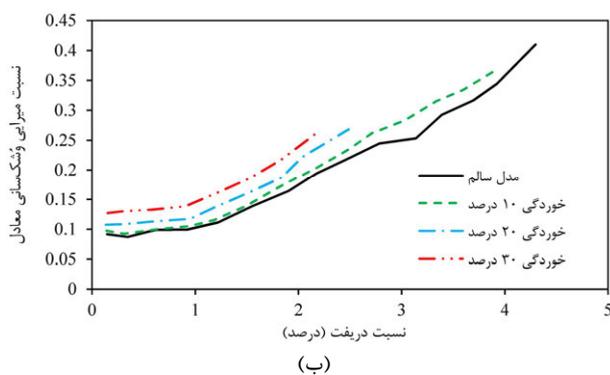
۵-۳- جذب انرژی و نسبت میرایی ویسکوز معادل

میرایی ویسکوز بین دو مدل سالم و با خوردگی ۱۰ درصد مشاهده نشد. با این وجود، روند افزایش کلی برای پارامتر مذکور در مابقی مدل‌ها نیز مشاهده می‌شود که برخلاف دیدگاه اولیه است. در واقع، وقتی خوردگی در ستون‌ها اتفاق می‌افتد، هر دو انرژی استهلاکی و انرژی الاستیک در یک تغییرمکان مشخص نسبت به نمونه سالم کاهش پیدا می‌کنند. به دلیل اینکه انرژی الاستیک با شدت بیشتری کاهش می‌یابد و از آنجاکه در رابطه (۴۲) در مخرج کسر قرار دارد، نسبت میرایی ویسکوز معادل کاهش نمی‌یابد، بلکه بزرگ‌تر نیز می‌شود.

در این رابطه، E_D انرژی جذب شده در نسبت دریافت تعیین شده و E_S حداکثر انرژی کشسانی است. مقدار E_D برابر با مساحت حلقه هیستریزس (S_{AC}) و مقدار E_S با جمع دو سطح مثلثی (S_{OAB}, S_{OCD}) به دست می‌آید (شکل ۱۸- الف). با توجه به منحنی‌های هیستریزس، شکل ۱۸- ب نسبت میرایی ویسکوز معادل مدل‌ها در مقابل نسبت دریافت نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل مشخص است، نسبت‌های میرایی ویسکوز معادل در تمام مدل‌ها با افزایش تغییرمکان، به طور کلی افزایش می‌یابند. هیچ تغییر مشهودی در نسبت

جدول ۲- مقادیر انرژی جذب شده در هر سیکل برحسب کیلوژول.

نسبت دریافت (%)	نمونه سالم	نمونه با ۱۰ درصد خوردگی	نمونه با ۲۰ درصد خوردگی	نمونه با ۳۰ درصد خوردگی
۰/۱۵	۱/۷	۱/۷	۱/۷	۱/۶۵
۰/۲۰	۱/۹	۱/۹	۱/۸	۱/۷۵
۰/۲۵	۲/۱	۲/۰	۱/۹	۱/۸
۰/۳۰	۲/۴	۲/۳	۲/۱۵	۲/۰۵
۰/۴۰	۲/۶	۲/۴	۲/۳۵	۲/۱۵
۰/۵۰	۲/۹	۲/۷۵	۲/۵۵	۲/۳۷
۰/۸۰	۳/۱	۳/۰	۲/۸	۲/۶۴
۱/۰۰	۳/۴	۳/۲	۳/۱۵	۳/۰۳
۱/۲۵	۴/۶	۴/۱۵	۴/۰۵	۳/۹۷
۱/۵۰	۶/۲	۶/۰	۵/۸	۴/۶۴
۲/۰۰	۱۱/۳	۱۰/۳۵	۹/۹۵	۸/۸۵
۲/۵۰	۱۶/۴	۱۵/۲	۱۵/۰	-
۳/۵۰	۲۷/۲	۲۵/۵	-	-
۵/۰۰	۴۸/۸	-	-	-



شکل ۱۸- (الف) معرفی نواحی مربوط به انرژی جذبی و انرژی کشسانی و (ب) تغییرات نسبت میرایی و کشسانی معادل

۴-۵- تغییرات سختی
در شکل ۱۹ تغییرات سختی در نسبت‌های دریافت مختلف مربوط به چهار مدل عددی نشان داده شده است. مقدار سختی اولیه برای نمونه با خوردگی ۱۰ درصد نسبت به مدل سالم تقریباً ۳ درصد کاهش یافت. در حالی

که با افزایش میزان خوردگی به ۲۰ و ۳۰ درصد، مقدار کاهش سختی اولیه برابر با ۵ و ۷ درصد بود. اما به تدریج با افزایش بارگذاری و اعمال تغییرشکل‌های غیرالاستیک به مدل‌های عددی، اختلاف سختی جانبی بیشتر می‌شود. در نسبت دریافت ۲ درصد، سختی جانبی مدل با خوردگی

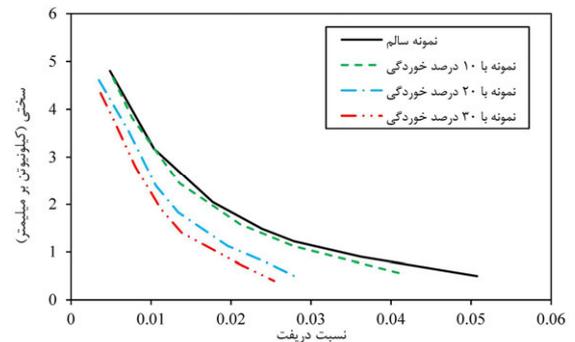
سالم چندان محسوس نبود و اختلاف تقریباً ۴ درصدی داشت. اما با افزایش بیشتر میزان خوردگی به ۲۰ و ۳۰ درصد، کاهش ظرفیت باربری بیشتر می‌شود و به ۲۳ و ۳۴٪ می‌رسد. همچنین با افزایش میزان خوردگی، شیب افت نیروی جانبی پس از بار بیشینه شدت بیشتری پیدا می‌کند.

۳- با افزایش در میزان خوردگی آرماتور ستون‌ها، شکل‌پذیری به طور محسوسی کاهش پیدا می‌کند. به طوری که با ایجاد شدن خوردگی به میزان ۳۰ درصد، شکل‌پذیری تقریباً ۳۰ درصد نسبت به مدل سالم کاهش می‌یابد. علاوه بر این، خوردگی تأثیر منفی بر روی تعداد سیکل‌های بارگذاری قابل تحمل توسط نمونه می‌گذارد به طوری که در مدل با ۳۰ درصد خوردگی، تغییرمکان نهایی نسبت به نمونه سالم تقریباً ۵۷ درصد کمتر می‌شود.

۴- در نسبت‌های دررفت پایین‌تر از ۱ درصد، تقریباً تمام مدل‌ها جذب انرژی مشابهی را تجربه می‌کنند. اما به تدریج با افزایش میزان خوردگی، جذب انرژی نمونه‌ها کاهش می‌یابد؛ به طوری که در نسبت دررفت ۲ درصد، جذب انرژی مدل عددی با ۳۰ درصد خوردگی تقریباً ۲۲ درصد کمتر از مقدار جذب انرژی در مدل سالم است.

۵- سختی اولیه در تمام مدل‌ها تقریباً با یکدیگر مشابه است و حداکثر اختلاف ۷ درصد بین سختی اولیه مدل عددی با ۳۰ درصد خوردگی و مدل سالم مشاهده شد. اما به تدریج با افزایش بارگذاری و اعمال تغییرشکل‌های غیرالاستیک اختلاف مقادیر سختی بین مدل‌های عددی (به خصوص در مدل با درصد خوردگی ۲۰ و ۳۰ درصد) نسبت به نمونه سالم بیشتر می‌شود به طوری که این اختلاف در نسبت دررفت ۲/۵

۳۰ درصد نسبت به نمونه سالم، ۶۳ درصد کاهش یافته است.



شکل ۱۹- تغییرات سختی در دررفت‌های مختلف

۶- نتیجه‌گیری

در این تحقیق رفتار ستون‌های بتنی با میزان مختلف خوردگی آرماتور تحت بارگذاری چرخه‌ای به کمک روش المان محدود در برنامه آباکوس مورد بررسی قرار گرفت. یک مدل عددی از نمونه سالم و سه مدل عددی شامل نمونه‌های با ۱۰، ۲۰ و ۳۰٪ خوردگی در تحلیل‌های عددی در نظر گرفته شدند. رفتار مدل‌های عددی در قالب منحنی‌های هیستریزس-نسبت دررفت، تغییرات سختی، جذب انرژی و شکل‌پذیری بررسی شد. در ادامه، خلاصه مهم‌ترین یافته‌های تحقیق ارائه شده است.

۱- مدل عددی با دو نمونه آزمایشگاهی ستون بدون و با خوردگی صحت‌سنجی شد. در هر دو نمونه آزمایشگاهی، مدل عددی تهیه شده توانسته است به نحو مناسبی نتایج آزمایشگاهی را شبیه‌سازی کند. نتایج راستی‌آزمایی نمونه با خوردگی نشان می‌دهد که اصلاحات انجام شده بر روی مشخصات مصالح به دلیل خوردگی به نحو مناسبی انجام گرفته است.

۲- با افزایش میزان خوردگی، منحنی هیستریزس کمی دچار باریک‌شدگی می‌شود و ظرفیت باربری کاهش می‌یابد. کاهش ظرفیت باربری در مدل عددی با ۱۰ درصد خوردگی نسبت به نمونه

درصد بین مدل سالم و مدل با ۳۰ درصد

خوردگی به ۷۳ درصد می‌رسد.

مراجع

- [1] Kashani, M. M., Lowes, L. N., Crewe, A. J., & Alexander, N. A. (2014). "Finite element investigation of the influence of corrosion pattern on inelastic buckling and cyclic response of corroded reinforcing bars", *Engineering Structures*, 75, 113-125.
- [2] Amirabadi, R., Arbabi, H., Arezoumand, A., & Saleh, M. (2019). "Evaluation of the Seismic Vulnerability of Piles and Metal Decks Due to the Aging of the Structure", *Civil Infrastructure Researches*, 4(2), 71-79.
- [3] Yuan, W., Guo, A., Yuan, W., & Li, H. (2018). "Shaking table tests of coastal bridge piers with different levels of corrosion damage caused by chloride penetration", *Construction and Building Materials*, 173, 160-171.
- [4] Hewlett, P., & Liska, M. (2019). *Lea's chemistry of cement and concrete*, Butterworth-Heinemann.
- [5] Rodrigues, R., Gaboreau, S., Gance, J., Ignatiadis, I., & Betelu, S. (2021). "Reinforced concrete structures: A review of corrosion mechanisms and advances in electrical methods for corrosion monitoring", *Construction and Building Materials*, 269, 121240.
- [6] Sung, Y.-C., & Su, C.-K. (2011). "Time-dependent seismic fragility curves on optimal retrofitting of neutralised reinforced concrete bridges", *Structure and Infrastructure Engineering*, 7(10), 797-805.
- [7] Cheng, H., Wang, D.-S., Li, H.-N., Zou, Y., & Zhu, K.-N. (2021). "Investigation on Ultimate Lateral Displacements of Coastal Bridge Piers with Different Corrosion Levels along Height", *Journal of Bridge Engineering*, 26(4), 4021015.
- [8] Ou, Y., Tsai, L., & Chen, H. (2012). "Cyclic performance of large-scale corroded reinforced concrete beams", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(4), 593-604.
- [9] Campione, G., Cannella, F., & Minafo, G. (2016). "A simple model for the calculation of the axial load-carrying capacity of corroded RC columns", *Materials and Structures*, 49(5), 1935-1945.
- [10] Li, J., Markeset, G., & Kioumars, M. (2017). "Nonlinear FEM Simulation of Structural Performance of Corroded RC Columns subjected to Axial Compression", *Nordic Concrete Research*, 57.
- [11] Li, D., Wei, R., Xing, F., Sui, L., Zhou, Y., & Wang, W. (2018). "Influence of Non-uniform corrosion of steel bars on the seismic behavior of reinforced concrete columns", *Construction and Building Materials*, 167, 20-32.
- [12] Guo, A., Li, H., Ba, X., Guan, X., & Li, H. (2015). "Experimental investigation on the cyclic performance of reinforced concrete piers with chloride-induced corrosion in marine environment", *Engineering Structures*, 105, 1-11.
- [13] Vu, N. S., & Li, B. (2018). "Seismic performance assessment of corroded reinforced concrete short columns", *Journal of Structural Engineering*, 144(4), 4018018.
- [14] Biondini, F., & Vergani, M. (2015). "Deteriorating beam finite element for nonlinear analysis of concrete structures under corrosion", *Structure and Infrastructure Engineering*, 11(4), 519-532.
- [15] Simulia (2010). *Abaqus analysis user's manual*, Dassault Systemes, Pawtucket, USA.
- [16] Abaqus FEA. (2016). *ABAQUS/CAE 2016: Analysis user's guide*, Dassault Systemes Simulia Corporation: Johnston, RI, USA.
- [17] ACI Committee 318. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete*, American Concrete Institute.
- [18] Scott, B. D., Park, R., & Priestley, M. J. N. (1982). "Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates", *ACI J Proc*, 79(1), 13-27.
- [19] Atefi, M. (2013). *Probabilistic Seismic Analysis of RC Members Considering Rebars Corrosion and Time Dependency of Material Behaviour*. Master Degree. Tarbiat Modares University.
- [20] Coronelli, D., & Gambarova, P. (2004). "Structural assessment of corroded reinforced concrete beams: modeling guidelines", *Journal of structural engineering*, 130(8), 1214-1224.
- [21] Hordijk, D. A. (1991). *Local approach to fatigue of concrete*, PhD thesis, Delft University of Technology.
- [22] Cornelissen, H., Hordijk, D., & Reinhardt, H. (1986). "Experimental determination of crack softening characteristics of normalweight and lightweight", *Heron*, 31(2), 45-46.
- [23] Chai, S. (2020). *Finite Element Analysis for Civil Engineering with DIANA Software*, Springer Nature.
- [24] Du, Y. G., Clark, L. A., & Chan, A. H. C. (2005). "Residual capacity of corroded reinforcing bars", *Magazine of Concrete Research*, 57(3), 135-147.
- [25] Du, Y. G., Clark, L. A., & Chan, A. H. C. (2005). "Effect of corrosion on ductility of reinforcing bars", *Magazine of Concrete Research*, 57(7), 407-419.
- [26] Kashani, M. M., Lowes, L. N., Crewe, A. J., & Alexander, N. A. (2015). "Phenomenological hysteretic model for corroded reinforcing bars including inelastic buckling and low-cycle fatigue degradation", *Computers & Structures*, 156, 58-71.
- [27] Hoehler, M. S., & Stanton, J. F. (2006). "Simple phenomenological model for reinforcing steel under

- arbitrary load”, *Journal of Structural Engineering*, 132(7), 1061-1069.
- [28] Dodd, L. L., & Restrepo-Posada, J. I. (1995). “Model for predicting cyclic behavior of reinforcing steel”, *Journal of structural engineering*, 121(3), 433-445.
- [29] Kunnath, S. K., Heo, Y., & Mohle, J. F. (2009). “Nonlinear uniaxial material model for reinforcing steel bars”, *Journal of Structural Engineering*, 135(4), 335-343.
- [30] Balan, T. A., Filippou, F. C., & Popov, E. P. (1998). “Hysteretic model of ordinary and high-strength reinforcing steel”, *Journal of Structural Engineering*, 124(3), 288-297.
- [31] Cairns, J., Plizzari, G. A., Du, Y., Law, D. W., & Franzoni, C. (2005). “Mechanical properties of corrosion-damaged reinforcement”, *ACI Materials Journal*, 102(4), 256.
- [32] Apostolopoulos, C. A., Papadopoulos, M. P., & Pantelakis, S. G. (2006). “Tensile behavior of corroded reinforcing steel bars BSt 500s”, *Construction and building Materials*, 20(9), 782-789.
- [33] Afsar Dizaj, E., & Kashani, M. M. (2021). “Nonlinear structural performance and seismic fragility of corroded reinforced concrete structures: modelling guidelines”, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 1-30.
- [34] Kashani, M. M., Crewe, A. J., & Alexander, N. A. (2013). “Nonlinear stress–strain behaviour of corrosion-damaged reinforcing bars including inelastic buckling”, *Engineering Structures*, 48, 417-429.
- [35] Prota, A., De Cicco, F., & Cosenza, E. (2009). “Cyclic behavior of smooth steel reinforcing bars: experimental analysis and modeling issues”, *Journal of Earthquake Engineering*, 13(4), 500-519.
- [36] Menegotto, M. (1973). “Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending”, In *Proc. of IABSE symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well defined repeated loads*, 15-22.
- [37] Kashani, M. M., Lowes, L. N., Crewe, A. J., & Alexander, N. A. (2016). “Nonlinear fibre element modelling of RC bridge piers considering inelastic buckling of reinforcement”, *Engineering Structures*, 116, 163-177.
- [38] Meda, A., Mostosi, S., Rinaldi, Z., & Riva, P. (2014). “Experimental evaluation of the corrosion influence on the cyclic behaviour of RC columns”, *Engineering Structures*, 76, 112-123.

مطالعه عددی میراگر اصطکاکی افقی ساخته شده با فولاد و لنت ترمز در قاب مهاربندی با آرایش هشتی تحت بارهای چرخه‌ای

مشاهده آسیب‌های وارد شده به ساختمان‌ها در زلزله‌های اخیر این موضوع را نشان دادند که برخی خرابی‌ها در ناحیه اتصالات جوشی بوده است. به دلیل ضعف در اتصالات، ایده استفاده از میراگر اصطکاکی افقی با بهره‌گیری از لنت ترمز در دهانه‌های مهاربندی به خصوص قاب با آرایش هشتی در سازه‌های فولادی مطرح شده است که پس از زلزله به راحتی قابل تعویض باشد. هدف از این تحقیق، معرفی یک میراگر اصطکاکی جدید با هزینه ساخت و نصب کم و کارایی بالا می‌باشد. این وسیله اصطکاکی، انرژی ارتعاشی را به کمک اصطکاک ناشی از لغزش لنت‌های ترمز روی سطوح فولادی مستهلک می‌کند. در این پژوهش به مطالعه عددی میراگر اصطکاکی لنت ترمز و همچنین مطالعه آزمایشگاهی مصالح مورد استفاده در این میراگر پرداخته شده است. بدین منظور، ابتدا یک صحت‌سنجی بر مبنای یک مدل آزمایشگاهی در نرم‌افزار ABAQUS انجام شده است. در ادامه ۹ مدل مورد بررسی عددی در نرم‌افزار ABAQUS قرار گرفته و در انتها مدل بهینه انتخابی میراگر بر روی یک قاب مهاربندی مورد تحلیل قرار گرفته شده است. نتایج نشان می‌دهند که تمرکز تنش بسیار بالایی در ناحیه میراگر لنت ترمز پس از اعمال بار به قاب رخ می‌دهد و به دلیل وجود میراگر در سایر المان‌ها از جمله تیر و ستون تنش کمتری نسبت به حالت بدون میراگر ایجاد می‌گردد. همچنین میان مدل‌های مورد بررسی مدل ۱۰ پیچ، دارای بیشترین میزان جذب انرژی می‌باشد.

واژگان کلیدی: میراگر، اصطکاکی، مهاربند با آرایش هشتی، لنت ترمز، بارگذاری چرخه‌ای.

سعید کیادربندسری

گروه مهندسی عمران، واحد
تهران جنوب، دانشگاه آزاد
اسلامی، تهران، ایران.

پست الکترونیک:

st_s_kiadarbandsari@azad.ac.ir

مریم فیروزی نظام آبادی

گروه مهندسی عمران و مرکز
تحقیقات مدل‌سازی و
بهینه‌سازی در علوم مهندسی،
واحد تهران جنوب، دانشگاه آزاد
اسلامی، تهران، ایران.

پست الکترونیک:

firrozi@azad.ac.ir

حسن عباسی*

گروه مهندسی عمران، واحد
تهران جنوب، دانشگاه آزاد
اسلامی، تهران، ایران.

پست الکترونیک:

h_abbasi@azad.ac.ir

فریبرز یعقوبی

گروه مهندسی عمران، واحد
پردیس، دانشگاه آزاد اسلامی،
شهر جدید پردیس، ایران.

پست الکترونیک:

yaghoobi@pardisiu.ac.ir

۱- مقدمه

مشخص می‌نماید. در این میان، انتخاب مناسب سیستم مقاوم جانبی با کارایی بالا برای مهندسی یک چالش پر اهمیت خواهد بود. سیستم‌های مهاربندی جانبی جهت ایجاد مقاومت در برابر نیروهای لرزه‌ای در سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند، استفاده از مهاربندهای همگرا با آرایش هشتی به عنوان سیستم مقاوم جانبی در سازه‌های فولادی یکی از متداول‌ترین روش‌ها برای تحمل نیروهای ناشی از زلزله می‌باشد. فرآیند طراحی سازه با ترکیبی از

خسارات مالی و جانی ناشی از زلزله اهمیت درک
بهتر رفتار سازه‌ها در برابر زلزله را برای مهندسی سازه

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۸/۱۸، بازنگری ۱۴۰۰/۱۰/۰۵، پذیرش ۱۴۰۰/۱۱/۰۷.

(DOI): 10.22091/cer.2022.7565.1325 شناسه دیجیتال

شود، سطوح به صورت ناگهانی شروع به حرکت می‌کنند. اما پس از حرکت با توجه به جنس سطوح تماس، مقدار نیروی اصطکاک نسبت به شروع حرکت تغییر می‌کند و بسته به دامنه جابه‌جایی نیز این تغییرات متفاوت است. بنابراین اگر بتوان نیروی اصطکاک مشخصی را در یک اتصال یا یک عضو ایجاد کرد، به طوری که مقدار این نیرو قابل کنترل باشد، میراگر مورد نظر تولید شده است. از مصالحی که برای سطوح لغزنده استفاده شده است، می‌توان به لایه‌های لنت ترمز روی فولاد، فولاد روی برنج و فولاد روی فولاد اشاره نمود. انتخاب فلز پایه برای میراگر اصطکاکی بسیار مهم است. مقاومت بالا در مقابل خوردگی، اغلب می‌تواند ضریب اصطکاک فرض شده را برای عمر مورد نظر وسیله کاهش دهد.

علت انتخاب میراگرهای اصطکاکی سادگی مکانیزم ساخت، عدم احتیاج به مصالح خاص و گران‌قیمت و در نهایت قابلیت تولید و آزمایش این وسایل می‌باشد، به طوری که مزیت‌های مذکور سبب شده‌اند که بررسی کارایی میراگرهای اصطکاکی به عنوان گزینه مناسبی جهت شروع تحقیق و مطالعه روش‌های کنترل سازه محسوب گردد. به طور کلی، اصطکاک دو جسم جامد بر روی یکدیگر نقش بسیار مهمی در کنترل جابه‌جایی و اتلاف انرژی بازی می‌کند. برای مثال، در یک مقیاس بسیار کوچک‌تر اصطکاک در ترمز اتومبیل‌ها به عنوان عاملی برای تلف نمودن انرژی جنبشی حرکت نیز استفاده می‌شود. این میراگرها علاوه بر شکل ساده با هزینه‌ای ناچیز قابل تولید و نصب است. علاوه بر آن، این میراگر با استفاده از نیروی پیش‌تنیدگی پیچ‌ها، نیروی اصطکاک قابل کنترلی دارد [۱]. تئوری طراحی لرزه‌ای سازه‌های قابی مجهز به میراگرهای اصطکاکی توسط پال^۱ و همکارانش در سال ۱۹۷۰ آغاز شد. او به فکر ابداع وسیله‌ای جهت مستهلک کردن انرژی ورودی لرزه‌ای به سازه از طریق اصطکاک افتاد. وی این ایده را از مکانیزم

مقاومت، شکل‌پذیری و ظرفیت جذب انرژی امکان‌پذیر و فراهم می‌شود. مادامی که ظرفیت ذاتی و طبیعی اتلاف انرژی توسط یک سازه اندک باشد، یک سطح خاص از تغییرشکل و خسارت سازه‌ای در هنگام رویداد زلزله را باید پذیرفت. اما این دشوار است یا برخی اوقات پرهزینه و غیرممکن است که این چنین خسارات سازه‌ای ناشی از زلزله، تعمیر شود و حتی ممکن است به ویرانی کامل سازه منجر شود. با گسترش سریع روش‌های کنترل لرزه‌ای سازه‌ها به خصوص روش‌های کنترل غیرفعال نیاز به تولید و کاربرد اینگونه وسایل در صنعت ساختمان‌سازی بیشتر از قبل احساس می‌گردد، از سوی دیگر با توجه به عملکرد سیستم‌های کنترل غیرفعال در مستهلک نمودن انرژی لرزه‌ای با بهره‌گیری از تئوری لغزش سطوح بر یکدیگر و استفاده از مکانیزم ترمز برای متوقف کردن اجسام در حال حرکت، نیاز به شناسایی و تولید و طراحی وسایلی می‌باشد که به دلیل داشتن خواص مکانیکی منحصربه‌فرد و همچنین ابعاد هندسی مناسب باعث جذب بالای انرژی لرزه‌ای در سازه‌ها می‌شوند و میرایی سازه را افزایش می‌دهند. این میراگرها علاوه بر شکل ساده با هزینه‌ای ناچیز قابل تولید و نصب است. این نوع میراگرها با استفاده از اصطکاک خشک، جهت افزایش میرایی در سازه استفاده می‌شود. این میراگر در تقاطع مهاربندها در زیر تیر اصلی در قاب مهاربندی با آرایش هشتی نصب می‌گردد و هنگام زلزله انرژی از مهاربند به این میراگر انتقال می‌یابد و این میراگر با مستهلک کردن انرژی هنگام زلزله، انرژی جنبشی را به گرما تبدیل می‌کند. از این میراگر در هنگام بازسازی یا تقویت سازه هم می‌توان استفاده کرد، چون اجزای اصلی سازه تغییر نمی‌کند. میراگر اصطکاکی به ساختمان کمک می‌کند که بتواند به صورت بازگشت‌پذیری ارتعاش کند و انرژی زمین لرزه را مستهلک نماید. اینگونه وسایل اتلاف انرژی با استفاده از اتصالات اصطکاکی همراه با سوراخ‌های لوبیایی شکل طراحی می‌شوند، در صورتی که نیروی اعمال شده به اتصال اصطکاکی از بار لغزش اتصال بزرگتر

^۱-Pall AS

دورانی (RFD^۹) در سال ۲۰۰۰، معرفی شد. این میراگر به منظور بهسازی ساختمان‌های موجود و ساخت ساختمان‌های جدید برمبنای شکل‌پذیری می‌باشد. بنابراین اهمیت بررسی این میراگر در مناطق لرزه‌خیز حائز اهمیت است. تمام آزمایش‌هایی که روی این میراگر انجام شد بیانگر کارایی مناسب میراگر تحت رویداد لرزهای بوده است. از طرفی، پاسخ سازه مجهز به میراگر تحت بارهای جانبی مورد بررسی قرار گرفته و تطابق مناسبی بین نتایج عددی و آزمایشگاهی مشاهده شده است [۸]. در سال ۲۰۰۲، موولا و بل^{۱۰}، میراگر اصطکاکی جدیدی را بر روی مهاربند شورون^{۱۱} قرار دادند که بر پایه حرکت دورانی عمل می‌کرد. مطالعات عددی و آزمایشگاهی دیگری نیز در مورد این نوع میراگر صورت گرفته که همگی به تأثیر این نوع میراگر در رفتار لرزهای سازه‌ها اشاره می‌کنند [۹-۱۱]. به‌طور کلی، به‌کار بردن میراگرهای اصطکاکی جهت کاهش ارتعاشات وارده به سازه نیازمند استفاده از یک قانون کنترل نیمه فعال است. بنابراین در سال ۲۰۰۴، یک روش کنترل مدال نیمه فعال ارائه شد که به واسطه آن می‌توان نیروی گیرش قابل کنترل اصطکاکی مختلف را تعیین کرد [۱۲].

باسکاراو^{۱۲} و همکاران، پاسخ هارمونیک و آنالیز زلزله‌ای سازه‌های مجاور که به وسیله میراگرهای اصطکاکی به هم متصل شده‌اند را مورد بررسی قرار دادند [۱۳]. دی‌لاکروز^{۱۳} و همکاران نیز الگوریتم جدیدی برای شبیه‌سازی پاسخ زلزله‌ای قاب‌های ساختمان N طبقه مجهز به وسایل کنترل غیرفعال را ارائه دادند که روش شتاب‌خطی را نیز اصلاح می‌کند. در این الگوریتم، آنها قاب و میراگرها را به صورت جرم‌های متمرکز دوبعدی با دو درجه آزادی در ده طبقه مدل کردند و به این ترتیب برای سازه و میراگر تغییرمکان‌های افقی در نظر گرفتند

ترمز اتومبیل‌های اولیه الهام گرفت تا این که اتصال به اصطلاح پیچ شده لغزش محدود (LBC^۲) توسط پال (۱۹۸۰) ساخته شد [۱]. در سال ۱۹۷۶ نمودار تغییرمکان میراگر اصطکاکی با صفحات سربی توسط رایبسون و گرین بانک^۳ مورد مطالعه قرار گرفت که در نهایت این نتیجه حاصل شد که نمودار هیستریزیس این میراگر به صورت مربعی با جذب انرژی زیاد با اثر خستگی کم می‌باشد ولی در دمای اتاق هم بشدت داغ می‌شود که در سازه باعث کاهش جذب انرژی می‌گردد [۲]. یکی دیگر از انواع این میراگرها که به (SBC^۴) معروف است اولین بار در سال ۱۹۷۶ توسط ونوتی^۵ در دانشگاه ایالت سن‌خوزه تولید شد. نتایج به‌دست آمده از آزمایشات سبب تشویق بیشتر محققین در رابطه با بررسی عملکرد این نوع میراگر گردید [۳]. همچنین در سال ۱۹۸۰ محققان، سیستمی ابداع کردند که در آن بالشتک‌های ترمز به منظور افزایش میزان اتلاف انرژی در قاب‌های مهاربندی استفاده شده بود. که نسخه‌های جدیدتری از این تجهیزات در تعدادی سازه در کشور کانادا به‌کار رفته‌اند [۴]. فیتزجرالد^۶ و همکاران در نهایت، سیستم ساده‌ای موسوم به اتصالات پیچی شیاردار را پیشنهاد کردند که استهلاک انرژی در آن در اثر لغزش بین ورق‌های فولادی ایجاد می‌شود و انرژی ورودی زلزله از طریق اصطکاک بین قطعات اتلاف می‌شود [۵]. لی و ری‌هورن^۷ در سال ۱۹۹۵ عملکرد لرزه‌ای یک مدل سازه را با میراگر اصطکاکی از لحاظ تحلیلی و عددی بررسی کردند [۶]. پژوهشگران در سال ۱۹۹۶ به منظور کاهش پاسخ زلزله‌ای، یک مدل میراگر سیالی MR^۸ که دارای خصوصیات میرایی اصطکاکی است را به دلیل ظرفیت بالای آن در کنترل سازه‌ای طراحی کردند [۷]. همچنین میراگر اصطکاکی

2- Limited Slip Bolted

3- Robinson and Greenbank

4- Slotted Bolted Connection

5- Venuti

6- FitzGerald

7- Li and Reinhorn

8- Magneto-Rheological

9- Rotational Friction Damper

10- Mualla and Belev

11- Chevron

12- Bhaskararao

13- De La Cruz

جهت اتلاف انرژی وابسته به جابه‌جایی، برای محافظت از سازه در برابر نیروهای لرزه‌ای ارائه کردند [۲۱]. در سال ۲۰۲۰ تاکشی سانو^{۲۰} و همکاران یک مطالعه تجربی بر روی میراگر اصطکاکی به همراه صفحات برشی و گل میخ و پیچ مهره‌های دیسکی ارائه دادند [۲۲]. در سال ۲۰۲۱ غفوری‌نژاد و همکاران بر روی قاب مهاربندی زانویی^{۲۱} مجهز به میراگر اصطکاکی مطالعات عددی گسترده‌ای را ارائه کردند [۲۳].

۲- تئوری میراگرهای اصطکاکی

مطالعه علمی اصطکاک خشک، گذشته طولانی دارد که در نتیجه این قوانین، در لحظه شروع یا در طی لغزش رابطه زیر برقرار است:

$$F = \mu \cdot N \quad (1)$$

که در آن F و N به ترتیب معرف نیروهای اصطکاکی و عمودی بوده و μ ضریب اصطکاک است. به عبارت دیگر، با توجه به شکل ۱، هنگامی که یک جسم تحت نیروی جانبی p قرار گیرد با افزایش نیرو از حد نیروی اصطکاک F ، جسم به صورت ناگهان شروع به حرکت می‌کند. حرکت جسم از یک سو و نیروی اصطکاک موجود مابین سطوح تماس از سوی دیگر، باعث تولید انرژی گرمایی در سطح جسم می‌شود. از آنجاکه مکرراً مشاهده شده است که ضریب اصطکاک تا حدی در هنگام شروع لغزش بیش از حالت خلال لغزش است، معمولاً ضریب استاتیکی μ_s و ضریب جنبشی μ_k معرفی می‌شوند. در هر حالت، نیروی اصطکاکی F به صورت مماس در فصل مشترک صفحه در جهت مخالف حرکت می‌نماید. فرمول ذکر شده به تئوری کولمب^{۲۲} هم یاد می‌شود [۲۴]. هرچند باید اشاره شود که فرآیندهای اصطکاکی به ندرت به این سادگی می‌باشند. در عمل، تئوری کولمب تنها به طور تقریبی

[۱۴]. سانگ هیون‌لی^{۱۴} و همکاران در سال ۲۰۰۷، یک روش طراحی زلزله‌ای براساس توزیع نیروی برشی طبقه سازه‌های الاستیک با میراگرهای اصطکاکی ارائه دادند. آنها در ابتدا با استفاده از دو روش نرمال‌سازی نیروی لغزشی میراگرهای اصطکاکی دورانی، اثر نیروی لغزشی و سختی کابل بر روی عملکرد را مورد بررسی قرار دادند و همچنین نسبت سختی بهینه کابل را استخراج کردند، بعلاوه، یک رابطه تجربی را نیز برای تعداد طبقات بهینه‌ای که باید میراگرهای اصطکاکی دورانی در سازه نصب شود ارائه دادند [۱۵]. گل افشانی و قلی‌زاده در سال ۲۰۰۹ به مقاوم‌سازی سکوه‌های ژاکت^{۱۵} فولادی با استفاده از میراگر اصطکاکی دورانی پرداختند [۱۶]. واثقی و همکاران نیز رفتار قاب مهاربندی خارج از مرکز که در محل‌های تلاقی کابل‌ها به میراگر اصطکاکی مجهز است را مورد مطالعه قرار دادند. برای این منظور و با توجه به اهمیت تعیین بار لغزشی میراگر اصطکاکی، آنها شاخص‌های عملکردی را بر مبنای تغییرمکان کف، نیروی برشی پایه و انرژی اتلافی قرار دارند [۱۷]. در سال ۲۰۱۰ پژوهشگران دو روش کنترل‌کننده‌های منطق فازی را برای عملکرد کنترل نیروی پیزوالکتریک^{۱۶} میراگرهای اصطکاکی که جهت جلوگیری از آسیب سازه‌ها در برابر انواع مختلف تحریک‌های زلزله در پایه سازه‌ها نصب می‌شوند را ارائه دادند [۱۸]. حمید رحمانی سامانی و همکاران بر روی یک میراگر اصطکاکی قابل تنظیم جدید کار نمودند که مفهومی از سیستم‌های نیمه فعال محسوب گردیده است [۱۹]. در سال ۲۰۱۸ کاپریلی و موسینی^{۱۷} بر روی یک قاب مهاربندی واگرا در آزمایشگاه سازه تحقیق نمودند و به بررسی رفتار این قاب پس از نصب میراگر قائم در محل تقاطع با مهاربندها پرداختند [۲۰]. نعیم^{۱۸} و همکاران دستگاه جدیدی به نام MSD^{۱۹} را

¹⁴- Sang-Hyun Lee

¹⁵- Jacket platforms

¹⁶- Piezoelectric

¹⁷- Caprili and Mussini

¹⁸- Naem

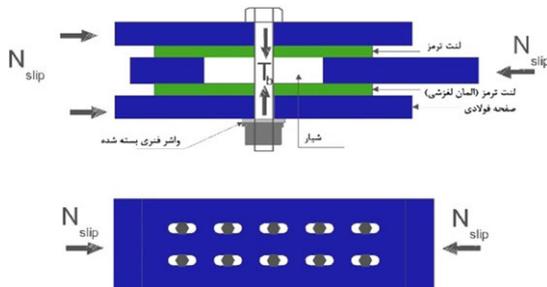
¹⁹- Multi-slit damper

²⁰- Takeshi Sano

²¹- Knee bracing frame

²²- Coulomb's theory

- ۲- ثابت نگه داشتن ضریب لغزش بین صفحات لغزش (انتخاب صحیح المان لغزش)،
- ۳- اجتناب از شکست ترد اجزای اتصال زمانی که به آستانه لغزش می‌رسند (انتخاب مصالح مناسب برای پیچ‌ها) (شکل ۲).



شکل ۲- مکانیزم لغزش صفحات بر روی یکدیگر

۲-۲- محاسبه نیروی لغزشی در اتصال پیچی شیاردار اصطکاکی

در اتصالات پیچی شیاردار اصطکاکی چون دو سطح لغزش وجود دارد، خواهیم داشت:

$$F = 2T_b N \mu \quad (2)$$

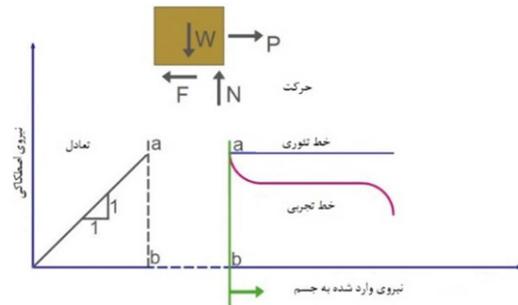
که در آن، N تعداد پیچ‌ها، T_b نیروی کششی در یک پیچ و μ ضریب اصطکاک می‌باشد. با توجه به رابطه (۲)، می‌توان دریافت که با تغییر تعداد پیچ‌ها محدوده وسیعی از نیروهای لغزش را در اختیار خواهیم داشت.

۳- معرفی میراگر

۳-۱- اجزای میراگر

میراگر اصطکاکی پیشنهادی، از دو صفحه لنت ترمز به همراه صفحات فولادی تشکیل شده است که استفاده از لنت ترمز در این تحقیق و همچنین شکل و فرم هندسی و منحصر به فرد میراگر اصطکاکی جنبه نوآوری تحقیق به شمار رفته و به دلیل داشتن خواص مکانیکی مناسب از جمله ضریب اصطکاک ۰/۴۱، باعث افزایش بهره‌وری و جذب انرژی بالاتری در قاب مهاربندی مجهز به میراگر شده است [۲۵]. همچنین شکل هندسی به همراه ابعاد پیشنهادی برای میراگر اصطکاکی در جهت بهینه شدن و

واقعی است، به عنوان مثال، ضریب اصطکاک μ در هر لحظه نه تنها به ماده لغزشی بستگی دارد بلکه به شرایط حاضر در فصل مشترک دو سطح نیز وابسته است.



شکل ۱- رابطه نیروی اصطکاکی با نیروی عمود بر سطح [۲۴]

آزمایش‌های انجام شده نشان می‌دهد ضریب اصطکاک به عواملی از جمله فشار تماس، سرعت لغزش، دما، تعداد چرخه‌های بارگذاری و غیره بستگی دارد، ولی با وجود همه این مشکلات، رابطه (۱) بهترین تئوری موجود برای میراگرهای اصطکاکی می‌باشد.

۲-۱- اتصالات پیچی شیاردار اصطکاکی

اتصالات پیچی شیاردار اصطکاکی در قاب‌های مهاربندی هم‌مرکز به صورت لغزشی خطی و لغزشی چرخشی می‌باشد و در قاب‌های گیردار از این اتصالات در اتصال تیر به ستون به صورت لغزشی چرخشی نیز استفاده می‌کنند. این اتصالات توانایی فراهم کردن تعداد سیکل‌های اتلاف انرژی با خرابی کم و یا بدون خرابی سازه‌ای را دارند. در این اتصالات اصطکاک لازم برای ایجاد اتلاف انرژی از طریق نیروی پیش کش پیچ‌ها تأمین می‌شود. یک اتصال پیچی لغزشی که به عنوان یک المان اتلاف‌کننده انرژی در یک سازه مورد استفاده قرار می‌گیرد، باید سیکل‌های جابه‌جایی تکرارشونده بدون کاهش مقاومت، پایداری یا توانایی اتلاف انرژی باشد. فاکتورهای مهم که در کارایی رضایت‌بخش اتصالات لغزشی پیچی تأثیر دارند عبارتند از:

- ۱- ثابت نگه داشتن فشار اتصال بین صفحات لغزش (استفاده از واشر فنی و تخت)،

مدل کامل شده میراگر شامل تیر فولادی، پیچ‌های اتصال و صفحات لنت ترمز مشاهده می‌شود. همچنین شکل ۵ نحوه قرارگیری میراگر در داخل قاب مهاربندی را نشان می‌دهد.

۲-۲-۳- مشخصات مصالح در مدل‌سازی

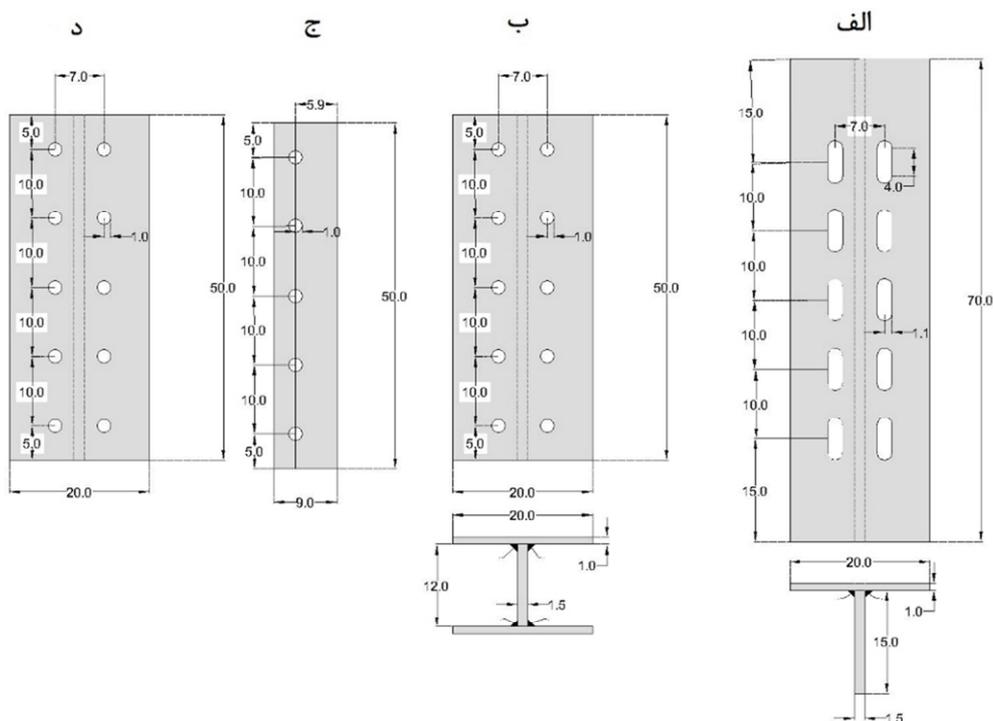
برای مدل‌سازی صحیح میراگر بایستی تمامی مصالح به‌کار برده شده در مدل‌سازی را به صورت جداگانه معرفی نمود. برای کلیه مقاطع فولادی شامل تیرها از مشخصات مربوط به فولاد ST-37 و برای پیچ‌های اتصالات از پیچ پر مقاومت استاندارد ASTM-A325 G5 استفاده شده است. مقادیر ارائه شده در جدول ۱ خصوصیات فولاد، مدول الاستیسیته و ضریب پواسون را نشان می‌دهد. برای معرفی رفتار تنش کرنش فولاد در نرم‌افزار از داده‌های مربوط به تست کشش استفاده شده است. تست استاندارد کشش فولاد بر طبق استاندارد ASTM E8/E8M-21 می‌باشد که جلوتر به صورت کامل به آن اشاره شده است.

افزایش بازدهی این سیستم کنترل غیرفعال، کمک شایانی نموده است.

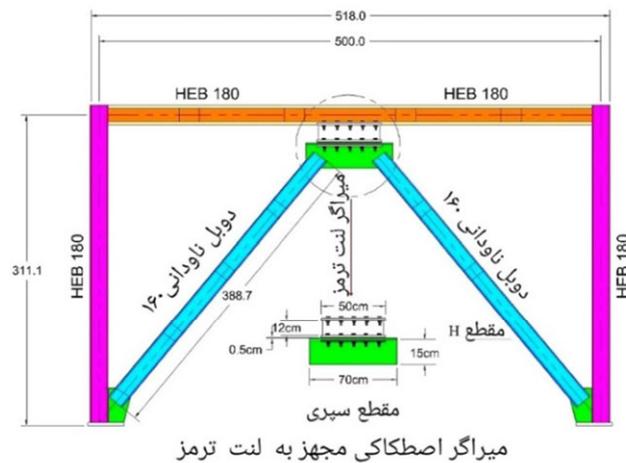
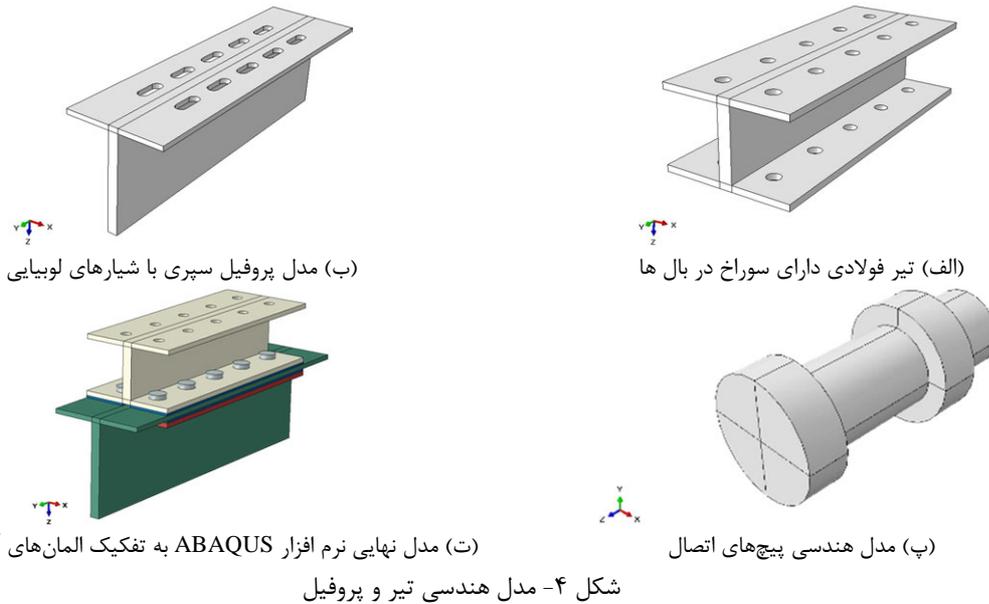
۲-۳- مدل‌سازی عددی و صحت‌سنجی

۱-۲-۳- معرفی مختصر برنامه ABAQUS

برای انجام تحقیق در ابتدا از روش عددی اجزای محدود با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS استفاده گردیده است و در ادامه به بررسی مدل‌های مجهز به میراگر اصطکاکی به همراه لنت ترمز پرداخته شده است. برای مدل‌سازی هندسی میراگر اصطکاکی با لنت ترمز در ابتدا بایستی تمامی قطعات مربوط به اتصال شامل تیرها، ستون، شابلون اتصال، قطعه اتصال و پیچ‌های نشیمن را به‌طور جداگانه مدل‌سازی نمود. برای مدل‌سازی تیر فولادی، صفحات لنت ترمز و همچنین پیچ‌های اتصالات، از المان C3D8 استفاده شده است. اشکال ۳ تا ۵ مدل هندسی مربوط به اجزای میراگر به همراه اتصالات را نشان می‌دهد. همچنین در شکل ۴، مدل هندسی تیر فولادی با سوراخ‌هایی در بال‌های آن و پروفیل سپری با شیارهای لوبیایی شکل نشان داده شده است. در شکل ۴- ت نیز



شکل ۳- قطعه (الف) مقطع T سپری، (ب) مقطع H تیرورق، (ج) صفحه آزیست و صفحه فولادی در قسمت تحتانی و (د) صفحه آزیست در قسمت فوقانی



جدول ۱- مشخصات مکانیکی فولاد مصرفی

Elasticity modulus (MPa)	Yield stress (MPa)	Ultimate stress (MPa)	Density (kg/m ³)	Poisson ratio
۲۰۰	۴۱۱	۴۸۸	۷۸۵۰	۰/۳

در این رابطه، M_v لنگر پیچشی وارده، d_b قطر پیچ و k ضریبی است که روی دسته آچار درج شده است و T_b نیز مقدار نیروی پیش‌تنیدگی می‌باشد.

۳-۲-۳- صحت‌سنجی آزمایشگاهی

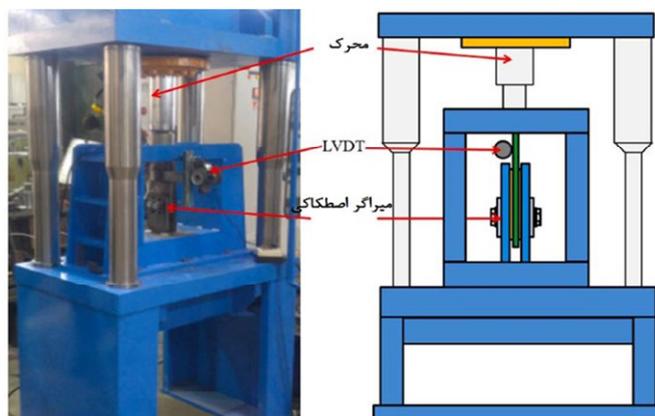
در ادامه، چون بحث مدل‌سازی در نرم‌افزار اجزای محدود مطرح می‌گردد به جهت نیاز به مشخصات مصالح در نرم‌افزار، اقدام به انجام تست کشش مستقیم مطابق شکل ۶ بر روی فولاد و لنت ترمز در آزمایشگاه سازه

با استفاده از رابطه (۳) و همچنین جدول شماره ۱۰-۴-۲ در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۲۶] میزان پیش‌تنیدگی پیچ‌ها براساس طول پیچ (۳/۹ سانتیمتر) و قطر پیچ (۲ سانتیمتر) در نتیجه ۱/۳ دور پیچانده می‌شود. بنابراین پیش‌تنیدگی پیچ‌ها معادل ۹ تن نیرو برآورد می‌گردد.

$$T_b = M_v / kd_b \quad (۳)$$

استفاده گردیده است.

ASTM E8 برای کشش فلزات از استاندارد



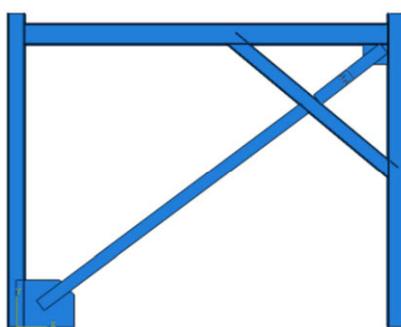
شکل ۶- دستگاه آزمون تست کشش مستقیم



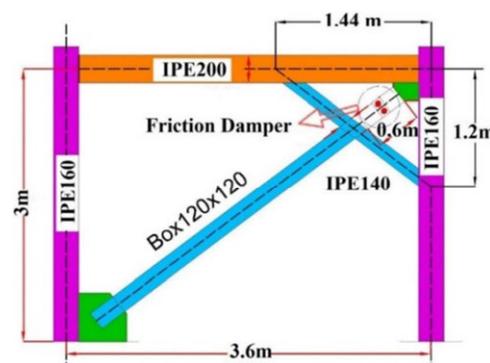
شکل ۷- مدل آزمایشگاهی تحت بارگذاری چرخه‌ای میراگر

اصطکاکی [۲۳]

تطبيق بسیار مناسبی میان نمودارهای چرخه‌ای در شکل ۹ مشاهده می‌شود. بنابراین در ادامه به مطالعه پارامتریک پرداخته می‌شود.



(ب)



(الف)

شکل ۸- (الف) مدل‌سازی میراگر اصطکاکی در نرم افزار و (ب) نمایی از قاب مهاربندی زانویی مجهز به میراگر اصطکاکی [۲۳]

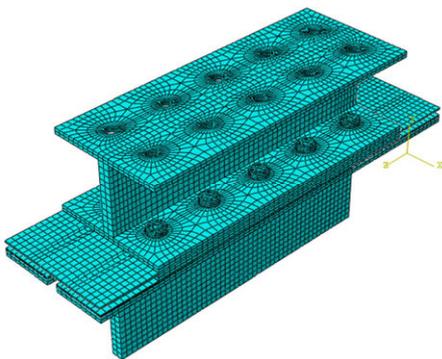
مش‌بندی مدل می‌باشد. بنابراین ابتدا المان‌های مورد استفاده در مدل را مشخص کرده و یک مش‌بندی اولیه صورت می‌پذیرد. سپس مدل میراگر تحت بارگذاری مورد

۳-۳- مش‌بندی و بهینه‌سازی آن

یکی از مراحل اساسی در انجام تحلیل مش‌بندی مناسب اعضای مختلف میراگر و همچنین بهینه‌یابی اندازه

تغییرمکان با در نظر گرفتن تغییرات اندازه مش منحنی همگرایی رسم می‌گردد (شکل ۱۰).

در زمینه المان‌بندی به دلیل اصطکاک سطوح روی یکدیگر دقت شده است تا المان‌بندی از نوع C3D8R باشد. برای به دست آوردن نتایج مناسب از تحلیل تنش مدل در محل‌هایی که اتصالات به یکدیگر می‌رسند، مش‌بندی ریزتر از سایر نقاط در نظر گرفته می‌شود. مش‌بندی پیچ‌ها، تیر فولادی، صفحات فولادی و آزرست عموماً با استفاده از المان هشت‌گره‌ای C3D8 انجام گردیده است. در بعضی از نقاط به دلیل هندسه خاص استفاده از این المان امکان‌پذیر نبوده و به جای آن از المان ده‌گره‌ای C3D10 استفاده شده است.



شکل ۱۰- (ب) مش ۰/۰۱ متری

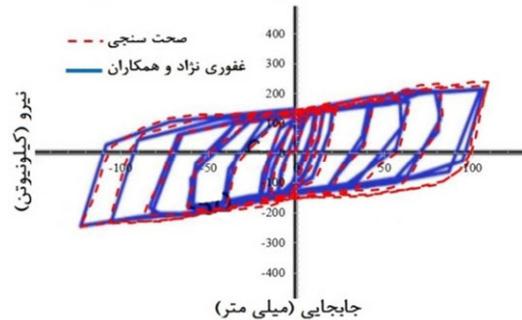
شکل ۱۰- مش‌بندی کامل میراگر به همراه اتصالات کلی در نرم افزار ABAQUS

افزون پوش‌آور برای میراگر اصطکاکی در نرم‌افزار ABAQUS صورت پذیرفته است [۲۷]. سپس جابه‌جایی حد تسلیم و حد نهایی مطابق شکل ۱۲ محاسبه گردیده و پس از آن براساس رابطه (۴) شکل‌پذیری معادل ۶/۳۷ محاسبه شده و برحسب آن پروتکل بارگذاری مناسب انتخاب و اعمال گردیده است.

$$\mu_{max} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (4)$$

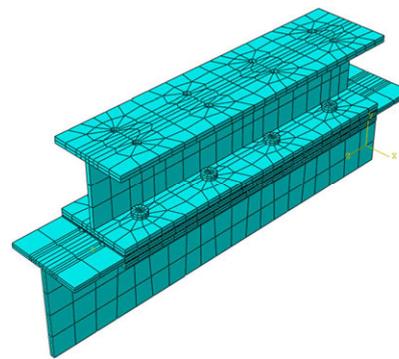
در رابطه فوق، Δ_u برابر با جابه‌جایی حد نهایی، Δ_y برابر با جابه‌جایی حد تسلیم و μ_{max} شکل‌پذیری می‌باشد.

نظر تحلیل شده و نتایج آنالیز تنش و تغییرمکان یک نقطه خاص روی مدل استخراج می‌گردد.



شکل ۹- تطابق مناسب بین نمودار صحت‌سنجی ABAQUS با مقاله غفوری و همکاران [۲۳]

در مراحل بعد اندازه مش ریزتر شده و مجدداً تحلیل مدل انجام شده و نتایج آن ثبت می‌گردد. در نهایت با استفاده از نتایج تحلیل تنش و اندازه‌گیری

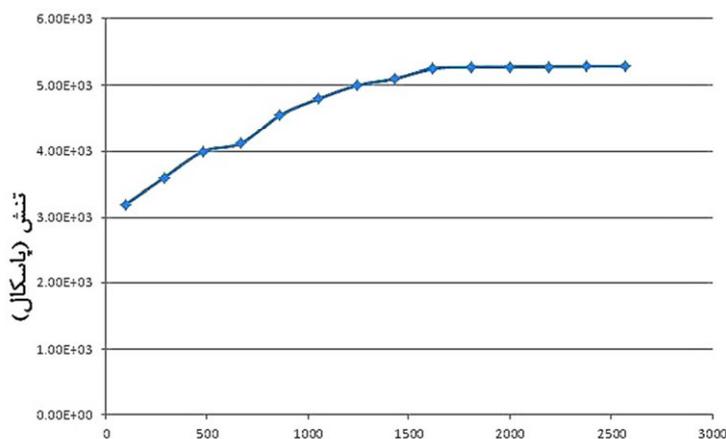


شکل ۱۰- (الف) مش ۰/۰۵ متری

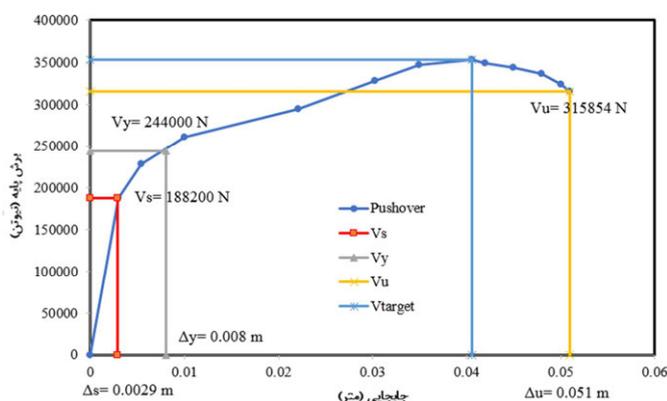
همانطور که در شکل ۱۱ مشاهده می‌شود نوع المان‌بندی و ابعاد آن بگونه‌ای تنظیم شده است تا تطابق بسیار مناسبی از نظر اندازه مش‌ها در المان‌هایی نظیر آزرست و صفحات فولادی که با یکدیگر تماس دارند، برقرار شود زیرا در اثر اصطکاک سطوح اشاره شده میراگر عمل می‌نماید.

۳-۴- پروتکل‌های بارگذاری مورد استفاده

پیش از انتخاب پروتکل بارگذاری مناسب، نخست تحلیل استاتیکی غیرخطی با الگویی از روش تحلیل بار

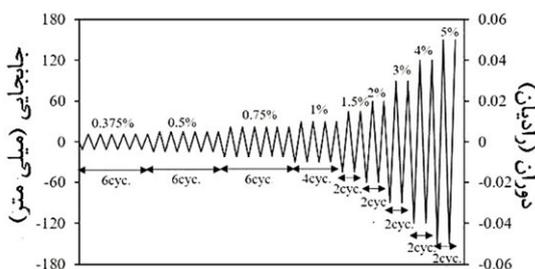


شکل ۱۱- نمودار مش بندی بهینه
تعداد المان‌ها در مش بندی



شکل ۱۲- نمودار بار افزون میراگر اصطکاکی لنت ترمز

می‌دهد.



شکل ۱۳- پروتکل بارگذاری SAC [۲۸]

۴- مطالعه پارامتری

۴-۱- تعداد مدل‌ها و تغییر متغیرهای تحقیق

با در نظر گرفتن متغیرهای تحقیق حاضر و در جهت رسیدن به یک دسته ابعاد قابل قبول و بهینه برای میراگر اصطکاکی پیشنهادی لازم است که مدل‌هایی با تعداد پیچ‌ها و ضخامت آربست مختلف طراحی شوند.

پروتکل‌های بارگذاری SAC در بسیاری از آیین‌نامه‌ها از جمله AISC/ANSI358-10 سال‌هاست که به عنوان پروتکل‌های بارگذاری استاندارد در تست‌های مختلف مورد استفاده قرار می‌گیرد [۲۸]. پروتکل بارگذاری SAC به دلیل ارائه الگوی بارگذاری ساده‌تر، برای تست میراگرها و سازه‌های فلزی عموماً کاربرد بیشتری دارد. در این پروتکل، چون سرعت بارگذاری و سیکل‌های رفت و برگشتی آن در ابتدا بسیار آهسته‌تر از سایر پروتکل‌ها است، میزان جذب انرژی بهتری در میراگر دیده می‌شود. پروتکل بارگذاری SAC به دو صورت دوران و تغییرمکان مقیاس شده و ملاک در این پژوهش بحث تغییرمکان بوده است. از ویژگی‌های بسیار مهم پروتکل بارگذاری SAC شبیه‌سازی مناسب اثرات زلزله بر روی اتصالات فولادی و میراگرها می‌باشد. شکل ۱۳ پروتکل بارگذاری SAC مورد استفاده در تحلیل میراگر را نشان

برای مثال مدل B-6-A-2.5 به معنای میراگر لنت ترمز با ۶ عدد سوراخ و پیچ به ضخامت ۲/۵ میلی‌متر می‌باشد. علت استفاده از ضخامت ۲/۵ و ۵ میلی‌متر در دسترس بودن چنین ضخامت‌هایی در بازار ایران می‌باشد که این امر هزینه تهیه لنت ترمز را کاهش می‌دهد و همچنین با توجه به تحلیل‌هایی که پیش از مطالعات عددی صورت پذیرفته در خصوص خواص مکانیکی صفحات لنت ترمز ضخامت‌های کمتر از ۲/۵ میلی‌متر از استحکام برشی کمتری برخوردار بوده و ضخامت‌های بیشتر از ۵ میلی‌متر نیز عملاً تأثیر بسزایی در بهبود شرایط اصطکاکی و افزایش کارایی این نوع میراگر ندارد.

برای این منظور از سه آرایش متفاوت برای پیچ‌ها و دو ضخامت مختلف برای آزیست استفاده گردیده است. جدول ۲ مشخصات نمونه‌های مدل‌سازی شده جهت تعیین مدل بهینه را نشان می‌دهد. همچنین جدول ۳ مشخصات نمونه‌های مدل‌سازی شده با تعداد صفحات و آرایش متفاوت صفحات و پیچ‌ها را مشخص می‌کند. نحوه نامگذاری مدل‌ها در جدول ۲ به این صورت می‌باشد که حرف لاتین B نماد حرف نخست کلمه Brake pad به معنای لنت ترمز می‌باشد، عدد بعدی بیانگر تعداد پیچ به کار رفته و حرف سوم A نوع آزیست به جهت ضخامت را مشخص می‌کند که عدد پایانی بیانگر ضخامت صفحه آزیست به کار رفته در این مدل می‌باشد.

جدول ۲- مشخصات نمونه‌های مدل‌سازی شده جهت تعیین مدل بهینه

نام مدل	تعداد پیچ	ضخامت آزیست (mm)
B-6-A-2.5	۶	۲/۵
B-10-A-2.5	۱۰	۲/۵
B-14-A-2.5	۱۴	۲/۵
B-6-A-5	۶	۵
B-10-A-5	۱۰	۵
B-14-A-5	۱۴	۵

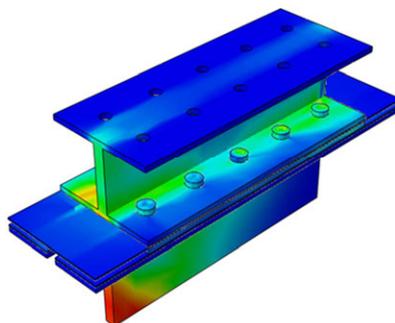
جدول ۳- مشخصات نمونه‌های مدل‌سازی شده با تعداد صفحات و آرایش متفاوت صفحات و پیچ‌ها

نام مدل	تعداد لایه‌های آزیست	ضخامت آزیست (mm)	تعداد پیچ	تعداد صفحات فلزی
B-10-A2.5-3	۳	۲/۵	۱۰	۲
B-10-A2.5-4	۴	۲/۵	۱۰	۲
B-10-A2.5-2	۲	۲/۵	۱۰	۱

۴-۲- نتایج تحلیل مدل میراگر

شکل ۱۴، خروجی تنش مایزر در مدل را نشان می‌دهد. یکی از موارد مهم در بحث خروجی‌های حاصله کرنش رخ داده در میراگر می‌باشد که در گام آخر بارگذاری همانطور که در اشکال ۱۵- ب و پ دیده می‌شود تمرکز تنش در آزیست‌های بالا و پایین بوده است و در شکل ۱۵- الف نیز نمای برش خورده از خروجی کرنش را نشان می‌دهد که توزیع کرنش در آزیست‌ها بسیار یکنواخت بوده است.

S, Mises
(Avg: 75%)

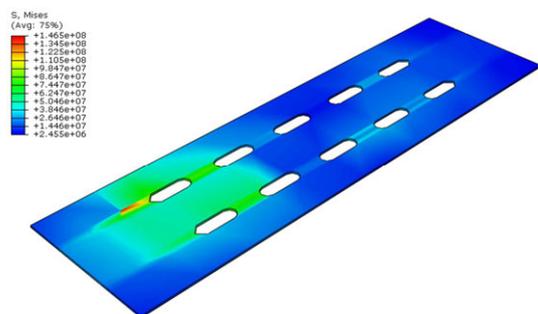


شکل ۱۴- خروجی تنش مایزر حاصله از تحلیل در

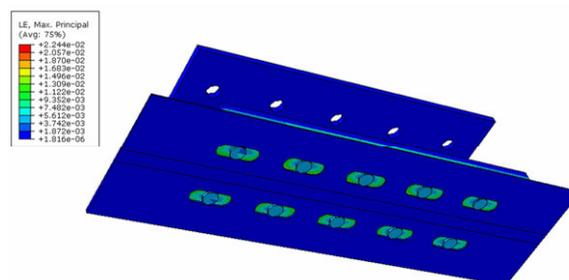
نرم‌افزار ABAQUS

در مرحله الاستیک قرار دارد. چون در لحظه آخر جابه‌جایی به سمت صفر و در جهت چپ حرکت داشته است تنش در سمت چپ لنت بیشتر ایجاد شده است.

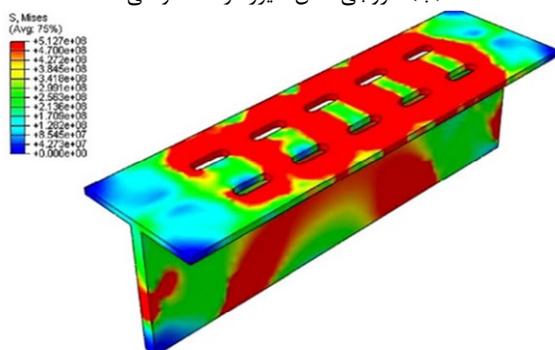
همچنین در ناحیه میانی میراگر نیز یک تمرکز تنش رخ داده است. تنش مایز در محل جان مقطع سپری در شکل ۱۵- ت به علت اینکه محل اعمال بار است، تنش زیادی روی سپری اعمال شده است، اما تنش



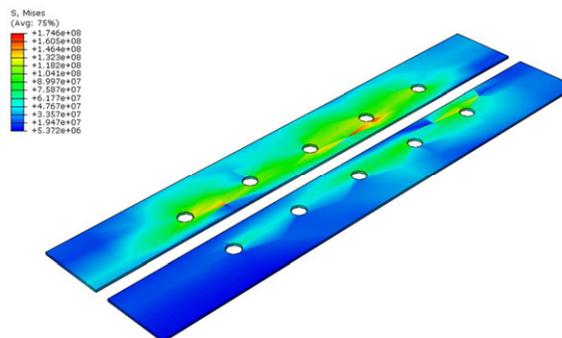
(ب) خروجی تنش مایز در لنت فوقانی



(الف) خروجی کرنش الاستیک در لنت فوقانی



(ت) تنش مایز در المان سپری شکل



(پ) تنش مایز در لنت تحتانی

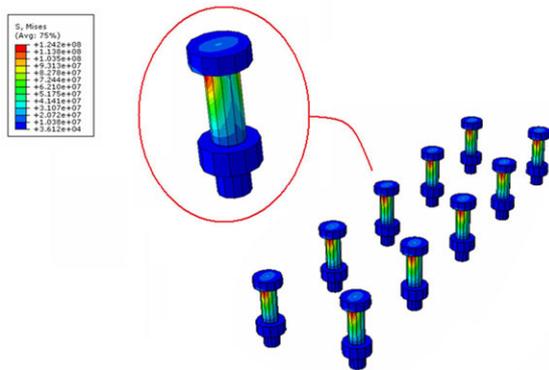
شکل ۱۵- خروجی‌های تنش و کرنش در میراگر

ت ایجاد تمرکز تنش می‌نماید که این روند قابل پیش بینی بوده است، زمانی که نیرو یا جابه‌جایی زیادی اعمال شود، پس از اجزای اتصال شامل پیچ و مهره و غیره، اولین مقطعی که خراب می‌شود قطعه T شکل می‌باشد.

باتوجه به نحوه ساخت و نصب این میراگر اصطکاکی و با در نظر گرفتن این نکته که کلیه اتصالات در این مجموعه از نوع پیچ و مهره‌ای بوده و قابلیت تعویض مقطع فراهم می‌باشد، بنابراین اجزای آسیب‌دیده پس از زلزله به راحتی قابل جایگزینی خواهند بود. همچنین زمانی که میراگر در قاب مورد تحلیل قرار

زمانی که میراگر اصطکاکی لنت ترمز بدون حضور قاب و به تنهایی در نرم‌افزار اجزای محدود تحلیل می‌گردد، بار به صورت مستقیم به جان سپری اعمال گردیده و در حقیقت سایر المان‌ها بدون حرکت باقی مانده و تنها مقطع سپری میان دو لنت فوقانی و تحتانی و همچنین تسمه فولادی، حرکت نموده و ایجاد اصطکاک می‌نماید. بنابراین کرنش پلاستیک معادل در قطعه T شکل رخ داده است. میراگر اصطکاکی در ابتدا، به دلیل مکانیزم حرکتی مقطع سپری در راستای طول سوراخ‌های لوبیایی و همچنین اطراف محل اتصال مطابق شکل ۱۵-

است. همان طوری که در شکل ۱۶ مشخص است، حداکثر تنش در پیچ‌های اتصال و در محل اتصال بال به جان تیر آشکارا ایجاد شده است. ایجاد تنش در پیچ‌ها به دلیل عملکرد اصطکاکی میراگر و درگیر شدن پیچ‌ها در سوراخ لوبیایی می‌باشد. ایجاد تنش حداکثر در تیر آشکارا به دلیل تمرکز تنش در محل اتصال بال و جان تیر می‌باشد که بایستی با تنش حداکثر مجاز کنترل گردد. مقدار تنش حداکثر ایجاد شده در پیچ‌ها و اتصال جان به بال حدود ۸۶/۳۹ مگاپاسکال می‌باشد که در محدوده تنش مجاز قرار دارد.



شکل ۱۶- توزیع تنش مایز در پیچ‌ها در مدل B-10-A-2.5

۵- مقایسه نتایج تحلیل مدل‌های مختلف

به منظور مقایسه مدل‌های ساخته شده و مشخص کردن مدل یا مدل‌های بهینه لازم است منحنی پوش^{۲۸} حداکثر ظرفیت سیکل‌های نمودارهای چرخه‌ای^{۲۹} ترسیم و با همدیگر مقایسه گردد. این منحنی‌ها می‌توانند از نقطه نظر ظرفیت بارگذاری، شکل‌پذیری و انرژی مستهلک شده مورد مقایسه قرار گیرند. شکل ۱۷ مقایسه منحنی‌های چرخه‌ای تمامی مدل‌های مورد بررسی را نشان می‌دهد. به دلیل ماهیت اصطکاکی و منحصر به فرد لنت ترمز در کنار فولاد، مشاهده می‌شود که این خصوصیت ذاتی لنت ترمز موجب گردیده که توزیع کرنش الاستیک یکنواختی مطابق شکل ۱۵- الف بر روی آن رخ

می‌گیرد به دلیل اعمال مستقیم بار به تیردهانه مهاربندی، روند ایجاد تنش‌ها در قطعه میراگر و اجزای آن کمی متفاوت تر خواهد بود. در نیرو یا جابه‌جایی‌های کم، بیشتر نیرو را قاب جذب می‌نماید ولی زمانی که جابه‌جایی قاب تحت اثر زلزله زیاد شود و این جابه‌جایی از حد الاستیک میراگر عبور نماید در این صورت خرابی در میراگر آغاز می‌شود که تا قبل از این جابه‌جایی مکانیزم رفتاری الاستیک و رفتار خطی خواهد بود و قاب و میراگر و مجموعه کامل آنها در زلزله‌های کم و متوسط تجربه خرابی زیادی را نخواهند داشت.

همانگونه که می‌دانیم مدل‌های کلاسیک پلاستیسیته شامل معیار ترسکا^{۲۳}، موهرکلمب^{۲۴}، دراگر پراگر^{۲۵} و فون مایز^{۲۶} می‌باشند. به دلیل اینکه فرم هندسی معیار فون مایز در فضای سه بعدی به صورت استوانه‌ای شکل بوده و سه معیار دیگر را پوشش می‌دهد، بنابراین استفاده از این معیار در تحلیل‌های اجزای محدود نسبت به سایر مدل‌ها کاربرد بیشتری داشته و به عنوان یکی از معیارهای مناسب برای کنترل تنش‌های وارده بر مدل‌های اجزای محدود، مورد استفاده قرار می‌گیرد. در مورد المان‌هایی که تحت تنش‌های ترکیبی نرمال و برشی قرار دارند می‌توان با استفاده از معیار تنش فون مایز بررسی کرد که آیا جسم به نقطه تسلیم رسیده است یا خیر. در المان مورد نظر تنش‌های اصلی براساس دایره موهر^{۲۷} محاسبه می‌شود. اگر این تنش‌های اصلی را در رابطه کنترلی فون مایز قرار دهیم در صورتی که مقدار تنش فون مایز به دست آمده، از مقدار تنش تسلیم ماده کمتر باشد یعنی شکست رخ نمی‌دهد. ولی اگر این تنش از تنش تسلیم ماده بیشتر باشد، بنابراین رسیدن المان به نقطه تسلیم است. بنابراین برای کنترل تنش حداکثر ایجاد شده در مدل از خروجی این تنش استفاده شده

²³-Tresca Criterion

²⁴-Mohr Coulomb

²⁵-Drucker Prager

²⁶-Von Mises

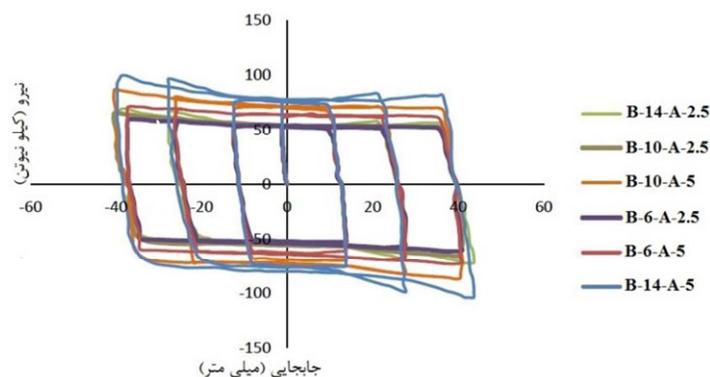
²⁷-Mohr's circle

²⁸-Backbone

²⁹-Hysteresis

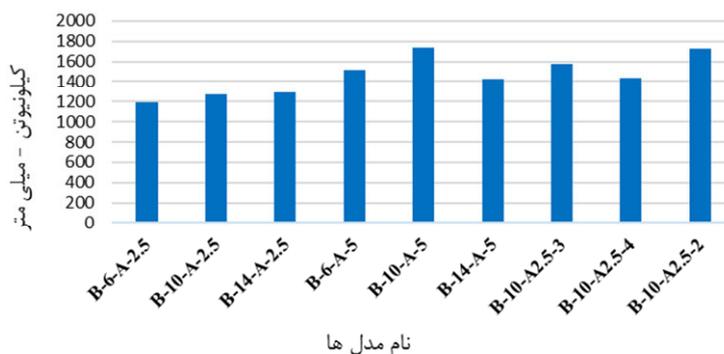
مشاهده نگردد و میراگر بتواند تغییرمکان‌های بزرگ را تحمل نماید.

شکل ۱۸ سطح زیر نمودارهای پوش حاصله در مدل‌های ارائه شده با تعداد و آرایش متفاوت صفحات آزرست و فولاد و پیچ‌ها را مشخص می‌کند.



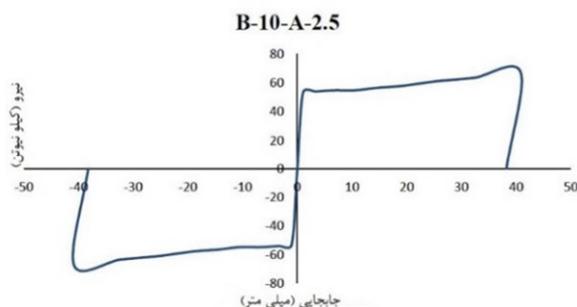
شکل ۱۷- مقایسه منحنی‌های چرخه‌ای تمامی مدل‌های مورد بررسی

سطح زیر نمودار پوش



شکل ۱۸- مقایسه سطح انرژی مستهلک شده توسط هر میراگر

زلزله توسط اصطکاک توانسته عملکرد مناسبی داشته باشد که این خصوصیت موجب می‌گردد این نوع میراگر در هر سطح زلزله‌ای قابل استفاده باشد.



شکل ۱۹- خروجی منحنی پوش مدل B-10-A-2.5.

دهد و در ادامه منحنی چرخه‌ای حاصله دچار زوال سختی و مقاومت در این دامنه جابه‌جایی نگردد. همچنین طراحی صحیح لنت‌های ترمز نیز کمک می‌کند تا حلقه‌های نمودارهای چرخه‌ای به‌دست آمده دارای شکلی یکنواخت و منظم بوده و پس از اعمال سیکل‌های متمادی نیز کوچک‌ترین افت و کاهش در نیروی لغزش آنها

میراگر اصطکاکی لنت ترمز در تغییرمکان‌های کوچک تقریباً الاستیک عمل نموده، یعنی برای زلزله‌های خفیف می‌تواند جذب انرژی را به همراه برگشت‌پذیری سریع داشته باشد. در تغییرمکان‌های حدنهایی نیز جذب انرژی آن افزایش پیدا نموده، بدین معنی که برای زلزله‌های شدید می‌تواند به خوبی وارد عمل شده و حسب تغییرمکان‌های وارده، جذب انرژی بسیار بیشتری را داشته باشد. برای نمونه شکل ۱۹، در میراگر مدل B-10-A-2.5 میزان ۲۱ درصد افزایش نیرو در جابه‌جایی‌های انتهایی ایجاد شده است. در حقیقت میراگر اصطکاکی در تغییرمکان‌های کوچک و بزرگ با جذب انرژی ناشی از

ترمز در ارتفاع‌های بالاتر به دلیل جابه‌جایی بیشتر عملکرد مناسب این نوع سیستم کنترل غیرفعال را بهتر به اثبات می‌رساند. همچنین اختلاف قابل توجهی در بخش سطح زیر نمودار در شکل ۱۸ و نیروی برش پایه در جدول ۴ مشاهده می‌شود که تمام پارامترهای سازه‌ای مورد اشاره منجر به افزایش میزان کارایی سیستم کنترل غیرفعال میراگر اصطکاکی لت ترمز در ساختمان‌های متعارف خواهند شد.

همانگونه که در جدول ۴ ملاحظه می‌شود ضریب رفتار و شکل‌پذیری و اضافه مقاومت در قاب مهاربندی مجهز به میراگر بیشتر از قاب مهاربندی با آرایش هشتی می‌باشد، که این اختلاف در قاب یک طبقه دارای یک دهانه کمتر بوده و با افزایش تعداد طبقات کارایی این سیستم بهتر نمایان می‌گردد. برای نمونه پارامتر شکل‌پذیری در سازه وابسته به جابه‌جایی‌های حد نهایی و تسلیم می‌باشد، بنابراین استفاده از میراگر اصطکاکی لت

جدول ۴- مقایسه پارامترهای سازه‌ای در حالت قاب بدون میراگر و قاب مجهز به میراگر

ضرایب لرزه‌ای					
درصد اختلاف (%)	واحدها	قاب مجهز به میراگر	قاب بدون میراگر	پارامترها	
۱۱/۶	KN	۱۲۱	۱۰۷	V_s	برش پایه متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک
۹/۱	m	۰/۰۱۱	۰/۰۱	Δ_s	تغییر مکان متناظر با V_s
۲/۷	KN/m	۱۱۰۰۰	۱۰۷۰۰	K_E	سختی اولیه منحنی پوش‌آور
۱۳/۸	KN	۲۸۳	۲۴۴	V_0	برش پایه ماکزیمم
۱۷/۱	m	۰/۱۷۵	۰/۱۴۵	Δ_m	تغییر مکان متناظر با V_0
۱۳/۸	KN/m	۲۱۲/۲۵	۱۸۳	$0.75V_0$	۷۵ درصد برش پایه ماکزیمم
۱۴/۳	m	۰/۰۲۱	۰/۰۱۸	Δ_1	تغییر مکان متناظر با $0.75V_0$
۱۴/۳	m	۰/۰۲۸	۰/۰۲۴	Δ_y	تغییر مکان متناظر با V_y
۰/۶	KN/m	۷۵۸۰/۳۵	۷۶۲۵	K_0	سختی الاستیک
۲۸/۸	m ²	۴۵/۵۶	۳۲/۴۵	A_2	سطح زیر نمودار دوخطی
۲۲/۲	m	۰/۰۹	۰/۰۷	Δ_E	تغییر مکان متناظر با V_E
۱۶/۸	kN	۱۰۰۱/۱۹	۸۳۳/۳۵	V_E	نیروی برش پایه سازه در هنگام رفتار الاستیک
-	-	۲/۳۳	۲/۲۸	R_s	ضریب اضافه مقاومت
-	-	۳/۵۳	۳/۴۱	R_μ	ضریب شکل‌پذیری
-	-	۸/۲۷	۷/۷۸	R	ضریب رفتار
-	-	۶/۲۵	۶/۰۴	μ	شکل‌پذیری

اتصال و مهاربند دیده می‌شود که موجب ایجاد خسارت در این نواحی و در نتیجه منجر به اختلال در کاربری مهاربند می‌گردد.

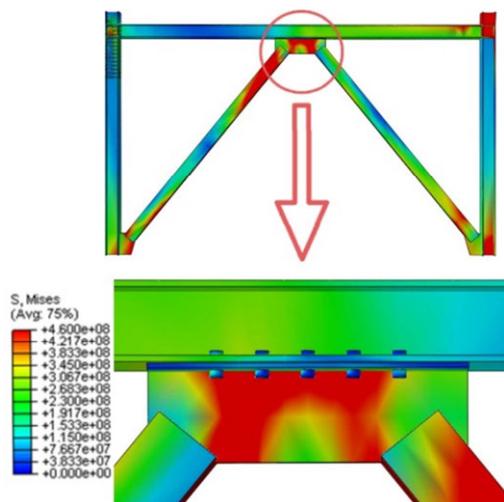
در شکل ۲۱- الف و ب مقایسه بین منحنی‌های چرخه‌ای قاب و پوش قاب در حالت با میراگر و بدون میراگر نشان داده شده است. همانطور که در این اشکال مشاهده می‌گردد، ظرفیت قاب مورد مطالعه با حضور

در شکل ۲۰- الف ملاحظه می‌شود توزیع تنش فون مایز در ناحیه اتصالات منجر به خسارت نشده، تنش‌های حاصله به دلیل حضور میراگر کاهش پیدا نموده است و عملکرد مناسب میراگر اصطکاکی در قاب مشاهده می‌شود. همچنین شکل ۲۰- ب توزیع تنش در قاب مهاربندی با آرایش هشتی را نشان می‌دهد. همانطور که در شکل مشخص شده است تنش حداکثر در صفحه

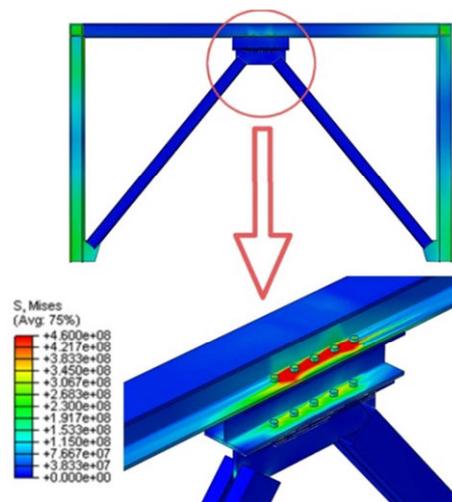
آرایش هشتی را مشخص می‌کند.

میراگر افزایشی حدود ۲۷ درصد از خود نشان می‌دهد که

این امر نقش مؤثر این میراگر در قاب‌های مهاربندی با

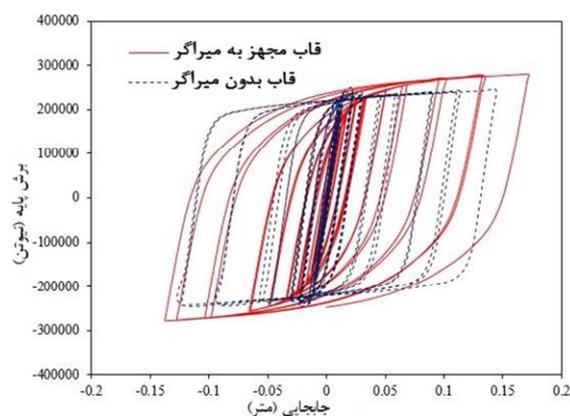


(ب) توزیع تنش در قاب مهاربندی با آرایش هشتی

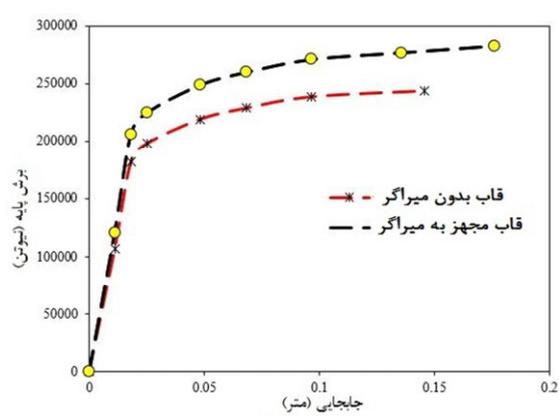


(الف) توزیع تنش در قاب مجهز به میراگر اصطکاکی لنت ترمز

شکل ۲۰- توزیع تنش در مدل



(ب)



(الف)

شکل ۲۱- مقایسه منحنی‌های (الف) چرخه‌ای قاب و (ب) پوش قاب در حالت با میراگر و بدون میراگر

۱- مدل‌های شماره B-6-A-5 و B-10-A-5 و B-14-A-5

و B-6-A-2.5 عینا مشابه با مدل‌های B-14-A-2.5 و B-10-A-2.5 می‌باشند با این

تفاوت که ضخامت لایه آزیست در آنها به دو برابر

افزایش پیدا کرده است، یعنی از ۲/۵ میلیمتر به

۵ میلیمتر رسیده است. این افزایش ضخامت

منجر به افزایش ظرفیت جذب انرژی شده است

اما این افزایش جذب انرژی چندان قابل توجه

نیست و این نشان می‌دهد که عملا افزایش

ضخامت آزیست تأثیر چندان زیادی در بهبود

رفتار میراگر نداشته است.

۶- نتیجه‌گیری

در این پژوهش المان میراگر اصطکاکی لنت ترمز

توسعه پیدا کرده است که یک رفتار هیستریزس پایدار در

کشش و فشار دارد. همچنین به مطالعه عددی میراگر و

مطالعه آزمایشگاهی مصالح مرتبط با میراگر اصطکاکی

لنت ترمز پرداخته شده است. نه مدل مورد بررسی در

نرم‌افزار ABAQUS و یک مدل نیز مورد مدل‌سازی بر

روی قاب شورون قرار گرفته‌اند. نتایج زیر از این تحقیق

حاصل می‌گردد:

چندبرابری پیدا می‌نماید و در برگشت مجدداً جذب انرژی داشته و زمانی که تغییر مکان‌ها زیاد می‌شود مجدداً افزایش چندبرابری جذب انرژی دیده می‌شود. همچنین در طول تحلیل، میراگر تخریب نشده است و عمده تمرکز تنش و جذب انرژی توسط آزیست‌ها انجام شده است.

۸- جدول ۴ نشان می‌دهد که تمامی پارامترهای لرزه‌ای اعم از ضرایب شکل‌پذیر، اضافه مقاومت، سختی و ضریب رفتار همگی در حالت قاب مجهز به میراگر بهبود چشمگیری پیدا نموده‌اند.

۹- از مهمترین ویژگی‌های این میراگر این است که سختی الاستیک نسبتاً کمی دارد ولی سختی پلاستیک آن به نسبت قابل ملاحظه‌ای بزرگ‌تر از سختی الاستیک است و این یک مزیت مهم در میراگر محسوب می‌شود و آن این است که در هر سطح زلزله‌ای قابل استفاده بوده و جذب انرژی لرزه‌ای را انجام می‌دهد.

۱۰- خروجی‌های توزیع کرنش در آزیست‌ها نشان می‌دهد که توزیع کرنش در تمامی سطح آزیست یکسان بوده و جذب انرژی یکنواختی در حرکت رفت‌وبرگشتی رخ داده است و بدلیل توزیع مناسب نیرو می‌تواند رفتار بسیار بهتری را نسبت به سایر میراگرها داشته باشد.

۲- خروجی تحلیل قاب نشان می‌دهد که عمده تمرکز تنش در ناحیه میراگر اصطکاکی لنت ترمز بوده است و حضور میراگر مانع از ایجاد تمرکز تنش در ناحیه اتصالات قاب شده است که این امر میزان آسیب‌دیدگی قاب را در حین زلزله کاهش می‌دهد.

۳- بررسی بین مدل‌های مختلف نشان می‌دهد مدلی که دارای ۱۰ پیچ می‌باشد دارای بیشترین میزان مستهلک‌سازی انرژی بوده و جذب انرژی بسیار بیشتری نسبت به سایر مدل‌های مورد بررسی دارد.

۴- نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد که اضافه کردن تعداد صفحات بدلیل مکانیزم خاص، تأثیر زیادی در افزایش جذب انرژی ندارد.

۵- همچنین افزودن ضخامت صفحات آزیست نیز تأثیر زیادی در افزایش جذب انرژی ندارد.

۶- افزودن میراگر اصطکاکی به قاب منجر به افزایش جذب انرژی و عدم تمرکز نیرو در مهاربندها شده و مانع کمانش مهاربند در فشار شده است که ۳۱ درصد جذب انرژی در قاب مجهز به میراگر افزایش پیدا کرده است.

۷- جذب انرژی در حرکات رفت‌وبرگشتی شکل پرچمی نمودار حاصله نشان می‌دهد که میراگر با افزایش تغییر مکان ظرفیت جذب انرژی

مراجع

- [1] Pall, R., Gauthier, G., & Pall, A. (2000). "Friction-dampers for Seismic Upgrade of Quebec Police Headquarters, Montreal", *Proceeding on the 12th World Conference on Earthquake Engineering*.
- [2] Robinson, W., & Greenbank, L. (1976). "An extrusion energy absorber suitable for the protection of structures during an earthquake", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 4(3), 251-259.
- [3] Venuti, W. J. (1976). "Energy absorption of high strength bolted connections, Test Report", *Struct Steel Educ Council*.
- [4] Pall, A. S., & Marsh, C. (1982). "Response of friction damped braced frames", *Journal of Structural Engineering*, 108(9), 1313-1323.
- [5] Fitzgerald, T. F., Anagnos, T., Goodson, M., & Zsutty, T. (1989). "Slotted Bolted Connections in Aseismic Design for Concentrically Braced Connections", *Earthquake spectra*, 5(2), 383-391.
- [6] Li, C., & Reinhorn, A. M. (1995). *Experimental and analytical investigation of seismic retrofit of structures with supplemental damping: Part II-Friction devices*, Technical report NCEER-95-0009. Buffalo (NY): State University of New York at Buffalo.
- [7] Dyke, S. J., Spencer Jr, B. F., Sain, M. K., & Carlson, J. D. (1996). "Modeling and control of magnetorheological dampers for seismic response reduction", *Smart Materials and Structures*, 5(5), 565-575.

- [8] Mualla, I. H. (2000). "Parameters influencing the behavior of a new friction damper device", In *Smart Structures and Materials 2000: Smart Systems for Bridges, Structures, and Highways*, 3988, 64-74.
- [9] Mualla, I. H. & Belev, B. (2002). "Performance of steel frames with a new friction damper device under earthquake excitation", *Engineering Structures*, 24(3), 365-371.
- [10] Mualla, I. H., Nielsen, L. O., Belev, B., Liao, W. I., Loh, C. H., & Agrawal, A. (2002). "Numerical predictions of shaking table tests on a full scale friction-damped structure", In *12th European Conference on Earthquake Engineering*, London.
- [11] Nielsen, L. O., & Mualla, I. H. (2002) *A friction damping system low order behavior and design*, Report BYG-DTU, R-0302002, ISSN 1601-2917, ISBN 87-7877-090-4.
- [12] Lu, L. Y. (2004). "Semi-active modal control for seismic structures with variable friction dampers", *Engineering structures*, 26(4), 437-454.
- [13] Bhaskararao, A. V., & Jangid, R. S. (2006). "Harmonic response of adjacent structures connected with a friction damper", *Journal of Sound and Vibration*, 292(3-5), 710-725.
- [14] De la Cruz, S. T., López-Almansa, F., & Oller, S. (2007). "Numerical simulation of the seismic behavior of building structures equipped with friction energy dissipaters", *Computers and Structures*, 85(1-2), 30-42.
- [15] Lee, S. H., Park, J. H., Lee, S. K., & Min, K. W. (2008). "Allocation and slip load of friction dampers for a seismically excited building structure based on storey shear force distribution", *Engineering Structures*, 30(4), 930-940.
- [16] Golafshani, A. A., & Gholizad, A. (2009). "Friction damper for vibration control in offshore steel jacket platforms", *Journal of Constructional Steel Research*, 65(1), 180-187.
- [17] Vaseghi, J. Navaei, S., Navayinia, B., & Roshantabari, F. (2009). "A parametric assessment of friction damper in eccentric braced frame", *International Journal of Civil and Environmental Engineering*, 3(10), 361-365.
- [18] Ozbulut, O. E., & Hurlbaas, S. (2010). "Fuzzy control of piezoelectric friction dampers for seismic protection of smart base isolated buildings", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(6), 1435-1455.
- [19] Mirzaeefard, H., Mirtaheri, M., & Rahmani Samani, H. (2013). "Seismic evaluation of structures equipped with cylindrical friction dampers", *7th National Congress of Civil Engineering*, Shahid Nikbakht Faculty of Engineering.
- [20] Caprili, S., Mussini, N., & Salvatore, W. (2018). "Experimental and numerical assessment of EBF structures with shear links", *Steel Compos. Struct*, 28(2), 123-138.
- [21] Naem, A., & Kim, J. (2019). "Seismic performance evaluation of a multi-slit damper", *Engineering Structures*, 189, 332-346.
- [22] Sano, T., Shirai, K., Suzui, Y., & Utsumi, Y. (2020). "Dynamic loading tests and seismic response analysis of a stud-type damper composed of multiple friction units with disc springs", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 49(13), 1259-1280.
- [23] Ghafouri-Nejad, A., Alirezaei, M., Mirhosseini, S. M., & Zeighami, E. (2021). "Parametric study on seismic response of the knee braced frame with friction damper", In *Structures*, 32, 2073-2087.
- [24] Khaleghian, F., & Tehranizade, M. (2009). "Design of a new type of friction damper with brake pads", *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, 9(4), 171-182.
- [25] Orłowicz, A. W., Mroz, M., Wnuk, G., Markowska, O., Homik, W., & Kolbusz, B. (2016). "Coefficient of Friction of a Brake Disc-Brake Pad Friction Couple", *Archives of Foundry Engineering*, 16, 196-200.
- [26] Ministry of Roads and Urban Development of Iran. (2013). *Iran National Building Code*, Topic 10. Tehran.
- [27] Hosseini, P., Hosseini, M., & Omranizadeh, S. M. (2019). "The effect of height of structure on the accuracy of non-linear static analysis methods in steel structures with lead rubber bearing (LRB) base isolators", *Journal of Civil and Environmental Researches*, 5(1), 35-49.
- [28] AISC/ANSI358-10. (2010). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. In. Chicago.

شبیه‌سازی المان محدود مشخصات ناپیوستگی سطحی در عملکرد روسازی انعطاف‌پذیر ترک‌خورده در اثر بارگذاری دینامیکی

وجود ترک روی آسفالت یکی از متداول‌ترین عوامل خرابی در روسازی‌های آسفالتی است. از این‌رو، مدل‌سازی عوامل مؤثر بر آن و همچنین بررسی تأثیر درزگیری بر بهبود عملکرد آسفالت می‌تواند در مدیریت منابع مالی و بهره‌وری هرچه بیشتر مؤثر باشد. این پژوهش با هدف بررسی عددی مشخصات ناپیوستگی سطحی در عملکرد روسازی آسفالتی ترک‌خورده در اثر بارگذاری دینامیکی انجام شد. در این تحقیق ابتدا نمونه‌های آسفالتی با ناپیوستگی تعمیرشده و تعمیرنشده در نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی و سپس آزمایش خزش دینامیکی و آزمایش خستگی در این نرم‌افزار شبیه‌سازی شدند. برای اعتبارسنجی شبیه‌سازی انجام‌شده، آزمایش خزش دینامیکی و خستگی بر روی نمونه‌های آسفالتی ساخته‌شده، انجام گرفت. سپس نتایج آزمایش‌ها با نتایج شبیه‌سازی نرم‌افزار مقایسه گردید. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که شبیه‌سازی آزمایش خزش دینامیکی نتایج بزرگ‌تری را به نسبت آزمایش در واقعیت به دست داده است. از طرفی، نتایج شبیه‌سازی نمونه‌های تعمیرنشده تفاوت بیشتری با نتایج آزمایش، نسبت به نمونه‌های تعمیرشده، داشته است. علاوه بر این در نتایج شبیه‌سازی آزمایش خستگی مشاهده می‌شود که جواب‌های به‌دست آمده از بارگذاری مستطیلی به اندازه ۳۵٪ بیشتر از شبیه‌سازی با بارگذاری نیمه‌سینوسی است. همچنین نتایج بیانگر این است که اثر درزگیری بر رفتار شیارشدگی و خستگی بتن آسفالتی، با توجه به ابعاد ترک و ترکیب دانه‌بندی می‌تواند مطلوب یا غیرمطلوب باشد. حسن مدل‌سازی، امکان‌پذیر شدن بررسی حالات و اثر عوامل مختلف بر عملکرد روسازی، بدون نیاز به ساخت نمونه و آزمایش در شرایط آزمایشگاهی است، زیرا به کمک آن می‌توان به نتایج تقریبی دست یافت.

واژگان کلیدی: بارگذاری دینامیکی، روسازی انعطاف‌پذیر، روسازی ترک‌خورده، مدل‌سازی عددی، ناپیوستگی سطحی.

میلادحسین عطایی

پردیس فنی و مهندسی، دانشگاه
یزد.

پست الکترونیک:

miladh.ataei@stu.yazd.ac.ir

محمد مهدی خبیری*

پردیس فنی و مهندسی، دانشگاه
یزد.

پست الکترونیک:

mkhability@yazd.ac.ir

زهره غفوری فرد

پردیس فنی و مهندسی، دانشگاه
یزد.

پست الکترونیک:

zghafori@stu.yazd.ac.ir

۱- مقدمه

ترک‌ها در اشکال متنوعی از جمله عرضی، طولی، بلوکی، پوست‌سوسماری، ترک انعکاسی و ترک لغزشی در روسازی آسفالتی ایجاد می‌شوند. ترک‌خوردگی پوست‌سوسماری از تقاطع و به‌هم‌پیوستگی ترک‌های کوچک تشکیل شده است. این ترک‌ها، روسازی را به شکلی مشابه پوست سوسمار در می‌آورند و تنها حاصل بارگذاری و یا خستگی روسازی هستند. ترک بلوکی یکی از انواع ترک غیرمرتبط با بارگذاری است که در این نوع خرابی، روسازی هم در راستای طولی و هم در راستای عرضی دچار ترک‌خوردگی می‌شود و در نهایت با اتصال

وجود ترک روی آسفالت یکی از مهم‌ترین و متداول‌ترین عوامل خرابی در روسازی‌های آسفالتی است [۱ و ۲]. به طوری که اجرای یک سیستم روسازی که هرگز دچار ترک‌خوردگی نشود، امری غیرممکن است [۳].

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۴۰۰/۱۰/۰۲، بازنگری: ۱۴۰۰/۱۱/۲۳، پذیرش: ۱۴۰۰/۱۱/۲۵.

DOI: 10.22091/cer.2022.7706.1341 شناسه دیجیتال

این ترک‌ها به یکدیگر، روسازی به شکل بلوک‌های مربعی یا مستطیلی بزرگ درمی‌آید. این نوع از ترک‌ها به دلیل تغییر حجم یا جمع‌شدگی در رویه آسفالتی یا اساس و یا خاک بستر رخ می‌دهند. ترک‌های طولی در راستای تقریبی محور طولی رویه روسازی و ترک‌های عرضی در جهت عمود بر آن، به علت اجرای نادرست درز خط عبوری، جمع‌شدگی و انقباض لایه آسفالتی و انعکاس رو به بالای ترک موجود در لایه زیرین روسازی ایجاد می‌شوند. ترک انعکاسی، تنها در روسازی‌هایی با رویه آسفالتی که بر روی دال‌های بتن سیمانی قرار دارد، رخ می‌دهد و علت ایجاد آن عمدتاً در اثر جابه‌جایی ناشی از حرارت یا رطوبت دال بتنی در زیر رویه آسفالتی است. ترک‌های لغزشی معمولاً در مسیر حرکت چرخ‌های وسایل نقلیه به علت وارد شدن نیروهای شدید افقی (ترمز کردن) در سطح رویه آسفالتی به وجود می‌آید. علت تشکیل شدن این ترک‌ها فقدان چسبندگی کافی بین لایه رویه آسفالتی و لایه زیر آن است [۴]. از آنجاکه سالانه هزینه‌های هنگفتی صرف بهسازی و مرمت روسازی‌های مضمحل‌شده در سطح کشور می‌شود؛ لذا مطالعه در خصوص پیش‌بینی ترک‌خوردگی و بررسی بهبود خصوصیات و عملکرد آسفالت بعد از درزگیری بسیار حائز اهمیت است [۵-۷]. از این‌رو، این پژوهش به بررسی عددی مشخصات ناپیوستگی سطحی تعمیرشده و تعمیرنشده، در عملکرد روسازی آسفالتی ترک‌خورده در اثر بارگذاری دینامیکی پرداخته است.

۲- پیشینه تحقیق

همان‌گونه که اشاره شده خرابی و ترک‌خوردگی در آسفالت امری گریزناپذیر است؛ لذا مدل‌سازی و بررسی عوامل مؤثر بر آن و همچنین بررسی به‌کار بردن روش‌های عددی متعدد در طراحی روسازی و نیز تأثیر درزگیری بر بهبود آسفالت می‌تواند در بهبود تعیین ضخامت روسازی و مدیریت منابع مالی و بهره‌وری هرچه بیشتر از روسازی انعطاف‌پذیر مؤثر باشد [۷]. در زمینه بررسی

^۱- Ozer

آزمایشگاهی و شبیه‌سازی ریزساختار سه‌بعدی ترک‌خوردگی را کاهش دهد [۱۱].

در پژوهشی دیگر، وانگ^۴ و همکاران یک سری مدل‌های گسسته مبتنی بر ویسکوالاستیک دوبعدی و ناهمگن میکرومکانیکی برای بررسی ترک‌خوردگی بلوکی روسازی‌های آسفالتی ارائه کرد. آن‌ها چندین الگوی مختلف ترک‌خوردگی بلوک با تغییر خواص مواد و شرایط حرارتی مورد بررسی قرار دادند و نتایج نشان داد که وقتی ریزترک‌ها در یک بخش روسازی بزرگ منتشر می‌شوند، تمایل دارند در جهت‌های دلخواه توسعه پیدا کنند تا یک الگوی اتصال Y را تشکیل دهند. هنگامی که ترک‌های در حال رشد تلاقی می‌کنند، تمایل دارند در زوایای قائم به هم بپیوندند. به‌طور کلی، ترک‌خوردگی بلوکی را می‌توان براساس الگوی هندسی تکراری آن دسته‌بندی کرد. این ترک‌ها به هم می‌پیوندند و ترک‌های مستطیلی و شش‌ضلعی را تشکیل می‌دهند. همچنین نتایج شبیه‌سازی المان گسسته نشان داد که ترک‌خوردگی بلوکی در درجه اول در یک تا دو سانتی‌متر بالایی لایه رخ می‌دهد که با مشاهدات میدانی مطابقت دارد [۱۲]. همچنین فریور و قاسم‌زاده طهرانی در پژوهشی به مدل پیش‌بینی شاخص ترک‌خوردگی ترک‌های برودتی آسفالت پرداختند و با در نظر گرفتن عمر روسازی، اندازه‌گیری دمای محیط در روز و شب و تعداد روزهای یخبندان در سال، شاخص ترک‌خوردگی محاسبه کردند. سپس با استفاده از نرم‌افزار SPSS شاخص ترک‌خوردگی و عمر روسازی را تجزیه و تحلیل نمودند. طبق نتایج به‌دست‌آمده، محورهای مورد بررسی از لحاظ شرایط آب و هوایی به دو خانواده با آب‌وهوای نیمه سرد و سرد تقسیم شدند. در این پژوهش، آب‌وهوا به‌عنوان عامل ایجاد دو خانواده روسازی است. برای هر دو خانواده روسازی، متغیرهای عمر روسازی و شاخص ترک‌خوردگی با یکدیگر رابطه مستقیم داشته و با

انعطاف‌پذیری به‌دست آمده از آزمون خمش نیمه‌دایره‌ای که به آن آزمون شاخص انعطاف‌پذیری ایلینوی نیز گفته می‌شود، بالاترین قدرت همبستگی را با عملکرد میدانی و ترک‌خوردگی داشتند [۹].

همچنین لینگ^۲ و همکاران یک مدل مکانیکی-تجربی کالیبره شده برای تجزیه و تحلیل عملکرد ترک از بالا به پایین (TDC^۳) با بار ترافیکی واقعی و تنش حرارتی ارائه دادند که براساس آن تعداد روزهایی برای ترک TDC آغاز شده برای رسیدن به سطح شدت متوسط محاسبه می‌شود. علاوه بر این نتایج نشان می‌دهد زمانی که TDC به طول بحرانی رسید، طول TDC کاهش یافت و ناحیه ترک خستگی افزایش یافت [۱۰]. همچنین زارع‌رام و همکاران با تأکید بر اینکه بتن آسفالتی مخلوطی بسیار ناهمگن با ریزساختارهای پیچیده است و این ناهمگونی به‌شدت بر رفتار مکانیکی کلی سه‌بعدی و عملکرد مرتبط با خرابی مخلوط‌های آسفالتی تأثیر می‌گذارد، یک مدل ریزساختار محاسباتی را با استفاده از ریزساختارهای المان محدود دوبعدی به‌عنوان یک رویکرد جایگزین و کارآمد برای پیش‌بینی پاسخ واقعی ترک‌خوردگی سه‌بعدی مخلوط‌های آسفالتی ارائه کردند. در واقع در این پژوهش برای شبیه‌سازی شروع و انتشار ترک، یک الگوریتم مستقل برای تولید کارآمد ریزساختارهای دوبعدی متعدد با استفاده از پردازش تصویر ریزساختارهای اسکن شده، یک ماژول تقسیم‌بندی مبتنی بر فاز برای جداسازی ذرات، فاز ماتریس و یک ماژول مش‌بندی المان محدود که امکان ایجاد منطقه منسجم را فراهم می‌کند، توسعه داده شد. این مطالعه نشان می‌دهد که ریزساختارهای دوبعدی متعدد می‌توانند به‌طور مناسب رفتار ویسکوالاستیک-شکستگی پیچیده مخلوط آسفالتی را نشان دهند که می‌تواند به ترتیب هزینه‌های تجربی و محاسباتی برای آزمایش‌های مخلوط

^۲- Ling

^۳- Top-down Cracking

^۴- Wang

به ترتیب در نشست سطح و بستر روسازی مشاهده کردند. محققان به‌طور کلی نتیجه گرفتند که از لحاظ آماری، تأثیر ترک بر تغییر شکل سطح و بستر، به‌طور معنی‌داری تحت تأثیر نوع بستر و مقاومت آن است [۱۵]. همچنین پژوهشگران یک مدل عنصر گسسته سه‌بعدی از یک مخلوط آسفالتی براساس نرم‌افزار روش المان گسسته (DEM^۶) برای بررسی مکانیسم ترک‌خوردگی مخلوط آسفالتی ارائه دادند و بیان کردند فرآیند شکست به سه مرحله رشد الاستیک تنش کششی، توسعه سریع ترک‌ها و به‌هم آمیختگی ترک‌ها تقسیم می‌شود. آن‌ها نتایج به‌دست آمده را با انجام آزمایش کشش غیرمستقیم اعتبارسنجی کردند. همچنین با بررسی اثر سرعت بارگذاری، نتیجه گرفتند انتشار موج ترک‌ها واکنشی شبه-دینامیکی با سرعت بارگذاری از خود نشان می‌دهد که با افزایش آن، دچار کاهش می‌گردد [۱۶].

همانگونه که اشاره شد در زمینه گسترش ترک آسفالت مطالعات گوناگون عددی انجام شده است؛ اما تاکنون پژوهشی عددی در خصوص تأثیر ترک تعمیر شده و تعمیر نشده به عملکرد و خصوصیات روسازی آسفالتی انجام نشده؛ از این‌رو این پژوهش به بررسی عددی مشخصات ناپیوستگی سطحی تعمیر شده و تعمیر نشده، در عملکرد روسازی آسفالتی ترک‌خورده در اثر بارگذاری دینامیکی پرداخته است.

۳- روش تحقیق

۳-۱- شبیه‌سازی به روش اجزای محدود با نرم‌افزار آباکوس

روش اجزای محدود یک روش عددی برای حل تقریبی معادلات دیفرانسیل جزئی است و کاربرد عملی این روش در حل مسائل مختلف مهندسی، تحلیل اجزای محدود نامیده می‌شود. روش اجزای محدود امروزه کاربرد

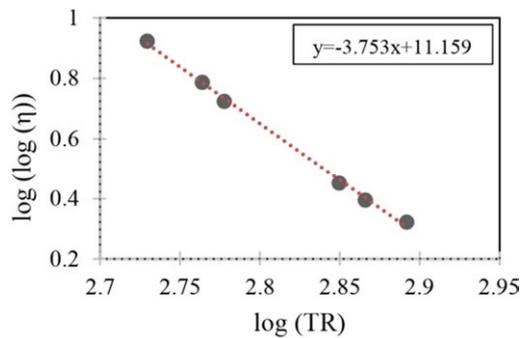
افزایش عمر روسازی، شاخص ترک‌خوردگی نیز افزایش می‌یابد. طبق مدل‌سازی‌های انجام‌شده، مدل لگاریتمی به علت داشتن ضریب همبستگی برابر ۰/۸۲۹ برای خانواده اول و ۰/۸۳ برای خانواده دوم از دقت خوبی برخوردار بوده و این مدل برای هر دو خانواده انتخاب شده است [۱۳].

سرنج^۵ و همکاران نیز در پژوهشی به مدل‌سازی رفتار ترک‌های حرارتی در روسازی‌های آسفالتی پرداختند. آن‌ها رفتار ترک‌های حرارتی در روسازی‌های آسفالتی با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس مورد بررسی قرار دادند تا تأثیر عوامل گوناگونی چون مدول الاستیسیته آسفالت، مدول الاستیسیته اساس، ضخامت لایه آسفالت، ضریب انبساط حرارتی آسفالت و مدت‌زمان بارگذاری را مورد ارزیابی قرار دهند. نتایج مدل‌سازی بیانگر این است که افزایش میزان مدول الاستیسیته آسفالت تا حد معینی باعث کاهش شکست حرارتی در آسفالت می‌شود و تنش حرارتی افزایش می‌یابد؛ همچنین افزایش مدول الاستیسیته اساس نیز باعث افزایش تنش حرارتی می‌شود ولیکن افزایش مدول الاستیسیته آسفالت و افزایش ضخامت آن تأثیر چشمگیرتری بر کاهش ترک دارد [۱۴]. خبیری و همکاران، پژوهشی در خصوص نشست روسازی به‌عنوان خرابی ثانویه، با در نظر گرفتن عواملی چون هندسه ترک اولیه، مقاومت خاک بستر و لایه‌های روسازی انجام دادند. آن‌ها با مدل‌سازی چند ترکیب مختلف از سازه‌های روسازی با لایه‌هایی با ضخامت‌های مختلف و چند نوع خاک بستر در محیط سه‌بعدی، که ترک‌هایی با ابعاد گوناگون بر روی آن تعبیه شده بود، به شبیه‌سازی ۵۱ حالت مختلف با روش اجزای محدود پرداختند. سپس، با مشاهده میدانی نتایج را اعتبارسنجی کرده و دریافته‌اند نشست سطح و بستر روسازی به عرض و عمق ترک بستگی دارد؛ اما این ارتباط در مورد عرض ترک بیشتر است، به‌گونه‌ای که با افزایش ۲۵ درصدی عرض ترک، افزایشی به‌اندازه ۴۹ و ۳۸ درصد

^۶- Discrete Element Method

^۵- Saranj

داده‌های موجود از آزمایش‌های انجام شده بر روی قیر، مانند نقطه نرمی (ASTM D36)، درجه نفوذ (ASTM D5) و گرانیروی در دماهای ۱۲۰، ۱۳۵ و ۱۶۰ سانتی‌گراد (ASTM D2170) و به ترتیب برابر با ۱۱/۱۵۹ و ۳/۷۵۳- به دست آمد. نمای این نمودار در شکل ۱ نشان داده شده است.



شکل ۱- نمودار A-VTS قیر ۶۰-۷۰

مدول مختلط^۸ خصوصیتی از مواد ویسکوالاستیک خطی است که با نسبت تنش حداکثر به کرنش حداکثر ایجاد شده در شرایط بارگذاری متناوب سینوسی تعریف می‌شود. بارگذاری متناوب می‌تواند به صورت کشش، فشار و یا برش انجام گیرد. در این حالت تنش و کرنش متناوب با روابط (۲) و (۳) نشان داده می‌شود. به دلیل رفتار ویسکوالاستیک ماده، منحنی کرنش ترسیم شده تأخیری برابر با φ/ω نسبت به منحنی تنش خواهد داشت.

$$\sigma = \sigma_0 \sin(\omega t) \quad (2)$$

$$\varepsilon = \varepsilon_0 \sin(\omega t - \varphi) \quad (3)$$

در این روابط، ω فرکانس زاویه‌ای و φ زاویه فازی^۹ است. در شکل ۲ شمای کلی نمودارهای تنش و کرنش و مفهوم زاویه فازی نمایش داده شده است.

مدول مختلط دارای دو بخش حقیقی و موهومی است که بخش حقیقی آن به نام مدول ذخیره^{۱۰} خصوصیت الاستیک و بخش موهومی آن به نام مدول

وسعی در حل مسائلی از جمله تحلیل سازه، انتقال جرم و انتقال گرما دارد. در این روش برای حل یک مسئله، یک سیستم پیچیده به قطعاتی ساده‌تر به نام جز یا المان تقسیم می‌شود. به این ترتیب، محیط مسئله به شبکه‌ای به نام مش^۷، متشکل از اجزا با تعداد محدودی نقاط انتگرال‌گیری تبدیل می‌گردد. سپس معادلاتی تقریبی برای هر یک از اجزا تخمین زده شده و سپس در قالب سیستم بزرگ‌تری از معادلات که دربرگیرنده تمام محیط مسئله باشد، گردآورده می‌شوند. در نهایت جواب تقریبی مسئله با حداقل کردن تابع خطا محاسبه می‌شود [۱۷].

۲-۳- تعیین پارامترهای ویسکوالاستیک به کار رفته در مدل

برای دستیابی به نتایج هرچه نزدیک‌تر به شرایط واقعی، تلاش شد بتن آسفالتی در فرآیند شبیه‌سازی به‌عنوان یک ماده ویسکوالاستیک و نه الاستیک، مدل‌سازی شود. با توجه به در دسترس نبودن داده‌های آزمایشگاهی برای انجام این امر، پارامترهای ویسکوالاستیک بتن آسفالتی توسط یک سری روش‌های نظری و به صورت تقریبی، مشابه آنچه طاهرخانی در مقاله‌ای تحت عنوان تعیین خصوصیات ویسکوالاستیک مخلوط‌های آسفالتی جهت مدل‌سازی به روش المان محدود در نرم‌افزار آباکوس منتشر کرده است، محاسبه و تعیین گردید [۱۸].

رابطه گرانیروی- دما پیشنهاد شده توسط برنامه تحقیقاتی بزرگراه تعاونی ملی امریکا (NCHRP) به صورت رابطه (۱) و از نوع رگرسیون خطی هست [۱۹]:

$$\log(\log(\eta)) = A + VTS \log(T_R) \quad (1)$$

در رابطه (۱)، η گرانیروی قیر برحسب سانتی‌پواز و T_R دما برحسب رانکین است. همچنین A و VTS عرض از مبدأ و شیب رگرسیونی هستند که مقادیر آن‌ها با توجه به

⁸- Complex Modulus

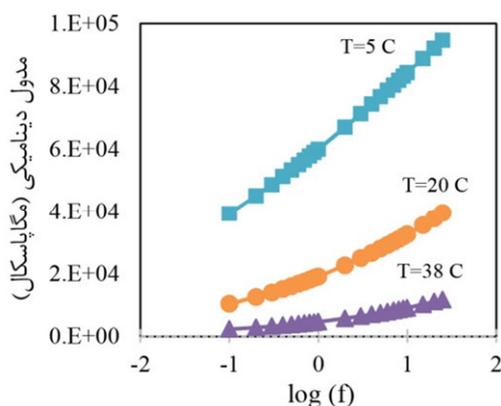
⁹- Phase Angle

¹⁰- Storage Modulus

⁷- Mesh

$|E^*|$ مدول دینامیکی بتن آسفالتی برحسب 10^5 psi است.

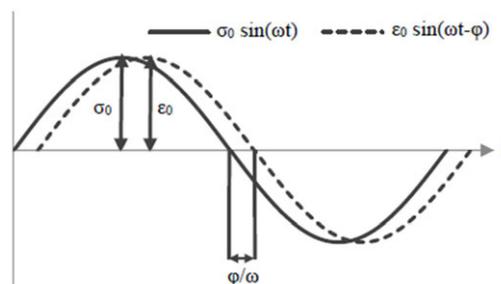
سه دما (۵، ۲۰ و ۳۸ درجه سانتی‌گراد) و ۲۲ فرکانس مختلف (۰/۱ تا ۲۵ هرتز) برای محاسبه مدول دینامیکی از این روش به کار گرفته شد. با استفاده از رابطه ویتزاک برای دو دانه‌بندی مورد استفاده در این پژوهش، نتایج بسیار مشابه به دست آمد که با توجه به نزدیک بودن پارامترهای حجمی دو دانه‌بندی و تقریبی بودن این رابطه، قابل پیش‌بینی بود. این موضوع باعث شد که به ناچار فقط خصوصیات یک نوع بتن آسفالتی در شبیه‌سازی به کار رود. با توجه به نمودار شکل ۳ می‌توان مدول الاستیسیته لحظه‌ای را در فرکانس بالا و دمای موردنظر مشخص نمود که در اینجا در دمای مرجع ۲۰ درجه سانتی‌گراد برابر با ۳۹۵۰۰ مگاپاسکال تعیین گردید.



شکل ۳- نمودار مدول دینامیکی در سه دمای مختلف

سپس با استفاده از اصل برهم‌نهی زمان-دما^{۱۴}، نمودارهای به دست آمده در دماهای مختلف، در دمای مرجع تشکیل یک منحنی واحد به نام منحنی مرجع^{۱۵} را دادند که از آن برای پیش‌بینی مدول دینامیکی یک مخلوط آسفالتی در فرکانس‌های مختلف می‌توان استفاده کرد. به این منظور، یک فاکتور انتقال به‌عنوان تابعی از دما و به شکل چندجمله‌ای درجه دوم مورد استفاده قرار گرفت (روابط (۶) و (۷)) [۲۰]:

اتلاف^{۱۱} خصوصیت ویسکوز ماده ویسکوالاستیک را تعریف می‌کند.



شکل ۲- منحنی‌های تنش و کرنش در ماده ویسکوالاستیک خطی

به‌قدر مطلق مدول مختلط، مدول دینامیکی^{۱۲} گفته می‌شود (رابطه (۴)):

$$E^* = E' + iE'' = \frac{\sigma_0}{\epsilon_0} \cos \varphi + i \frac{\sigma_0}{\epsilon_0} \sin \varphi \quad (4)$$

در رابطه (۴)، E^* مدول دینامیکی، E' مدول ذخیره، E'' مدول اتلاف و φ زاویه فازی می‌باشند.

تخمین مدول دینامیکی بتن آسفالتی با داشتن پارامترهای حجمی مخلوط و خصوصیات قیر از رابطه (۵)، پیشنهاد شده توسط ویتزاک^{۱۳} انجام گردید [۲۰]:

$$\log |E^*| = -1/249927 + 0.2923p_f \dots - 0.01767(p_{r..})^2 - 0.0284p_f - 0.058097V_a - 0.12208VFA + \frac{3/871977 - 0.021p_f + 0.03958(p_{r..})}{1 + \exp(-0.603313 - 0.313351(\log f) - 0.293532(\log \eta))} + \frac{-0.00017(p_{r..})^2 + 0.0547p_{r..}}{1 + \exp(-0.603313 - 0.313351(\log f) - 0.293532(\log \eta))} \quad (5)$$

در این رابطه، $p_{۲۴}$ ، $p_{۳۸}$ ، $p_{۴۴}$ به ترتیب درصد تجمعی مصالح مانده روی الک ۱۹، ۹/۵ و ۴/۷۵ میلی‌متر و $p_{۲۰۰}$ درصد مصالح عبوری از الک ۲۰۰ هستند. همچنین η گرانیوی قیر برحسب 10^6 سانتی‌پواز، f فرکانس بارگذاری برحسب هرتز، V_a درصد فضای خالی بتن آسفالتی، VFA درصد فضای خالی مصالح سنگی پر شده با قیر و

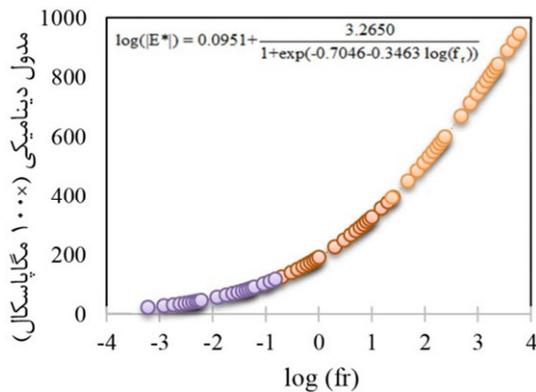
^{۱۴}- Time-Temperature Superposition

^{۱۵}- Master Curve

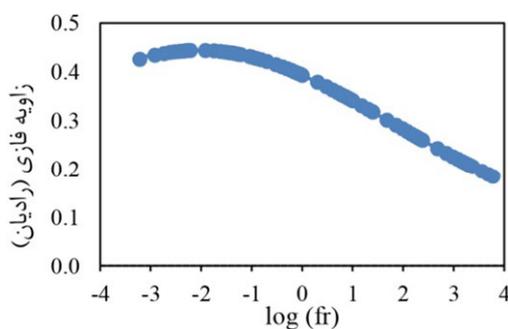
^{۱۱}- Loss Modulus

^{۱۲}- Dynamic Modulus

^{۱۳}- Witzak



شکل ۴- منحنی مرجع مدول دینامیکی در دمای مرجع ۲۰ درجه سانتی گراد



شکل ۵- منحنی زاویه فازی

مدول استراحت^{۱۷} دیگر ویژگی مواد ویسکوالاستیک است که استراحت (کاهش) تنش ماده را در رابطه با زمان تحت یک کرنش ثابت نشان می‌دهد. تبدیل مدول دینامیکی به مدول استراحت، با استفاده از روش تقریبی پیشنهادشده توسط اسکاپری و پارک^{۱۸} مطابق با مراحل ذیل انجام گردید [۲۲]:

۱- محاسبه مدول ذخیره، $E'(f)$ ، با استفاده از

مدول دینامیکی، $|E^*|$ و زاویه فازی، ϕ .

۲- برآزش مدول ذخیره به شکل یک تابع سیگموئیدی

و محاسبه شیب نمودار لگاریتمی- لگاریتمی، n

در تمامی فرکانس‌های (کاهش‌یافته) به کار رفته

از رابطه (۱۰) (شکل ۶):

$$n = \frac{d \log(E'(f))}{d \log(f)} \quad (10)$$

$$\log(f_r) = \log(f) + \log[a(T)] \quad (6)$$

$$\log[a(T)] = a(T_r - T) + b(T_r - T)^2 \quad (7)$$

در روابط بالا، f_r فرکانس کاهش‌یافته، T_r دمای مرجع، $a(T)$ فاکتور انتقال و a و b ضرایب مجهول چندجمله‌ای درجه دوم هستند. منحنی مرجع، شکل تابع سیگموئید^{۱۶} را دارد که در آن مدول دینامیکی تنها وابسته به یک متغیر (فرکانس کاهش‌یافته) است. شکل کلی این معادله در رابطه (۸) آمده است:

$$\log |E^*| = \delta + \frac{\alpha}{1 + \exp(\beta + \gamma \log(f_r))} \quad (8)$$

پارامترهای δ ، α ، β و γ در رابطه (۸) ضرایب مجهول می‌باشند.

سپس، از روش بهینه‌سازی غیرخطی در نرم‌افزار اکسل برای حل هم‌زمان چهار ضریب مجهول معادله سیگموئیدی و دو ضریب مجهول چندجمله‌ای درجه دوم استفاده گردید که نتایج آن در جدول ۱ آمده است. بدین ترتیب منحنی مرجع مدول دینامیکی مطابق شکل ۴ ترسیم گردید.

جدول ۱- ضرایب معادله منحنی مرجع و فاکتور انتقال درجه

دوم	
۰/۱۴۲۵	a
۰/۰۰۱۱	b
۰/۰۹۵۱	δ
۳/۲۶۵۰	α
-۰/۷۰۴۶	β
۰/۳۴۶۳	γ

زاویه فازی بتن آسفالتی از رابطه (۹) پیشنهادشده

توسط یانگ [۲۱] تخمین زده شد (شکل ۵).

$$\phi(f_r) = \frac{\pi}{2} \frac{\alpha \gamma \exp(\beta - \gamma \log(f_r))}{(1 + \exp(\beta - \gamma \log(f_r)))^2} \quad (9)$$

که در آن، ϕ زاویه فازی برحسب رادیان است.

¹⁷- Relaxation Modulus

¹⁸- Schapery and Park

¹⁶- Sigmoid

پرونی^{۱۹} به خود می‌گیرند. برای تعیین ثابت‌های سری پرونی، تاریخچه بارگذاری و تغییرشکل، نرخ بارگذاری و زمان بارگذاری موردنیاز خواهند بود. شکل کلی معادله سری پرونی مورد استفاده در آباکوس که در چارچوب مدول برشی تعریف می‌شود، در رابطه (۱۴) نشان داده شده است [۲۳]:

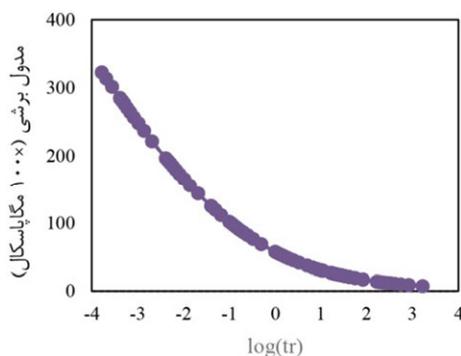
$$g(t) = 1 - \sum_{i=1}^N g_i (1 - \exp(\frac{-t}{\tau_i})) \quad (14)$$

در رابطه فوق، $g(t)$ نسبت مدول برشی τ_i و g_i ثابت‌های سری پرونی، N تعداد جملات سری پرونی و t زمان می‌باشند. تعداد جملات سری پرونی به‌طور معمول ۴ تا ۶ انتخاب می‌گردد که در این تحقیق برابر با ۵ تعیین شده است.

مدول برشی را می‌توان با داشتن مدول استراحت و نسبت پواسون بتن آسفالتی، از رابطه (۱۵) به دست آورد. سپس با برازش یک تابع سیگموییدی منحنی مدول برشی را رسم کرده مقدار مدول برشی لحظه‌ای در زمان $t=0$ مشخص می‌شود (شکل ۸).

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

در این رابطه، ν نسبت پواسون بتن آسفالتی است که برابر با ۰/۳۵ تعیین گردید.



شکل ۸- منحنی مدول برشی در دامنه زمان

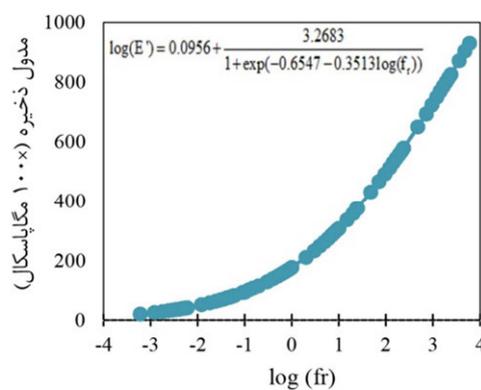
۳- محاسبه تابع تنظیم، λ' ، از رابطه (۱۱) که در آن $\Gamma(1-n)$ تابع گاما است:

$$\lambda' = \Gamma(1-n) \cdot \cos(\frac{n\pi}{2}) \quad (11)$$

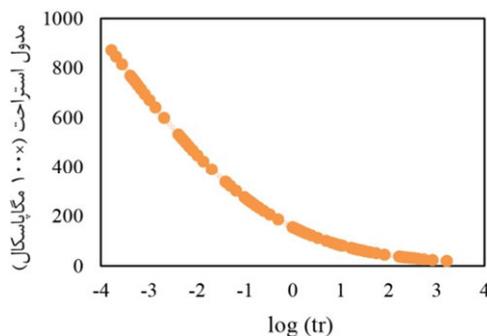
۴- محاسبه مدول استراحت، $E(t)$ ، با استفاده از روابط (۱۲) و (۱۳) (شکل ۷):

$$E(t) = \frac{E'(f)}{\lambda'} \quad (12)$$

$$t = \frac{1}{f} \quad (13)$$



شکل ۶- منحنی مدول ذخیره در دامنه فرکانس



شکل ۷- منحنی مدول استراحت در دامنه زمان

برای تعیین نمودن حالت تنش- کرنش وابسته به زمان در مواد ویسکوالاستیک خطی، تحت بارگذاری تصادفی، تاریخچه تغییرشکل باید در نظر گرفته شود. معادلات مشخصه وابسته به زمان یک ماده ویسکوالاستیک جامد این تاریخچه را در بردارد. این معادلات مشخصه معمولاً شکل یک سری پرونی ثابت‌های

¹⁹- Prony Coefficients

²⁰- Shear Modulus Ratio

نرم افزار اکسل، ثابت‌های پرونی در رابطه (۱۴) محاسبه گردیدند که نتایج آن در جدول ۲ نمایش داده شده است. همچنین، قیر درزگیری به‌عنوان یک ماده الاستیک تعریف شد که با توجه به یافته‌های واسیلیویچ، مدول الاستیسیته آن در دمای ۲۰ درجه سانتی‌گراد، برابر با ۲۲/۴ مگاپاسکال تعیین گردید [۲۴].

نسبت مدول برشی از رابطه (۱۶) قابل محاسبه است:

$$g(t) = \frac{G(t)}{G(t=0)} \quad (16)$$

در این تحقیق مدول برشی لحظه‌ای در زمان t برابر 10^{-10} ثانیه برابر با $70/9$ گیگاپاسکال به‌دست آمد. سپس با بهینه‌سازی به روش حداقل مربعات با استفاده از

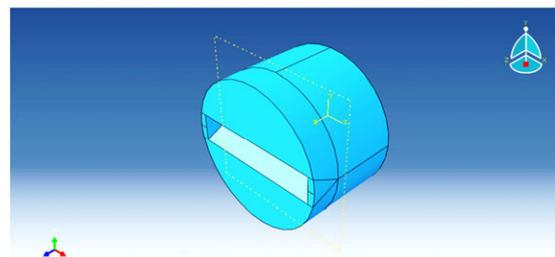
جدول ۲- مشخصات بتن آسفالتی در دمای مرجع ۲۰ درجه سانتی‌گراد

نسبت پواسون	مدول الاستیسیته لحظه‌ای (MPa)	ضرایب پرونی		
		τ_i	g_i	i
۰/۳۵	۳۹۵۰۰	$1/0 \times 10^{-6}$	۰/۵۱۸۰	۱
		$7/11 \times 10^{-4}$	۰/۱۵۹۸	۲
		۰/۰۱۱۲۱۵	۰/۱۳۴۷	۳
		۰/۲۳۴۹۲	۰/۱۰۶۸	۴
		۱۲/۴۳۴	۰/۰۵۸۳	۵

نوع ضمنی^{۲۱} انتخاب گردید. تحلیل دینامیکی از این جهت اتخاذ شد که رفتار وابسته به زمان ماده ویسکوالاستیک در نظر گرفته شود. همچنین با توجه به ماهیت شبه استاتیکی مسئله روش‌های تحلیل ضمنی و صریح هر دو در حل آن کارایی دارند که روش ضمنی رایج‌تر از دیگری است. در ماژول Interaction، اندرکنش سطوح قیر درزگیر و بتن آسفالتی تعریف شد. با توجه به در دست نبودن داده‌های آزمایشگاهی در این مورد، ضریب اصطکاک دو سطح، با توجه به چسبندگی بالای بین دو لایه در واقعیت، برابر با مقدار فرضی ۰/۴۰ تعیین و در سایر پارامترها مقادیر پیش‌فرض نرم‌افزار قبول گردید. در ماژول Loading، دو شکل بار، یکی یکسان با آزمایش‌های قبلاً انجام شده و دیگری با شکلی متفاوت، تعریف گردیدند تا اثر شکل بارگذاری نیز بر روی نتایج شبیه‌سازی مورد بررسی قرار گیرند (شکل ۱۰) [۲۵].

۳-۳- مراحل شبیه‌سازی کامپیوتری با نرم‌افزار آباکوس

در شروع، قطعاتی ساده از مدل در ماژول Part ایجاد گردید. سپس در ماژول Property خصوصیات مواد به قطعات اختصاص داده شده و در ماژول Assembly، قطعات ساده با یکدیگر ترکیب شده تا مدل نهایی مورد نظر ساخته شود (شکل ۹).

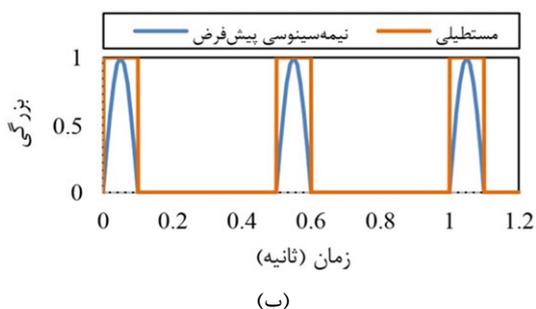


شکل ۹- محیط ماژول Assembly

در ماژول Step، نوع تحلیل، زمان تحلیل، مشخصات گام‌های زمانی و پارامترهای قابل محاسبه در تحلیل را تعیین نمود. در این تحقیق، تحلیل دینامیکی از

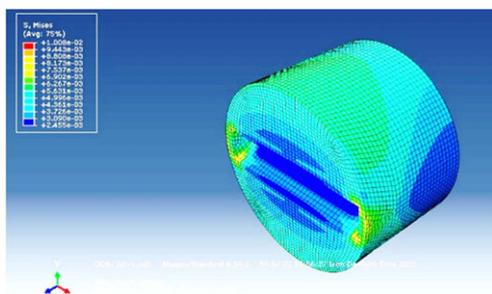
21- Dynamic, Implicit

می‌گردد (شکل ۱۱).



شکل ۱۰- شکل بارهای تعریف‌شده در شبیه‌سازی، (الف) خزش دینامیکی و (ب) خستگی

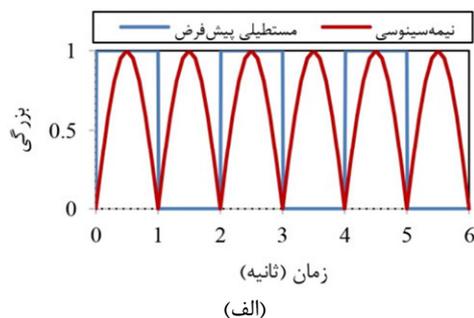
تمرکز تنش در محیط نوک ناپیوستگی بشدت افزایش یافته و با افزایش فاصله از این نقطه کاهش شدت تنش مشهود است.



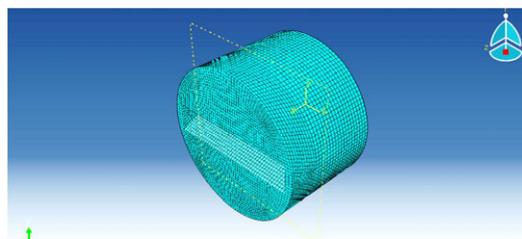
شکل ۱۲- تنش‌ها در ماژول Visualization

فرآیند تحلیل در شبیه‌سازی، فرآیندی زمان‌بر است که اندازه و تعداد المان‌ها، در آن نقشی اساسی ایفا می‌کند. از طرفی، المان‌ها باید به‌قدر کافی کوچک باشند تا طی فرآیند تحلیل جواب‌ها به همگرایی برسند و به اصطلاح مسئله جواب داشته باشد. از طرفی هرچه المان‌ها کوچک‌تر باشند مش بزرگ‌تر و نقاط انتگرال‌گیری بیشتر می‌شوند و این می‌تواند موجب افزایش چشمگیر زمان حل گردد. برای حل این مشکل، یک مسئله به‌صورت تکراری با انتخاب اندازه مختلفی از المان‌ها حل شده و نتایج مقایسه می‌گردند تا اینکه تعدادی بهینه برای المان‌ها مشخص شود که با انتخاب آن‌ها، مسئله در کوتاه‌ترین زمان ممکن حل و جواب‌ها به‌دست آمده مستقل از تعداد المان‌ها و به‌عبارت دیگر، همگرا باشد. این فرآیند، آنالیز حساسیت نامیده می‌شود. نتایج آنالیز حساسیت مش انجام‌شده در این مطالعه در شکل ۱۳۰ نشان داده شده

در ماژول Mesh، خانواده، درجه هندسی و ابعاد المان‌ها انتخاب شده و مدل به شبکه‌ای از المان‌ها تقسیم



در این پژوهش از المان‌های C3D8R استفاده شد. این نوع المان از خانواده ۳D Stress، درجه هندسی خطی، انتگرال کاهش‌یافته و دارای ۸ نقطه انتگرال‌گیری می‌باشند. این نوع المان به دلیل کمتر بودن نقاط انتگرال‌گیری و معادلات طرح‌شده برای مدل، کاهش زمان حل را در پی خواهد داشت.

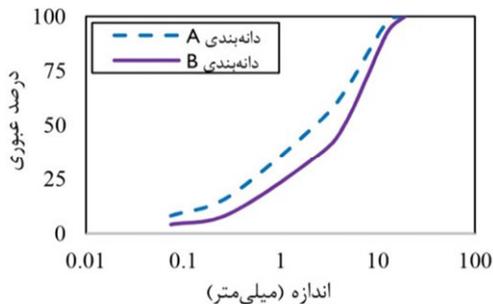


شکل ۱۱- مش‌بندی در ماژول Mesh

در مجموع از ۹ حالت با ابعاد مختلف برای ایجاد ناپیوستگی در نمونه‌ها استفاده گردید. تنوع در عرض و عمق ناپیوستگی‌های در نظر گرفته شده، برای بررسی تاثیر ابعاد ناپیوستگی بر روی عملکرد روسازی در این مطالعه مساله‌ای حائز اهمیت به شمار می‌رود، حالات ۱، ۴ و ۶ دارای عرض و عمق برابر، حالت‌های ۷، ۸ و ۹ دارای عرض بزرگتر از عمق، و نیز حالت‌های ۲، ۳ و ۵ دارای عمقی بزرگتر از عرض‌شان هستند.

پس از مش‌بندی مدل، فرآیند تحلیل در ماژول Job، به نرم‌افزار ارجاع شده و با اتمام آن، نتایج تحلیل از ماژول Visualization قابل‌دسترسی است. شکل ۱۲، نتایج تنش حاصل از شبیه‌سازی آزمایش خزش دینامیکی یک نمونه تعمیرنشده را نشان می‌دهد. ملاحظه می‌شود

در این پژوهش نمونه‌های آزمایشگاهی با دانه‌بندی‌های A و B ارائه شده در شکل ۱۴ با درصد قیر بهینه (برای دانه‌بندی A، ۴/۳ درصد قیر و برای دانه‌بندی B، ۴ درصد قیر) ساخته شد.



شکل ۱۴- دانه‌بندی مصالح سنگی مورد استفاده در این پژوهش

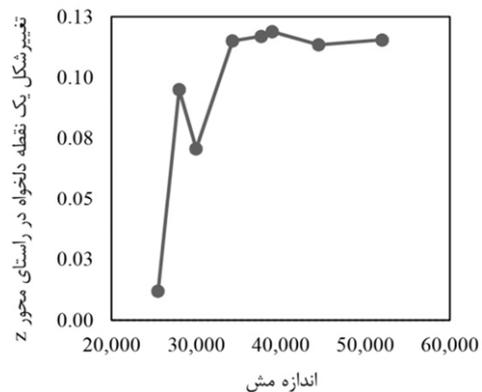
لازم به ذکر است که ساخت دو نمونه در دو مرحله انجام شد، مرحله اول ساخت نمونه‌ها بدون ترک و ناپیوستگی و مرحله دوم ساخت نمونه‌های آسفالتی دارای پیوستگی. روند ساخت نمونه‌های دارای ناپیوستگی همان روند ساخت نمونه‌های استوانه‌ای مارشال بود، با این تفاوت که می‌بایست با استفاده از تیغه‌های فولادی در حین ساخت نمونه‌ها در آن‌ها ناپیوستگی ایجاد می‌گردید (شکل ۱۵).

پس از ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی آزمایش‌ها خزش دینامیکی و خستگی به‌عنوان دو پارامتر مهم مؤثر بر ترک‌خوردگی و عملکرد آسفالت ترک‌خورده درزگیری شده مورد انجام شد. لازم به ذکر است که در این پژوهش، منظور از نمونه با پیوستگی تعمیر شده نمونه‌ای آسفالتی است که ترک آن درزگیری شده است.



(ب)

است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، تغییر شکل در یک نقطه دلخواه در یک مدل شبیه‌سازی خزش دینامیکی، وابسته به اندازه مش است؛ اما با افزایش اندازه مش، جواب‌ها از مش حدوداً ۳۵۰۰۰ تا بی‌نهایت به بعد وابستگی خود را به اندازه مش از دست داده و همگرا شده‌اند.



شکل ۱۳- آنالیز حساسیت مش

۳-۴- انجام آزمایش‌ها جهت اعتبارسنجی مدل

رایج است در پژوهش‌هایی با موضوعیت شبیه‌سازی عددی صرف، مدل ساخته شده مورد اعتبارسنجی قرار گیرد تا معین شود نتایج به دست آمده تا چه حد معتبر و قابل استناد است. اعتبارسنجی در شبیه‌سازی معمولاً به دو صورت انجام می‌پذیرد. اگر داده‌های آزمایشگاهی مشابهی موجود باشد، نتایج شبیه‌سازی با داده‌های آزمایشگاهی مقایسه گردیده و سنجیده می‌شوند. در صورت در دسترس نبودن داده‌های آزمایشگاهی مشابه، یک فرآیند شبیه‌سازی مشابه برگرفته از پژوهش‌های معتبر، تکرار شده و نتایج آن پس از تکرار، با نتایج اصلی مقایسه می‌گردد که در این پژوهش از روش اول استفاده شد.



(الف)

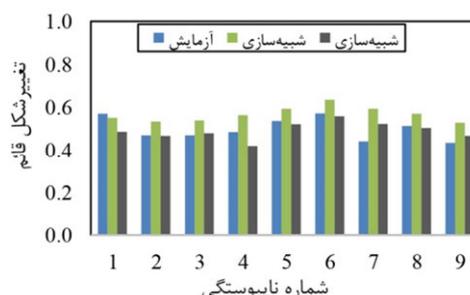
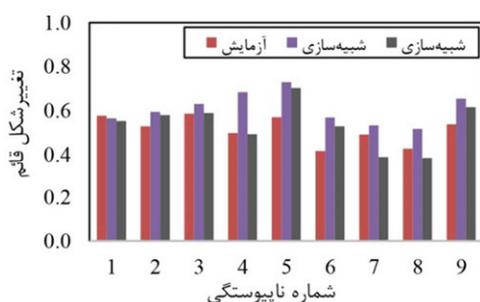
شکل ۱۵- (الف) ساخت نمونه آسفالتی دارای ناپیوستگی و (ب) نمونه‌های تعمیر شده و تعمیر نشده

۴- نتایج و بحث در خروجی مدل‌ها

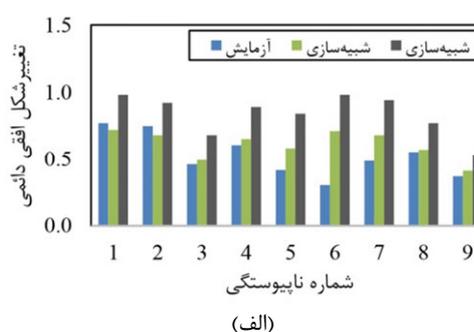
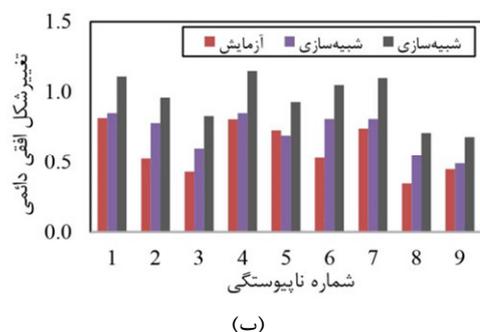
۴-۱- نتایج شبیه‌سازی خزش دینامیکی و خستگی

شکل‌های هندسی متفاوت ناپیوستگی را بر مقاومت نمونه‌های مدل به ازای تغییر در شکل بارگذاری را نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود شکل بارگذاری سینوسی شدت خرابی بیشتری را شامل می‌شود. به علاوه، همین‌طور شکل بارگذاری مستطیلی در میزان ترک‌خوردگی و کاهش مقاومت خستگی نمونه‌ها قابل مشاهده است. این حالات توصیف شده برای نمونه‌های درزگیری شده و درزگیری نشده تفاوتی نمی‌کند. اینگونه برداشت می‌شود با افزایش حجم ناپیوستگی (عرض و ارتفاع آن) میزان کرنش‌های اتفاق افتاده در بارگذاری‌های مختلف دینامیکی خزشی و یا خستگی نیز افزایش می‌یابد.

نتایج شبیه‌سازی آزمایش خزش دینامیکی و نتایج حاصل از شبیه‌سازی در شکل ۱۶ نمایش داده شده است. تغییر شکل قائم (کرنش قائم به دست آمده) گزارش شده، مقدار نهایی آن پس از مدت ۲۰۰ ثانیه بارگذاری است. همچنین نتایج شبیه‌سازی آزمایش خستگی در ادامه آمده است. در شکل ۱۷ تغییر شکل افقی (کرنش افقی) نشان داده شده، پس از ۴۰۰ ثانیه بارگذاری محاسبه گردیده است. تغییرات میزان تغییر شکل و کرنش‌های قائم، در اثر



شکل ۱۶- نتایج شبیه‌سازی آزمایش خزش دینامیکی، (الف) نمونه با ناپیوستگی تعمیر شده و (ب) نمونه با ناپیوستگی تعمیر نشده



شکل ۱۷- نتایج شبیه‌سازی آزمایش خستگی، (الف) نمونه با ناپیوستگی تعمیر شده و (ب) نمونه با ناپیوستگی تعمیر نشده

موضوع می‌تواند به دلیل استفاده از روش‌های تقریبی در تعریف مواد در فرآیند شبیه‌سازی، به کارگیری المان‌هایی ساده‌تر و دارای نقاط انتگرال‌گیری کمتر در این فرآیند، بروز خطا در روند آزمایش در واقعیت و یا برآیندی از همگی این موارد، رخ داده باشد. همچنین دیده می‌شود که نتایج شبیه‌سازی نمونه‌های تعمیر نشده تفاوت بیشتری با نتایج آزمایش، نسبت به نمونه‌های تعمیر شده،

۴-۲- اعتبارسنجی مدل

تفاوت نتایج شبیه‌سازی آزمایش خزش دینامیکی در جدول ۳ و تفاوت نتایج شبیه‌سازی آزمایش خستگی در ۴ نشان داده شده است. همان‌طور که در جدول مشاهده می‌شود، شبیه‌سازی آزمایش خزش دینامیکی نتایج بزرگ‌تری را به نسبت آزمایش در واقعیت به دست داده است. این

بارگذاری نیمه سینوسی است. این افزایش تغییرشکل با توجه به گوشه‌های شکل مستطیلی بار و در نتیجه مدت و شدت بارگذاری بیشتر نسبت به بار سینوسی قابل توجه است. لازم به ذکر است که ستون دوم در جداول ۳ و ۴، به مقایسه داده‌های به‌دست آمده از آزمایش موردنظر در دو شرایط «شبیه‌سازی‌شده» و «آزمایشگاهی»، با هدف اعتبارسنجی فرآیند شبیه‌سازی می‌پردازد؛ اما ستون سوم، اثر شکل بار بر داده‌های «صرفاً حاصل از شبیه‌سازی» را مورد بررسی قرار می‌دهد.

داشته که به دلیل داشتن هندسه پیچیده‌تر آن‌ها دور از انتظار نیست. از طرفی، تغییرشکل‌های به وجود آمده با بارگذاری نیمه سینوسی (بدون زمان استراحت) در شبیه‌سازی، به نسبت بارگذاری مستطیلی، به مقدار ۱۳٪ کوچک‌تر است.

در جدول ۴ تفاوت قابل‌توجهی بین نتایج شبیه‌سازی و آزمایش در واقعیت دیده می‌شود که می‌تواند به دلایلی که در بخش قبل ذکر گردید، رخ داده باشد. همچنین، مشاهده می‌شود که جواب‌های به‌دست آمده از بارگذاری مستطیلی به اندازه ۳۵٪ بیشتر از

جدول ۳- تفاوت نتایج شبیه‌سازی آزمایش خزش دینامیکی

تفاوت نتایج شبیه‌سازی با بار مستطیلی و نیمه سینوسی		تفاوت نتایج شبیه‌سازی و آزمایش		وضعیت ناپیوستگی
انحراف استاندارد	میانگین	انحراف استاندارد	میانگین	
٪۴	-٪۱۳	٪۱۰	٪۱۴	تعمیر شده
٪۱۱	-٪۱۲	٪۱۴	٪۱۹	تعمیر نشده
٪۸	-٪۱۳	٪۱۲	٪۱۷	هر دو

جدول ۴- تفاوت نتایج شبیه‌سازی آزمایش خستگی

تفاوت نتایج شبیه‌سازی با بار نیمه سینوسی و مستطیلی		تفاوت نتایج شبیه‌سازی و آزمایش		وضعیت ناپیوستگی
انحراف استاندارد	میانگین	انحراف استاندارد	میانگین	
٪۴	٪۳۷	٪۴۵	٪۲۵	تعمیر شده
٪۵	٪۳۳	٪۲۵	٪۲۵	تعمیر نشده
٪۵	٪۳۵	٪۳۵	٪۲۵	هر دو

مدل‌ها به یکدیگر نزدیک‌تر می‌شود. به‌طور کلی، حسن مدل‌سازی امکان‌پذیر شدن بررسی تعداد حالات مختلف مؤثر بر عملکرد روسازی از جمله حالات مختلف بارگذاری، بدون ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی و انجام آزمایش‌های پرهزینه و وقت‌گیر است؛ چراکه به کمک مدل‌سازی می‌توان به نتایج تقریبی دست یافت. داده‌های خروجی مدل‌های نرم‌افزاری نشان می‌دهد، در حالات بارگذاری مختلف و برای گسیختگی‌های گوناگون، میزان کرنش‌های کششی و خزشی در اثر بارهای دینامیکی در

همان‌طور که اشاره شد با مدل‌سازی می‌توان مقادیر تقریبی آزمایش‌های خزش و خستگی نمونه آسفالتی را برآورد کرد. به هر حال، اختلاف بین خروجی مدل و نمونه‌های آزمایشگاهی به نظر قابل توجه می‌رسد، اما از دیدگاه اثرگذاری ابعاد ناپیوستگی و نحوه بارگذاری روند تغییرات در پاسخ روسازی در مدل‌های ساخته شده نرم‌افزاری و نیز آزمایشگاهی یک روند همسویی را طی می‌کنند، اگر در آزمون آماری انتخاب شده، سطح معناداری افزایش یابد، اختلاف بین نتایج آزمایش‌ها و

با نتایج آزمایش، نسبت به نمونه‌های تعمیر شده، داشته که دلیل آن پیچیدگی هندسه نمونه‌هاست.

۳- همچنین در نتایج شبیه‌سازی آزمایش خستگی مشاهده می‌شود که جواب‌های به‌دست آمده از بارگذاری مستطیلی به‌اندازه ۳۵٪ بیشتر از بارگذاری نیمه سینوسی است. این افزایش تغییرشکل با توجه به گوشه‌های شکل مستطیلی بار و در نتیجه مدت و شدت بارگذاری بیشتر نسبت به بار سینوسی قابل توجیه است.

۴- اختلاف مشاهده شده در مرحله اعتبارسنجی، به‌خصوص در داده‌های آزمایش خستگی، ممکن است به دلیل استفاده از روش‌های تقریبی در تعریف مواد در فرآیند شبیه‌سازی، به‌کارگیری المان‌هایی ساده‌تر و دارای نقاط انتگرال‌گیری کمتر در این فرآیند، بروز خطا در روند آزمایش در واقعیت و یا برآیندی از همگی این موارد، رخ داده باشد. با شناسایی و به حداقل رساندن خطاهای رخ داده، می‌توان به دستیابی به نتایج قابل‌اتکا به روش عددی و قابلیت جایگزینی آن نسبت به روش آزمایشگاهی امید داشت که برای رسیدن به این مهم، نیاز به تحقیقات بیشتر احساس می‌گردد.

۵- حسن مدل‌سازی، امکان‌پذیر شدن بررسی حالات و اثر عوامل مختلف بر عملکرد روسازی، بدون نیاز به ساخت نمونه و آزمایش در شرایط آزمایشگاهی است، زیرا به کمک آن می‌توان به نتایج تقریبی دست یافت.

هنگام پرشدن ناپیوستگی کاهش می‌یابد، که بررسی اثر درزگیری ترک‌ها در نتایج تحقیقات میدانی نیز این موضوع را تأیید می‌کند [۲۶ و ۲۷]. البته توجه به این نکته که وقتی دو ناپیوستگی در نمونه آسفالتی به یکدیگر می‌چسبند یا مانند خودترمیمی ترک این ناپیوستگی کاهش می‌یابد، میزان کرنش‌ها نیز کاهش یافته و نرخ رشد ترک خوردگی و خزش مخلوط آسفالتی نیز کاهش می‌یابد. دلیل این پدیده دینامیکی نیز ارتباط معکوس تعداد تکرار مجاز تا وقوع یک خرابی مشخص با کرنش‌های به‌وجود آمده در روسازی است.

۵- نتیجه‌گیری

این پژوهش با هدف بررسی عددی مشخصات ناپیوستگی سطحی در عملکرد روسازی آسفالتی ترک‌خورده در اثر بارگذاری دینامیکی انجام شد. در این تحقیق، ابتدا نمونه‌های آسفالتی با ناپیوستگی تعمیر شده و نمونه با ناپیوستگی تعمیر نشده در نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی شد و سپس آزمایش‌های خزش دینامیکی و خستگی در این نرم‌افزار شبیه‌سازی شدند. در ادامه برای اعتبارسنجی شبیه‌سازی انجام شده، نمونه‌های آسفالتی آزمایشگاهی ساخته شد و تحت آزمایش خزش دینامیکی و خستگی قرار گرفت و نتایج آن با نتایج شبیه‌سازی نرم‌افزار مورد بررسی و مقایسه قرار گرفت. نتایج این پژوهش به شرح زیر است:

- ۱- اثر درزگیری بر رفتار شیارشدگی و خستگی بتن آسفالتی، با توجه به ابعاد ترک و ترکیب دانه‌بندی می‌تواند مطلوب یا غیرمطلوب باشد.
- ۲- در شبیه‌سازی آزمایش خزش دینامیکی، نتایج شبیه‌سازی نمونه‌های تعمیر نشده تفاوت بیشتری

مراجع

[1] Damyar, B., Dehnad, M. H., & Zanjirani Farahani, H. (2021). "Performance Investigation of Modified Bitumen With Ethylene-Vinyl Acetate Polymer and Rubber Powder by Performing Classical and Superpave Tests", *Civil Infrastructure Researches*, 6(2), 39-48.

- [2] Canestrari, F., & Ingrassia, L. P. (2020). "A review of top-down cracking in asphalt pavements: Causes, models, experimental tools and future challenges", *Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition)*, 7(5), 541-572.
- [3] Kimanesh, M. K., Karimi, M. M., & Taghinejad Imran, A. (2021). "Evaluation of the effect of aging on the long-term performance of asphalt-hot mixtures containing large amounts of asphalt chips based on the results of semicircular bending (SCB) test at medium temperature", *Journal of Civil Infrastructure Research*, 8(1), 1-20.
- [4] Shalin, M. Y. (1994). *Pavement management for airports, roads, and parking lots*. Chapman & Hall Length, 450 .
- [5] Zhou, F., Im, S., Sun, L., & Scullion, T. (2017). "Development of an IDEAL cracking test for asphalt mix design and QC/QA", *Road Materials and Pavement Design*, 18(sup4), 405-427.
- [6] Baghanipour, H., Hosseini, S.A., Aghayan, I. (2020). Experimental evaluation of the effects of crack relief interlayer on the fracture properties of asphalt mixtures. *Journal of Transportation Infrastructure Engineering*, 6(4), 57-81.
- [7] Ghanizadeh, A.R., Dalaram, A. (2021). 'Development of a model for predicting the modulus of soil bed soil modulus based on the results of cone infiltration experiments using evolutionary polynomial regression method', *Civil Infrastructure Research*, 7 (1), pp. 93-109. doi: 10.22091 / cer.2021.7122.1267. In Persian)
- [8] Fakhri, M., Karimi Abyaneh, P. (2014). Investigation of how fatigue cracks spread in asphalt pavement due to temperature change, using the failure mechanics hypothesis. *Transportation Infrastructure Engineering*, 1 (2), 55-62
- [9] Ozer, H., Al-Qadi, I. L., Singhvi, P., Bausano, J., Carvalho, R., Li, X., & Gibson, N. (2018). Prediction of pavement fatigue cracking at an accelerated testing section using asphalt mixture performance tests. *International Journal of Pavement Engineering*, 19(3), 264-278.
- [10] Ling, M., Luo, X., Chen, Y., Hu, S., & Lytton, R. L. (2019). A calibrated mechanics-based model for top-down cracking of asphalt pavements. *Construction and Building Materials*, 208, 102-112.
- [11] Rami, K. Z., Amelian, S., Kim, Y. R., You, T., & Little, D. N. (2017). Modeling the 3D fracture-associated behavior of viscoelastic asphalt mixtures using 2D microstructures. *Engineering Fracture Mechanics*, 182, 86-99.
- [12] Wang, H., Behnia, B., Buttlar, W. G., & Reis, H. (2020). Development of two-dimensional micromechanical, viscoelastic, and heterogeneous-based models for the study of block cracking in asphalt pavements. *Construction and Building Materials*, 244, 118146.
- [13] Freer, M., Qasemzadeh Tehrani, H. (2018). Prediction model of crack cracking index of asphalt (Case study: Firoozkooh and Haraz roads). 9th Conference on Asphalt and Asphalt Mixes.
- [14] Saranj, S., Moqaddas Nejad, F., Fahimifar, A. (2010). Modeling the behavior of thermal cracks in asphalt pavements. Sixth National Congress of Civil Engineering.
- [15] Khabiri, M. M., & Saberian, M. (2016). Interaction of subgrade resistance and dimensions of asphalt pavement surface cracks on propagation of secondary distresses. *International Journal of Integrated Engineering*, 8(3).
- [16] Dan, H. C., Zhang, Z., Chen, J. Q., & Wang, H. (2018). Numerical simulation of an indirect tensile test for asphalt mixtures using discrete element method software. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 30(5), 04018067.
- [17] Logan, D. L. (2016). *A first course in the finite element method*. Cengage Learning.
- [18] Taherkhani, H., Jalali Jirandehi, M. (2018). Determining the viscoelastic properties of asphalt mixtures for finite element modeling in ABAQUS software. *Road*, 24 (89), 219-236.
- [19] Olidid, C., & Hein, D. (2004). Guide for the mechanistic-empirical design of new and rehabilitated pavement structures. In 2004 Annual conference and exhibition of the Transportation Association of Canada-Transportation Innovation-accelerating the pace.
- [20] Witczak, M. W., & Bari, J. (2004). Development of a master curve (E*) database for lime modified asphaltic mixtures. Arizona State University Research Report, Tempe, AZ.
- [21] Yang, X., & You, Z. (2015). New predictive equations for dynamic modulus and phase angle using a nonlinear least-squares regression model. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 27(3), 04014131.
- [22] Liao, Y. (2007). Viscoelastic FE modeling of asphalt pavements and its application to US 30 perpetual pavement (Doctoral dissertation, Ohio University).
- [23] Chen, T. (2000). Determining a Prony series for a viscoelastic material from time varying strain data.
- [24] Vasiljevic-Shikaleska, A., Popovska-Pavlovska, F., Cimmino, S., Duraccio, D., & Silvestre, C. (2010). Viscoelastic properties and morphological characteristics of polymer-modified bitumen blends. *Journal of applied polymer science*, 118(3), 1320-1330.
- [25] Khabiri, M.M, Moradi, M.. (2016). Evaluation of Different Contaminants' Effect on Adhesion Performance of Asphalt Layers, *Transportation Infrastructure Engineering*, 2 (2), 15-35. Doi:10.22075/JTIE.2016.460.

- [26] Sawalha, M., Ozer, H., Al-Qadi, I.L. and Xue, H. (2017). Development of a modified adhesion test for hot-poured asphalt crack sealants. *Transportation Research Record*, 2612(1), pp.85-95.
- [27] Yang, Z., Zhang, X., Tsai, Y. and Wang, Z. (2021). Quantitative Assessments of Crack Sealing Benefits by 3D Laser Technology. *Transportation Research Record*, 2675(12), pp.103-116.

پیمان پاریاد

گروه عمران، واحد ساری، دانشگاه آزاد اسلامی، ساری، ایران.
پست الکترونیک:
paryad.peyman@gmail.com

حسین نادرپور*

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران.
پست الکترونیک:
naderpour@semnan.ac.ir

محمد کاظم شربتدار

استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، ایران.
پست الکترونیک:
msharbatdar@semnan.ac.ir

بررسی اثر قطر و درصد حجمی الیاف فلزی قلاب‌دار بر زمان وی‌بی و خصوصیات مکانیکی بتن غلتکی روسازی

استفاده از بتن غلتکی روسازی در سراسر دنیا رو به افزایش است و همین موضوع اهمیت بررسی آزمایشگاهی دقیق این نوع از بتن را نشان می‌دهد. پژوهش‌های محدودی به بررسی اثر قطر الیاف فلزی و درصد مناسب حجمی آن در بتن غلتکی روسازی پرداختند. بنابراین در این تحقیق به بررسی اثر قطر و درصد حجمی الیاف فلزی قلاب‌دار بر RCCP پرداخته می‌شود. به منظور ارزیابی اثر قطر و درصد حجمی الیاف فلزی قلاب‌دار بر زمان وی‌بی، مقاومت فشاری، مقاومت کششی دو نیم شدگی، مقاومت خمشی و طاقت بتن غلتکی روسازی، از ۱۰ طرح مخلوط استفاده شد. یک مخلوط کنترل بدون الیاف و نه مخلوط حاوی درصد حجمی ۰/۲۵ تا ۰/۷۵ با قطر ۰/۳۸ تا ۰/۷ میلی‌متر ساخته شد. نتایج نشان داد که افزایش درصد حجمی و کاهش قطر الیاف منجر به افزایش زمان وی‌بی و بهبود مشخصات مکانیکی می‌گردد. با توجه به آزمایش‌های انجام شده در این تحقیق، مولفه درصد حجمی الیاف اثر گذاری بیشتری نسبت به قطر الیاف نشان داده است. با افزودن الیاف فلزی قلاب‌دار، نمودار نیرو-تغییر مکان خمشی و در نتیجه طاقت نیز بهبود چشمگیری نشان دادند. طرح مخلوط حاوی درصد حجمی ۰/۷۵ و قطر ۰/۳۸ میلی‌متر بهترین نتایج آزمایش‌های مقاومت مکانیکی و طاقت را ثبت کرد و نتایج مقاومت کششی دو نیم شدگی و خمشی آن تا ۱۰۰ درصد افزایش نشان داد.

واژگان کلیدی: بتن غلتکی روسازی، الیاف فلزی، مشخصات مکانیکی، زمان وی‌بی، طاقت.

۱- مقدمه

بتن معمولی، اجزای تشکیل دهنده‌ی بتن غلتکی عبارت است از: سنگدانه، سیمان، آب و مواد افزودنی (در صورت نیاز). از سوی دیگر بر خلاف بتن معمولی، بتن غلتکی آب کمتری دارد و به عنوان یک بتن اسلامپ صفر شناخته می‌شود. به صورت کلی بتن غلتکی دو نوع متفاوت دارد، بتن غلتکی سدسازی^۲ (RCCD) و بتن غلتکی روسازی^۳ (RCCP). در سدسازی سیمان کمتری استفاده می‌شود و معمولاً مقاومت فشاری کمتری به نسبت بتن معمولی دارد. در حالی که بتن غلتکی روسازی سیمان بیشتری دارد و بزرگترین اندازه سنگدانه آن هم کوچکتر است [۲].

بتن غلتکی^۱ (RCC) در سال‌های اخیر به عنوان یکی از پرکاربردترین بتن‌های استفاده شده در زیرساخت‌های کشورهای جهان بوده است. از نظر روش اجرا، آسفالت و RCC هر دو شیوه‌ای شبیه به هم دارند. به عبارت دیگر، RCC معمولاً به وسیله فینیش‌های بکار رفته شده در روسازی‌های آسفالتی پخش می‌شود و پس از آن با غلتک‌های لرزاننده فشرده می‌گردد [۱]. همانند

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۴۰۰/۱۰/۲۱، بازنگری: ۱۴۰۰/۱۱/۲۹، پذیرش: ۱۴۰۰/۱۲/۰۱

DOI: 10.22091/cer.2022.7777.1353 شناسه دیجیتال

^۱ Roller compacted concrete

^۲ Roller compacted concrete dam

^۳ Roller compacted concrete pavement

هزینه مقرون به صرفه و ساخت و بهره‌برداری سریع، دو مزیت بزرگ استفاده از RCC برای روسازی راه هستند [۳]. با توجه به تاریخچه استفاده از بتن غلتکی در روسازی، اولین استفاده از آن به ساخت محوطه یک کارخانه چوب در کانادا برمی‌گردد [۴]. موارد استفاده از RCCP عبارت است از: باند فروگاه، پارکینگ وسایل نقلیه، انبار، جاده‌های اصلی و فرعی و پایگاه‌های نظامی [۵].

فاکتورهای زیادی بر کیفیت بتن غلتکی موثر است و محققان متعددی این مولفه‌ها را در تحقیقاتشان بررسی کرده‌اند. چورن^۴ و همکاران در یک تحقیق میدانی به بررسی عملکرد و کارایی RCCP پرداختند [۳]. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که زمان وی بی^۵ بهینه برای رسیدن به تراکم مطلوب ضروری است. همچنین برای اجرای بهتر بتن غلتکی یک دانه بندی جدید پیشنهاد دادند. هاشمی و همکاران به ارزیابی نسبت سنگدانه درشت به سنگدانه ریز در RCCP با دو مقدار متفاوت سیمان پرداختند [۶]. آن‌ها در تحقیق خود اعلام کردند با افزایش سیمان از ۹ درصد به ۱۲ درصد خصوصیات بتن غلتکی به صورت مشهودی بهبود پیدا کرده است و نسبت سنگدانه درشت به سنگدانه ریز نیز نقش بسیار مهمی در تخلخل بتن دارد. مشخصات مکانیکی بتن غلتکی روسازی توسط رحمانی و همکاران فرمول بندی شد [۷]. آن‌ها به مقایسه ۱۱ مخلوط بتن با نسبت‌های متفاوت آب به سیمان و مقادیر متفاوت سیمان پرداختند و با مقایسه نتایج با داده‌های موجود در استانداردهای بین‌المللی روابط خود را ارائه کردند. رحمانی و همکاران در تحقیق دیگری به بررسی اثر مقدار سیمان بر پارامترهای شکست RCCP پرداختند [۸].

مقالات فراوانی بر اثر استفاده از پوزولان‌ها و مواد جایگزین در بتن غلتکی روسازی اشاره کرده‌اند.

واحدی‌فرد و همکاران به بررسی مواد کمک سیمانی (دوده سیلیسی و پومیس) و اثرات آن‌ها بر کارایی، مقاومت فشاری و ذوب و یخبندان پرداختند [۹]. رایو^۶ و همکاران بر روی جایگزینی سیمان با سرباره کوره آهن گدازی^۷ (GGBS) کار کردند و اثرات درصدهای مختلف جایگزینی را بر سایش و خصوصیات مکانیکی بتن غلتکی گزارش کردند [۱۰]. عمران^۸ و همکاران در تحقیقشان بر روی اثر پودر شیشه بر بتن غلتکی پرداختند. با اضافه کردن پودر شیشه بر بتن غلتکی مشخص شد خصوصیات مکانیکی این بتن در سنین بالاتر بهبود پیدا می‌کند. و دلیل آن اثر پوزولانیک پودر شیشه می‌باشد [۱۱].

با توجه به روش اجرای RCC، به صورت متداول امکان جایگذاری داوول در این نوع بتن میسر نیست [۱۲]. به منظور کنترل انتشار ترک، کاهش ضخامت دال و بهبود خصوصیات شکست، الیاف ماکرو به بتن‌های پرتلندی اضافه شدند [۱۳، ۱۴]. با توجه به طبقه بندی استاندارد ASTM شماره ۱۱۱۶ [۱۵]، چهار نوع الیاف برای مسلح سازی بتن وجود دارد: فلزی، شیشه، سینتتیک و طبیعی. مطالعات متعددی بر روی اثرات الیاف گوناگون بر روی بتن غلتکی صورت گرفته است. اشتیاق^۹ و همکاران [۱۶] به ارزیابی عملکرد الیاف پلی‌پروپیلین در بتن غلتکی حاوی ضایعات گرد سیمان سفید^{۱۰} (WCBPD) پرداختند. نتایج تحقیق آن‌ها بر مقاومت فشاری، مقاومت کششی، مدول الاستیسیته و سرعت پالس اولتراسونیک، بهبود در خصوصیات مکانیکی و دوامی بتن را نشان داد. الگین و گرگینچی^{۱۱} [۱۷] در پی تحقیقشان بر روی اثر الیاف ماکرو سینتتیک بر مقاومت ذوب و یخبندان و نفوذ آب در RCC، به این نتیجه رسیدند که الیاف سینتتیک

⁶ Rao

⁷ Ground granulated blast furnace

⁸ Omran

⁹ Ashteyat

¹⁰ White cement bypass dust

¹¹ Algin and Gerginci

⁴ Chhorn

⁵ Vebe time

روسازی، مقاومت فشاری، کشش دو نیم شدن و خمشی اندازه‌گیری می‌شود و با استفاده از ثبت تغییرات نیرو-تغییر مکان، طاقت نیز مورد ارزیابی قرار خواهد گرفت.

۲- برنامه آزمایشگاهی

۲-۱- مصالح مورد استفاده

در این تحقیق، از سنگدانه درشت و ریز، سیمان، آب و الیاف فلزی قلاب‌دار برای ساخت نمونه‌های بتنی استفاده شده است. سنگدانه ۷۵ الی ۸۵ درصد از حجم RCC را تشکیل می‌دهد. بنابراین سنگدانه‌ها در خصوصیات بتن غلتکی تازه و سخت شده نقش کلیدی دارند [۵]. در این تحقیق، از سنگدانه درشت (شن) طبیعی شکسته با حداکثر اندازه ۱۳ و ۱۹ میلی‌متر با وزن مخصوص $2/65 \text{ gr/m}^3$ و ریزدانه (ماسه) رودخانه‌ای با وزن مخصوص $2/66 \text{ gr/m}^3$ استفاده شده است. کلیه الزامات ASTM C33 برای سنگدانه‌ها در نظر گرفته شده و نسبت ماسه به سنگدانه ۶۰ درصد تعیین گردید. شکل ۱ منحنی دانه‌بندی سنگدانه‌ها را نشان می‌دهد که با توجه به راهنمای PCA رسم گردیده است [۲۱].

سیمان استفاده شده در این تحقیق سیمان تیپ دو بوده که خصوصیات شیمیایی آن در جدول ۱ نشان داده شده است. با توجه به تحقیقات صورت گرفته، الیاف فلزی قلاب‌دار در بتن عملکرد خمشی بهتری داشته و پل زدن بر روی ترک‌ها با این الیاف به شکل موثرتری رخ می‌دهد. به صورت کلی بالاترین پیک بار و بهترین شکل پذیری پس از پیک بار در بتن‌های حاوی الیاف فلزی قلاب‌دار گزارش شده است [۲۲-۲۴]. در نتیجه الیاف فلزی قلاب‌دار با طول ثابت ۳۵ میلی‌متر و سه قطر متفاوت (۰/۳۸، ۰/۵، ۰/۷ میلی‌متر) که تصویر آن‌ها در شکل ۲ نشان داده است برای این تحقیق انتخاب گردیدند. مشخصات مکانیکی الیاف در جدول ۲ ارائه گردیده است.

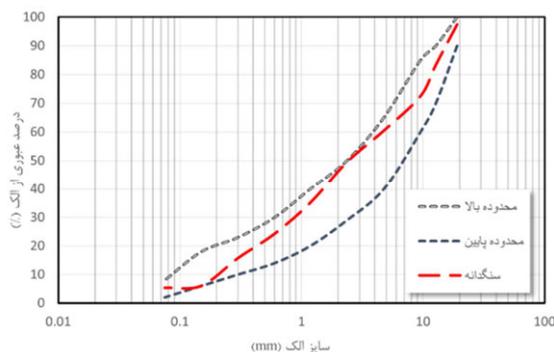
مقاومت ذوب و یخبندان و همینطور عمق نفوذ آب و جذب آب در بتن غلتکی را بهبود می‌دهد.

مدح خان و همکاران [۱۸] بر روی اثرات پوزولان و الیاف بر روی ویژگی‌های مکانیکی بتن غلتکی کار کردند و نتایج را گزارش کردند. لاهوسیک^{۱۲} و همکاران [۱۲] به بررسی الیاف ماکرو در بتن غلتکی و مقایسه عملکرد این بتن با بتن معمولی الیافی پرداختند. در این تحقیق از دو نوع الیاف فلزی و چهار نوع الیاف سینتتیک استفاده شد. نتایج این تحقیق نشان داد که هندسه الیاف، نوع و میزان مولفه‌های بسیار پر اهمیتی برای عملکرد سازه‌ای هستند. در تحقیق روح‌الامینی و همکاران [۱۹] رفتار شکست بتن غلتکی حاوی الیاف تک و ترکیبی (با نوع و طول متفاوت) مورد بررسی قرار گرفت. الیاف پلی‌پروپیلن ماکرو و الیاف کوتاه فلزی در تغییر طاقت شکست یک هم‌افزایی مناسب داشتند. ضمن اینکه موثرترین الیاف برای پل زدن بر روی ترک‌های بزرگ، الیاف فلزی بود. سوکنتاسوکول^{۱۳} و همکاران [۲۰] خصوصیات مکانیکی الیاف فلزی قلاب‌دار بر بتن غلتکی را در یک تحقیق موردی بررسی کردند. نتایج تحقیق حاکی از کاهش یک تا دو درصدی مقاومت فشاری با استفاده از مقادیر بالاتر الیاف فلزی بود. در حالیکه افزودن الیاف فلزی منجر به افزایش قابل توجه مقاومت خمشی و طاقت گردید.

با توجه به مرور ادبیات تحقیق، پژوهش‌های محدودی به بررسی اثر قطر الیاف فلزی و درصد مناسب حجمی آن در بتن غلتکی روسازی پرداختند. در این تحقیق به بررسی اثر قطر و درصد حجمی الیاف فلزی قلاب‌دار بر RCCP پرداخته می‌شود. نوع و دانه بندی سنگدانه‌ها، نوع و مقدار سیمان و طول الیاف برای مخلوط‌ها ثابت بوده و متغیرها قطر و درصد الیاف فلزی خواهد بود. برای تعیین خصوصیات مکانیکی بتن غلتکی

¹² LaHucik

¹³ Sukontasukkul



شکل ۱- منحنی دانه‌بندی سنگدانه‌ها با محدودیت‌های PCA

۲-۲- طرح مخلوط و آماده‌سازی نمونه‌ها

براساس استاندارد ASTM C1176 آماده سازی

نمونه‌ها بصورت لایه به لایه بر روی میز لرزاننده و زیر سربار صورت گرفت.

جدول ۱- خصوصیات شیمیایی سیمان

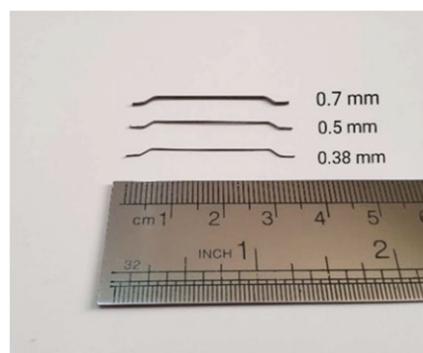
ترکیبات شیمیایی (%)							
SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O	MgO	Fe ₂ O ₃	Al ₂ O ₃	SiO ₂	CaO
۲/۶۱	۰/۵۱	۰/۳۸	۱/۵۱	۳/۹۶	۴/۴۲	۲۱/۱۱	۶۳/۳۶

در مجموع ۶۰ نمونه استوانه‌ای با قطر ۱۰۰ میلی‌متر و ارتفاع ۲۰۰ میلی‌متر ساخته شدند که از این میان ۳۰ نمونه برای مقاومت فشاری و ۳۰ نمونه دیگر برای مقاومت کشش دو نیم شدگی بودند. به منظور ساخت تیرهای منشوری، هر لایه از بتن با قرار دادن سرباری معادل پنج کیلوپاسکال فشرده گردید. فشرده سازی نمونه‌ها در سه لایه انجام شد و فشرده سازی هر لایه تا نمایان شدن شیره در اطراف سربار ادامه پیدا کرد. تمام نمونه‌ها بعد از ساخت در شرایط آزمایشگاهی به مدت ۲۴ ساعت نگهداری شده و سپس از قالب خارج شدند. نمونه‌ها برای ۲۸ روز در دمای ۲۴ درجه سانتیگراد نگهداری شدند. پروسه عمل‌آوری بر اساس استاندارد ASTM C192 صورت پذیرفت [۲۶].

۲-۳- روش آزمایش

در این تحقیق روش آزمایش به گونه‌ای طراحی شد تا اثر قطر و درصد حجمی الیاف فلزی قلابدار بر بتن غلتکی روسازی بررسی گردد. مقاومت فشاری، کششی و

در این پژوهش یک طرح مخلوط بدون الیاف به عنوان طرح کنترل و نه طرح مخلوط الیافی به ترتیب با قطرهای ۰/۳۸، ۰/۵ و ۰/۷ میلی‌متر و درصدهای حجمی ۰/۲۵، ۰/۵ و ۰/۷۵ درصد ساخته شدند. مقادیر طرح مخلوطها در جداول ۳ و ۴ قابل مشاهده هستند. نام گذاری مخلوطها با الگوی SF-Dd-Vv صورت پذیرفته است که به ترتیب بخش اول به بتن غلتکی با الیاف فلزی، بخش دوم به قطر الیاف بر حسب میلی‌متر و بخش سوم به درصد حجمی اشاره دارد.



شکل ۲- هندسه الیاف فلزی قلابدار

با توجه به بدون اسلامپ بودن بتن غلتکی روسازی، به منظور اندازه‌گیری کارایی RCCP آزمون وی بی مورد استفاده قرار گرفت. بر اساس استاندارد ASTM C1170 [۲۵]، زمان وی بی اصلاح شده به زمان شکل گرفتن حلقه شیره بتن میان سربار ۲۲/۷ کیلوگرمی و دیواره ظرف حاوی بتن گفته می‌شود.

خمشی با نرخ تغییرات جابجایی ۰/۱ میلی‌متر بر دقیقه نشان می‌دهد. انجام شد. شکل ۳ چینش انجام شده برای تست‌ها را

جدول ۲- مشخصات مکانیکی الیاف

نوع الیاف	قطر (mm)	طول (mm)	نسبت طول به قطر	قابلیت افزایش طول (%)	مقاومت کششی (MPa)	وزن مخصوص (kg/m ³)
فلزی قلاب‌دار	۰/۳۸	۳۵	۹۲	کمتر از ۴	۲۴۸۰	۷۸۷۰
فلزی قلاب‌دار	۰/۵	۳۵	۷۰	کمتر از ۴	۲۴۸۰	۷۸۷۰
فلزی قلاب‌دار	۰/۷	۳۵	۵۰	کمتر از ۴	۲۴۸۰	۷۸۷۰

جدول ۳- طرح مخلوط پایه (کنترل)

واحد وزن (kg/m ³)					آب به سیمان
ریزدانه	درشت‌دانه mm(۱۳-۱۹)	درشت‌دانه mm(۵-۱۳)	آب	سیمان	
۱۱۵۸/۹۳	۵۴۰/۸۴	۲۳۱/۷۹	۱۴۰	۳۵۰	۰/۴

جدول ۴- طرح مخلوط‌های حاوی الیاف

SF-D0.7-V0.75	SF-D0.7-V0.5	SF-D0.7-V0.25	SF-D0.5-V0.75	SF-D0.5-V0.5	SF-D0.5-V0.25	SF-D0.38-V0.75	SF-D0.38-V0.5	SF-D0.38-V0.25	Control	کد مخلوط
۰/۷	۰/۷	۰/۷	۰/۵	۰/۵	۰/۵	۰/۳۸	۰/۳۸	۰/۳۸	-	قطر (mm)
۰/۷۵	۰/۵	۰/۲۵	۰/۷۵	۰/۵	۰/۲۵	۰/۷۵	۰/۵	۰/۲۵	-	درصد حجمی

LVDT^{۱۴} که تغییر مکان وسط دهانه را اندازه‌گیری می‌کردند ثبت می‌شد.



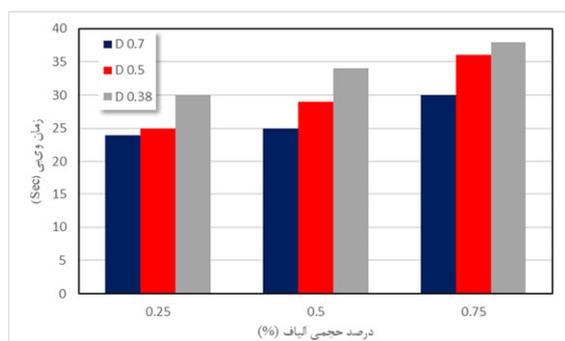
شکل ۳- چینش تست‌های انجام شده، الف: مقاومت فشاری، ب: وی‌بی، ج: مقاومت خمشی، د: مقاومت کشش دو نیم شدگی

مقاومت فشاری بر اساس استاندارد ASTM C39 و با آزمایش سه نمونه استوانه‌ای برای هر مخلوط انجام شد [۲۷]. به منظور بدست آوردن مقاومت کششی دو نیم شدگی بر اساس استاندارد ASTM C496 سه نمونه استوانه‌ای برای هر مخلوط در حلقه مخصوص تست قرار داده شد و نتایج ثبت گردید [۲۸].

برای آزمایش خمش چهار نقطه‌ای، برای هر مخلوط سه تیر ساخته شد و بر اساس استاندارد ASTM C1609 مورد آزمایش قرار گرفت [۲۹]. هر نمونه ۹۰ درجه نسبت به سطح پرداخت شده چرخانده شد و سپس تیرها بر روی تکیه‌گاهی به فاصله ۳۰ سانتی‌متر قرار داده شدند. منحنی نیرو-تغییر مکان برای محاسبه پارامترهای اشاره شده در استاندارد ۱۶۰۹ استفاده گردید. تغییر مکان توسط دو

¹⁴ Linear variable displacement transducers

نقش تعداد الیاف در محدود سازی بتن تازه دارد. دلیل اصلی کاهش کارایی بتن، شکل گیری شبکه الیاف در ماتریس RCCP است [۳۰]. از سوی دیگر سطح مخصوص بتن غلتکی حاوی الیاف بیشتر از بتن غلتکی ساده می باشد و این می تواند منجر به صرف زمان بیشتر برای رسیدن به تراکم مناسب بتن غلتکی شود [۲۰].



شکل ۴- اثر درصد حجمی و قطر الیاف بر زمان وی بی.

در مقایسه با زمان وی بی مخلوط کنترل (۲۵ ثانیه)، طرح های SF-D0.7-V0.25، SF-D0.7-V0.5 و SF-D0.5-V0.25 تغییراتی در زمان وی بی نداشتند. به نظر می رسد برای تاثیر گذاری بر وی بی در پی تشکیل شبکه ی الیاف، به حداقلی از تعداد الیاف نیاز است. مجموعاً در این تحقیق محدوده زمان وی بی از ۲۴ تا ۳۸ ثانیه ثبت شد (زمان وی بی تمام مخلوط ها در جدول ۵ نشان داده شده است). با توجه به ACI 325، زمان وی بی مناسب برای RCCP بین ۳۰ تا ۴۰ ثانیه است [۵]. در دو تحقیق دیگر این زمان در محدوده ۴۷ تا ۶۵ ثانیه [۳]، [۳۱] و در پژوهشی دیگر از ۳۰ تا ۷۵ ثانیه پیشنهاد شده است [۳۲].

۲-۳- مقاومت فشاری

با توجه به شکل ۵ که اثرات قطر و درصد الیاف بر مقاومت فشاری در آن به تصویر کشیده شده است، می توان فهمید که در مقدار ثابت الیاف، مخلوط های حاوی الیاف با قطر بیشتر مقاومت فشاری بالاتری دارند.

طراقت بر اساس سطح زیر منحنی نیرو-تغییر مکان تا تغییر مکان مشخص شده محاسبه گردیده است که در این پژوهش 1/100، 1/150، 1/300، 1/600 و 1/100 طول دهانه می باشد. مقاومت باقی مانده خمشی با توجه به معادله ۱ محاسبه می گردد که در آن P بار (نیوتن)، L طول دهانه (۳۰۰ میلی متر)، b عرض (۱۰۰ میلی متر)، و d عمق (۱۰۰ میلی متر) می باشد. $R_{T.150}$ که نسبت مقاومت خمشی معادل می باشد با استفاده از معادله ۲ محاسبه شده است که f_1 مقاومت اولین پیک (مگاپاسکال)، T_{150} سطح زیر منحنی نیرو- تغییر مکان تا تغییر مکان 1/150 (نیوتن.متر)، b عرض (۱۰۰ میلی متر) و d عمق (۱۰۰ میلی متر) می باشد.

$$f = \frac{PL}{bd^2} \quad (1)$$

$$R_{T.150} = \frac{150 \cdot T_{150}}{f_1 bd^2} \cdot 100\% \quad (2)$$

۳- تجزیه و تحلیل نتایج

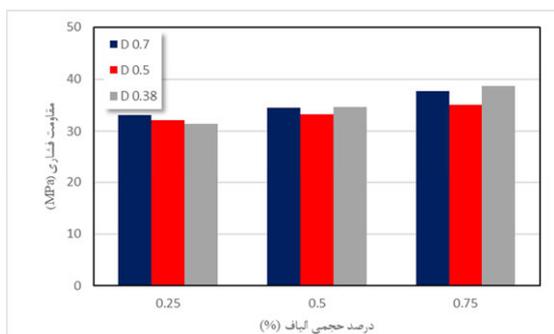
۳-۱- زمان وی بی

اثر قطر و درصد حجمی بر زمان وی بی در شکل ۴ به تصویر کشیده شده است. همانطور که نشان داده شده است زمان وی بی با افزایش درصد حجمی افزایش و با کاهش قطر الیاف افزایش پیدا می کند. در مخلوط های با قطر ۰/۷ میلی متر، با افزایش درصد حجمی از ۰/۲۵ به ۰/۷۵ درصد، مقادیر زمان وی بی تا ۲۵ درصد افزایش پیدا می کند (۳۰-۲۴ ثانیه). به صورت مشابه برای قطر ۰/۵ و ۰/۳۸ میلی متر، با افزایش درصد حجمی، مقادیر زمان وی بی به ترتیب ۴۴ (۳۶-۲۵ ثانیه) و ۲۷ درصد (۳۸-۳۰ ثانیه) افزایش پیدا می کند. همانطور که در شکل ۴ نشان داده شده است بالاترین زمان وی بی در مخلوط حاوی ۰/۷۵ درصد الیاف و با قطر ۰/۳۸ میلی متر ثبت شده است. افزایش زمان وی بی نتیجه افزایش درصد حجمی و از سوی دیگر کاهش قطر الیاف می باشد و این نشان از

جدول ۵- نتایج زمان وی‌بی، مقاومت فشاری، مقاومت کششی دو نیم شدگی.

کد مخلوط	زمان وی‌بی (Sec)	مقاومت فشاری (MPa)	مقاومت کششی دو نیم شدگی (MPa)
Control	۲۵	۳۰/۳۰	۳/۰۲
SF-D0.7-V0.25	۲۴	۳۳/۰۹	۳/۹۳
SF-D0.7-V0.5	۲۵	۳۴/۵۳	۴/۶۴
SF-D0.7-V0.75	۳۰	۳۷/۷۲	۴/۷۹
SF-D0.5-V0.25	۲۵	۳۲/۲۰	۳/۵۸
SF-D0.5-V0.5	۲۹	۳۳/۳۵	۴/۷۶
SF-D0.5-V0.75	۳۶	۳۵/۱۳	۵/۸۳
SF-D0.38-V0.25	۳۰	۳۱/۴۲	۴/۴۴
SF-D0.38-V0.5	۳۴	۳۴/۷۵	۵/۱۵
SF-D0.38-V0.75	۳۸	۳۸/۶۸	۶/۳۱

[۳۷].



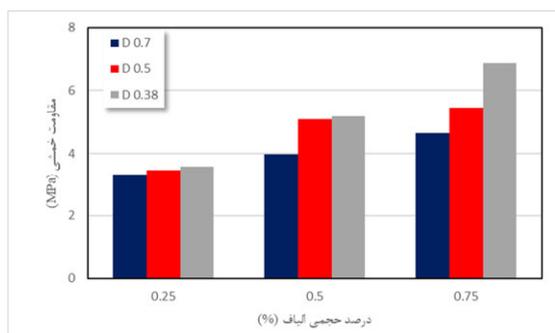
شکل ۵- اثر درصد حجمی و قطر الیاف بر مقاومت فشاری.

۳-۳- مقاومت کششی دو نیم شدگی

شکل ۶ اثر درصد حجمی و قطر الیاف بر مقاومت کششی دو نیم شدگی در RCCP را نشان می‌دهد. همانطور که نشان داده شده است افزایش درصد حجمی و کاهش قطر الیاف تاثیر بسیار مشهودی بر افزایش مقاومت کششی دو نیم شدگی دارد. به طوری که در مخلوط SF-D0.38-V0.75 شاهد بهبود ۱۰۰ درصدی مقاومت کششی دو نیم شدگی نسبت مخلوط کنترل هستیم. با بررسی نتایج مشخص است که هر دو فاکتور درصد حجمی و قطر بر مقاومت کششی اثرگذارند اما درصد حجمی تاثیرگذاری بیشتری نسبت به قطر الیاف دارد. سری مخلوط‌های حاوی الیاف با قطر ۰/۳۸ میلی‌متر در

با توجه به بررسی نتایج مشخص است که درصد حجمی الیاف نسبت به قطر آن تعیین کنندگی بیشتری در تغییر مقاومت فشاری دارد. PCA محدوده قابل قبول برای مقاومت فشاری بتن غلتکی روسازی را ۲۸ تا ۴۱ مگاپاسکال ذکر کرده است که نتایج این تحقیق هم در همین بازه مقاومتی هستند (جدول ۵). همینطور که نشان داده شده است در مقایسه با مقاومت فشاری مخلوط بدون الیاف (۳۰/۳ مگاپاسکال)، افزودن الیاف فلزی قلاب‌دار اثر مثبتی بر مقاومت فشاری بتن داشته و موجب افزایش مقادیر مقاومت فشاری شده است (از درصد حجمی ۰/۲۵ تا ۰/۷۵). در پژوهش مدح‌خان و همکاران [۱۸] نیز مقاومت فشاری با افزودن الیاف فلزی به RCCP افزایش داشته است. در تحقیقات مشابه در بتن معمولی نیز با استفاده از الیاف فلزی (تا یک درصد حجمی) مقاومت فشاری ۲۰ تا ۲۶ درصد افزایش داشته است [۳۳، ۳۴]. این در حالی است که برخی تحقیقات دیگر تغییر محسوسی را در نتایج خود گزارش نکردند [۱۲، ۳۵، ۳۶]. افزایش مقاومت فشاری با افزودن الیاف فلزی می‌تواند ناشی از محاصره و محدودسازی ترک‌ها برای انتشار بیشتر باشد. هرچه الیاف بیشتری استفاده گردد منجر به همپوشانی موثرتر با ریزترک‌ها می‌گردد [۱۸].

(SF-D0.7-V0.25)، با افزایش درصد حجمی و کاهش قطر الیاف مقاومت خمشی افزایش داشته تا جایی که در مخلوط SF-D0.38-V0.75 ۱۰۵ درصد افزایش رخ داده است. تاثیر الیاف فولادی بر مقاومت خمشی به مراتب بیشتر از مقاومت کششی و فشاری است. علت آن را می‌توان این گونه توضیح داد که رفتار شکل پذیر بتن های حاوی الیاف فولادی در ناحیه کششی بتن، توزیع الاستیک تنش و کرنش را به نحوی تغییر می‌دهد که در ناحیه کششی توزیع تنش به صورت پلاستیک و در ناحیه فشاری به صورت الاستیک خواهد بود. در نتیجه تار خنثی به سمت ناحیه فشاری جابجا می‌شود.

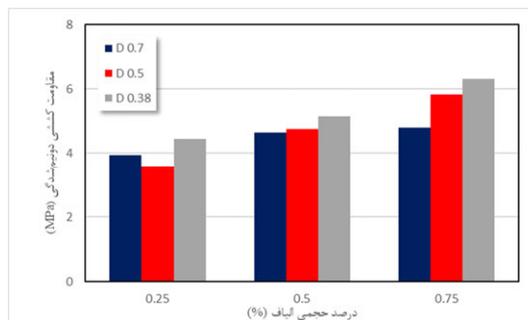


شکل ۷- اثر درصد حجمی و قطر الیاف بر مقاومت خمشی

جدول ۶ نتایج کامل مقاومت خمشی، مقاومت باقیمانده در تغییر مکان 1/600 و 1/150 دهانه (F_{600} و F_{150})، طاقت در تغییر مکان 1/600، 1/300، 1/150 و 1/100 دهانه (به ترتیب T_{600} ، T_{300} ، T_{150} و T_{100}) و نسبت معادل مقاومت خمشی ($R_{T,150}$) را ارائه داده است. چهار مخلوط از نه مخلوط مقادیری پایین‌تر از مقاومت خمشی مخلوط کنترل دارند. به نظر می‌رسد این کاهش مقاومت به دلیل دشواری رسیدن به تراکم مطلوب در غیاب استاندارد مناسب روش ساخت تیرهای بتن غلتکی می‌باشد. این مشکل در تحقیقی مشابه نیز گزارش شده است [۱۲].

منحنی‌های نیرو-تغییر مکان خمشی مخلوط‌های بتن غلتکی روسازی با قطر و درصد‌های حجمی گوناگون در شکل ۸ و ۹ نشان داده شده‌اند. استاندارد ASTM C1609 نقطه پایانی منحنی را تغییر مکان 1/150 طول

درصدهای ۰/۲۵ تا ۰/۷۵ بالاترین مقادیر را داشته است. کمترین سیر افزایشی را سری مخلوط‌های حاوی الیاف با قطر ۰/۷ میلی‌متر ثبت کرده‌اند.



شکل ۶- اثر درصد حجمی و قطر الیاف بر مقاومت کششی دو نیم‌شدگی.

مقادیر مقاومت کششی دونیم شدگی در جدول ۵ نشان داده شده‌اند. شاید بتوان اصلی‌ترین دلیل افزایش مقاومت کششی را پیوند اصطکاکی بین الیاف و ماتریس بتن برشمرد. ضمن اینکه جلوگیری از رشد ریز ترک‌ها در ناحیه انتقال اطراف سنگدانه‌های درشت و ملات اطراف آن‌ها نیز از اهمیت بالایی در این مورد برخوردار است. تحقیقات متعددی افزایش مقاومت کششی دونیم شدگی را گزارش کرده‌اند [۲۲، ۳۸، ۳۹].

۳-۴- مقاومت خمشی و طاقت

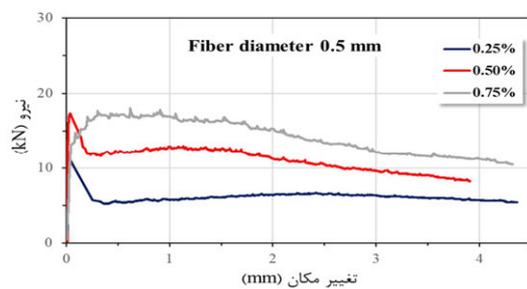
اثر فاکتورهای مورد مطالعه در این تحقیق بر مقاومت خمشی در شکل ۷ به تصویر کشیده شده است. همانطور که نشان داده شده است بالاترین میزان مقاومت خمشی در مخلوط SF-D0.38-V0.75 ثبت شده است. همانند مقاومت کششی دونیم شدگی، هم درصد و هم قطر الیاف بر مقاومت خمشی اثرگذارند. اما با بررسی دقیق‌تر اثر درصد حجمی الیاف بیشتر از قطر آن است. افزایش مقاومت خمشی نتیجه افزایش درصد حجمی و کاهش قطر الیاف می‌باشد. در میان مخلوط‌های این مطالعه، مخلوط‌های حاوی الیاف با کوچکترین قطر (۰/۳۸ میلی‌متر) بالاترین مقادیر را ثبت کردند و روند رشدشان (با افزایش درصد حجمی) نیز صعودی‌تر بود. در قیاس با مخلوط حاوی الیاف ۰/۷ میلی‌متر و ۰/۲۵ درصد الیاف

تست‌هایی که ترک دقیقاً به نقطه زیرین LVDT رسیده است و آزمایش زودتر خاتمه یافته است. در مخلوط کنترل پروسه تحمل نیرو بلافاصله پس از ترک خوردگی پایان یافت و این به معنای سقوط ناگهانی نمودار است

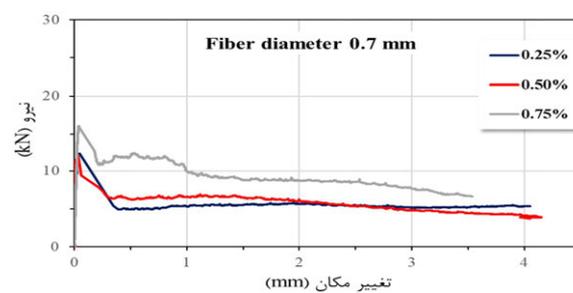
دهانه می‌داند. با این وجود در این تحقیق به منظور رصد بهتر و کامل‌تر رفتار بتن غلتکی روسازی حاوی الیاف فلزی قلاب‌دار، نقطه پایان منحنی تغییر مکانی برابر با 1/75 طول دهانه (۴ میلی‌متر) در نظر گرفته شد (غیر از

جدول ۶- اثر درصد حجمی و قطر الیاف بر عملکرد خمشی و طاقت.

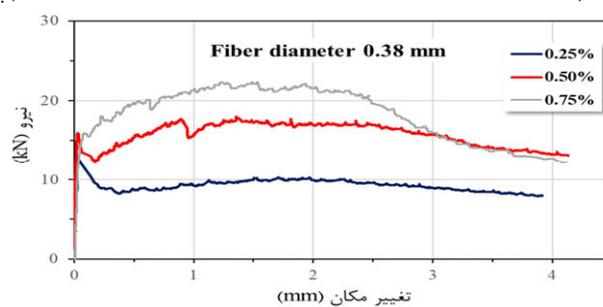
کد مخلوط	مقاومت خمشی (MPa)	F ₆₀₀ (MPa)	F ₁₅₀ (MPa)	T ₆₀₀ (N.m)	T ₃₀₀ (N.m)	T ₁₅₀ (N.m)	T ₁₀₀ (N.m)	R _{T, 150} (%)
Control	۴/۶۸	-	-	-	-	-	-	-
SF-D0.7-V0.25	۳/۳۳	۱/۵۳	۱/۵۱	۳/۶۳	۶/۲۴	۱۱/۴۹	۱۶/۳۰	۵۲/۱۰
SF-D0.7-V0.5	۳/۹۹	۲/۰۴	۲/۰۳	۳/۸۹	۷/۴۰	۱۴/۴۹	۲۰/۶۶	۵۲/۹۵
SF-D0.7-V0.75	۴/۶۵	۳/۵۵	۲/۹۲	۵/۹۶	۱۱/۸۴	۲۲/۲۳	۳۱/۳۲	۷۲/۲۵
SF-D0.5-V0.25	۳/۴۷	۱/۶۲	۱/۹۵	۳/۰۷	۵/۸۷	۱۲/۰۸	۱۸/۴۳	۵۸/۷۶
SF-D0.5-V0.5	۵/۱۱	۳/۶۱	۳/۳۸	۶/۴۲	۱۲/۵۸	۲۴/۹۲	۳۵/۳۰	۷۱/۸۶
SF-D0.5-V0.75	۵/۴۵	۴/۹۶	۴/۷۹	۷/۱۹	۱۵/۵۳	۳۲/۲۴	۴۷/۱۲	۱۲۳/۱۸
SF-D0.38-V0.25	۳/۵۹	۲/۷۰	۳/۰۸	۴/۳۳	۹/۲۳	۲۰/۰۱	۲۹/۴۷	۸۴/۱۲
SF-D0.38-V0.5	۵/۱۹	۴/۰۳	۴/۹۲	۶/۸۶	۱۴/۱۲	۳۰/۲۱	۴۶/۲۰	۹۲/۳۵
SF-D0.38-V0.75	۶/۸۸	۶/۲۳	۶/۱۰	۸/۸۷	۱۹/۵۹	۴۰/۸۳	۵۹/۱۷	۱۲۵/۹۸



(ب)

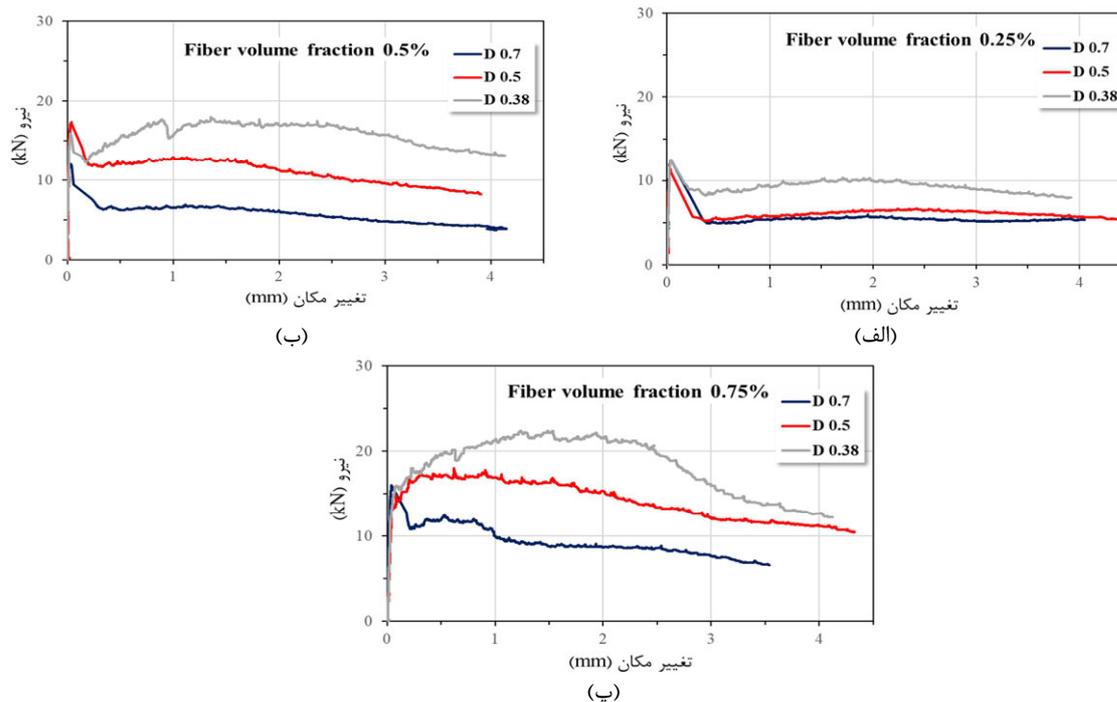


(الف)



(پ)

شکل ۸- اثر درصد حجمی و قطر الیاف بر گراف‌های نیرو-تغییر مکان خمشی بر اساس قطر الیاف.



شکل ۹- اثر درصد حجمی و قطر الیاف بر گراف‌های نیرو-تغییر خمشی مکان بر اساس درصد حجمی الیاف

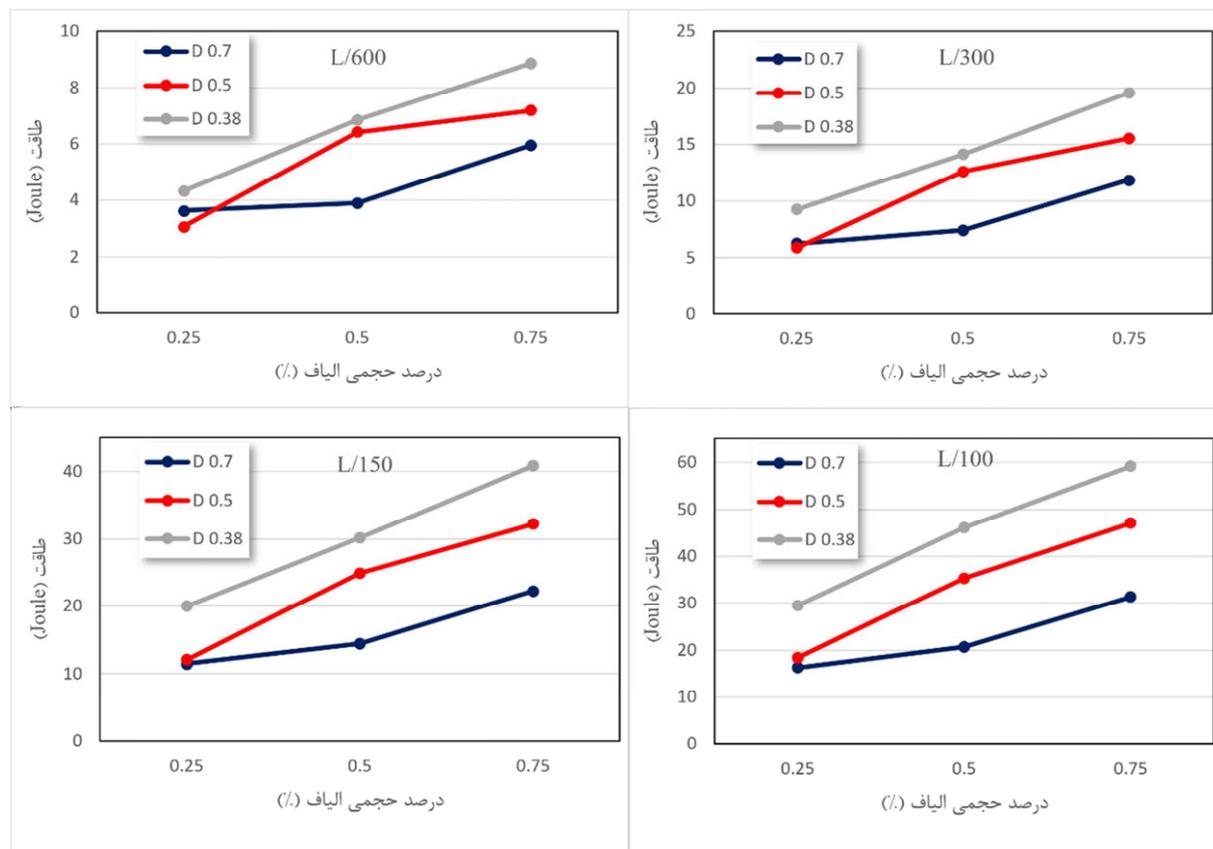
خطی‌تر در محور تغییر مکان می‌شود. پیک دوم در نمودارها به دلیل باز شدن تدریجی قلاب‌های انتهایی الیاف در مخلوط RCCP است. با کاهش قطر و افزایش درصد حجمی الیاف، پیک دوم بالاتر می‌رود تا جایی که مقدارش از پیک اول نیز بیشتر می‌شود و رفتارش سخت شونده تعبیر می‌گردد.

طاقة پارامتر ارزشمندی است که به منظور اندازه‌گیری ظرفیت جذب انرژی استفاده می‌شود. طاقته تحت بارگذاری خمشی و براساس رفتار خمشی تیر با تیکه‌گاه‌های ساده تعیین گردید. تیر بتنی حاوی الیاف فولادی تحت خمش به تدریج دچار ترک خوردگی و تغییر شکل گردید. اما پیوستگی و مقاومت خود را حتی پس از تغییر شکل‌های زیاد حفظ کرد. این درحالیست که تیر بتنی فاقد الیاف با اندکی تغییر شکل به طور ناگهانی دو قطعه شد. شکل‌های ۱۰ و ۱۱ اثر قطر و درصد حجمی الیاف بر طاقته را نشان می‌دهند. مشاهده می‌شود که طاقته با افزایش درصد حجمی و کاهش قطر الیاف افزایش دارد (مخصوصاً برای T_{100} و T_{150}). سری مخلوط‌های با قطر ۰/۷ میلی‌متر پایین‌ترین مقادیر را در طاقته نشان دادند. مخلوط‌های با قطر ۰/۷ و ۰/۵ میلی‌متر در درصد حجمی

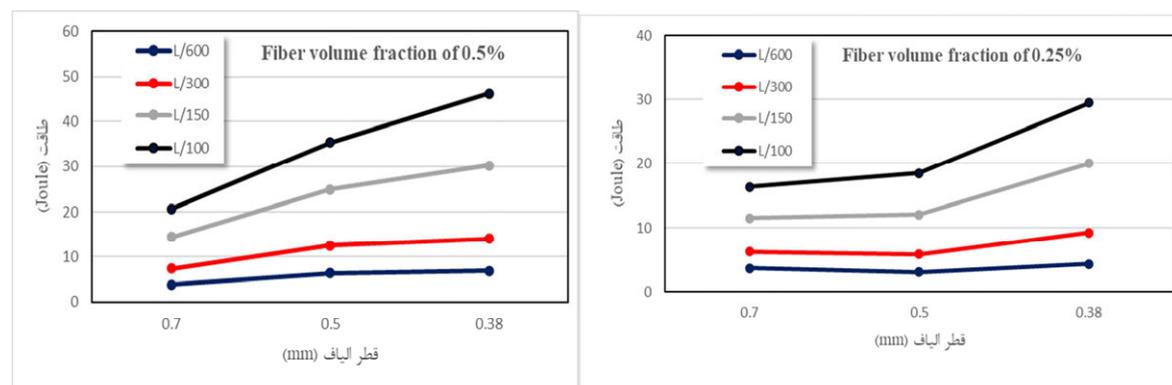
با توجه به نمودارها، با اضافه کردن الیاف فلزی قلابدار رفتار پس ترک خوردگی مخلوط‌ها تغییرات بسیار محسوسی داشته در حالیکه این اثر در رفتار پیش ترک خوردگی بسیار ناچیز است. به صورت کلی دو نوع منحنی نیرو- تغییر مکان در این پژوهش مشاهده شد: رفتار سخت شونده و رفتار نرم شونده. سه مخلوط از نه مخلوط رفتار سخت شونده نشان دادند (SF-D0.5- V0.75، SF-D0.38-V0.5 و SF-D0.38-V0.75) در حالیکه باقی مخلوط‌ها رفتار نرم شونده نشان دادند. مخلوط حاوی ۰/۷۵ درصد الیاف با قطر ۰/۳۸ میلی‌متر بهترین رفتار را در ناحیه پس از ترک خوردگی نشان داده است. عملکرد مناسب پیوند بین الیاف فلزی و ماتریس بتن و همچنین مقدار الیاف می‌تواند دلیل بارپذیری با وجود ترک خوردگی باشد [۴۰]. همانطور که مشاهده می‌شود افزایش میزان الیاف و کاهش قطر منجر به بهبود رفتار در نمودار نیرو- تغییر مکان می‌گردد. وقتی قطر کاهش پیدا می‌کند، تعداد الیاف به شکل معناداری افزایش پیدا می‌کند و این منجر به پوشش دادن تعداد بیشتری ترک برای پل زدن بر روی آن‌ها می‌شود. استفاده از قطر کوچک‌تر و درصد بیشتر الیاف منجر به رفتاری غیر

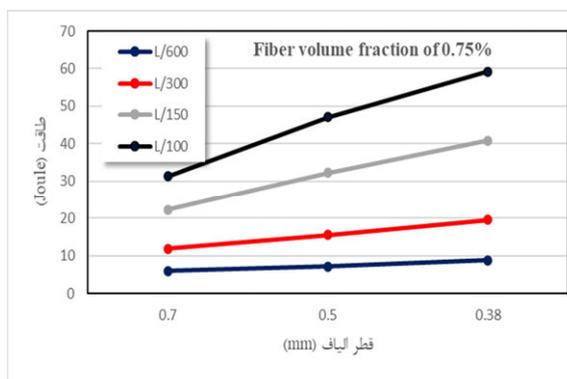
مخلوط‌های حاوی الیاف قطر ۰/۷ و ۰/۵ میلی‌متر میزان مهمی است چرا که در این نقطه روند رشدشان تغییر معنادار دارد. نتایج نشان می‌دهد که مخلوط SF-D0.38-V0.75 بیشترین میزان جذب انرژی را دارد. دلیل آن می‌تواند تعداد بیشتر الیاف و درگیری مکانیکی بیشتر بین بتن و قلاب‌های الیاف باشد [۲۲].

۰/۲۵ مقادیری نزدیک به هم دارند اما در ۰/۵ و ۰/۷۵ درصد مقادیرشان در طاقت تغییر فاحشی را نشان می‌دهد. سری مخلوط‌های حاوی الیاف قطر ۰/۵ میلی‌متر تا درصد ۰/۵ روند رشد بیشتری نسبت به مخلوط‌های حاوی الیاف قطر ۰/۷ میلی‌متر دارند. این روند در درصد ۰/۵ تغییر کرده و مخلوط‌های با قطر ۰/۷ میلی‌متر روند صعودی بیشتری دارند. درصد حجمی ۰/۵ برای



شکل ۱۰- اثر درصد حجمی و قطر الیاف بر طاقت (بر مبنای تغییر مکان خالص).





شکل ۱۱- طاقت اثر درصد حجمی و قطر الیاف بر طاقت (بر مبنای درصد حجمی الیاف)

۴- نتیجه گیری

۴- در مقدار ثابت الیاف، مخلوط‌های حاوی الیاف با

قطر بیشتر مقاومت فشاری بالاتری دارند. با توجه به بررسی نتایج مشخص است که درصد حجمی الیاف نسبت به قطر آن تعیین کنندگی بیشتری در تغییر مقاومت فشاری دارد.

۵- با استفاده از الیاف فلزی قلابدار با قطر ۰/۳۸ میلی‌متر و درصد ۰/۷۵، مقادیر مقاومت کششی دونیم شدگی و خمشی تا ۱۰۰ درصد افزایش داشته است.

۶- در این تحقیق بهترین مشخصات مکانیکی در بازه تایید شده ACI برای زمان وی بی توسط طرح مخلوط حاوی الیاف فلزی قلابدار با قطر ۰/۳۸ میلی‌متر و درصد ۰/۷۵ کسب شده است.

۷- محدود سازی انتشار ترک و پل زدن بر روی ترک توسط الیاف، دو دلیل اصلی بهبود مشخصات مکانیکی در این تحقیق هستند.

۸- برخی مخلوط‌ها در نمودار نیرو-تغییر مکان رفتار نرم شونده و برخی دیگر رفتار سخت شونده نشان دادند. طرح‌های حاوی قطر کوچکتر و درصد حجمی بیشتر رفتار سخت شونده از خود نشان دادند.

در این تحقیق به بررسی اثر درصد حجمی و قطر الیاف فلزی قلابدار بر زمان وی بی و خصوصیات مکانیکی بتن غلتکی روسازی پرداخته شده است. نتایج به دست آمده از آزمایش‌های انجام شده عبارت است از:

۱- زمان وی بی، مقاومت فشاری، مقاومت کششی دو نیم شدگی و مقاومت خمشی با افزایش درصد حجمی و کاهش قطر الیاف فلزی قلابدار، افزایش پیدا می‌کنند. علاوه بر این این دو فاکتور بر نمودار نیرو-تغییر مکان و در نتیجه طاقت تاثیر چشمگیری دارد.

۲- با بررسی نتایج بدست آمده در این تحقیق مشاهده می‌گردد که درصد حجمی الیاف نسبت به قطر الیاف، تعیین کنندگی بیشتری برای تاثیر بر مشخصات مکانیکی دارد.

۳- به نظر می‌رسد نقطه شروع اثر گذاری بر زمان وی بی، تشکیل شبکه‌ای از الیاف به وسیله حداقلی از تعداد الیاف فلزی قلابدار است. چرا که زمان وی بی طرح‌های حاوی ۰/۲۵ درصد الیاف با قطر ۰/۷ و ۰/۵ میلی‌متر و طرح حاوی ۰/۵ درصد الیاف با قطر ۰/۷ میلی‌متر نسبت به مخلوط کنترل تغییری نداشته است.

مراجع

[1] PCA, *Guide for Roller-Compacted Concrete Pavements*. 2010: Portland Cement Association.

- [2] Wang, C., et al., *Experimental investigations of dynamic compressive properties of roller compacted concrete (RCC)*. Construction and Building Materials, 2018. 168: p. 671-682.
- [3] Chhorn, C., S.J. Hong, and S.-W. Lee, *A study on performance of roller-compacted concrete for pavement*. Construction and Building Materials, 2017. 153: p. 535-543.
- [4] Ulrich, A., *First placing of roller compacted concrete (RCC) with high-power compaction screeds in the Federal Republic of Germany*. Construction and Building Materials, 1987. 1(3): p. 123-129.
- [5] ACI, *325.10R-95. Report on Roller-Compacted Concrete Pavements*. 1995, American Concrete Institute.
- [6] Hashemi, M., et al., *The effect of coarse to fine aggregate ratio on the fresh and hardened properties of roller-compacted concrete pavement*. Construction and Building Materials, 2018. 169: p. 553-566.
- [7] Rahmani, E., M.K. Sharbatdar, and M.H.A. Beygi, *A comprehensive investigation into the effect of water to cement ratios and cement contents on the physical and mechanical properties of Roller Compacted Concrete Pavement (RCCP)*. Construction and Building Materials, 2020. 253: p. 119177-119177.
- [8] Rahmani, E., M.K. Sharbatdar, and M.H.A. Beygi, *Influence of cement contents on the fracture parameters of Roller compacted concrete pavement (RCCP)*. Construction and Building Materials, 2021. 289: p. 123159-123159.
- [9] Vahedifard, F., M. Nili, and C.L. Meehan, *Assessing the effects of supplementary cementitious materials on the performance of low-cement roller compacted concrete pavement*. Construction and Building Materials, 2010. 24(12): p. 2528-2535.
- [10] Rao, S.K., P. Sravana, and T.C. Rao, *Abrasion resistance and mechanical properties of Roller Compacted Concrete with GGBS*. Construction and Building Materials, 2016. 114: p. 925-933.
- [11] Omran, A., et al., *Production of roller-compacted concrete using glass powder: Field study*. Construction and Building Materials, 2017. 133: p. 450-458.
- [12] LaHucik, J., et al., *Mechanical properties of roller-compacted concrete with macro-fibers*. Construction and Building Materials, 2017. 135: p. 440-446.
- [13] Roesler, J.R., V.G. Cervantes, and A.N. Amirkhanian, *Accelerated performance testing of concrete pavement with short slabs*. International Journal of Pavement Engineering, 2012. 13(6): p. 494-507.
- [14] Altoubat, S.A., et al., *Simplified method for concrete pavement design with discrete structural fibers*. Construction and Building Materials, 2008. 22(3): p. 384-393.
- [15] ASTM, *C 1116/C 1116M-10a (2015), Standard specification for fiber-reinforced concrete*. 2015: ASTM International, West Conshohocken, PA.
- [16] Ashteyat, A.M., et al., *Mechanical and durability behaviour of roller-compacted concrete containing white cement by pass dust and polypropylene fibre*. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2019: p. 1-18.
- [17] Algin, Z. and S. Gerginci, *Freeze-thaw resistance and water permeability properties of roller compacted concrete produced with macro synthetic fibre*. Construction and Building Materials, 2020. 234: p. 117382-117382.
- [18] Madhkhani, M., R. Azizkhani, and M.E.T. Harchegani, *Effects of pozzolans together with steel and polypropylene fibers on mechanical properties of RCC pavements*. Construction and Building Materials, 2012. 26(1): p. 102-112.
- [19] Rooholamini, H., A. Hassani, and M.R.M. Aliha, *Fracture properties of hybrid fibre-reinforced roller-compacted concrete in mode I with consideration of possible kinked crack*. Construction and Building Materials, 2018. 187: p. 248-256.
- [20] Sukontasukkul, P., et al., *Case investigation on application of steel fibers in roller compacted concrete pavement in Thailand*. Case studies in construction materials, 2019. 11: p. e00271-e00271.
- [21] PCA, *Guide Specification for Construction of Roller-Compacted Concrete Pavements*. 2004: Portland Cement Association.
- [22] Li, B., et al., *Effects of fiber type, volume fraction and aspect ratio on the flexural and acoustic emission behaviors of steel fiber reinforced concrete*. Construction and Building Materials, 2018. 181: p. 474-486.
- [23] Cao, Y.Y.Y. and Q.L. Yu, *Effect of inclination angle on hooked end steel fiber pullout behavior in ultra-high performance concrete*. Composite Structures, 2018. 201(June): p. 151-160.
- [24] Tuyan, M. and H. Yazici, *Pull-out behavior of single steel fiber from SIFCON matrix*. Construction and Building Materials, 2012. 35: p. 571-577.
- [25] ASTM, *C 1170/C 1170M-08, Standard Test Method for Determining Consistency and Density of Roller-Compacted Concrete Using a Vibrating Table*. 2008: ASTM International, West Conshohocken, PA.
- [26] ASTM, *C192 / C192M-16a Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory*. 2016: ASTM International, West Conshohocken, PA.
- [27] ASTM, *C 39/C 39M-05, Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. 2005: ASTM International, West Conshohocken, PA.

- [28] ASTM, *C 496/C 496M-04, Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. 2004: ASTM International, West Conshohocken, PA.
- [29] ASTM, *C 1609/C 1609M-12, Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete*. 2012: ASTM International, West Conshohocken, PA.
- [30] Rooholamini, H., A. Hassani, and M.R.M. Aliha, *Evaluating the effect of macro-synthetic fibre on the mechanical properties of roller-compacted concrete pavement using response surface methodology*. Construction and Building Materials, 2018. 159: p. 517-529.
- [31] Chhorn, C., et al., *Evaluation on compactibility and workability of roller-compacted concrete for pavement*. International Journal of Pavement Engineering, 2019. 20(8): p. 905-910.
- [32] Chhorn, C. and S.W. Lee, *Consistency control of roller-compacted concrete for pavement*. KSCE Journal of Civil Engineering, 2017. 21(5): p. 1757-1763.
- [33] Han, J., et al., *Effects of steel fiber length and coarse aggregate maximum size on mechanical properties of steel fiber reinforced concrete*. Construction and Building Materials, 2019. 209: p. 577-591.
- [34] Yazıcı, Ş., G. İnan, and V. Tabak, *Effect of aspect ratio and volume fraction of steel fiber on the mechanical properties of SFRC*. Construction and Building Materials, 2007. 21(6): p. 1250-1253.
- [35] Şahin, Y. and F. Köksal, *The influences of matrix and steel fibre tensile strengths on the fracture energy of high-strength concrete*. Construction and Building Materials, 2011. 25(4): p. 1801-1806.
- [36] Buratti, N., C. Mazzotti, and M. Savoia, *Post-cracking behaviour of steel and macro-synthetic fibre-reinforced concretes*. Construction and Building Materials, 2011. 25(5): p. 2713-2722.
- [37] Abbass, W., M.I. Khan, and S. Mourad, *Evaluation of mechanical properties of steel fiber reinforced concrete with different strengths of concrete*. Construction and Building Materials, 2018. 168: p. 556-569.
- [38] Afroughsabet, V. and T. Ozbakkaloglu, *Mechanical and durability properties of high-strength concrete containing steel and polypropylene fibers*. Construction and Building Materials, 2015. 94: p. 73-82.
- [39] Hesami, S., S. Ahmadi, and M. Nematzadeh, *Effects of rice husk ash and fiber on mechanical properties of pervious concrete pavement*. Construction and Building Materials, 2014. 53: p. 680-691.
- [40] Wu, Z., et al., *Effects of steel fiber content and shape on mechanical properties of ultra high performance concrete*. Construction and Building Materials, 2016. 103: p. 8-14.

رسول دانشفراز*

گروه مهندسی عمران، دانشکده
فنی مهندسی، دانشگاه مراغه.
پست الکترونیک:
daneshfaraz@maragheh.ac.ir

مهدی ماجدی اصل

گروه مهندسی عمران، دانشکده
فنی مهندسی، دانشگاه مراغه.
پست الکترونیک:
majedi@maragheh.ac.ir

سیدعلی مرتضوی

گروه مهندسی عمران، دانشکده
فنی مهندسی، دانشگاه مراغه.
پست الکترونیک:
mortazavi.seyyedalali@yahoo.com

محمد باقرزاده

گروه مهندسی عمران، دانشکده
فنی مهندسی، دانشگاه ارومیه.
پست الکترونیک:
m.bagherzadeh@urmia.ac.ir

ارزیابی آزمایشگاهی استهلاک انرژی در سازه تلفیقی شیب‌سکن قائم با گابیون

امروزه استفاده از مصالح سنگی به خصوص گابیون به جهت دسترسی آسان و فراوانی برای ساخت سدهای پاره‌سنگی، فیلتراسیون و حوضچه‌های آرامش رو به افزایش است. در این تحقیق ابتدا هیدرولیک جریان عبوری با تلفیق نمودن سازه گابیونی با شیب‌سکن قائم و سپس تاثیر تخلخل و طول سازه گابیونی بر روی مقادیر استهلاک انرژی بررسی شد. برای دو حالت شیب‌سکن قائم ساده و گابیونی در مجموع ۲۶۰ آزمایش شامل دو ارتفاع ۱۵ و ۲۰ سانتی‌متری شیب‌سکن، سه تخلخل ۴۰، ۴۵ و ۵۰ درصدی و ۸ طول مختلف گابیون با دامنه دبی ۱۵۰ الی ۸۰۰ لیتر بر دقیقه انجام شد. نتایج نشان داد در تمامی مدل‌های مورد بررسی، با افزایش پارامتر عمق بحرانی نسبی جریان، استهلاک انرژی جریان کاهش و عمق نسبی پایین‌دست افزایش می‌یابد. تلفیق سازه گابیونی سبب گردید که استهلاک انرژی جریان و عدد فرود پایین‌دست به ترتیب افزایش و کاهش یابند. به طور میانگین در تمامی مدل‌ها استفاده از گابیون ۵۷٪ استهلاک انرژی جریان را نسبت به شیب‌سکن قائم ساده افزایش و بازه عدد فرود را از ۵/۷ - ۳/۸ به ۲/۵ - ۰/۵۲ کاهش داده است. رژیم جریان عبوری از مدل‌های فیزیکی شیب‌سکن قائم گابیونی شامل جریان درون‌گذر، انتقالی و روگذر می‌باشد که رژیم جریان درون‌گذر سهم عمده‌ای در اتلاف انرژی دارد. برای یک طول نسبی ثابت، با افزایش تخلخل سازه گابیونی حجم آب عبوری از محیط متخلخل و استهلاک انرژی جریان افزایش می‌یابد در حالی که برای تخلخل ثابت، افزایش طول نسبی سازه گابیونی تاثیر چندانی بر میزان استهلاک انرژی ندارد. به طور میانگین در شیب‌سکن‌های قائم گابیونی با تخلخل ۵۰٪ نسبت به حالت تخلخل ۴۰٪، عمق نسبی پایین‌دست ۱۵ درصد افزایش یافت.

واژگان کلیدی: شیب‌سکن قائم، گابیون، سازه‌های الحاقی، مستهلک‌کننده انرژی، عدد فرود

۱- مقدمه

شیب‌سکن‌های قائم، مایل و لوله‌ای تقسیم بندی می‌شوند. عمده دلیل تمایل طراحان حوزه هیدرولیک جهت احداث این سازه‌ها، همواره به خاطر استهلاک انرژی جنبشی جریان عبوری از روی شیب‌سکن عنوان شده است. به همین دلیل همواره ارائه راهکارهایی مقرون به صرفه و مناسب همانند استفاده از سازه‌های الحاقی مورد توجه بوده است [۱]. از سوی دیگر در پژوهش‌های اخیر استفاده از سازه‌های گابیونی نیز به عنوان روشی جهت مستهلک نمودن انرژی جریان رواج یافته است. تامین مصالح سازه گابیون از مصالح طبیعی موجود در منطقه صورت می‌گیرد که علاوه بر مزایای اقتصادی و کاهش هزینه اجرا،

هنگام احداث کانال‌های روباز به دلیل مغایرت شیب موجود طبیعی زمین با شیب طراحی شده، به طوری که با انجام عملیات عمرانی همانند خاکبرداری اصلاح صورت نگیرد بایستی از سازه شیب‌سکن استفاده نمود. شیب‌سکن‌ها براساس هندسه و کاربرد به سه گروه

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۴۰۰/۱۰/۰۵، بازنگری: ۱۴۰۰/۱۱/۲۸، پذیرش: ۱۴۰۰/۱۲/۰۲
(DOI): 10.22091/cer.2022.7720.1344 شناسه دیجیتال

افزایش می‌یابد [۷]. لیو^۶ و همکاران آزمایش‌هایی برای چهار ارتفاع شیب‌شکن و سه شیب ۲، ۴ و ۶ درصدی با در نظر گرفتن شیب در بالادست آن را بررسی نمودند. این محققین دریافتند که افزایش شیب بالادست شیب‌شکن، سبب کاهش عمق آب داخل استخر، زاویه برخورد جت، عمق لبه، عمق پایین‌دست و استهلاک انرژی می‌شود [۸]. در سال‌های اخیر استفاده از سازه‌های الحاقی جهت افزایش استهلاک انرژی در پایین‌دست شیب‌شکن قائم مد نظر محققان مختلفی قرار گرفته است، اهم تحقیقات در این زمینه به شرح زیر است:

کبیری سامانی و همکاران به بررسی آزمایشگاهی استهلاک انرژی شیب‌شکن قائم مجهز به مستهلک کننده‌های افقی شبکه‌ای و شیاری پرداختند. استفاده از مستهلک کننده شبکه‌ای و شیاری در لبه شیب‌شکن استهلاک انرژی و عمق نسبی پایین‌دست را افزایش داد [۹]. دانشفراز و همکاران در مطالعه‌ای آزمایشگاهی استهلاک انرژی جریان شیب‌شکن‌های قائم با مجهز نمودن به صفحات مشبک افقی با دو نسبت تخلخل و سه نسبت بازشدگی درجه تحت شرایط جریان فوق بحرانی را مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان داد که بکارگیری این صفحات سبب افزایش استهلاک انرژی جریان، عمق نسبی پایین‌دست و عمق نسبی استخر می‌گردد. همچنین نتیجه گرفتند که با افزایش عدد فرود بالادست و کاهش عمق بحرانی نسبی استهلاک انرژی نسبی نیز افزایش می‌یابد [۱۰]. دانشفراز و همکاران در مطالعه‌ای آزمایشگاهی، پارامترهای هیدرولیکی شیب‌شکن قائم با بکارگیری صفحات مشبک افقی دوبل و جریان زیربحرانی در بالادست مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان داد که فاصله نسبی صفحات تأثیری بر عمق نسبی و انرژی باقی‌مانده پایین‌دست ندارد [۱۱]. دانشفراز و همکاران در مطالعه‌ای آزمایشگاهی، تأثیر صفحه مشبک افقی بر روی پارامترهای هیدرولیکی شیب‌شکن قائم را بررسی نمودند.

سازگاری خوبی با محیط زیست پیرامون داشته و وجود گابیون در مسیر جریان آب به جهت عبور جریان از میان سنگریزه‌ها و یا حتی از روی سازه متخلخل استهلاک انرژی را افزایش می‌دهد [۲].

پیشینه تحقیق حاضر در حالت کلی در سه بخش قابل ارائه می‌باشد، ۱- تحقیقات اولیه بر روی سازه شیب‌شکن قائم که بیشتر به بررسی خود سازه و تأثیر عوامل مختلف هیدرولیکی بر میزان استهلاک انرژی می‌پردازد. ۲- تلفیق شیب‌شکن قائم با سازه‌های الحاقی و تأثیر این سازه‌های الحاقی بر میزان استهلاک انرژی. ۳- ترکیب سازه‌های گابیونی با سازه‌های هیدرولیکی و تأثیر آن بر میزان استهلاک. در ادامه اهم این تحقیقات ارائه شده است:

اولین تحقیق در زمینه جریان عبوری از شیب‌شکن قائم با جریان زیربحرانی در بالادست، توسط بختف^۱ صورت گرفت [۳]. راجاراتنام و چمنی^۲ به بررسی آزمایشگاهی جریان در داخل استخر زیر جت در حال سقوط پرداختند. نتایج نشان داد که عامل اصلی استهلاک انرژی در شیب‌شکن‌های قائم، وجود تلاطم در داخل استخر می‌باشد. همچنین این محققین برای ارائه روابطی برای پیش‌بینی عمق استخر و استهلاک انرژی، علاوه بر داده‌های آزمایشگاهی خودشان از داده‌های مور^۳ و رند^۴ نیز استفاده نمودند [۴، ۵ و ۶]. در نظر گرفتن یک پله به ابعاد مربعی با با محدوده ارتفاع نسبی پله به ارتفاع شیب‌شکن ۰/۱۱ تا ۰/۶۱ در پایین‌دست شیب‌شکن قائم و چسبیده به آن در پایین‌دست شیب‌شکن‌های قائم جهت بررسی استهلاک انرژی کل جریان توسط اسن^۵ و همکاران به صورت آزمایشگاهی انجام گرفت. نتیجه مطالعات این محققین نشان داد که با افزایش ارتفاع پله، استهلاک انرژی و عمق پایین‌دست شیب‌شکن قائم

^۲ Rajaratnam and Chamani

^۳ Moore

^۴ Rand

^۵ Esen

^۶ Liu

انرژی نیز افزایش می‌یابد [۱۶]. وسریچ و چانسون^۹ نشان دادند که در سرریزهای پلکانی گابیونی فعل و انفعالات رخ داده میان جریان روگذر و درون‌گذر تابعی از شکل گابیون، دبی، رژیم جریان و الگوی چرخش می‌باشد [۱۷]. ماجدی اصل و همکاران به ارزیابی آزمایشگاهی شرایط مختلف هیدرولیکی بر عملکرد سازه‌های تورسنگی در استهلاک انرژی نسبی پایین دست سرریز اوجی پرداختند. نتایج نشان داد که با افزایش ارتفاع آب پایه تورسنگی، طول پرش هیدرولیکی نسبی افزایش یافته و میزان استهلاک انرژی نسبی نیز افزایش می‌یابد. همچنین با ایجاد بازشدگی و افزایش آن در عرض آب پایه دریافتند که این کار سبب کاهش استهلاک انرژی نسبی می‌گردد [۱۸]. دانشفرز و همکاران در مطالعه‌ای آزمایشگاهی رفتار پارامترهای هیدرولیکی شیب‌شکن‌های مایل ساده و گابیونی را بررسی نمودند. نتایج نشان داد که با افزایش عمق بحرانی نسبی، میزان استهلاک انرژی نسبی جریان کاهش می‌یابد. استفاده از گابیون در قسمت شیب‌دار شیب‌شکن مایل سبب می‌شود که میزان استهلاک انرژی جریان به طور متوسط ۸۲ درصد نسبت به شیب‌شکن مایل ساده افزایش یابد [۱۹]. باقرزاده و همکاران به مقایسه آزمایشگاهی پارامترهای هیدرولیکی شیب‌شکن مایل ساده و گابیونی به همراه حوضچه آرامش در پایین دست سازه پرداختند. با مقایسه دو نوع شیب‌شکن مشخص گردید که شیب‌شکن مایل گابیونی به ترتیب باعث کاهش ۳۰، ۳۳، ۳۰ و ۳۶ درصدی انرژی نسبی باقی مانده پایین دست در مقایسه با حوضچه آرامش نوع یک، دو، سه و چهار گردید [۲۰].

با توجه به تحقیقات بالا، مشخص گردید که شیب‌شکن قائم متداول‌ترین و پرکاربردترین سازه جهت انتقال ثقلی جریان آب در مناطق کوهستانی می‌باشد. در دهه‌ی اخیر استفاده از گابیون به عنوان سازه‌ای در

در مجموع ۱۰۵ آزمایش برای سه ارتفاع شیب‌شکن و دو نسبت تخلخل انجام شد. نتایج نشان داد که استفاده از صفحات مشبک افقی در شیب‌شکن قائم می‌تواند عمق استخر نسبی، عمق نسبی پایین دست و استهلاک انرژی نسبی را در مقایسه با شیب‌شکن قائم ساده افزایش دهد [۱۲]. دانشفرز و همکاران تاثیر قطر صفحات مشبک افقی در استهلاک انرژی پایین دست شیب‌شکن قائم را به صورت آزمایشگاهی بررسی نمودند. نتایج نشان داد که افزایش قطر روزنه تاثیر چندانی بر میزان استهلاک انرژی جریان ندارد [۱۳]. میرزایی و همکاران به بررسی عددی استهلاک انرژی شیب‌شکن قائم با لبه دندانه‌ای افقی پرداختند. نتایج نشان داد که استفاده از شیب‌شکن قائم با لبه‌های دندانه‌ای افقی در مقایسه با شیب‌شکن قائم ساده، استهلاک انرژی، عمق نسبی پایین دست، طول ریزش جت و شدت آشفته‌گی ایجاد شده را افزایش می‌دهد. افزایش ابعاد لبه و کاهش تعداد آن‌ها نیز استهلاک انرژی جریان را افزایش داده و محدوده عدد فرود پایین دست را کاهش می‌دهد [۱۴].

عمده تحقیقات انجام شده بر روی سازه گابیونی جهت استهلاک انرژی نیز به شرح زیر ارائه می‌گردد:

پیراس^۷ و همکاران مطالعاتی بر روی مدلی از سرریزهای پلکانی گابیونی با هدف محاسبه استهلاک انرژی جریان از روی سازه و تعیین ابعاد هندسی حوضچه آرامش انجام دادند. مطالعات آن‌ها نشان داد که بندهای پلکانی گابیونی قابلیت تحمل دبی جریان تا ۳ مترمکعب بر ثانیه در عرض واحد را دارد. همچنین ریختن یک لایه بتن بر روی پله‌ها و معکوس نمودن شیب باعث افزایش استهلاک انرژی می‌شود [۱۵]. پاگلیارا و چیاواچینی^۸ پژوهشی در مورد افت انرژی بر روی شیب‌های سنگی با شیب نسبتاً کم انجام دادند. نتایج حاکی از این بود که با افزایش اندازه زبری، مقاومت جریان زیاد شده و لذا افت

^۷ Peyras^۸ Pagliara and Chiavaccini^۹ Wüthrich and Chanson

۱-۲- آنالیز ابعادی

با بررسی شرایط آزمایشگاهی پارامترهای تأثیرگذار بر استهلاک انرژی در شیب‌شکن‌های قائم گابیونی را می‌توان به صورت رابطه (۱) بیان نمود:

$$\Delta E = f_1(\rho, \mu, g, q, h, l, n, y_u, y_c, y_d) \quad (1)$$

که در آن، ΔE استهلاک انرژی، ρ جرم مخصوص آب، μ لزوجت دینامیکی، g شتاب گرانش زمین، q دبی جریان، h ارتفاع شیب‌شکن، l طول سازه گابیونی، n تخلخل دانه‌های سنگی، y_c عمق بحرانی، y_u عمق بالادست شیب‌شکن و y_d عمق پایین‌دست شیب‌شکن قائم گابیونی می‌باشد.

با استفاده از روش پی‌باکینگهام و با انتخاب سه پارامتر تکراری ρ, g, h آنالیز ابعادی انجام گرفت و رابطه زیر بدست آمد.

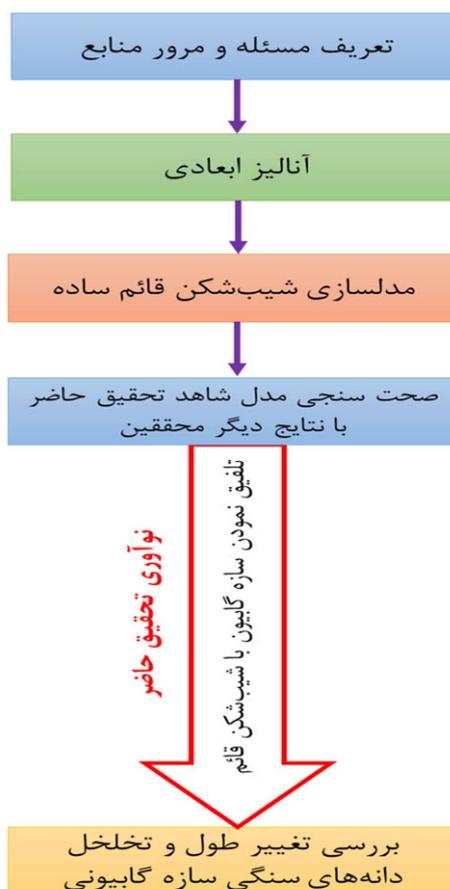
$$\Delta E = f_2\left(\frac{y_u}{h}, \frac{y_c}{h}, \frac{y_d}{h}, \frac{l}{h}, n, \frac{q}{h\sqrt{gh}}, \frac{q\rho}{\mu}\right) = 0 \quad (2)$$

در تمامی مدل‌ها جریان متلاطم است ($Re_u \geq 2000$)، لذا پارامتر بی‌بعد $\left(\frac{q\rho}{\mu}\right)$ که معرف عدد رینولدز بالادست Re_u می‌باشد، قابل نظر می‌باشد [۲۱ و ۲۲]. در رابطه (۲) عبارت $\left(\frac{q}{h\sqrt{gh}}\right)$ از نظر ابعادی بیانگر عدد فرود جریان می‌باشد. همچنین با ساده‌سازی و صرف نظر کردن از پارامترهای بی‌بعد غیر موثر همانند $\left(\frac{y_u}{h}\right)$ به خاطر زیر بحرانی بودن جریان در بالادست شیب‌شکن رابطه (۳) بدست می‌آید [۱۰ و ۲۳].

$$\frac{\Delta E}{E_u}, \frac{y_d}{h}, Fr_d = f_3\left(\frac{y_c}{h}, \frac{l}{h}, n\right) \quad (3)$$

طبق آنالیز ابعادی انجام گرفته مشخص گردید که استهلاک انرژی، عمق نسبی و عدد فرود پایین‌دست شیب‌شکن قائم گابیونی را می‌توان تابعی از عمق بحرانی

دسترس و ارزان قیمت در پروژه‌های عمرانی رواج یافته است. از طرفی در زمینه کنترل و استهلاک انرژی جنبشی جریان در پایین‌دست شیب‌شکن‌ها با استفاده از سازه‌های مستهلک‌کننده انرژی و سازه‌های الحاقی همانند صفحه مشبک و سازه گابیونی مطالعات وسیعی انجام گرفته است. اما در مورد بکارگیری سازه تلفیقی شیب‌شکن قائم با گابیون مطالعه‌ای صورت نپذیرفته است. به همین دلیل در تحقیق حاضر ابتدا به بررسی اثر تلفیق نمودن گابیون با سازه شیب‌شکن قائم و سپس در ادامه میزان تأثیر تغییر طول و تخلخل دانه‌های سنگی سازه گابیونی بر روی پارامترهای هیدرولیکی شیب‌شکن قائم گابیونی نظیر استهلاک انرژی و عمق نسبی پایین‌دست در مقایسه با شیب‌شکن قائم ساده پرداخته خواهد شد. در شکل ۱ فلوچارت روند تحقیق حاضر ارائه شده است.



شکل ۱- فلوچارت روند تحقیق حاضر

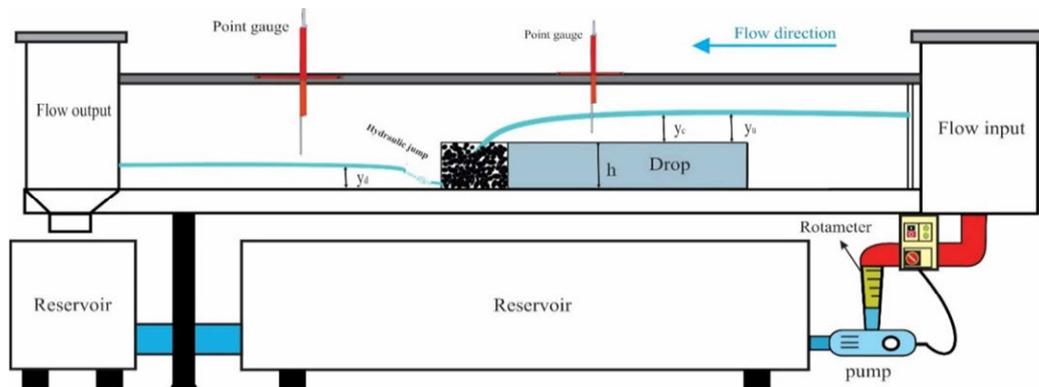
۲- مواد و روش‌ها

میلگرد با قطر ۱۰ میلی‌متر، هم عرض کانال و در طول‌های ۱۵، ۲۰، ۳۰، ۴۰، ۴۵، ۶۰ و ۸۰ سانتی‌متر و ۲ ارتفاع ۱۵ و ۲۰ سانتی‌متری ساخته شد. همچنین انتخاب طول سازه گابیونی در تحقیق حاضر تابعی از ارتفاع شیب‌شکن می‌باشد (h, ۲h, ۳h, ۴h). از سه نوع دانه‌بندی با تخلخل‌های ۴۰، ۴۵ و ۵۰ درصد جهت پر نمودن سازه گابیونی استفاده شد. در تمامی مدل‌های آزمایشگاهی محدوده دبی ۱۵۰ الی ۸۰۰ لیتر بر دقیقه در نظر گرفته شد. در شکل ۲ شماتیک مدل آزمایشگاهی تحقیق حاضر ارائه شده است.

نسبی، طول نسبی سازه گابیونی و تخلخل دانه‌های سنگی دانست.

۲-۲- تجهیزات آزمایشگاهی

تجهیزات فلوم آزمایشگاهی به همراه مشخصات مدل پژوهش حاضر در جدول ۱ ارائه شده است. ساخت مدل‌های تحقیق حاضر در دو مرحله صورت گرفت به نحوی که ابتدا سازه شیب‌شکن قائم در دو ارتفاع ۱۵ و ۲۰ سانتی‌متری و هم عرض کانال از جنس شیشه احداث شد. برای سازه‌های گابیونی نیز از باکس‌هایی از جنس



شکل ۲- نمای شماتیک مدل تحقیق حاضر به همراه تجهیزات آزمایشگاهی

جدول ۱- خصوصیات تجهیزات آزمایشگاهی و مدل‌های تحقیق حاضر

خصوصیات		تجهیزات و مواد		
سایر ویژگی‌ها	جنس	ابعاد (طول × عرض × ارتفاع) متر		
----	جنس دیواره و کف: پلکسی گلاس	$۰/۴۵ \times ۰/۳ \times ۵$	فلوم	
	شیشه ۸ میلی‌متری	$۰/۳ \times ۱/۲$ و $۰/۱۵$, $۰/۲$	مدل فیزیکی شیب‌شکن قائم ساده	
متشکل از دانه‌های سنگی با تخلخل‌های ۴۰، ۴۵ و ۵۰	میلگرد با قطر ۱۰ میلی‌متر	$۰/۳ \times h$, $۲h$, $۳h$, $۴h$ و $۰/۲$, $۰/۱۵$	مدل فیزیکی شیب‌شکن قائم گابیونی	
دقت اندازه‌گیری		ابزارهای اندازه‌گیری		
ظرفیت پمپ: ۴۵۰ تا ۱۵۰ لیتر بر دقیقه	۴ درصد	فلزی	۲ عدد	پمپ
	۲ درصد	روتامتر		دبی‌سنج
اندازه‌گیری اعماق	یک میلی‌متر	فلزی	----	عمق سنج نقطه‌ای

۲-۴- روابط محاسبه استهلاک انرژی

جهت محاسبه استهلاک انرژی و استهلاک انرژی نسبی در شیب‌شکن قائم گابیونی تحقیق حاضر از روابط (۴) و (۵) استفاده گردید.

$$\Delta E = E_u - E_d \quad (۴)$$

$$\frac{\Delta E}{E_u} = 1 - \frac{E_d}{E_u} \quad (۵)$$

که در آن E_u هد کل بالادست شیب‌شکن قائم گابیونی و E_d انرژی در پایین‌دست شیب‌شکن قائم گابیونی می‌باشد. همچنین رابطه (۶) توسط بختف^{۱۰} برای هد کل بالادست، شیب‌شکن قائم ارائه گردید و از رابطه (۷) نیز به عنوان رابطه عمومی انرژی در محاسبات بکار گرفته شد.

$$E_u = h + 1.5y_c \quad (۶)$$

$$E_d = y_d + \frac{q^2}{2gy_d^2} \quad (۷)$$

در روابط بالا h ارتفاع شیب‌شکن، y_c عمق بحرانی، q دبی واحد عرض کانال، g شتاب گرانش زمین و y_d عمق پایین‌دست شیب‌شکن قائم گابیونی می‌باشد.

۳- بحث و بررسی نتایج

۳-۱- مشاهدات آزمایشگاهی

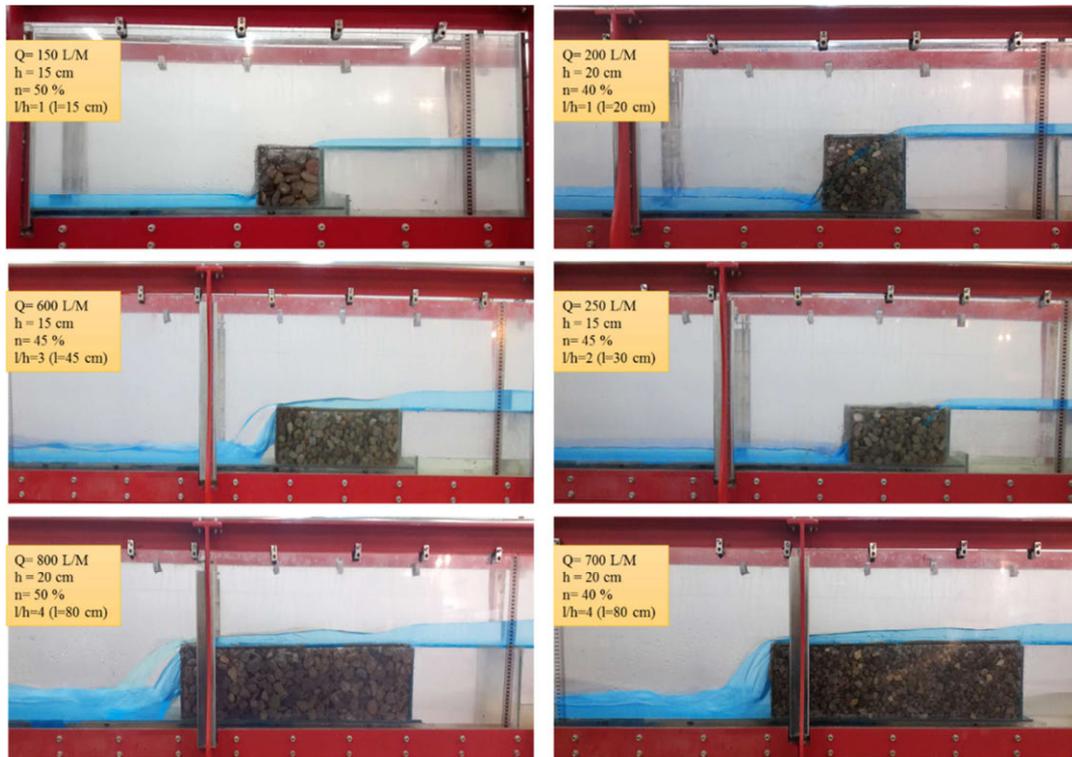
ابتدا در تحقیق حاضر ۲۰ آزمایش بر روی شیب‌شکن قائم ساده در دو ارتفاع ۱۵ و ۲۰ سانتی‌متری و عرض ۳۰ سانتی‌متری به عنوان مدل شاهد انجام شد. در ادامه و در راستای هدف تحقیق حاضر به تلفیق نمودن شیب‌شکن قائم و سازه گابیونی مبادرت گردید. بدین منظور برای ایجاد سازه گابیونی از سه نوع دانه سنگی با تخلخل‌های ۴۰، ۴۵ و ۵۰ درصد و باکس‌های میلگردی

¹⁰ Bakhmeteff

با قطر ۱۰ میلی‌متر در طول‌های ۱۵، ۲۰، ۳۰، ۴۰، ۴۵، ۶۰ و ۸۰ سانتی‌متری و ارتفاع ۱۵ و ۲۰ سانتی‌متری استفاده شد. در این مرحله نیز ۲۴۰ آزمایش متفاوت به ازای ۱۰ دبی عبوری در محدوده ۱۵۰ الی ۸۰۰ لیتر بر دقیقه انجام شد. در هر سری از آزمایش‌ها ابتدا پس از روشن نمودن پمپ، دبی مورد نظر با استفاده از روتامتر نصب شده بر روی پمپ تنظیم می‌شد. پس از پایداری شرایط جریان بر روی شیب‌شکن قائم، پارامترهای جریان اندازه‌گیری می‌گردید. در شکل ۳، نمایی از آزمایشات انجام شده در آزمایشگاه هیدرولیک و نحوه رفتار جریان در هنگام عبور از فضای متخلخل سازه گابیونی را نشان می‌دهد. در طی آزمایشات مشاهده گردید که هنگام برخورد جریان با سازه گابیونی سه نوع رژیم درون‌گذر، انتقالی و روگذر از گابیون تشکیل می‌شد. بدین نحو که رژیم جریان درون‌گذر در دبی‌های کم، در محدوده (۱۵۰ و ۲۰۰ لیتر بر دقیقه) اتفاق می‌افتد و در این دبی‌ها، جریان کاملاً از فضای متخلخل عبور کرده و پس از عبور جریان از داخل سازه گابیونی در پایین‌دست آن پرش هیدرولیکی و در نهایت جریان زیر بحرانی اتفاق می‌افتد. طی مشاهدات آزمایشگاهی مشخص گردید که در محدوده ۲۵۰ الی ۴۰۰ لیتر رژیم جریان انتقالی رخ می‌دهد که این مرحله آستانه شروع جریان همزمان از حالت درون‌گذر و روگذر می‌باشد، به نحوی که قسمتی از جریان به صورت درون‌گذر و قسمت دیگر تمایل به روگذری دارد و فضای متخلخل پر از آب هست. همچنین در این هنگام نیز تلاطم و آشفتگی جریان به صورت لحظه‌ای افزایش می‌یابد و پس از این حالت تلاطم و آشفتگی کاهش می‌یابد و جریان نیز به صورت فوق بحرانی و همراه با پرش‌های موجی شکل است. پس از عبور از این حالت نیز رژیم جریان روگذر اتفاق می‌افتد و هنگام افزایش دبی جریان برای دبی‌های بیشتر از ۴۰۰ لیتر بر دقیقه نیز مشاهده می‌شود که بخش اعظم جریان علاوه بر عبور از میان دانه‌های سنگی به صورت روگذر از سازه گابیونی عبور می‌کند و به پایین‌دست ریزش می‌کند.

می‌یابد، سازه گابیونی زودتر مستغرق می‌شود و سبب کاهش تلاطم و استهلاک انرژی می‌شود. تمامی رخدادهای بیان شده در این بخش در شکل ۳ نشان داده شده است.

در چنین حالتی ابتدا شاهد استغراق سازه گابیونی همراه با ریزش متوسط از روی آن هستیم و هنگامی که دبی افزایش می‌یابد به خصوص در دبی‌های انتهایی سازه گابیونی به صورت مستغرق با ریزش کامل همراه است. همچنین وقتی تخلخل دانه‌بندی سازه گابیونی کاهش



شکل ۳- نمایشی از مدل‌های آزمایشگاهی تحقیق حاضر با تشکیل جریان‌های روگذر و درون‌گذر

و استهلاک انرژی به دلیل افزایش سرعت جت می‌گردد. مقایسه نتایج مربوط به استهلاک انرژی نسبی در شیب‌شکن‌های قائم ساده تحقیق حاضر با محققین پیشین نشان می‌دهد که نتایج تحقیق حاضر تطابق خوبی با داده‌های آزمایشگاهی دانشفرز و همکاران، اسن^{۱۱} و همکاران و رابطه ارائه شده توسط راجاراتنام و چمنی^{۱۲} دارد [۴، ۷ و ۱۲].

۳-۳- استهلاک انرژی نسبی

پارامتر مهمی که در طراحی شیب‌شکن‌ها نقش دارد، میزان افت انرژی می‌باشد. بدین منظور یکی از

۳-۲- صحت سنجی مدل شاهد تحقیق حاضر با نتایج دیگر محققین

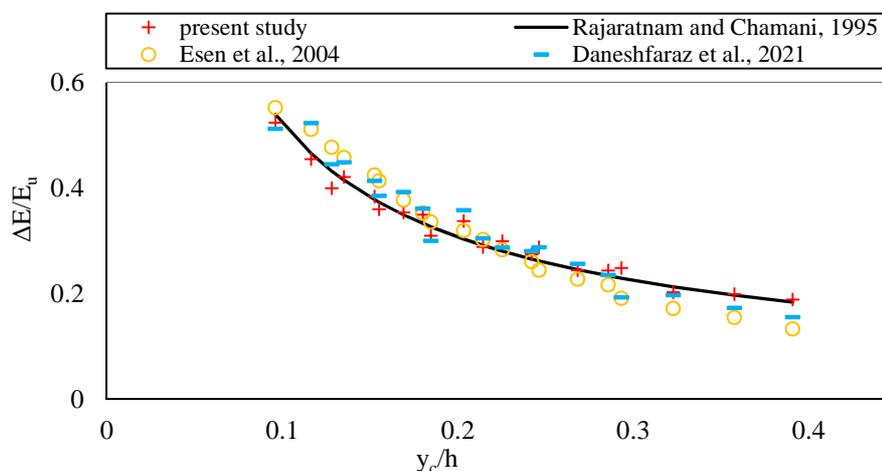
استهلاک انرژی در شیب‌شکن‌های قائم با جریان زیر بحرانی در بالادست به جهت اثر ضربه‌ای جت به کف استخر و تلاطم جریان در استخر زیر جت رخ می‌دهد [۴] و [۲۴]. در شکل ۴ تغییرات استهلاک انرژی نسبی نسبت به عمق بحرانی نسبی شیب‌شکن‌های قائم ارائه شده است. نتایج نشان داد که در تحقیق حاضر نیز مطابق نتایج دیگر محققین، با افزایش عمق بحرانی نسبی استهلاک انرژی کاهش می‌یابد. استهلاک انرژی شیب‌شکن قائم ساده به دو عامل عمق بحرانی و ارتفاع شیب‌شکن وابسته می‌باشد لذا با افزایش ارتفاع و به تبع آن کاهش عمق بحرانی نسبی نیز در یک دبی ثابت، باعث افزایش قدرت ضربه‌ای

¹¹ Esen

¹² Rajaratnam and Chamani

بحرانی نسبی شیب‌شکن قائم گابیونی با ۳ نوع دانه‌بندی، ۲ ارتفاع شیب‌شکن و ۸ طول گابیون در شکل ۵ ارائه شده است.

اهداف تحقیق حاضر بررسی استهلاک انرژی سازه شیب‌شکن قائم گابیونی در مقایسه شیب‌شکن قائم ساده می‌باشد. نمودار تغییرات استهلاک انرژی نسبی و عمق



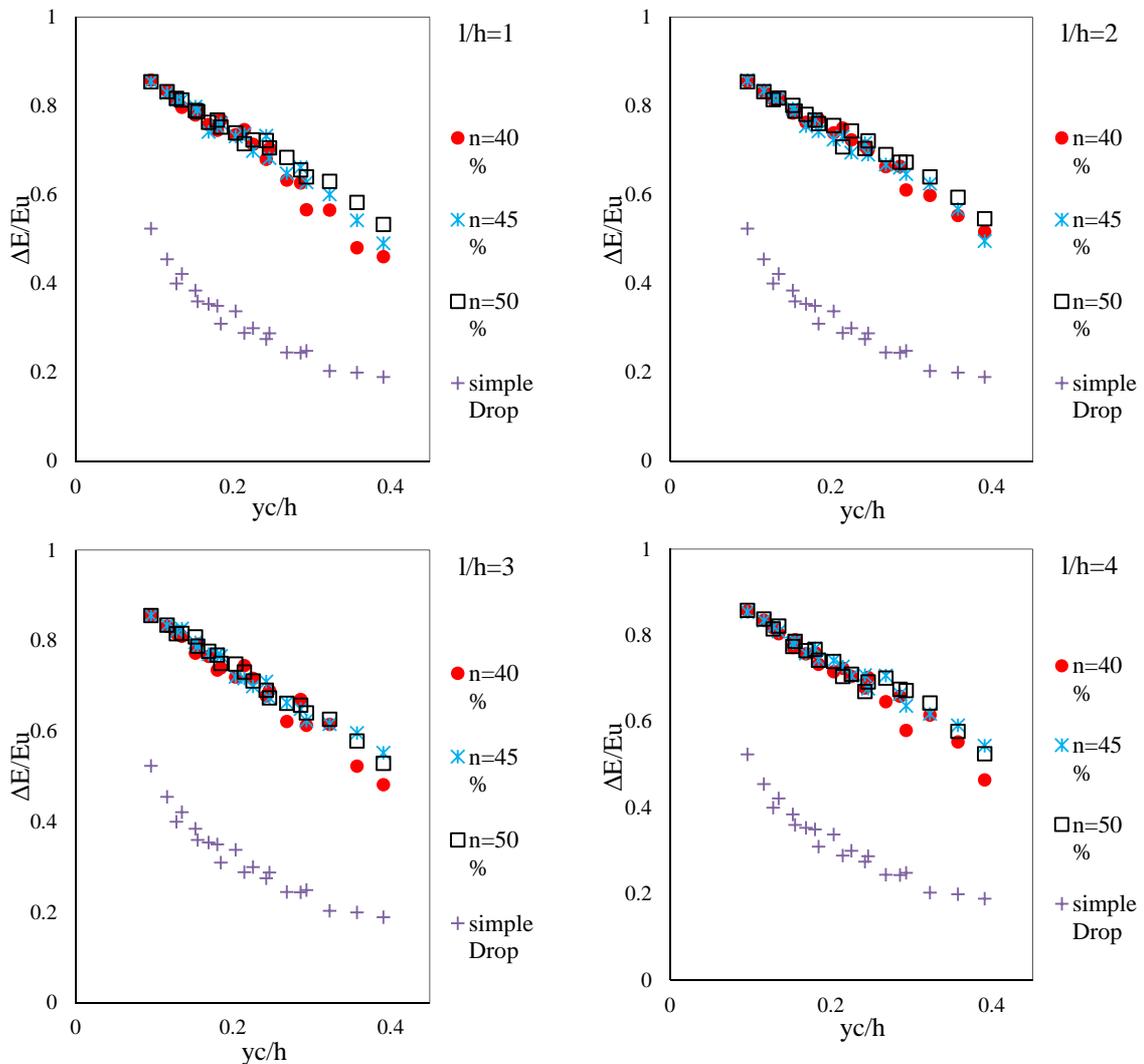
شکل ۴- مقایسه تغییرات استهلاک انرژی نسبی شیب‌شکن قائم ساده تحقیق حاضر با دیگر محققین

متخلخل در مستهلک کردن انرژی می‌تواند مدنظر باشد. به همین دلیل استفاده از دانه‌بندی با تخلخل بالا سبب عبور جریان حاوی رسوب از فضای متخلخل و عدم انباشت رسوبات ریز در داخل سازه گابیونی می‌شود، بنابراین سازه گابیونی با تخلخل ۵۰٪ نسبت به سایر تخلخل‌های این تحقیق، می‌تواند گزینه مناسبی جهت طراحی باشد. طبق نتایج آزمایشات مشخص گردید که در یک دبی ثابت برای مدل شیب‌شکن قائم گابیونی با طول نسبی و دانه‌بندی ثابت، کاهش ارتفاع شیب‌شکن منجر به کاهش میزان استهلاک انرژی نسبی جریان می‌شود. با مقایسه طول نسبی سازه گابیونی نیز مشخص شد که افزایش طول تاثیر ناچیزی در مقادیر استهلاک انرژی دارد. افزایش طول نسبی از $(l/h=1)$ به $(l/h=2)$ سبب افزایش استهلاک می‌گردد اما پس از این طول نسبی، افزایش طول سازه گابیونی تاثیر بسزایی در استهلاک انرژی ندارد. همچنین از منظر مهندسی و اقتصادی، با افزایش طول سازه گابیونی میزان پایداری سازه و مهار نمودن آن و همچنین هزینه اجرا و نگهداری آن افزایش می‌یابد. لذا استفاده از طول زیاد سازه گابیونی هنگام تلفیق با شیب‌شکن قائم توجیه اقتصادی ندارد و طول

استهلاک انرژی تمامی مدل‌های تحقیق حاضر با افزایش دبی جریان روندی نزولی دارد و کاهش می‌یابد. مطابق شکل ۵ برای یک طول نسبی گابیون با افزایش تخلخل دانه‌های سنگی بکار رفته در سازه گابیونی، استهلاک انرژی افزایش می‌یابد. افزایش تخلخل دانه‌بندی سازه گابیونی هرچند به میزان کمی در استهلاک انرژی تاثیرگذار می‌باشد اما با افزایش تخلخل، فضای میان دانه‌های سنگی افزایش می‌یابد. با افزایش تخلخل جریان بیشتری به صورت درون‌گذر از فضای متخلخل عبور می‌نماید و افزایش درون‌گذری جریان نیز باعث استهلاک انرژی بیشتر می‌شود. بنابراین برای یک مدل سازه گابیونی با طول نسبی ثابت، مدل با تخلخل ۵۰٪ در مقایسه با مدل‌های با تخلخل ۴۵٪ و ۴۰٪، نسبت جریان درون‌گذر به جریان روگذر افزایش می‌یابد و سازه گابیونی در بازه زمانی زیادی مستغرق می‌شود. در واقع با کاهش تخلخل سازه گابیونی جریان خیلی زود تمایل زیادی به تغییر رژیم جریان به حالت روگذر نشان می‌دهد و استغراق سازه گابیونی و کاهش استهلاک انرژی اتفاق می‌افتد. از دیدگاه اقتصادی تخلخل سازه گابیونی به لحاظ انباشت رسوبات در داخل سازه گابیونی و کاهش تاثیر و دخالت فضای

مستهلك نموده است. این مدل در مقایسه با شیب‌شکن قائم ساده نیز به طور میانگین ۵۸٪ انرژی جریان را بیشتر مستهلك می‌نماید که مزیت قابل توجهی نسبت به شیب‌شکن قائم است.

نسبی سازه گابیونی ($l/h=2$) در مقایسه با دیگر مدل‌ها عملکرد مطلوب و اقتصادی‌تر دارد. به طور کلی از میان مدل‌های تحقیق حاضر بهترین مدل در استهلاك انرژی شیب‌شکن قائم گابیونی با طول نسبی ($l/h=2$) و تخلخل ۵۰٪ می‌باشد که به طور متوسط ۷۶٪ انرژی جریان را



شکل ۵- نمودار تغییرات استهلاك انرژی نسبی و عمق بحرانی نسبی برای طول و دانه‌بندی‌های متفاوت سازه گابیونی

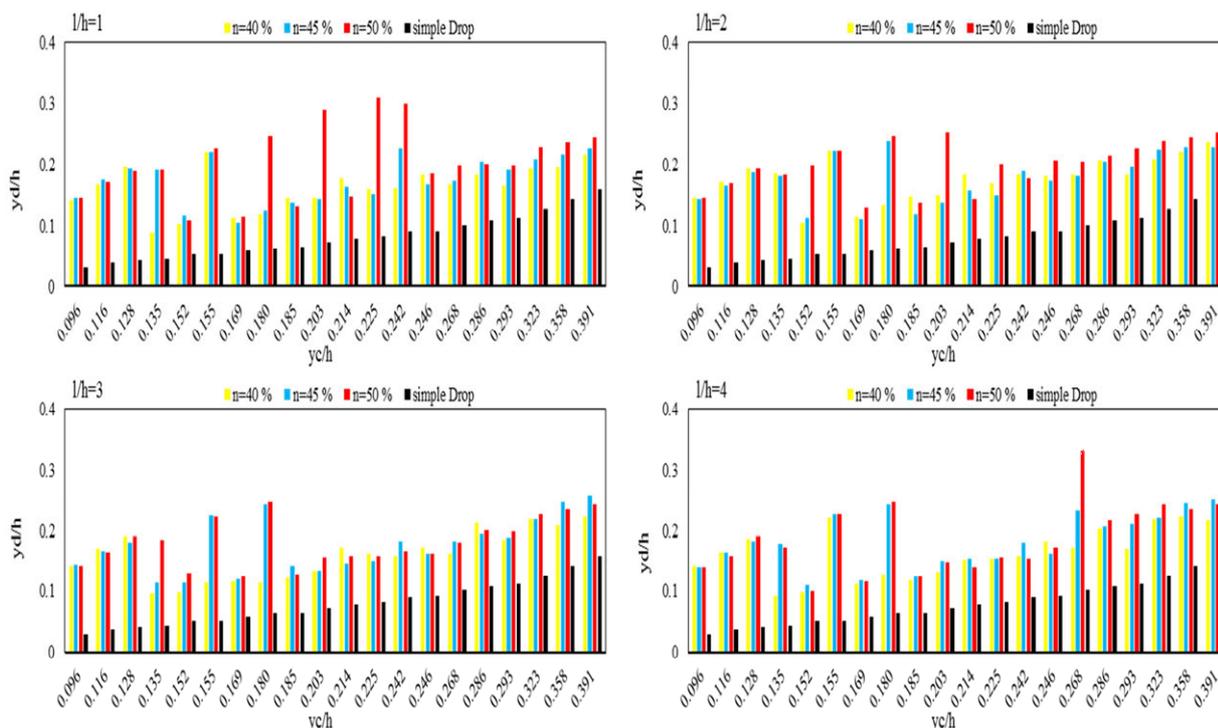
نسبت به حالت تخلخل ۴۰٪، عمق نسبی پایین‌دست ۱۵ درصد افزایش یافت. از آنجایی که رابطه مستقیمی میان استهلاك انرژی و عمق نسبی پایین‌دست وجود دارد، لذا این افزایش عمق آب در پایین‌دست اتفاقی طبیعی است. بنابراین با توجه به اینکه در بخش قبلی نیز اشاره شد، افزایش تخلخل باعث بروز استهلاك نسبتاً بیشتر انرژی می‌شود، به همین دلیل نیز عمق نسبی پایین‌دست را

۳-۴- عمق نسبی پایین‌دست

روند تغییرات عمق نسبی پایین‌دست برای شیب‌شکن قائم ساده و گابیونی در برابر عمق بحرانی نسبی در شکل ۶ ارائه شده است. با مقایسه نمودارهای شکل ۶ مشخص می‌شود که با افزایش تخلخل دانه‌های سنگی، عمق نسبی پایین‌دست افزایش می‌یابد. به طور میانگین در شیب‌شکن‌های قائم گابیونی با تخلخل ۵۰٪

قائم گابیونی با طول نسبی $(l/h=2)$ و $(l/h=1)$ دارای بیشترین عمق نسبی پایین‌دست هستند. با توجه به میزان استهلاک این مدل‌ها، استفاده از آن‌ها به لحاظ فنی و اقتصادی توجیه پذیر است. با بکارگیری مدل‌های $(l/h=3)$ و $(l/h=4)$ طول سازه گابیونی افزایش می‌یابد که در نتیجه هزینه‌های اجرایی افزایش می‌یابد و از دیدگاه پایداری سازه گابیونی نیز بایستی تمهیداتی اندیشید. همچنین با دقت در شکل‌ها می‌توان دریافت که آستانه شروع جریان همزمان درون‌گذر و روگذر به صورت لحظه‌ای (در یک‌الی دو دبی) بیشتر افزایش می‌یابد و سپس روند قبلی را ادامه می‌دهد. به عبارتی دیگر هنگام تبدیل جریان از حالت درون‌گذر به روگذر (رژیم جریان انتقالی) این اتفاق رخ می‌دهد و عمق نسبی پایین‌دست کمی بیشتر افزایش می‌یابد.

افزایش می‌دهد. همچنین مقایسه شیب‌شکن قائم گابیونی با حالت ساده نشان می‌دهد که در تمامی دبی‌ها عمق نسبی پایین‌دست با افزایش همراه است. در واقع وقتی جریان به جای بتن از فضای متخلخل گابیون عبور می‌نماید، در این ناحیه با نوعی گرفتاری مواجه می‌شود و اصطکاک رخ داده میان آب با دانه‌های سنگی باعث مستهلک شدن بیشتر انرژی و افزایش عمق آب پایین‌دست می‌شود. به منظور بررسی بهتر طول نسبی گابیون نمودارهای شکل ۶ به ازای هر طول نسبی تفکیک و ترسیم شده است. مقایسه شکل‌ها نشان می‌دهد که افزایش طول نسبی سازه گابیونی که با شیب‌شکن قائم تلفیق شده است عملاً تاثیر چندانی بر میزان استهلاک انرژی ندارد. به طور میانگین در هر سه تخلخل سازه گابیونی بکار رفته در تحقیق حاضر، مدل‌های شیب‌شکن



شکل ۶- نمودار تغییرات عمق نسبی پایین‌دست در مقابل عمق بحرانی نسبی برای طول و دانه‌بندی‌های متفاوت سازه گابیونی

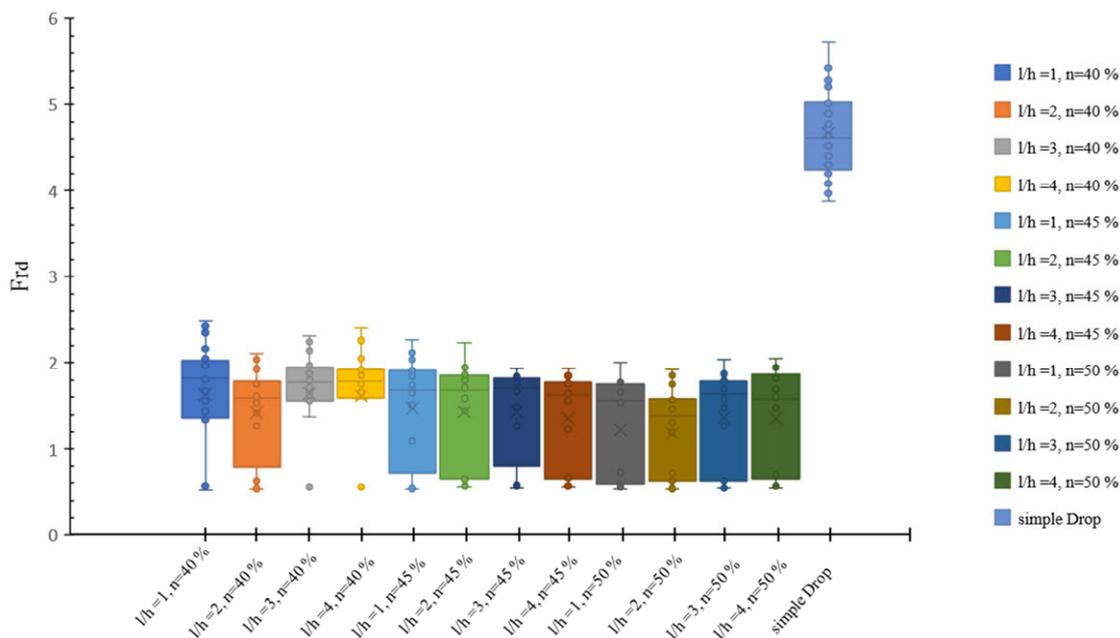
آزمایشگاهی، عدد فرود جریان با افزایش دبی جریان افزایش یافته است. بررسی تخلخل و طول نسبی گابیون نشان داد که تغییر این پارامترها تاثیری کمی در تغییر بازه مدل‌های شیب‌شکن قائم گابیونی دارد اما با این حال افزایش تخلخل سبب کاهش عدد فرود به خاطر استهلاک

۳-۵- عدد فرود پایین‌دست

محدوده تغییرات عدد فرود پایین‌دست تمامی مدل‌های شیب‌شکن قائم ساده و گابیونی تحقیق حاضر در شکل ۷ نمایش داده شده است. در تمامی مدل‌های

کاهش مناسب بازه عدد فرود را می‌توان عبور جریان به دو حالت رژیم درون‌گذر و روگذر از فضای متخلخل گابیون دانست. به لحاظ هیدرولیکی این کاهش چشمگیر بازه عدد فرود پایین‌دست بسیار مناسب می‌باشد و با توجه به اهمیت عدد فرود در تعیین نوع حوضچه آرامش می‌تواند در طراحی حوضچه آرامش اقتصادی مدنظر باشد. از دیگر مزایای این نتیجه می‌توان کاهش میزان آبستکی و کف‌کنی بستر کانال در پایین‌دست، استفاده‌های تفریحی همانند قایقرانی و پرورش ماهی نیز اشاره نمود.

بیشتر انرژی جریان می‌شود. از طرفی با توجه به شکل ۷ مشخص است که استفاده از سازه تلفیقی گابیون به صورت چشمگیری بازه عدد فرود پایین‌دست را کاهش داده است. در حین آزمایشات مشاهده شد که در دبی‌های پایین و هنگامی که جریان به صورت درون‌گذر بود، وجود سازه گابیونی باعث زیر بحرانی نمودن جریان در پایین‌دست شیب‌شکن می‌شد. با مقایسه دو نوع شیب‌شکن تحقیق حاضر مشخص شد که با بکارگیری گابیون محدوده عدد فرود پایین‌دست شیب‌شکن قائم، از بازه $۵/۷ - ۳/۸$ به $۲/۵ - ۰/۵۲$ کاهش می‌یابد. دلیل اصلی



شکل ۷- نمودار محدوده تغییرات عدد فرود پایین‌دست تحقیق حاضر

۱- در تمامی مدل‌های آزمایشگاهی تحقیق حاضر با

افزایش عمق بحرانی نسبی، میزان استهلاک انرژی جریان کاهش و عمق نسبی آب در پایین‌دست شیب‌شکن قائم افزایش می‌یافت. همچنین افزایش ارتفاع شیب‌شکن برای تمامی مدل‌های شیب‌شکن قائم ساده و گابیونی در یک عمق بحرانی نسبی با طول نسبی و دانه‌بندی ثابت منجر به افزایش میزان استهلاک انرژی نسبی جریان می‌گردد.

۲- براساس مشاهدات آزمایشگاهی، هنگام عبور جریان از روی مدل‌های شیب‌شکن قائم گابیونی

۴- نتیجه‌گیری

در این مطالعه تاثیر تلفیق نمودن سازه گابیونی با سازه شیب‌شکن قائم بر روی پارامترهای هیدرولیکی جریان بررسی شد. بدین منظور آزمایشاتی بر روی مدل فیزیکی شیب‌شکن قائم ساده و گابیونی انجام شد. براساس آنالیز ابعادی مشخص گردید که پارامترهای استهلاک انرژی نسبی، عدد فرود و عمق نسبی پایین‌دست تحقیق حاضر تابعی از عمق بحرانی نسبی، طول نسبی و تخلخل سازه گابیونی می‌باشد. بر این اساس نتایج تحقیق حاضر نشان داد که:

مدل، استهلاک انرژی جریان را به طور میانگین ۵۸٪ در مقایسه با شیب‌شکن قائم ساده نیز افزایش داده است.

۶- به طور میانگین در شیب‌شکن‌های قائم گابیونی با تخلخل ۵۰٪ نسبت به حالت تخلخل ۴۰٪، عمق نسبی پایین‌دست ۱۵ درصد افزایش یافت.

۷- در تمامی دبی‌ها شیب‌شکن قائم گابیونی نسبت به حالت ساده عمق نسبی پایین‌دست بالایی دارد که به خاطر استهلاک انرژی بالای سازه گابیونی است.

۸- با مقایسه و بررسی نتایج دو نوع شیب‌شکن تحقیق حاضر مشخص شد که با تلفیق سازه گابیونی بازه عدد فرود پایین‌دست به طور چشمگیری کاهش یافت. محدوده تغییرات عدد فرود پایین‌دست شیب‌شکن قائم ساده از بازه ۵/۷ - ۳/۸ به محدوده ۲/۵-۰/۵۲ در سازه گابیونی کاهش یافت.

۹- با توجه به تجربیات حاصل از تحقیق حاضر پیشنهاد می‌گردد که جهت ادامه تحقیق حاضر به بررسی آبستتگی پایین‌دست تحقیق حاضر به صورت آزمایشگاهی و عددی، تاثیر رسوبات بالادست بر عملکرد سازه گابیونی و مدلسازی عددی تحقیق حاضر پرداخته شود.

سه نوع رژیم جریان درون‌گذر، انتقالی و روگذر از گابیون تشکیل گردید. در دبی‌های کم، جریان به صورت درون‌گذر و با افزایش دبی و استغراق سازه گابیونی جریان به حالت انتقالی و سپس با استغراق کامل گابیون جریان به حالت روگذر عبور می‌نمود.

۳- در مدل شیب‌شکن قائم گابیونی با افزایش تخلخل سازه گابیونی برای یک طول نسبی ثابت، حجم آب عبوری از محیط متخلخل و استهلاک انرژی جریان افزایش می‌یابد. تخلخل دانه‌های سنگی سازه گابیونی رابطه مستقیمی با زمان استغراق سازه و تبدیل جریان از حالت درون‌گذر به روگذر دارد.

۴- بررسی افزایش طول نسبی سازه گابیونی نشان داد که این پارامتر تاثیر ناچیزی در مقادیر استهلاک انرژی دارد. به طور کلی از میان مدل‌های تحقیق حاضر بهترین مدل در استهلاک انرژی شیب‌شکن قائم گابیونی با طول نسبی $(l/h=2)$ و تخلخل ۵۰٪ می‌باشد.

۵- تلفیق نمودن سازه گابیونی به همراه شیب‌شکن قائم باعث افزایش قابل توجه استهلاک انرژی جریان شده است و مدل شیب‌شکن قائم گابیونی با طول نسبی $(l/h=2)$ و تخلخل ۵۰٪ به طور متوسط ۷۶٪ انرژی جریان را مستهلک نمود. این

مراجع

- [1] Daneshfaraz, R., Majedi Asl, M., Bagherzadeh, M. (2021). Experimental Investigation of the Energy Dissipation and the Downstream Relative Depth of Pool in the Sloped Gabion Drop and the Sloped simple Drop. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 53(9), 4-4. doi: 10.22060/ceej.2020.18059.6751.
- [2] Daneshfaraz, R., Majedi Asl, M., Bagherzadeh, M. (2021). Experimental Investigation of the Performance of Inclined Gabion Drop Equipped with a Horizontal Screen. *Iranian Journal of Soil and Water Research*, 52(1), 81-93. doi: 10.22059/ijswr.2020.308412.668705.
- [3] Bakhmeteff, M.W. (1932). *Hydraulics of open channels*, New York and London, McGraw-Hill book company, Inc.
- [4] Rajaratnam, N., and Chamani, M. R. (1995). Energy loss at drops. *Journal of Hydraulic Research*, 33(3), 373-384.
- [5] Moore, W. L. (1943). Energy loss at the base of a free overfall. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 108(1), 1343-1360.
- [6] Rand, W. (1955). Flow geometry at straight drop spillways. *In Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, 81(9), 1-13.

- [7] Esen, I. I., Alhumoud, J. M., & Hannan, K. A. (2004). Energy Loss at a Drop Structure with a Step at the Base. *Water international*, 29(4), 523-529.
- [8] Liu, S. I., Chen, J. Y., Hong, Y. M., Huang, H. S., & Raikar, R. V. (2014). Impact characteristics of free over-fall in pool zone with upstream bed slope. *Journal of Marine Science and Technology*, 22(4), 476-486.
- [9] Kabiri-Samani, A. R., Bakhshian, E., & Chamani, M. R. (2017). Flow characteristics of grid drop-type dissipators. *Flow Measurement and Instrumentation*, 54, 298-306.
- [10] Daneshfaraz, R., Sadeghfam, S., & Hasanniya, V. (2019). Experimental investigation of energy dissipation in vertical drops equipped with a horizontal screen under supercritical flow. *Iranian Journal of Soil and Water Research*, 50(6), 1421-1436.
- [11] Daneshfaraz, R., Asl, M. M., Razmi, S., Norouzi, R., & Abraham, J. (2020). Experimental investigation of the effect of dual horizontal screens on the hydraulic performance of a vertical drop. *International Journal of Environmental Science and Technology*, 1-10.
- [12] Daneshfaraz, R., Hasannia, V., Norouzi, R., Sihag, P., Sadeghfam, S., & Abraham, J. (2021). Investigating the Effect of Horizontal Screen on Hydraulic Parameters of Vertical Drop. *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 1-9.
- [13] Daneshfaraz, R., Ghaderi, A., Di Francesco, S., & Khajei, N. (2021). Experimental study of the effect of horizontal screen diameter on hydraulic parameters of vertical drop. *Water Supply*.
- [14] Mirzaee, R., Hosseini, K., mousavi, F. 2021. Numerical investigation on energy loss in vertical drop with horizontal serrated edge. *Journal of Hydraulics*, 16(1), 23-36. doi: 10.30482/jhyd.2021.256774.1486.
- [15] Peyras, L. A., Royet, P., & Degoutte, G. (1992). Flow and energy dissipation over stepped gabion weirs. *Journal of hydraulic Engineering*, 118(5), 707-717.
- [16] Pagliara, S. and Chiavaccini, P. 2006. Energy dissipation on block ramps. *Journal of hydraulic Engineering*, ASCE, 132(1): 41-48.
- [17] Wüthrich, D., and Chanson, H. (2014). Hydraulics, air entrainment, and energy dissipation on a Gabion stepped weir. *Journal of hydraulic engineering*, 140(9), 04014046.
- [18] Majedi Asl, M., Daneshfaraz, R., Chabokpour, J., Ghorbani, B. (2021). Laboratory Study of the Performance of Gabion Sill on the Energy Dissipation of Downstream of Ogee Weirs. *Iranian Journal of Soil and Water Research*, 52(1), 67-80. doi: 10.22059/ijswr.2020.309322.668725.
- [19] Daneshfaraz, R., Bagherzadeh, M., Ghaderi, A., Di Francesco, S., & Asl, M. M. (2021). Experimental investigation of gabion inclined drops as a sustainable solution for hydraulic energy loss. *Ain Shams Engineering Journal*.
- [20] Bagherzadeh, M., Mohammadi, M., Daneshfaraz, R., & Dasineh, M. (2021). Comparison of Hydraulic Parameters of Simple and Gabion Inclined Drops with Stilling Basin in The Downstream of The Structure. *International science and innovation congress*, Page39-45.
- [21] Daneshfaraz, R., Bagherzadeh, M., Esmaeeli, R., Norouzi, R., & Abraham, J. (2021). Study of the performance of support vector machine for predicting vertical drop hydraulic parameters in the presence of dual horizontal screens. *Water Supply*, 21(1), 217-231.
- [22] Hager, W. H., & Bremen, R. (1989). Classical hydraulic jump: sequent depths. *Journal of hydraulic research*, 27(5), 565-585.
- [23] Daneshfaraz, R., Majedi Asl, M., Bagherzadeh, M. (2020). Experimental Analysis of Inclined Gabion Drop Behavior in Comparison to the Standard Stilling Basins (USBR). *Iranian Journal of Soil and Water Research*, 51(10), 2531-2541. doi: 10.22059/ijswr.2020.303078.668625.
- [24] White, M.P. (1943). Discussion of Moore (1943), *ASCE*, 108, 1361-1364.

آبشستگی آب‌زال در اطراف سرریز جانبی کلیدپیانویی تیپ A در زاویه ۱۲۰ درجه یک کانال قوسی ۱۸۰ درجه

سرریز جانبی یک سازه کنترل هیدرولیکی است که در سیستم‌های آبیاری و زهکشی و سیستم‌های فاضلاب ترکیبی استفاده می‌شود. سرریزهای کلیدپیانویی نوع جدیدی از سرریزهای چندوجهی هستند که می‌توانند با ایجاد طول بیشینه تاج سرریز در عرض محدود به عبور بهتر جریان کمک کنند. این سازه‌ها دارای شکل جدیدی از تاج سرریز، با راندمان بالا سازه‌های اقتصادی هستند. به دلیل مزیت‌های این سرریز لزوم مطالعه و تحقیق روی آبشستگی اطراف این سرریزها بعنوان سرریز جانبی الزامی می‌باشد. مطالعه حاضر بر روی آبشستگی اطراف سرریز جانبی کلید پیانویی تیپ A در شرایط آب‌زال در یک کانال قوسی ۱۸۰ درجه و در زاویه ۱۲۰ درجه تمرکز دارد. نتایج حاکی از آن بود که در انتهای پایین دست سرریز جانبی حفره‌هایی بصورت متوالی در وسط کانال و چاله آبشستگی نزدیک به قوس بیرونی به دلیل تغییرات تنش برشی و سرعت تشکیل شد. عمق آبشستگی در شرایط آب‌زال ابتدا به سرعت افزایش می‌یابد، سپس با گذشت ۲۰۰ دقیقه به صورت تقریبی به شرایط تعادل می‌رسد و به شدت جریان وابسته است. عمق تعادل آبشستگی به پارامترهای بی‌بعد شدت جریان، ارتفاع آب بر روی سرریز جانبی، ارتفاع تاج سرریز و طول سرریز جانبی وابسته است و بیشترین مقدار عمق آبشستگی زمانی که نسبت بی‌بعد شدت جریان نزدیک به یک است بدست می‌آید. همچنین عمق تعادل آبشستگی در نسبت بی‌بعد $L/TC=0/175$ در مقایسه با $L/TC=0/125$ در شدت جریان‌های متفاوت به ترتیب ۱۲ تا ۳۵ درصد، ۱۰ تا ۳۹ درصد و ۱۸ تا ۲۶ درصد افزایش یافته است.

واژگان کلیدی: آبشستگی، سرریز جانبی، سرریز کلیدپیانویی، آب‌زال، کانال قوسی.

مهدی جمشیدی

گروه مهندسی آب، پردیس
ابوریحان، دانشگاه تهران.
پست الکترونیک:
mehdi.jamshidi@ut.ac.ir

جابر سلطانی*

گروه مهندسی آب، پردیس
ابوریحان، دانشگاه تهران.
پست الکترونیک:
jsoltani@ut.ac.ir

محمد رستمی

پژوهشکده حفاظت خاک و
آبخیزداری، سازمان تحقیقات،
آموزش و ترویج کشاورزی،
تهران.
پست الکترونیک:
mrostami2001@yahoo.com

مجتبی صانعی

پژوهشکده حفاظت خاک و
آبخیزداری، سازمان تحقیقات،
آموزش و ترویج کشاورزی،
تهران.
پست الکترونیک:
drsaneie2001@gmail.com

۱- مقدمه

سرریزها در جلو یا کنار کانال اصلی ساخته می‌شوند اندازه‌گیری جریان، عبور سیلاب، تنظیم عمق و دبی جریان و غیره در کانال‌های روباز استفاده می‌شوند [۱].

سرریزهای چندوجهی با هدف افزایش طول سرریز و ظرفیت تخلیه در یک عرض ثابت توسعه پیدا کرده‌اند [۲]. سرریزهای کلیدپیانویی نوع جدید و توسعه‌یافته سرریزهای چندوجهی هستند. این سرریزها در مقابل سرریزهای چندوجهی دارای ساختگاه کوچک‌تر و از لحاظ

سرریزها از قدیمی‌ترین سازه‌های هیدرولیکی هستند به طور وسیعی برای اندازه‌گیری جریان، تنظیم سطح آب و تنظیم دبی مورد استفاده قرار گرفته‌اند. این

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۹/۲۳، بازنگری ۱۴۰۰/۱۲/۲۷، پذیرش ۱۴۰۱/۰۲/۱۰.
DOI: 10.22091/cer.2022.7627.1338 شناسه دیجیتال

انتهایی آن، تغییرات قابل ملاحظه‌ای در پروفیل بستر شکل می‌گیرد که عمدتاً با افزایش تراز بستر در پایین-دست سرریز همراه می‌باشد. رخداد چنین پدیده‌هایی منجر به پس‌زدگی جریان و تغییر الگوی جریان در محدوده سرریز جانبی می‌گردد که افزایش میزان آگیری سرریز جانبی یکی از آثار آن می‌باشد [۱۰].

آن و آگاچچی اوغلو مطالعه‌ای در شرایط آب‌زالال به بررسی عمق آب تعادل آبشستگی اطراف سرریز جانبی مستطیلی در یک کانال مستقیم با بستر رسوبی پرداختند. مشخص شد که سرعت جریان یک پارامتر موثر در عمق آبشستگی است. و همچنین عمق تعادل آبشستگی با افزایش سرعت جریان، نسبت ارتفاع آب و طول سرریز جانبی افزایش می‌یابد [۱۱].

آگاچچی اوغلو و آن در مطالعه‌ای موقعیت آبشستگی را در شرایط آب‌زالال و در حضور سرریز جانبی در کانال قوسی به صورت چاله‌های در طول کانال و محدود به قوس خارجی مشاهده کردند و همچنین سرعت جریان پارامتر موثر در عمق آبشستگی معرفی گردید که بیش‌ترین عمق آبشستگی در مقطع ۳۰ درجه و کم‌ترین در مقطع ۱۲۰ و ۱۵۰ درجه رخ می‌دهد [۱۲].

آگاچچی اوغلو و همکاران در یک پژوهش مرتبط با آبشستگی موضعی در دهانه سرریز جانبی مستطیلی در زاویه ۳۰ درجه در یک قوس ۱۸۰ درجه، ارتباط و همبستگی بین عمق آبشستگی و پارامترهای بدون بعد نسبت سرعت تقریبی جریان به سرعت بحرانی آستانه حرکت بستر، نسبت هد آب روی سرریز به عمق آب در کانال و نسبت عرض کانال به ارتفاع سرریز بررسی کردند. نتایج نشان دهنده این بود که عمق آبشستگی با نسبت سرعت جریان به صورت خطی افزایش می‌یابد و حداکثر عمق آبشستگی زمانی اتفاق می‌افتد که این نسبت به مقدار یک برسد و موقعیت حداکثر عمق آبشستگی در پایین‌دست مقطع سرریز و نزدیک به قوس بیرونی خم در کانال اتفاق می‌افتد همچنین ۸۰ درصد آبشستگی در ۳۰ درصد زمان تعادل رخ می‌دهد [۱۳].

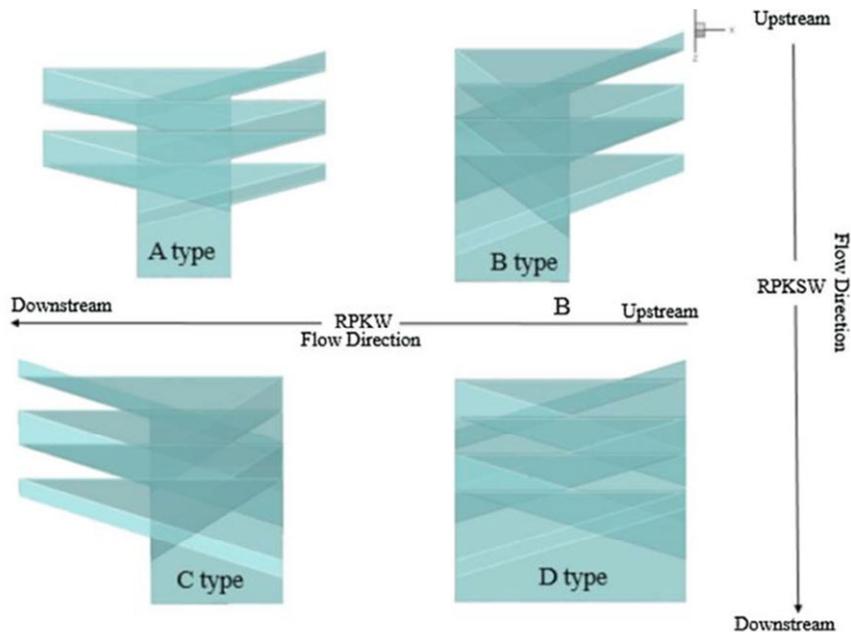
اقتصادی بصره‌تر می‌باشند همچنین نسبت به سرریزهای خطی، ظرفیت تخلیه را تا سه برابر افزایش می‌دهند [۳] و [۴]. به‌طور کلی سرریزهای کلیدپیانویی را می‌توان به چهار تیپ تقسیم کرد (شکل ۱). وقتی که یک سرریز در کنار کانال جانمایی می‌شود سرریز جانبی نامیده می‌شود و هنگامی که سطح آب در کانال اصلی بالا بیاید جریان از روی تاج سرریز عبور می‌کند. سرریزهای جانبی به صورت گسترده در هیدرولیک، مهندسی محیط زیست، کنترل سیلاب و تنظیم سطح آب کاربرد دارند. این سرریزها همچنین قسمت مهمی از کانال‌های پخش‌کننده در شبکه‌های آبیاری، زهکشی و فاضلاب هستند. سرریزهای جانبی همچنین بعنوان سازه‌های اضطراری در بعضی از سازه‌های هیدرولیکی استفاده می‌شوند [۵-۷]. هنگامی که این سازه‌های هیدرولیکی در مقابل جریان قرار می‌گیرند آبشستگی اطراف این سازه‌ها ممکن است توسعه پیدا کند و در نهایت باعث تخریب آنها شود [۸].

امامی و همکاران با توجه به اهمیت سرریزهای کنگره‌ای منقاری مثلثی که از جمله سرریزهای غیرخطی مهم جهت تنظیم سطح آب و کنترل جریان در کانال‌ها، رودخانه‌ها و مخازن سدها محسوب می‌شوند، مطالعه‌ای جهت برآورد مقدار ضریب دبی در راستای استفاده بهینه از این نوع سرریزها انجام دادند. مقایسه نتایج حاصل از اجرای الگوریتم‌های GWO و EA و نرم‌افزار FLUENT با کسب مقادیر $R^2=0.96$ و $NRMSE=0.052$ در مقایسه با مقادیر مشاهداتی، نشان‌دهنده تطابق مناسب بین مقادیر مشاهداتی و محاسباتی در این نوع سرریزها برای ضریب دبی می‌باشد [۹].

بررسی‌ها نشان می‌دهد مطالعات اندکی بر روی آبشستگی اطراف سرریزهای غیرخطی جانبی در کانال‌های مستقیم و قوسی انجام شده است.

روزیب اثر تغییرات بستر بر میزان جریان خروجی از سرریزهای جانبی در یک کانال مستطیلی با بستر رسوبی مورد بررسی قرار داد و عنوان کرد که به دلیل شکل‌گیری الگوی خاصی از جریان در محدوده سرریز به ویژه بخش

نتایج نشان داد عمق حفره آبستگي به دبی و ارتفاع سرریز بستگی دارد و در شرایط مشابه، عمق آبستگي پایین دست مدل مستطیلی بیشتر از مدل ذوزنقه‌ای می‌باشد [۱۵]. فرسایش بالادست سرریز کلیدپیانویی و استفاده از این سرریز بعنوان گذرگاه رسوب مورد بررسی قرار گرفت و محققان معادله‌ای برای ظرفیت عبور رسوبات از روی سرریز کلیدپیانویی ارائه کردند [۱۶].



شکل ۱- انواع سرریز کلیدپیانویی [۱۷].

کلیدپیانویی نوع A در زاویه ۱۲۰ درجه در یک کانال قوسی شکل همراه با بستر فرسایش‌پذیر و در شرایط آب زلال است.

۲- مواد و روش‌ها

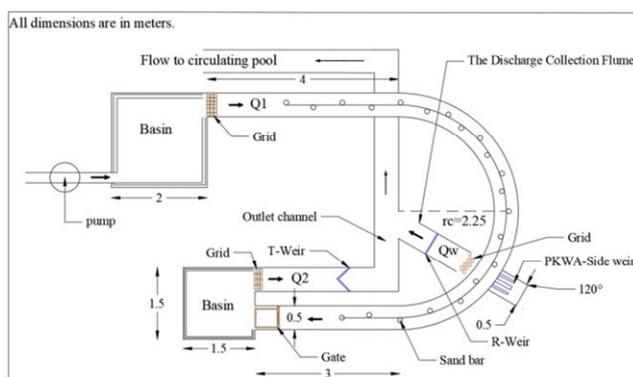
مطالعات آزمایشگاهی این تحقیق در ادامه یک طرح جامع، برای بررسی آبستگي اطراف سرریز جانبی کلیدپیانویی در آزمایشگاه هیدرولیک پژوهشکده حفاظت و آبخیزداری کشور و بر روی فلومی که سامانه تامین آب به صورت مدار بسته عمل می‌کند، انجام گردید. آزمایش‌ها در فلوم منحنی شکل از جنس پلاکسی گلاس و با کف فلزی به طول ۱۷ متر، عمق ۰/۵ متر، عرض ۰/۵ متر، قطر ۴ متر و با شیب بستر ۰/۰۰۱ انجام شد (شکل ۲- الف).

محققانی به بررسی آبستگي اطراف سرریز کلیدپیانویی نوع C در مقاطع ۳۰ و ۱۲۰ درجه از یک کانال قوسی پرداختند. نتایج تحقیق آنها نشان داد آبستگي در مقطع ۳۰ درجه ۲۵-۳۰ درصد بیشتر از زاویه ۱۲۰ درجه می‌باشد [۱۴]. آبستگي پایین دست سرریز کلیدپیانویی با هندسه ذوزنقه‌ای و مستطیلی مورد بررسی قرار گرفت.

اکثر مطالعات مربوط به سرریز جانبی به صورت کلی بر روی خصوصیات جریان و ضریب تخلیه برای انواع مختلف سرریز در کانال‌های مستقیم [۵، ۶، ۱۸-۲۳]، در کانال‌های قوسی [۱۷ و ۲۴-۲۷] متمرکز هستند و مطالعات بسیار کمی بر روی آبستگي اطراف سرریزهای جانبی غیرخطی در کانال قوسی انجام شده است و مطالعات در این زمینه کافی نیست. بررسی‌های گذشته موید این است که مطالعاتی بر روی آبستگي اطراف سرریزهای جانبی چند وجهی از نوع کلیدپیانویی در کانال قوسی فرسایش‌پذیر انجام نشده است. از طرفی در سال‌های اخیر، کاربرد گسترده سرریزهای کلیدپیانویی برای آگیری و انحراف آب پیشنهاد شده‌اند. در نتیجه هدف اصلی این تحقیق بررسی آبستگي اطراف سرریز جانبی

عبوری در انتهای فلوم اصلی (Q_2) توسط یک سرریز مثلثی (T-Weir) کالیبره شده اندازه‌گیری می‌شد. جزئیات فلوم آزمایشگاهی در شکل ۲- (ب) مشاهده می‌شود. در این تحقیق دبی کل فلوم اصلی در بالادست (Q_1) با استفاده از رابطه (۱) بدست می‌آید:

$$Q_1 = Q_W + Q_2 \quad (1)$$



(ب)



(الف)

شکل ۲- (الف) کانال قوسی آزمایشگاهی مورد مطالعه در این تحقیق و (ب) شماتیک کانال اصلی و تجهیزات آن

که آبشستگی در شرایط آب‌زال حالتی است که رسوبات در آستانه حرکت باشند و این زمانی اتفاق می‌افتد که سرعت متوسط جریان (V) کمتر از سرعت بحرانی آستانه حرکت ذرات (V_c) باشد ($V < V_c$) و برای حالتی که ($V > V_c$) باشد رسوبات شروع به حرکت می‌کنند و شرایط بستر متحرک اتفاق می‌افتد. بیشترین عمق آبشستگی در $V = V_c$ اتفاق می‌افتد [۲۸]. در شرایط آب‌زال، عمق آبشستگی موضعی در رسوبات یکنواخت تقریباً بصورت خطی افزایش می‌یابد و در حالت بستر متحرک، عمق آبشستگی به صورت دوره‌ای با زمان نوسان دارد و مقدار تعادل آن به حرکت فرم بستر بستگی دارد. روند آبشستگی موضعی در حالت آب‌زال به زمان وابسته است. زمان تعادل بستگی به قابلیت فرسایش جریان و مقاومت در برابر حرکت مواد بستر دارد. عمق تعادل آبشستگی در شرایط آب‌زال با گذشت زمان تغییرات کمی دارد و می‌تواند مدت زمانی طولانی را برای تعادل حفره آبشستگی بگیرد [۱۲].

جدول ۱- مشخصات فلوم استفاده شده در پژوهش حاضر

مقدار	واحد	علامت	متغیر
17	M	-	طول فلوم
0.5	M	b	عرض فلوم
2	M	R_1	شعاع داخلی فلوم
2.25	M	R_c	شعاع از وسط کانال اصلی
2.5	M	R_1	شعاع بیرونی فلوم
0.5	M	-	عمق کانال
0.001	-	S	شیب کانال
	Lit/s	Q_1	دبی در بالادست
	Lit/s	Q_W	دبی عبوری از سرریز جانبی
120	-	α	زاویه

۱-۲- آبشستگی اطراف سازه‌های آبی

در شکل ۳ توسعه عمق آبشستگی با زمان در شرایط بستر متحرک و آب‌زال مشاهده می‌شود. در شرایط بستر متحرک، عمق تعادل به سرعت بدست می‌آید. اما در شرایط آب‌زال، زمان رسیدن به عمق تعادل آهسته‌تر بدست می‌آید. ملیو و چپو (۱۹۹۹) ذکر کردند

با استفاده از نمودار شیلدز و با مجموعه‌ای از آزمایش‌ها تعیین می‌شود و طبق معادله (۲) تعیین می‌شود [۲۹]:

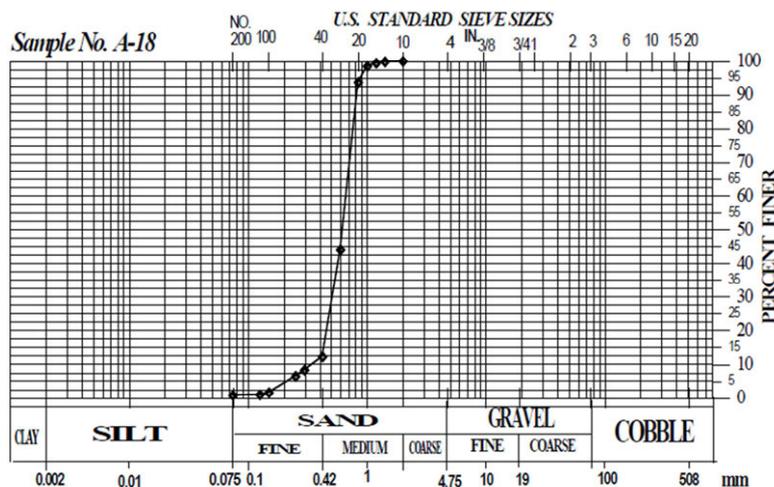
$$\frac{V_C}{U_C} = 5.75 \log \left(5.53 \frac{h_1}{d_{50}} \right) \quad (2)$$

در معادله (۲) h_1 عمق آب در بالادست سرریزجانبی در فلوم اصلی می‌باشد، با جایگزین کردن مقدار d_{50} و مقدار (U_C) برای این اندازه میانی رسوب محاسبه شده و معادله (۳) بدست می‌آید:

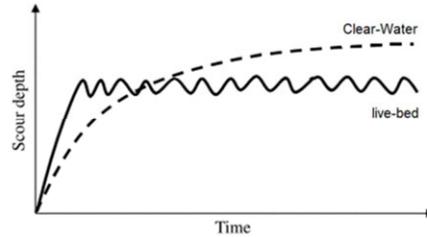
$$V_C = 0.1556 \log(9217h_1) \quad (3)$$

پس از نصب کلیه سرریزها و تجهیزات مورد نیاز آزمایش در فلوم، با روشن کردن پمپ، آب در بالادست (Q_1) به سمت یک مخزن آرام‌کننده هدایت می‌شود و برای اینکه آشفتگی جریان از بین برود از صفحات آرام‌کننده جریان در ابتدای فلوم استفاده شده است. در ابتدای هر آزمایش آب با دبی پایین در کانال رها می‌گردد که باعث شسته شدن مواد بستر نگردد و هیچ رسوبی از بالادست به پایین دست انتقال پیدا نکند و شرایط انجام آزمایش در حالت آب زلال به دست آید. عمق آب توسط دریچه‌ای که در انتهای فلوم قرار دارد کنترل می‌شود.

Soil Conservation and Watershed Management Research Institute Lab



شکل ۴- منحنی دانه‌بندی رسوبات مورد استفاده در این مطالعه آزمایشگاهی



شکل ۳- توصیف مفهومی توسعه آبشستگی در زمان برای شرایط آب زلال (خط بریده) و بستر زنده (خط ممتد) [۳۰].
در این تحقیق رسوبات با ضخامت ۱۵ سانتی‌متر و میانگین اندازه میانی ذرات مواد بستر (d_{50}) ، ۰/۶ میلی-متر می‌باشد و مطابق منحنی دانه‌بندی ارائه شده در شکل ۴ در کف کانال قرار داده شد و قبل از هر آزمایش به صورت یکنواخت پهن و صاف گردیده است. در این پژوهش پروفیل کف بستر توسط یک پروفایلر الکترومغناطیسی با دقت نزدیک به ۰/۱ میلی‌متر اندازه‌گیری شد. همچنین عمق چاله آبشستگی در انتهای پایین دست سرریز جانبی در کانال اصلی و نزدیک به مرکز ناحیه جریان معکوس اندازه‌گیری شد.

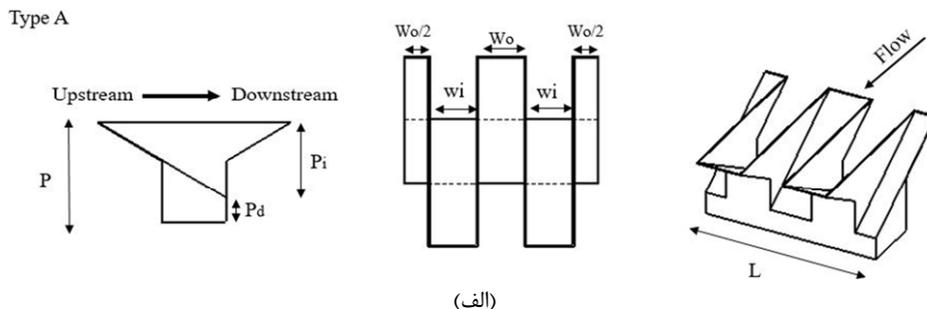
آزمایش‌های این تحقیق در شرایط جریان زیربحرانی انجام گردیده است. سرعت برشی بحرانی (U_C)

شکل ۵ شماتیک، مشخصات و جانمایی سرریز جانبی کلیدپیانویی تیپ A و محدوده تغییرات پارامترهای

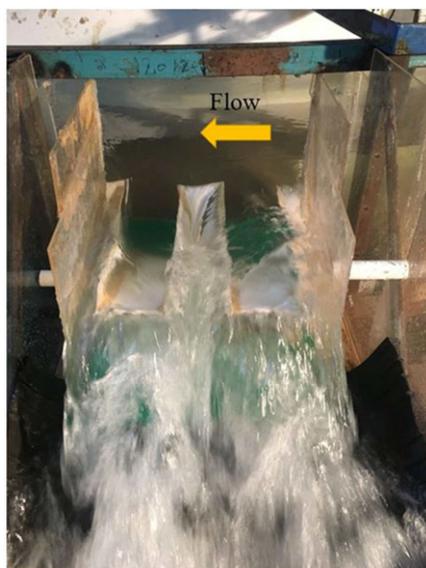
۲-۲- مشخصات سرریز کلیدپیانویی

در جدول ۲ ارائه شده است. در جدول ۲، L_e طول تاج موثر سرریز کلیدپیانویی، rc شعاع کانال قوسی و hd عمق تعادل آبشستگی می‌باشند.

آزمایش را نمایش می‌دهند. در این شکل، P ارتفاع سرریز، P_d ارتفاع پایه سرریز، W_i عرض کلید ورودی، W_o عرض کلید خروجی، L طول سرریز است. مشخصات هندسی و محدوده تغییرات پارامترهای مورد آزمایش در این تحقیق



(الف)



(ب)

شکل ۵- (الف) شماتیک سرریز و (ب) سرریز کلیدپیانویی استفاده شده در این تحقیق

جدول ۲- مشخصات هندسی سرریز جانبی کلیدپیانویی تیپ A و محدوده تغییرات پارامترهای مورد آزمایش

P_i (cm)	L (cm)	P_d (cm)	h_1 (cm)	$(h_1-p)/h_1$	V (m/s)	V_c (m/s)	b/p	L/rc	$W_i=W_o$ (cm)	L_e (cm)	hd (cm)
15	35	0	21-25	0.28-0.4	0.2-0.33	0.33-0.35	3.33	0.175	8.45	175	4.25-8.76
15	35	3	25-29	0.29-0.38	0.21-0.33	0.34-0.35	2.77	0.175	8.45	175	3.61-6.99
15	35	5	29-33	0.31-0.39	0.22-0.34	0.34-0.36	2.5	0.175	8.45	175	2.35-6.12
10	25	0	16-22	0.37-0.54	0.2-0.32	0.32-0.34	5	0.125	6.05	125	3.42-6.49
10	25	3	22-26	0.4-0.49	0.21-0.33	0.33-0.35	3.84	0.125	6.05	125	3.16-4.9
10	25	5	26-29	0.42-0.49	0.21-0.33	0.34-0.35	3.33	0.125	6.05	125	1.54-4.62

بعداً برای کانال‌های مستطیلی، افقی، بدون اصطکاک و منشوری طبق رابطه ۴ اصلاح شد [۱۲]:

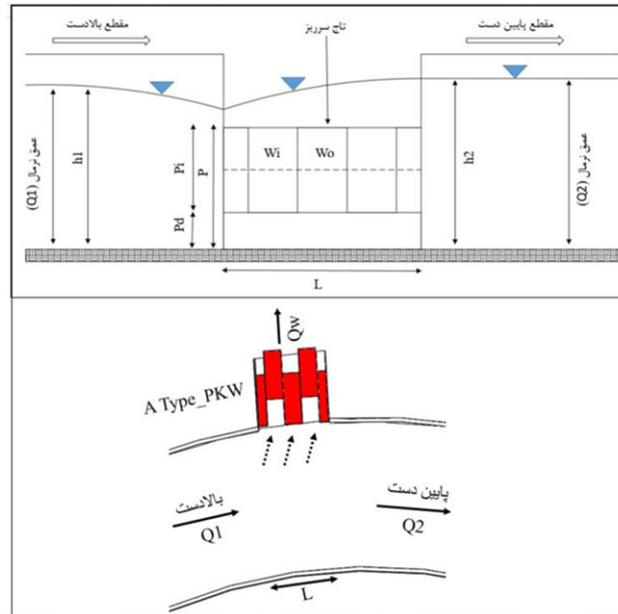
۳-۲ ساختار جریان بر روی سرریز جانبی

معادله کلی دینامیکی برای انحراف پروفیل سطح آب با فرض انرژی ثابت توسط چاو (۱۹۵۹) ارائه شد و

عمق جریان در هر مقطع، S فاصله از شروع سرریز جانبی و dQ/dx تغییرات دبی عبوری از هر واحد طول سرریز جانبی است (شکل ۶).

$$\frac{dy}{dx} = \frac{Qy \left(-\frac{dQ}{dx}\right)}{gb^2y^3 - Q^2} \quad (۴)$$

در معادله ۴، dy/dx تغییرات تراز سطح آب، Q دبی در واحد طول کانال، b عرض کانال اصلی، g شتاب گرانش،



شکل ۶- شماتیک جریان بر روی سرریز جانبی مستطیلی در شرایط جریان زیربحرانی

محققان ذکر کردند که اندازه و محل منطقه جداسازی و جریان معکوس به عدد فرود بالادست سرریز جانبی و طول سرریز جانبی بستگی دارد. منطقه جداسازی و جریان معکوس با افزایش عدد فرود افزایش به سمت پایین دست حرکت می کند [۱۲].

۴-۲- پارامترهای بی بعد

آنالیز ابعادی عمق تعادل آبشستگی در سرریز جانبی برای شرایط جریان در قوس از طریق معادله ۵ تعیین می شود:

$$\frac{h_d}{p} = \left(\frac{v_1}{v_c}, \frac{(h_1 - p)}{h_1}, \frac{b}{p}, \frac{L}{rc} \right) \quad (۵)$$

در معادله ۵، $(h_1 - p)/h_1$ نسبت بی بعد عمق آب بر روی سرریز جانبی، b/p نسبت بی بعد ارتفاع تاج سرریز، L/rc نسبت بی بعد طول سرریز، و v/v_c نسبت بی بعد سرعت جریان می باشد.

همان طور که در شکل ۶ مشاهده می شود، سطح آب در انتهای بالادست سرریز جانبی به سمت انتهای پایین دست در کانال اصلی افزایش می یابد و این با معادله ۴ برای شرایط جریان زیربحرانی در کانال اصلی مطابقت دارد. محققانی مانند [۲۴، ۲۵ و ۳۱] به افت کم سطح آب در انتهای بالادست به دلیل تاثیر جریان جانبی اشاره کردند، سپس سطح آب به سرعت به سمت انتهای پایین دست سرریز جانبی افزایش می یابد و در محدوده وسط تاج سرریز نرخ افزایش سطح آب بصورت قابل ملاحظه ای کاهش می یابد. سطح آب در یک سوم انتهایی بالای تاج سرریز جانبی دارای تغییرات اندکی است تا جایی که سطح آب بصورت افقی است. این رفتار تراز سطح آب با توجه به اثر جریان ثانویه ناشی از جریان جانبی نزدیک انتهای پایین دست سرریز جانبی قابل توجیه است و مطابقت دارد. با این حال، همین محققان یک منطقه جداسازی و جریان معکوس در انتهای پایین دست سرریز جانبی برای جریان زیربحرانی را مشاهده کردند. این

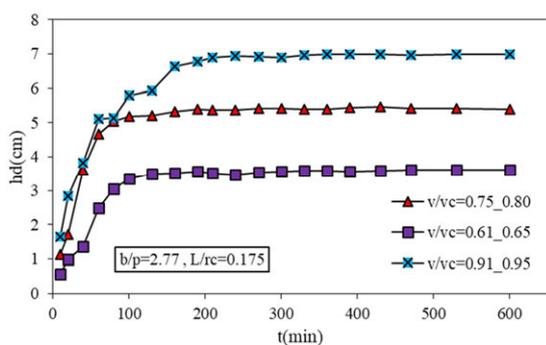
۳- بحث و بررسی نتایج

دهند. همان‌طور که مشاهده می‌شود در ۵۰ دقیقه اول، تمایل افزایشی در عمق آبشستگی زیاد است. یعنی عمق آبشستگی در ابتدا با گذشت زمان به سرعت افزایش می‌یابد. تمایل فزاینده در عمق آبشستگی پس از ۲۰۰ دقیقه کاهش پیدا می‌کند. در نهایت، بسته به شدت جریان، عمق آبشستگی آب زلال به عمق تعادل آبشستگی (hd)، به صورت تقریبی با زمان نزدیک می‌شود. هر چه شدت جریان بیشتر باشد زمان رسیدن به عمق تعادل نیز بیشتر است. در نسبت بی‌بعد طول سرریز $L/rc=0.175$ ، بیشترین عمق آبشستگی در نسبت $b/p=3/33$ و در نسبت $b/p=2/5$ کم‌ترین مقدار را دارد که به این معنی است عمق آبشستگی به سرعت جریان و نسبت بی‌بعد ارتفاع تاج سرریز بستگی دارد. در ارتفاع‌های بالاتر نسبت بی‌بعد تاج سرریز، مومنتم جریان به سمت سرریز جانبی افزایش یافته و باعث قوی‌تر شدن جریان ثانویه در انتهای سرریز جانبی در کانال اصلی می‌گردد، که نتیجه آن افزایش عمق آبشستگی می‌باشد.

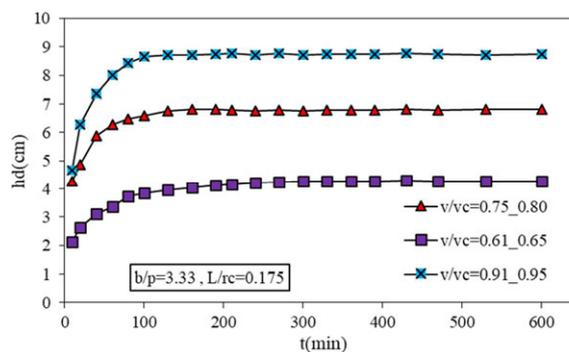
همان‌طور که شناخته شده است، سازه‌های آبرگیری در رودخانه‌های قوسی بصورت کلی در نیمه دوم قوس جانمایی می‌شوند. بنابراین، آزمایش‌ها برای بررسی آبشستگی اطراف سرریز جانبی کلیدپیانویی تیپ A در زاویه ۱۲۰ درجه انجام شد.

۳-۱- مقایسه توسعه عمق آبشستگی با زمان در شدت جریان‌های مختلف

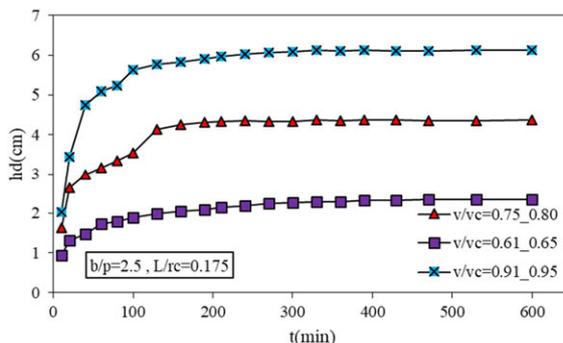
آزمایش‌ها برای تعیین توسعه عمق آبشستگی با زمان در شدت جریان‌های مختلف انجام شد. هر آزمایش به مدت ۱۰ ساعت تا زمانی که تغییرات چاله آبشستگی تقریباً به صفر برسد، انجام شد. نمودار شکل ۷ توسعه عمق آبشستگی برای سرریزهای جانبی کلیدپیانویی تیپ A در زاویه ۱۲۰ درجه را در طول زمان و سرعت جریان به عنوان پارامتر سوم و پارامتر بی‌بعد b/p در مقادیر ۲/۵، ۳/۳۳ و ۲/۷۷ وقتی که $L/rc=0.175$ است، را نشان می‌-



(ب)



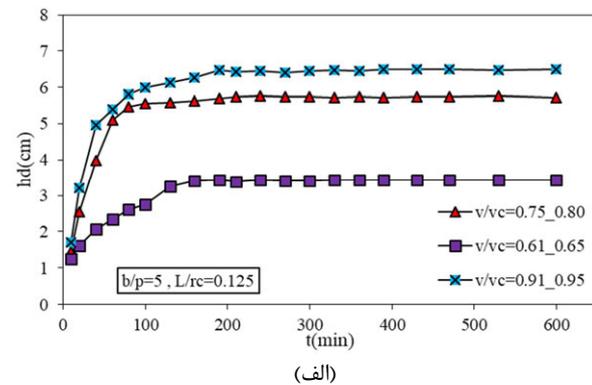
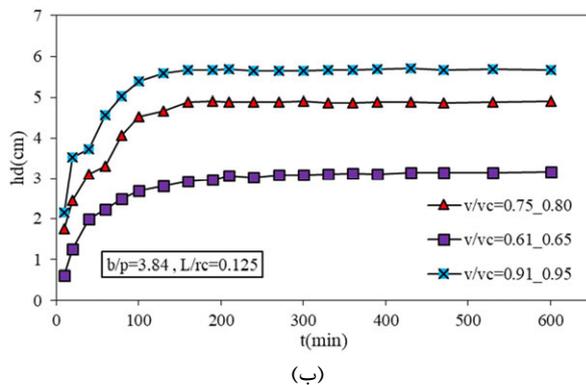
(الف)



(پ)

شکل ۷- توسعه hd با زمان در v/vc های مختلف برای (الف) $b/p=3.33$, $L/rc=0.175$. (ب) $b/p=2.77$, $L/rc=0.175$ و (پ) $b/p=2.5$, $L/rc=0.175$

داده‌ها نشان داد ۵۰ درصد عمق تعادل آبشستگی برای پارامتر بی‌بعد نسبت b/p در مقادیر ۵، $۳/۸۴$ و $۳/۳۳$ به ترتیب $۱۲/۵$ ، $۱۴/۵$ و ۱۰ درصد از زمان تعادل بدست می‌آید. همچنین نمودار شکل ۸ نشان می‌دهد در یک طول بی‌بعد یکسان سرریز جانبی بیشترین عمق آبشستگی در نسبت بی‌بعد ارتفاع تاج سرریز کمتر بدست می‌آید. همچنین عمق تعادل آبشستگی در نسبت بی‌بعد $L/rc=۰/۱۷۵$ در مقایسه با $L/rc=۰/۱۲۵$ در شدت جریان‌های متفاوت به ترتیب ۱۲ تا ۳۵ درصد، ۱۰ تا ۳۹ درصد و ۱۸ تا ۲۶ درصد افزایش یافته است.

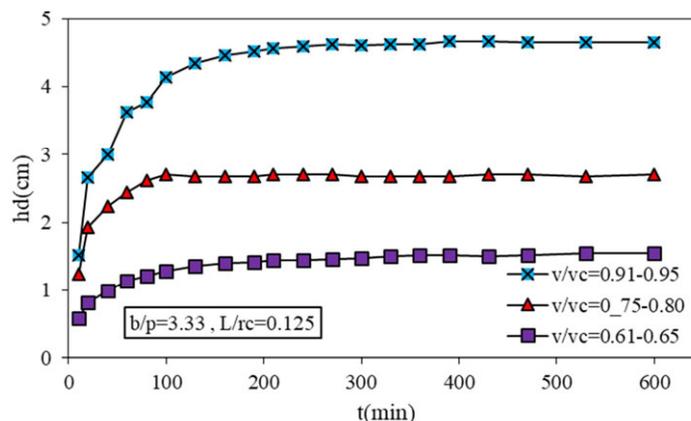


شکل ۸- توسعه hd با زمان در v/vc های مختلف برای (A) $b/p=5$, $L/rc=0.125$ (B) $b/p=3.84$, $L/rc=0.125$

افزایش طول سرریز، آبشستگی نیز افزایش پیدا می‌کند، و این ناشی از افزایش جریان ثانویه در طول بیشتر سرریز جانبی است که سبب آبشستگی بیشتر در اطراف سرریز جانبی می‌شود.

نمودار شکل های ۸ و ۹ توسعه عمق آبشستگی برای سرریزهای جانبی کلیدپیانویی تیپ A در زاویه ۱۲۰ درجه را در طول زمان و سرعت جریان به عنوان پارامتر سوم و پارامتر بی‌بعد نسبت b/p در مقادیر ۵، $۳/۸۴$ و $۳/۳۳$ وقتی که $L/rc=۰/۱۲۵$ می‌باشد، را نشان می‌دهند. همان‌طور که مشاهده می‌شود عمق آبشستگی در ابتدا با گذشت ۵۰ دقیقه به سرعت افزایش پیدا می‌کند و سپس بصورت تقریبی بین ۱۵۰ تا ۲۰۰ دقیقه که بستگی به شدت جریان دارد به مقدار ثابتی می‌رسد. این بدین معنا می‌باشد که عمق آبشستگی به تعادل رسیده است. بررسی

تفاوت نمودار ۷-الف با نمودار ۹ در نسبت بی‌بعد طول سرریز می‌باشد. در نمودارهای ۷-الف و ۹ ارتفاع سرریز پارامتر ثابت می‌باشد و طول سرریز متفاوت است. همان‌طور که مشاهده می‌شود در یک ارتفاع ثابت با

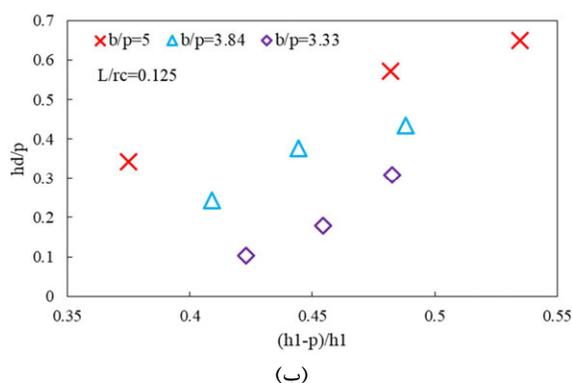


شکل ۹- توسعه hd با زمان در v/vc های مختلف برای $b/p=3.33$, $L/rc=0.125$

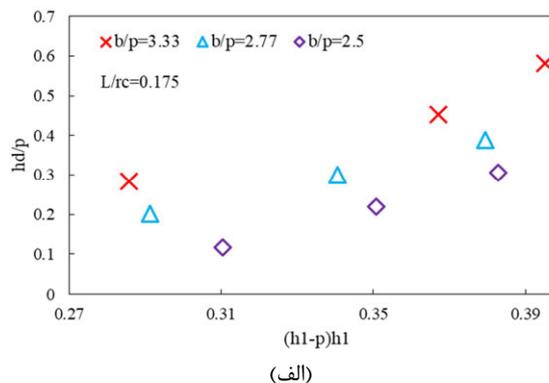
تغییرات پارامتر بی‌بعد عمق تعادل آبشستگی برای سرریز جانبی کلیدپیانویی تیپ A در مقابل عمق آب روی

۲-۳- توسعه عمق تعادل آبشستگی با عمق آب روی سرریز چندوجهی کلیدپیانویی

$(h1-p)/h1$ افزایش می‌یابد. همان‌طور که مشاهده می‌شود در نسبت‌های بی‌بعد $L/rc=0/175$ و $L/rc=0/125$ به ترتیب، بیش‌ترین افزایش عمق آبشستگی برای نسبت بی‌بعد $b/p=5$ و $b/p=3/33$ می‌باشد. گردش ثانویه جریان در کنار مرز پایین دست سرریز، باعث آبشستگی در جلوی سرریز جانبی می‌شود. شدت این گردش ثانویه به ارتفاع سرریز جانبی وابسته است و با افزایش ارتفاع سرریز جانبی کاهش می‌یابد.



سرریز جانبی $(h1-p)/h1$ در نسبت‌های بی‌بعد $b/p=3/33$ ، $b/p=2/5$ و $b/p=2/77$ و نسبت بی‌بعد $L/rc=0/175$ در نمودار ۱۰-الف نشان داده شده است. همچنین در نمودار ۱۰-ب تغییرات پارامتر hd/p در مقابل $(h1-p)/h1$ برای نسبت‌های $b/p=3/33$ ، $b/p=3/84$ و $b/p=5$ و $L/rc=0/125$ ارائه شده است. همان‌طور که از نمودار ۱۰ به وضوح دیده می‌شود عمق تعادل آبشستگی (hd/p) ، با افزایش عمق آب روی سرریز



شکل ۱۰- hd/p در برابر $(h1-p)/h1$ در $\alpha=120^\circ$ برای $L/rc=0.175$ (A) و $L/rc=0.125$ (B)

اندازه ناحیه جریان معکوس بستگی دارد. موقعیت ناحیه جریان معکوس به شدت جریان $V1/Vc$ ، عمق آب روی سرریز $(h1-p)/h1$ ، ارتفاع بی‌بعد سرریز b/p و طول بی‌بعد سرریز L/rc بستگی دارد و زمانی که شدت جریان افزایش پیدا کند، ناحیه جریان معکوس و محل آبشستگی به سمت انتهای پایین دست سرریز جانبی انتقال پیدا می‌کند. با این حال، با افزایش عمق آب روی سرریز $(h1-p)/h1$ ، ارتفاع بی‌بعد سرریز b/p و طول بی‌بعد سرریز L/rc موقعیت آبشستگی و ناحیه جریان معکوس به سمت بالادست انتقال پیدا می‌کند.

۴- نتیجه‌گیری

آزمایش‌های این تحقیق در آزمایشگاه هیدرولیک پژوهشکده حفاظت خاک و آبخیزداری ایران برای بررسی آبشستگی اطراف سرریز جانبی کلیدپیانویی تیپ A در زاویه ۱۲۰ درجه از یک کانال قوسی ۱۸۰ درجه همراه با بستر فرسایش‌پذیر در شرایط آب‌زال صورت گرفت. نتایج

۳-۳- موقعیت حفره آبشستگی

موقعیت حفره آبشستگی و بیش‌ترین عمق آبشستگی در کانال قوسی ۱۸۰ درجه در حضور سرریز جانبی کلیدپیانویی تیپ A در زاویه ۱۲۰ درجه به طور خلاصه در این بخش توضیح داده شده است. بیش‌ترین عمق حفره آبشستگی تقریباً نزدیک انتهای سرریز جانبی کلیدپیانویی تیپ A یا پایین‌تر از موقعیت انتهای سرریز جانبی اتفاق می‌افتد. $V1/Vc$ مهم‌ترین پارامتر تاثیرگذار بر روی ابعاد حفره آبشستگی و موقعیت بیش‌ترین عمق آبشستگی بود. همان‌طور که قبلاً ذکر شد با افزایش $V1/Vc$ ، عمق آبشستگی نیز افزایش می‌یابد. در انتهای پایین دست سرریز جانبی کلیدپیانویی تیپ A، حفره‌های پشت سر هم در وسط کانال اصلی و چاله آبشستگی نزدیک به قوس بیرونی به دلیل تغییرات تنش برشی و سرعت شکل می‌گیرد. بیش‌ترین عمق آبشستگی در مرکز ناحیه جریان معکوس اتفاق می‌افتد. محل بیش‌ترین عمق آبشستگی و حفره‌های آبشستگی پشت سر هم به مکان و

در یک ارتفاع ثابت از سرریز جانبی با افزایش عمق آب بر روی سرریز به دلیل افزایش جریان ثانویه به سمت سرریز جانبی، عمق آبشستگی نیز افزایش پیدا می‌کند.

تقدیر و تشکر

بدین وسیله از زحمات و تلاش‌های صادقانه کلیه مدیران، کارشناسان و کارکنان آزمایشگاه هیدرولیک پژوهشکده حفاظت و آبخیزداری کشور بابت فراهم نمودن تجهیزات و تسهیلات انجام این تحقیق صمیمانه قدرانی و سپاسگزاری می‌نمایم.

حاصل از مطالعه این تحقیق نشان می‌دهد که بیشترین عمق تعادل آبشستگی تقریباً در انتهای سرریز جانبی در کانال اصلی اتفاق می‌افتد، عمق آبشستگی در ابتدا به سرعت افزایش پیدا می‌کند و پس از مدتی تقریباً به مقدار ثابتی می‌رسد. عمق تعادل آبشستگی به پارامترهای بی‌بعد شدت جریان $V1/Vc$ ، ارتفاع سرریز b/p و طول سرریز L/TC وابسته است بدین صورت که با افزایش شدت جریان و طول سرریز، آبشستگی نیز به دلیل افزایش جریان ثانویه بیشتر می‌شود همچنین با ارتفاع سرریز، به دلیل اینکه قدرت جریان گردشی ثانویه در انتهای سرریز جانبی کاهش می‌یابد، عمق آبشستگی نیز کاهش پیدا می‌کند.

مراجع

- [1] Karimi, M., Attari, J., Saneie, M., Jalili Ghazizadeh, M.R., 2018. Side Weir Flow Characteristics : Comparison of Piano Key, Labyrinth, and Linear Types. *Journal of Hydraulic Engineering* 144, 04018075.
- [2] Saleh, O.K., Elnikhely, E.A., Ismail, F., 2019. Minimizing the hydraulic side effects of weirs construction by using labyrinth weirs. *Flow Measurement and Instrumentation* 66, 1-11.
- [3] Ribeiro, M.L., Pfister, M., Schleiss, A.J., Boillat, J.-L., 2012. Hydraulic design of A-type piano key weirs. *Journal of Hydraulic Research* 50, 400-408.
- [4] Mehboudi, A., Attari, J., Hosseini, S., 2016. Experimental study of discharge coefficient for trapezoidal piano key weirs. *Flow Measurement and Instrumentation* 50, 65-72.
- [5] Pathirana, K., Munas, M., Jaleel, A., 2006. Discharge coefficient for sharp-crested side weir in supercritical flow. *J. Institution Eng* 39, 17-24.
- [6] Emiroglu, M.E., Kaya, N., Agaccioglu, H., 2009. Discharge capacity of labyrinth side weir located on a straight channel. *Journal of irrigation and drainage engineering* 136, 37-46.
- [7] Onen, F., Agaccioglu, H., 2013. Live bed scour at a side-weir intersection located on an alluvial channel. *Irrigation and Drainage* 62, 488-500.
- [8] Al-Husseini, T.R., Al-Madhachi, A.-S.T., Naser, Z.A., 2019. Laboratory experiments and numerical model of local scour around submerged sharp crested weirs. *Journal of King Saud University - Engineering Sciences*.
- [9] Emami, S., Parsa, J., Emami, H. and Abbaspour, A., 2021. Investigation of Discharge Coefficient of Triangular Duckbill Labyrinth Weirs Using Fluent Software and Gray Wolf and Elections Algorithms. *Journal of Civil Infrastructure Researches*, 6, 2, 11, 107-121.
- [10] Rosier, B., 2007. Interaction of side weir overflow with bed-load transport and bed morphology in a channel. *Laboratoire de constructions hydrauliques*.
- [11] Önen, F., Ağaçoğlu, H., 2007. Scour at a side-weir intersection located on an alluvial river. *Hydrology Research* 38, 165-176.
- [12] Ağaçoğlu, H., Önen, F., 2005. Clear-water scour at a side-weir intersection along the bend. *Irrigation and drainage* 54, 553-569.
- [13] Ağaçoğlu, H., Önen, F., Toprak, Z.F., 2007. Scour around a side-weir at a 30° section of a 180° alluvial curved channel. *Irrigation and Drainage* 56, 423-438.
- [14] Mikaeeli, H. Soltani, J. Rostami, M. And Saneie. (2018). "Study of Hydraulic Performance side piano keys weir in erodible curved channels (Experimental and Numerical)", MSc Thesis, College of Aburairhan, University of Tehran.
- [15] Yazdi, A.M., Hoseini, S.A., Nazari, S., Amanian, N., 2021. Effects of weir geometry on scour development in the downstream of Piano Key Weirs. *Water Supply* 21, 289-298.
- [16] Nosedá, M., Stojnic, I., Pfister, M., Schleiss, A.J., 2019. Upstream erosion and sediment passage at piano key weirs. *Journal of Hydraulic Engineering* 145, 04019029.
- [17] Mehri, Y., Esmaeili, S., Soltani, J., 2020. Experimental study and performance comparison on various types of rectangular piano key side weirs at a 120° section of a 180° curved channel. *Applied Water Science* 10, 1-13.

- [18] Singh, R., Manivannan, D., Satyanarayana, T., 1994. Discharge coefficient of rectangular side weirs. *Journal of irrigation and drainage engineering* 120, 814-819.
- [19] Borghei, S., Jalili, M., Ghodsian, M., 1999. Discharge coefficient for sharp-crested side weir in subcritical flow. *Journal of Hydraulic Engineering* 125, 1051-1056.
- [20] Bagheri, S., Heidarpour, M., 2011. Characteristics of flow over rectangular sharp-crested side weirs. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering* 138, 541-547.
- [21] Emin Emiroglu, M., Cihan Aydin, M., Kaya, N., 2014. Discharge characteristics of a trapezoidal labyrinth side weir with one and two cycles in subcritical flow. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering* 140, 04014007.
- [22] Nezami, F., Farsadzadeh, D., Nekooie, M.A., 2015. Discharge coefficient for trapezoidal side weir. *Alexandria Engineering Journal* 54, 595-605.
- [23] Karimi, M., Jalili Ghazizadeh, M., Saneie, M., Attari, J., 2020. Experimental and numerical study of a piano key side weir with oblique keys. *Water and Environment Journal* 34, 444-453.
- [24] Agaccioglu, H., Yüksel, Y., 1998. Side-weir flow in curved channels. *Journal of irrigation and drainage engineering* 124, 163-175.
- [25] Coşar, A., Agaccioglu, H., 2004. Discharge coefficient of a triangular side-weir located on a curved channel. *Journal of irrigation and drainage engineering* 130, 410-423.
- [26] Mehri, Y., Soltani, J., Saneie, M., Rostami, M., 2018. Discharge Coefficient of a C-Type Piano Key Side Weir at 30° and 120° Sections of a Curved Channel. *Civil Engineering Journal* 4, 1702-1713.
- [27] Saghari, A., Hosseini, K., Saneie, M., 2019. Experimental study of trapezoidal piano key side weirs in a curved channel. *Flow Measurement and Instrumentation* 70, 101640.
- [28] Melville, B.W., Chiew, Y.-M., 1999. Time scale for local scour at bridge piers. *Journal of Hydraulic Engineering* 125, 59-65.
- [29] Melville, B., Sutherland, A., 1988. Design method for local scour at bridge piers. *Journal of Hydraulic Engineering* 114, 1210-1226.
- [30] Manes, C., Brocchini, M., 2015. Local scour around structures and the phenomenology of turbulence. *Journal of Fluid Mechanics* 779, 309-324.
- [31] Subramanya, K., Awasthy, S.C., 1972. Spatially varied flow over side-weirs. *Journal of the Hydraulics Division* 98, 1-10.

مدل‌های جدید برای تعیین مدول الاستیسیته بتن با در نظر گیری تغییرات مقاومت فشاری

مدول الاستیسیته بتن در مراحل آنالیز و طراحی سازه‌های بتن‌آرمه نقش کلیدی داشته است و اثرات تعیین‌کننده‌ای در تغییر شکل جانبی سازه دارد. در این مطالعه روابط جدیدی برای محاسبه مدول الاستیسیته بتن‌های با مقاومت معمولی و مقاومت بالا با استفاده از ترکیب شبکه عصبی چند جمله‌ای و الگوریتم بهینه‌سازی علف هرز مهاجم ارائه شده است. مشابه روابط آئین‌نامه‌های مرسوم، سعی شده است که مدل‌های پیشنهادی به صورت ساده و براساس پارامتر مقاومت فشاری بتن تعیین شوند. برای بررسی صحت روابط پیشنهادی سعی شده است ارزیابی جامعی بین مقادیر آزمایشگاهی، نتایج مدل‌های ارائه شده در این مطالعه و روابط بیان شده توسط آئین‌نامه‌ها، دستورالعمل‌ها و محققین مختلف انجام گیرد. برای ارزیابی جامع از سه شاخص آماری: ضریب تشخیص، معیار خطای جذر میانگین مربعات و معیار میانگین درصد قدرمطلق خطا استفاده شده است. قابل ذکر است که درصد خطای نسبی رابطه‌های پیشنهادی برای بتن معمولی ۹/۰۲ درصد و برای بتن مقاومت بالا ۳/۸ درصد می‌باشد. همچنین نتایج ضریب همبستگی حاکی از آن است که مدل‌های پیشنهادی عملکرد بسیار مناسبی داشته و می‌توانند به عنوان ابزاری مناسب برای تعیین مدول الاستیسیته بتن‌های با مقاومت معمولی و بالا مورد استفاده قرار گیرند.

واژگان کلیدی: بتن، مدول الاستیسیته، مقاومت فشاری، شبکه عصبی چند جمله‌ای، الگوریتم بهینه‌سازی علف هرز.

سیما آرامش*

مربی، دپارتمان مهندسی عمران، دانشکده فنی و حرفه‌ای پسران سمنان، دانشگاه فنی و حرفه‌ای استان سمنان، سمنان، ایران.
پست الکترونیک:
saramesh@tvu.ac.ir

پویان فخاریان

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران.
پست الکترونیک:
pouyanfakharian@semnan.ac.ir

۱- مقدمه

می‌تواند استفاده شود. بایستی توجه شود که مدول الاستیسیته بتن به پارامترهایی همچون: مقاومت فشاری مشخصه، سن بتن، مشخصات سنگدانه‌های مصرفی، نوع سیمان مصرفی، سرعت بارگذاری و ابعاد نمونه آزمایشی بستگی دارد. تعیین دقیق مدول الاستیسیته مورد تأیید دستورالعمل‌های معتبر عموماً آزمایشی پیچیده‌ای است که نیاز به بارگذاری چرخه‌ای و اندازه‌گیری مداوم و مرحله‌ای کرنش دارد [۶]. نزدیک‌ترین تقریب به مدول الاستیسیته به دست آمده از رفتار واقعی الاستیک، مدول الاستیسیته اولیه است که شیب مماس بر منحنی در مبدا است. این مدول به صورت مستقیم در طراحی مورد استفاده قرار نمی‌گیرد زیرا فقط به تنش‌ها و کرنش‌های کوچک ارتباط دارد. مدول سکانتی را می‌توان معیاری عملی‌تر مدول الاستیسیته

مدول الاستیسیته یکی از مشخصه‌های مکانیکی بتن است که در محاسبه تغییر شکل سازه‌های بتن‌آرمه از آن استفاده می‌شود [۱-۴]. بتن در دو حالت کشش و فشار از مصالح غیرخطی و غیرالاستیک است، از این رو واژه مدول الاستیسیته به دلیل ثابت نبودن (مشابه مصالح الاستیک خطی) باید با قدری احتیاط به کار برده شود [۵]. به عبارت دیگر کلمه مدول الاستیسیته برای تشریح پاسخ مصالح در نقاط مختلف منحنی تنش کرنش

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۱۱/۱۲، بازنگری ۱۴۰۱/۰۱/۲۲، پذیرش ۱۴۰۱/۰۱/۳۱.
DOI: 10.22091/cer.2022.7871.1357 شناسه دیجیتال

زیادی با واقعیت منطبق است. بر این اساس، آئین‌نامه‌های TS 500 و EC2، CSA A23.3، BS 8110، ACI 318 و همچنین محققینی مانند گاردنر و زائو^۱ روابط ساده شده‌ای را برای بتن‌های با مقاومت فشاری رده معمولی ارائه داده‌اند [۷-۱۲]. همچنین آئین‌نامه‌هایی مانند ACI 363، CEB-FIP، NS 3473 و FHWA و محققینی مانند وی^۲ و همکاران و راشید^۳ و همکاران روابطی را برای محاسبه مدول الاستیسیته بتن‌های با مقاومت فشاری بالا پیشنهاد داده‌اند [۲، ۱۳-۱۷]. خلاصه‌ای از روابط مذکور در جدول ۱ آورده شده است.

جدول ۱- روابط پیشنهادی برای محاسبه مدول الاستیسیته

رابطه پیشنهادی	آئین‌نامه/محقق	رده مقاومت فشاری
$4700 * \sqrt{f_c}$	ACI 318	بتن معمولی
$20 + 0.2f_c$	BS 8110	
$4500 * \sqrt{f_c}$	CSA A23.3	
$22000 * \left(\frac{f_c}{10}\right)^{0.3}$	EC2	
$3.25 * \sqrt{f_c} + 14$	TS 500	
$9(f_c)^{\frac{1}{3}}$	Zhao و Gardner	
$3320 * \sqrt{f_c} + 6890$	ACI 363	بتن مقاومت بالا
$10000 * (f_c + 8)^{\frac{1}{3}}$	CEB-FIP	
$9500 * (f_c)^{0.3}$	NS 3473	
$3837 * \sqrt{f_c}$	FHWA	
$10200 * (f_c)^{\frac{1}{3}}$	Wee و همکاران	
$8900 * (f_c)^{0.33}$	Rashid و همکاران	

در سال‌های اخیر محققین روابط و رویکردهای متنوعی را در زمینه محاسبه مدول الاستیسیته بتن با در نظرگیری رده مقاومت فشاری ارائه داده‌اند. دمیر^۴ با استفاده از تئوری منطق فازی به تعیین مدول الاستیسیته

معرفی نمود که اثر کمی روی تنش‌های معمول سرویس دارند که دلیل آن اصلاح شیب اولیه در نمودار تنش می‌باشد. به دلیل خطاهای اندازه‌گیری ناشی از وضعیت نشیمن نمونه در ابتدای آزمایش یا به دلیل بسته شده ترک‌های از قبل ایجاد شده که در مرحله بارگذاری بسته می‌شوند، تعیین مدول الاستیسیته مماس اولیه و سکانتی به آسانی و دقت بالا قابل تعیین نیست. از این‌رو، استفاده از مدول وتری که شیب خط ترسیمی بین دو نقطه مشخص از منحنی تنش-کرنش است، کاربرد بیشتری دارد. مدول وتری و سکانتی که در چهل درصد مقاومت فشاری نهایی تعیین می‌شوند اختلاف چندانی نباید با یکدیگر داشته باشند، هرچند حالت وتری از دقت بیشتری برخوردار است. مدول وتری در مقایسه با مدول مماس اولیه، محافظه‌کارانه‌تر است و از نتایج آزمایش آسان‌تر تعیین می‌شود. از طرف دیگر مدول وتری وقتی که تنش بیش از ۴۰ درصد مقاومت فشاری به بتن اعمال می‌شود، کرنش اضافی را کمتر تخمین می‌زند. در چنین مواردی، مدول الاستیسیته اندازه‌گیری شده در نقطه تقاطع، ملاک بهتری از پاسخ بتن می‌باشد [۵]. مدول الاستیسیته وتری بر اساس ASTM C469 بر روی یک نمونه استوانه‌ای استاندارد انجام گرفته و براساس رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$E_c = \frac{S_2 - S_1}{\epsilon_2 - 0.00005} \quad (1)$$

که در رابطه فوق، S_1 و S_2 به ترتیب تنش متناظر با کرنش طولی 0.00005 و چهل درصد تنش نهایی می‌باشد.

براساس پیچیدگی‌های اشاره شده و برای جلوگیری از انجام آزمایش تعیین مدول الاستیسیته، محققان و آئین‌نامه‌ها سعی کرده‌اند که مقدار مدول الاستیسیته را به صورت تابعی از مقاومت فشاری بتن تعیین کنند. پارامتر مقاومت فشاری به این دلیل انتخاب شده است که عوامل تاثیرگذار بر مقاومت فشاری نمونه بتنی به صورت مستقیم مدول را نیز تحت تاثیر قرار می‌دهند، و این موضوع تا حد

² Gardner and Zhao

³ Wee

⁴ Rashid

⁵ Demir

است. نویسندگان در این مطالعه تلاش نموده اند که روابط پیشنهادی دارای عملکرد بهتری از روابط موجود باشند.

۲- نمونه‌های جمع‌آوری شده

برای ایجاد سیستم مبتنی بر ترکیب شبکه عصبی چند جمله‌ای و الگوریتم بهینه‌سازی علف هرز، نیاز به دیتابیس آزمایشگاهی می‌باشد. نتایج آزمایشگاهی در دو بخش مجزا تقسیم‌بندی شده‌اند، بخش اول: نمونه‌های با بتن معمولی و بخش دوم: نمونه‌های با بتن مقاومت بالا. در بخش مرتبط با بتن معمولی از نتایج آزمایشگاهی مراجع [۲۳ و ۲۴] استفاده شده است. نتایج بخش مربوط به بتن مقاومت بالا از مطالعات وی و همکاران، جسوگلو^۷ و همکاران و شانگ^۸ ایجاد شده است [۱۶، ۲۵ و ۲۶]. قابل ذکر است که دیتابیس‌های مشابهی در مطالعات دیگر نیز مورد استفاده قرار گرفته است [۲۰-۲۲]. دیتابیس شامل ۷۰ نمونه آزمایشگاهی مرتبط با بتن معمولی و ۸۹ نمونه مرتبط با بتن مقاومت بالا می‌باشد. مقاومت فشاری در نظر گرفته شده در دیتابیس متناظر با نتایج ۲۸ روزه است. اگرچه معیار یکسانی برای تعیین مرز بین بتن مقاومت بالا و بتن معمولی که مورد تأیید همه آئین‌نامه باشد وجود ندارد اما می‌توان بتن مقاومت بالا را بتنی دانست که دارای مقاومت فشاری در محدوده بیشتر از ۵۰ مگاپاسکال است. بایستی توجه شود که برای تولید بتنی با مقاومت بالا، نیاز به کنترل کیفیت دقیق‌تر و همچنین دقت بیشتر در انتخاب مصالح و نسبت‌های آن است. بتن با مقاومت بالا، در مقایسه با بتن معمولی، بیشتر شبیه مصالح همگن رفتار می‌کند و شیب منحنی‌های تنش-کرنش در آن نسبت به بتن معمولی زیادتر است و رفتار آن تا نسبت‌های تنش-مقاومت بیشتری در مقایسه با بتن‌های با مقاومت معمولی، خطی است زیرا مقدار و روند افزایش ترک‌های موئین در ناحیه

بتن‌های معمولی و مقاومت بالا پرداختند. در مطالعه مذکور سعی گردیده است که قوانین به‌کار برده شده تا حد ممکن ساده انتخاب شوند [۱۸]. در مطالعه دیگری، با استفاده از شبکه‌های عصبی مصنوعی به پیش‌بینی مدول الاستیسیته پرداخته است. در این مطالعه سه مدل ایجاد شده که پارامترهای تعداد لایه پنهان و تعداد نورون‌ها در لایه پنهان به‌عنوان متغیر در نظر گرفته شده است [۱۹]. مطالعات یان و شی^۶ نشان از عملکرد مطلوب رویکرد ماشین بردار پشتیبان در پیش‌بینی مدول الاستیسیته بتن دارد. این رویکرد یکی از روش‌های یادگیری با نظارت است که از آن برای طبقه‌بندی و پیش‌بینی استفاده می‌کنند [۲۰]. گندمی و همکاران استفاده از تکنیک برنامه‌نویسی ژنتیک را در پیش‌بینی مدول الاستیسیته مورد استفاده قرار دادند. در مطالعه مذکور، سه مدل پیشنهاد شده است: مدل اول برای بتن‌های معمولی، مدل دوم برای بتن‌های با مقاومت بالا و مدل سوم برای هر دو رده مقاومتی [۲۱]. احمدی ندوشان استفاده از سیستم استنتاج فازی-عصبی تطبیقی را مورد بررسی قرار دادند که نتایج حاکی از عملکرد مناسب آن داشت [۲۲].

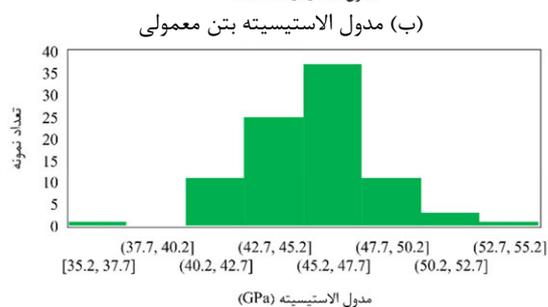
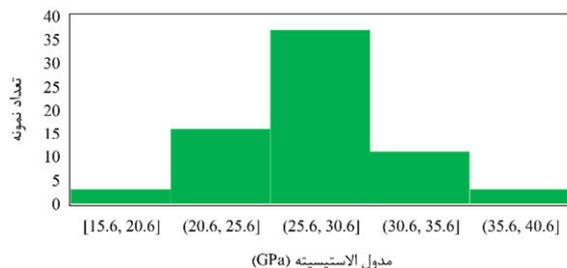
در این مقاله به بررسی استفاده از ترکیب شبکه عصبی چند جمله‌ای و الگوریتم بهینه‌سازی علف هرز مهاجم برای پیش‌بینی مدول الاستیسیته بر اساس مقاومت فشاری مشخصه بتن با استفاده از دیتابیس جامعی از نتایج آزمایشگاهی جمع‌آوری شده، پرداخته شده است. هدف اصلی این مطالعه پیشنهاد روابطی ساده برای کاربردهای مهندسی است. روابط ارائه شده در دو دسته برای بتن‌های معمولی و بتن‌های با مقاومت بالا ارائه شده است. جهت اطمینان از عملکرد رویکردهای پیشنهادی، مقایسه‌ای بین نتایج روابط پیشنهادی و روابط موجود (جدول ۱) بر اساس نمونه‌های آزمایشگاهی انجام گرفته

⁷ Gesoglu

⁸ Shannag

⁶ Yan and Shi

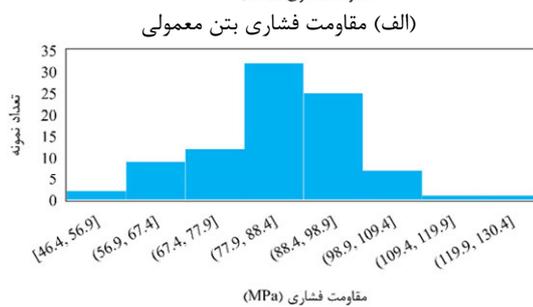
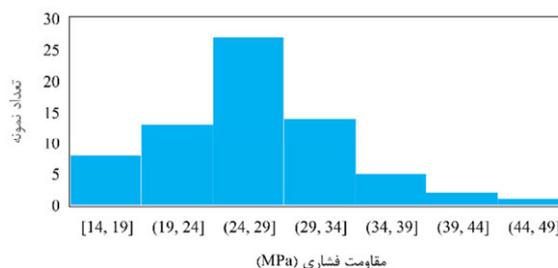
نشان می‌دهد. در شکل ۱ نمودار هستیوگرام دیتابیس آزمایشگاهی نشان داده شده است.



(ت) مدول الاستیسیته بتن مقاومت بالا

شکل ۱- هستیوگرام مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته برای بتن معمولی و بتن مقاومت بالا

انتقال کمتر است. بنابراین، بتن مقاومت بالا در هنگام گسیختگی تردی بیشتر و انبساط حجمی کمتری از خود



(پ) مقاومت فشاری بتن مقاومت بالا

۳- شبکه عصبی چند جمله‌ای (PNN^۹)

جدیدی به سیستم هوشمند آموزش داده شود، قادر خواهد بود خروجی‌های مورد نظر را با دقت بالایی ارائه دهد. سیستم‌های هوشمند به میزان زیادی غیرخطی بوده و می‌توانند اثر پیچیده متقابل متغیرهای ورودی و خروجی در یک سیستم را بدون داشتن دانش اولیه در ارتباط با طبیعت چنین اثراتی به دست دهند. این سیستم‌ها، یک روش عملی برای حل توابع با مقادیر حقیقی، گسسته و برداری با استفاده از مثال‌ها ارائه می‌دهند و بنابراین در بسیاری از کاربردهای مهندسی مورد استفاده قرار گرفته‌اند [۳۲ و ۳۳].

شبکه عصبی چند جمله‌ای یکی از روش‌های کارآمد برای حل مسائل مدل‌سازی و رگرسیون است و اساس کار آن تکرار یک سری اجزای بسیار ساده است، ساختار کلی آن لایه‌ای است اما ساختار لایه‌ای که اجزای سازنده لایه‌های آن بسیار ساده بوده و با رویکرد بسیار ساده‌ای طراحی شده است. این رویکرد به دلیل آن‌که در تعداد زیاد باهم ترکیب می‌شوند و لایه‌ها به صورت متوالی قرار می‌گیرند می‌توانند به اندازه کافی پیچیدگی ایجاد کنند.

سیستم‌های هوشمند یک ابزار پردازش اطلاعات می‌باشند که از سیستم‌های بیولوژیکی نظیر مغز انسان برای پردازش اطلاعات الهام گرفته‌اند [۲۷-۳۱]. مهمترین مزیت این سیستم‌ها، ساختار نوین پردازشگر اطلاعاتی آن‌ها می‌باشد. این سیستم متشکل از تعداد زیادی المان‌های متصل به هم می‌باشد که به صورت متحد در زمینه حل مسائل مشخص به کار گرفته می‌شوند. یادگیری در سیستم‌های هوشمند به مانند مغز انسان به کمک مثال صورت می‌پذیرد. یک سیستم هوشمند برای یک کاربرد معین (مانند شناسایی یک الگوی مشخص و یا طبقه‌بندی اطلاعات) در طول پروسه یادگیری، طرح‌ریزی می‌شود. سیستم هوشمند با در اختیار داشتن ترکیبات معینی از داده‌های ورودی و خروجی می‌تواند در جهت استخراج مشخصات و روابط بین داده‌ها آموزش ببیند. پس از طی پروسه آموزش، چنانچه داده‌های ورودی

^۹ Polynomial Neural Network

ازای تمام نمونه‌های دو متغیره، خروجی مطلوب برقرار گردد. بنابراین هریک از توابع $Z(x_i, x_j)$ برای کل نمونه ها (هر ردیف داده جمع‌آوری شده) نوشته می‌شود. اگر فرض شود که کل نمونه ها شامل N آزمایش مستقل است، بنابراین داریم:

$$Aa = Y \quad (7)$$

که در معادله فوق:

$$a = \{a_0, a_1, a_2, a_3, a_4, a_5\} \quad (8)$$

$$Y = \{y_1, y_2, y_3, \dots, y_N\}^T$$

از مقادیر بردارهای ورودی و شکل تابع به راحتی قابل مشاهده است که:

$$A = \begin{bmatrix} 1 & x_{1p} & x_{1q} & x_{1p}x_{1q} & x_{1p}^2 & x_{1q}^2 \\ 1 & x_{2p} & x_{2q} & x_{2p}x_{2q} & x_{2p}^2 & x_{2q}^2 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 1 & x_{Mp} & x_{Mq} & x_{Mp}x_{Mq} & x_{Mp}^2 & x_{Mq}^2 \end{bmatrix} \quad (9)$$

برای تعیین ضرایب $\{a_0, a_1, a_2, a_3, a_4, a_5\}$ می‌توان از قاعده کمترین مربعات خطا استفاده نمود.

$$E = \frac{\sum_{i=1}^N (y_i - Z_i)^2}{N} \rightarrow \min \quad (10)$$

روش کمترین مربعات از آنالیز رگرسیون چندگانه حل معادلات را به شکل زیر نتیجه می‌دهد:

$$a = (A^T A)^{-1} A^T Y \quad (11)$$

چنانچه ماتریس $A^T A$ وارون‌پذیر نباشد از روش قاعده‌مند سازی تیخونوف جهت حل معادله فوق استفاده می‌شود.

پس از تعیین ضرایب برای هر تابع دو متغیره، این توابع به صورت کامل ایجاد می‌شوند و تعداد آن‌ها برابر با $\frac{m(m-1)}{2}$ می‌باشد. در این مرحله می‌توان به لایه بعدی وارد شود. قبل از وارد شدن به لایه بعد بایدستی بر اساس معیاری مشخص تعدادی از توابع ایجاد شده انتخاب و در لایه بعد مجدد ترکیب شوند. در این مطالعه از معیار ارائه شده در رابطه ۱۲ برای انتخاب استفاده شده است.

رابطه نامشخص برای تابعی مانند f که بین پارامترهای ورودی مانند بردار $X=(x_1, x_2, x_3, \dots, x_m)$ و مقادیر خروجی Y برقرار است را می‌توان به صورت زیر بیان نمود:

$$y_i = f(x_{i1}, x_{i2}, x_{i3}, \dots, x_{im}) \quad i = 1, 2, 3, \dots, N \quad (2)$$

رابطه دقیق f را می‌توان توسط تابع \bar{f} به نحوی تخمین زد که مجموع مربعات خطا به ازای کل داده‌های موجود کمینه گردد:

$$\bar{y}_i = \bar{f}(x_{i1}, x_{i2}, x_{i3}, \dots, x_{im}) \quad i = 1, 2, 3, \dots, N \quad (3)$$

$$E = \frac{\sum_{i=1}^N (y_i - \bar{y}_i)^2}{N} \rightarrow \min \quad (4)$$

در روابط فوق، \bar{f} می‌تواند به صورت تابعی خطی و یا غیرخطی از متغیرهای ورودی باشد. نگاهی که بین متغیرهای ورودی و خروجی توسط PNN برقرار می‌شود، یک تابع غیر خطی به صورت رابطه زیر (سری Volterra) می‌باشد.

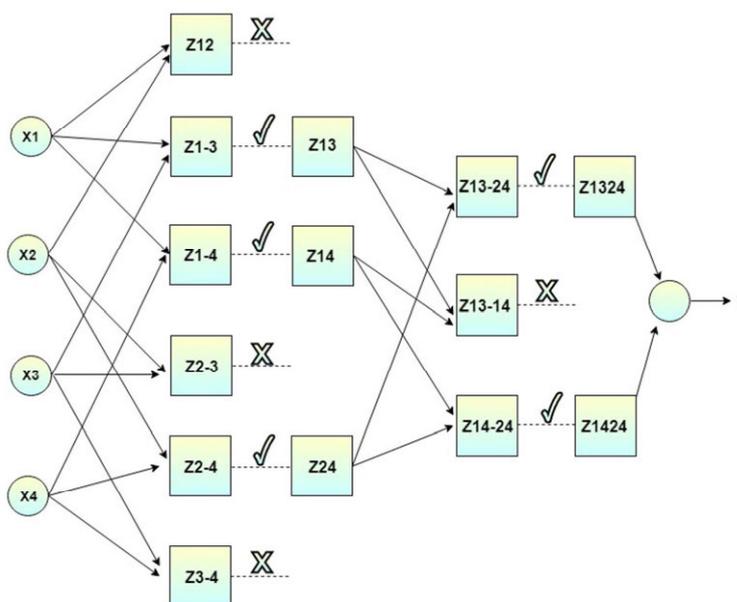
$$\begin{aligned} \bar{y} &= a_0 + \sum_{i=1}^m a_i x_i + \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^m a_{ij} x_i x_j \\ &+ \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^m a_{ijk} x_i x_j x_k \end{aligned} \quad (5)$$

رویکرد PNN بر اساس تجزیه سری Volterra به چندجمله‌ای‌های درجه دوم دو متغیره پایه‌گذاری شده که به صورت معادله ۶ قابل بیان می‌باشد.

$$\begin{aligned} Z(x_i, x_j) = Z_{ij} &= a_0 + a_1 x_i + a_2 x_j \\ &+ a_3 x_i x_j + a_4 x_i^2 \\ &+ a_5 x_j^2 \end{aligned} \quad (6)$$

در لایه اول تمامی حالات ممکن برای ایجاد تابع $Z(x_i, x_j)$ که برابر با $\binom{m}{2} = \frac{m(m-1)}{2}$ است ساخته می‌شود. تابع $Z(x_i, x_j)$ دارای شش ضریب مجهول می‌باشد، لذا بایدستی آن‌ها را طوری تنظیم کنیم که به

به‌عنوان یک نمونه از روند اشاره شده، ساختار شبکه عصبی با چهار پارامتر ورودی در شکل ۲ نشان داده شده است. همانطور که مشخص است در هر لایه پس از تشکیل توابع دو متغیره، مقدار e_c محاسبه شده و توابعی که دارای خطای بیشتری از e_c هستند حذف شده و به مرحله بعد وارد نمی‌شوند.



شکل ۲- ساختار رویکرد PNN با چهار پارامتر ورودی.

الگوریتم IWO یکی از الگوریتم‌های بهینه‌سازی است که منشا الهام آن طبیعت بوده و از نحوه تکثیر و رشد بقای علف‌های هرز در سال ۲۰۰۶ الهام گرفته شده است [۳۴]. علف‌های هرز گیاهانی هستند که رشد هجوم آورنده آن‌ها تهدید مهمی برای گیاهان زراعی محسوب می‌شود. علف‌های هرز بسیار پایدار و تطابق‌پذیر در مقابل تغییرات محیط می‌باشند. بنابراین با گرفتن خصوصیات آن‌ها می‌توان به یک الگوریتم بهینه‌سازی قوی رسید. این الگوریتم تلاش می‌کند که از قدرت تطابق‌پذیری و تصادفی بودن جمعیت علف‌های هرز به طور ساده تقلید کند. این الگوریتم در عین سادگی، در یافتن نقاط بهینه بسیار مؤثر و سریع می‌باشد و براساس ویژگی‌های اولیه و طبیعی علف‌های هرز مانند تولید بذر، رشد و تنازع برای بقا در یک کلونی عمل می‌کند. این الگوریتم برای حل

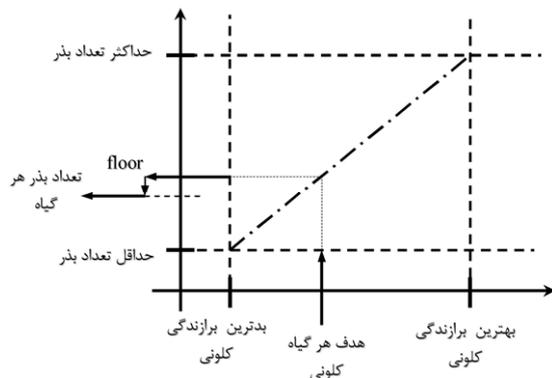
$$e_c = \alpha e_{min} + (1 - \alpha)e_{max} \quad (12)$$

در رابطه فوق، e_{min} و e_{max} به ترتیب برابر با کمینه و بیشینه خطا کل روابط دو متغیره ایجاد شده می‌باشند. همچنین پارامتر α در بازه صفر تا یک متغیر می‌باشد.

در طراحی رویکرد PNN، هدف جلوگیری از رشد واگرایی شبکه و نیز مرتبط کردن شکل و ساختار شبکه به یک یا چند پارامتر عددی بوده، به گونه‌ای که با تغییر این پارامتر ساختار شبکه نیز تغییر کند. روش‌های تکاملی مانند الگوریتم بهینه‌سازی علف هرز مهاجم به دلیل قابلیت‌های منحصر به فرد خود در پیدا کردن مقادیر بهینه و امکان جستجو در فضاها غیرقابل پیش‌بینی می‌تواند کاربرد وسیعی در مراحل مختلف طراحی شبکه‌های عصبی چند جمله‌ای داشته باشد.

۴- الگوریتم بهینه‌سازی علف هرز مهاجم (IWO¹⁰)

¹⁰ Invasive Weed Optimization



شکل ۳- روند تولید بذر در یک کلونی علف هرز [۳۴]

این بدین معناست که دانه‌ها به صورت تصادفی و به نحوی پخش می‌شوند که نزدیک والدینشان باشند. انحراف استاندارد σ تابع تصادفی است که از مقدار اولیه $\sigma_{initial}$ به مقدار نهایی σ_{final} کاهش می‌یابد. رابطه بین پارامترهای اشاره شده و انحراف معیار را می‌توان به کمک رابطه زیر محاسبه نمود.

$$\sigma_{iter} = \left(1 - \frac{iter}{iter_{max}}\right)^n (\sigma_{initial} - \sigma_{final}) + \sigma_{final} \quad (14)$$

۳- این عمل تا حصول حداکثر تعداد گیاهان ادامه می‌یابد. حال فقط گیاهان با مطلوبیت بالا می‌توانند زنده بمانند و دانه بسازند و بقیه از بین می‌روند (حذف رقابتی). زمانی که بذرهای موقعیت خود را یافتند در کنار والدینشان با هم و به صورت یک کلونی قرار می‌گیرند. سپس اعضا با برزندگی بدتر حذف می‌شوند تا تعداد اعضا به ماکزیمم مجاز برسد.

۵- مدل‌های پیشنهادی برای مدول الاستیسیته

تابع پیشنهادی برای تعیین مدول الاستیسیته بتن‌های با مقاومت معمولی و بالا براساس رویکرد PNN به صورت معادله زیر قابل بیان است.

$$E_{PNN} = f(f_c) \quad (15)$$

انواع مسائل بهینه‌سازی در حوزه‌های مختلف علوم و مهندسی مورد استفاده قرار می‌گیرد.

این الگوریتم یک تعداد متناهی از علف‌های هرز بوده و هر کدام از آن‌ها علف‌های هرز جدیدی را بسته به سازگاری و شرایط خود تولید می‌کند. علف‌های هرز تولید شده در فضای جستجو به صورت تصادفی با توزیع نرمال تقسیم‌بندی می‌شوند. این روند تا رسیدن به حداکثر تعداد علف‌های هرز ادامه پیدا می‌کند. فقط علف‌های هرز با سازگاری بهتر می‌توانند زنده بمانند و تولید دانه کنند و بقیه حذف می‌شوند. برای شبیه‌سازی رفتار کلونی‌های علف هرز مراحل کلی زیر در نظر گرفته می‌شود:

۱- یک جمعیت متشکل از تعدادی بذر (راه حل‌های اولیه) با تعداد اعضای برابر با N_0 در فضای n -بعدی به صورت تصادفی پخش می‌شوند (ایجاد جمعیت اولیه).

۲- هر دانه تا گل دادن گیاه رشد می‌کند و براساس میزان شایستگی خود شروع به تولید دانه می‌کند (زاد و ولد). تعداد بذرهایی که هر گیاه تولید می‌کند به صورت خطی بین مقادیر حداقل (S_{min}) و حداکثر (S_{max}) ممکن بذرهای تولیدی افزایش می‌یابد. تعداد این بذرهای تولیدی برای گیاه i -ام در هر تکرار وابسته به مقدار هدف خود گیاه (F_i) و نیز بهترین (F_g) و بدترین (F_w) مقدار هدف در آن تکرار است. تعداد بذر تولیدی هر گیاه را می‌توان از رابطه ۱۳ محاسبه نمود. روند اشاره شده در شکل ۳ نشان داده شده است.

$$N_i = \frac{F_i - F_w}{F_g - F_w} (S_{max} - S_{min}) + S_{min} \quad (13)$$

۳- دانه‌های ایجاد شده به صورت تصادفی روی فضای جستجو با توزیع نرمال و با میانگین صفر و واریانس مختلف پخش شده و شروع به رشد می‌کنند (پراکندگی محیطی).

پارامترها، مبتنی بر تجربه نویسندگان و استفاده از نتایج مطالعات انجام شده می‌باشد [۳۷-۳۵]. قابل ذکر است که مدل‌های متنوعی در ابتدا بررسی شد و نتایج نشان داد که مقدار ریشه میانگین مربعات خطا (RMSE) بعد از حدود ۳۰۰ تکرار به کمینه مقدار خود رسیده و بعد از آن ثابت خواهد ماند. از این رو در این مطالعه برای اطمینان این مقدار ۵۰۰ در نظر گرفته شده است.

که در آن، f_c بیانگر مقاومت فشاری بتن برحسب مگاپاسکال و E_{PNN} مقدار مدول الاستیسیته برحسب گیگاپاسکال را نشان می‌دهد.

در آموزش رویکرد PNN از الگوریتم بهینه‌سازی علف هرز مهاجم در محاسبات مربوط به ضرایب توابع دو متغیره استفاده شده است. مقادیر پارامترهای اصلی الگوریتم که در این مطالعه مورد استفاده قرار گرفته اند در جدول ۲ ارائه شده است. مقادیر پیشنهادی برای

جدول ۲- مقادیر پیشنهادی برای پارامترهای الگوریتم بهینه‌سازی علف هرز مهاجم.

مقدار	نماد	پارامتر
۵۰	N_0	تعداد جمعیت اولیه
۵۰۰	$iter_{max}$	بیشترین تعداد تکرار
۱۰۰	W_{max}	بیشترین تعداد جمعیت
۲۰	S_{max}	ماکزیمم بذر تولیدی
۰	S_{min}	مینیمم بذر تولیدی
۲	n	شاخص غیر خطی بودن مدولاسیون
۰/۵	$\sigma_{initial}$	مقدار اولیه انحراف معیار
۰/۰۰۱	σ_{final}	انحراف معیار نهایی

فرآیند اشاره شده در دو بخش بتن با مقاومت معمولی (NSC^{11}) و مقاومت بالا (HSC^{12}) انجام گرفته و بر اساس بهترین شبکه‌های ایجاد شده، روابط زیر برای تعیین مدول الاستیسیته در گروه بتن‌های با مقاومت معمولی (رابطه ۱۶) و بتن‌های با مقاومت بالا (رابطه ۱۷) ارائه شده است. در روابط ارائه شده، واحد مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته به ترتیب مگاپاسکال و گیگاپاسکال است.

$$E_{c,NSC} = -24.57029 - 1.37891 \sin(f_c) - 0.37385 * f_c + 19.05308 \ln f_c \quad (16)$$

$$E_{c,HSC} = 34.5658 + 0.131236 * f_c \quad (17)$$

جهت اجرای فرآیند بهینه‌سازی، ابتدا داده‌های ورودی را به دو بخش آموزش و تست تقسیم‌بندی می‌شود. برای آموزش شبکه از ۸۰ درصد داده‌ها استفاده شده و ۲۰ درصد نمونه باقیمانده برای تست مورد استفاده قرار گرفته است. علاوه بر این خطای آموزش و خطای پیش‌بینی به‌عنوان دو تابع هدف در نظر گرفته شده که با استفاده از ضرایب پیشنهادی الگوریتم بهینه‌سازی علف هرز مهاجم توابع هدف مزبور را محاسبه کرده و ساختار بهینه شبکه بدست می‌آید. به منظور به دست آوردن چندجمله‌ای مناسب برای برآورد مدول الاستیسیته نسبت به پارامترهای ورودی، در طراحی ساختار پیشنهادی ماکزیمم تعداد لایه‌های پنهان برابر ۳ در نظر گرفته شده است.

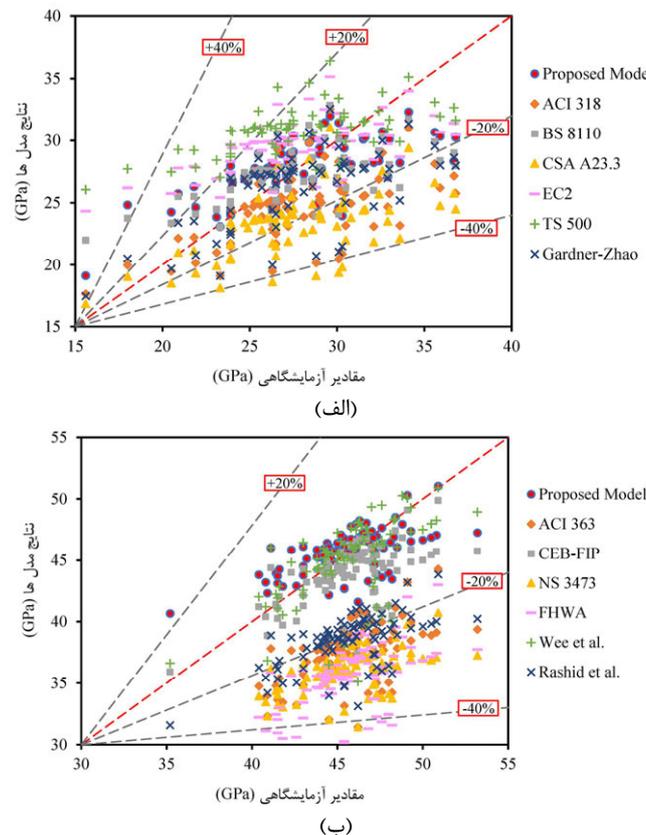
¹¹ Normal-Strength Concrete

¹² High-Strength Concrete

۶- بررسی عملکرد مدل‌های پیشنهادی

ایده‌آل در این نمودارها زمانی اتفاق می‌افتد که تمامی نقاط بر روی خط ۴۵ درجه قرار گیرند و در این حالت ضریب همبستگی برابر با یک می‌باشد. فاصله گرفتن از نیمساز نشان‌دهنده خطای مدل‌ها می‌باشد. مقایسه بین نتایج مربوط به مدل‌های پیشنهادی برای بتن NSC و HSC و سایر روابط موجود نشان می‌دهد که مدل‌های پیشنهادی عملکرد بهتری نسبت به روابط موجود (آئین نامه ای و محققین) دارند. نتایج نشان داده است که درصد خطای نسبی رابطه‌های پیشنهادی برای بتن معمولی و مقاومت بالا به ترتیب برابر با ۹/۰۲ درصد و ۳/۸ درصد است.

برای مقایسه عملکرد مدل‌های پیشنهادی با مدل‌های موجود و چک نمودن دقت مدل‌ها در تخمین مدول الاستیسیته بتن‌های با مقاومت معمولی و بالا، مقادیر بدست آمده از مدل با نتایج آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار گرفته‌اند و نتایج مربوطه برای بتن‌های با مقاومت معمولی و بالا به ترتیب در شکل ۴ ارائه شده است. در شکل ۴، محور X بیانگر مقادیر آزمایشگاهی به دست آمده برای مدول الاستیسیته و محور Y بیانگر مقادیر متناظر به دست آمده از روابط می‌باشند. حالت

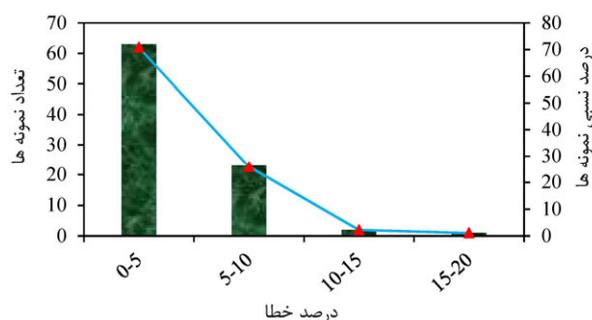


شکل ۴- مقایسه نتایج مدل پیشنهادی برای بتن (الف) NSC و (ب) HSC با مدل‌های موجود بر اساس مقادیر آزمایشگاهی

دارای خطای بیشتر از ۲۵ درصد می‌باشد. از سوی دیگر، بررسی عملکرد رابطه پیشنهادی برای HSC نشان داده است تمامی نمونه‌ها دارای خطا کمتر از بیست درصد بوده و تعداد نمونه‌ها در بازه صفر تا پنج، پنج تا ده، ۱۰ تا ۱۵ و ۱۵ تا ۲۰ به ترتیب برابر با ۶۳، ۲۳، ۲ و ۱ می‌باشد. نمودارهای توزیع پراکندگی تعداد نمونه‌ها در بازه‌های

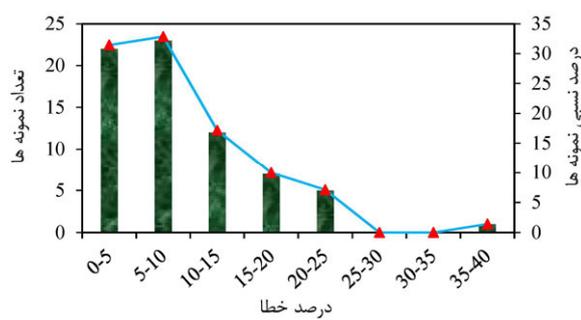
برای بررسی دقیق‌تر نتایج مدل‌های پیشنهادی برای بتن NSC و HSC، نمودارهای تعداد و درصد نمونه‌ها در بازه‌های مختلف درصد خطای نسبی در شکل ۵ نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد که در رابطه پیشنهادی برای NSC، بیش از ۹۱ درصد داده‌ها دارای خطا کمتر از ۲۰ درصد می‌باشند. همچنین فقط یک داده

پیشنهادی دارد.



ب) مدل پیشنهادی برای HSC

مشخص شده خطا نشان از عملکرد بسیار مناسب روابط



الف) مدل پیشنهادی برای NSC

شکل ۵- نمودار توزیع خطای نسبی در مدل‌های پیشنهادی

$$R^2 = \frac{[\sum_{i=1}^n (E_{i,exp} - \bar{E}_{exp})(E_{i,model} - \bar{E}_{model})]^2}{\sum_{i=1}^n (E_{i,exp} - \bar{E}_{exp})^2 \sum_{i=1}^n (E_{i,model} - \bar{E}_{model})^2} \quad (18)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (E_{i,exp} - E_{i,model})^2}{n}} \quad (19)$$

$$MAPE = \left(\frac{100}{n}\right) \sum_{i=1}^n \left(\frac{|E_{i,exp} - E_{i,model}|}{E_{i,exp}}\right) \quad (20)$$

که در روابط فوق، $E_{i,exp}$: مقادیر مدول الاستیسیته بدست آمده در آزمایش؛ \bar{E}_{exp} : میانگین همه مقادیر $E_{i,exp}$ ؛ $E_{i,model}$: مدول الاستیسیته بدست آمده از مدل؛ \bar{E}_{model} : میانگین همه مقادیر $E_{i,model}$ و n تعداد نمونه‌ها است. قابل ذکر است که محاسبات در دو گروه NSC و HSC به صورت مجزا انجام گرفته است. در هر گروه مقدار n به ترتیب برابر با ۷۰ و ۸۹ شد. مقادیر شاخص‌های آماری R ، $RMSE$ و $MAPE$ برای دو گروه NSC و HSC به ترتیب در جداول ۳ و ۴ ارائه شده است. بهترین عملکرد در مقادیر بدست آمده در ضریب همبستگی برای بتن معمولی و مقاومت بالا متعلق به روابط پیشنهادی می‌باشد. همچنین کمینه مقدار ضریب خطای جذر میانگین مربعات از نتایج روابط پیشنهادی بدست آمده است. قابل ذکر است که دقت رابطه پیشنهادی برای بتن‌های مقاومت بالا از دقت رابطه پیشنهادی برای بتن‌های معمولی بالاتر است. مقادیر بدست آمده برای هر دو گروه نشان می‌دهد که مدل‌های

برای بررسی دقیقتر عملکرد روش‌های توسعه داده شده از سه شاخص آماری ضریب تشخیص (R^2)، ضریب خطای جذر میانگین مربعات ($RMSE$) و ضریب میانگین درصد مطلق خطا ($MAPE$) استفاده شده است. ضریب تعیین یا ضریب تشخیص میزان تبیین واریانس یا تغییرات متغیر وابسته توسط مجموعه متغیرهای مستقل را نشان می‌دهد. مقدار این ضریب بین صفر و یک در نوسان است. اگر این همبستگی زیاد باشد، مدل داده‌ها را به نحو مناسبی برازش کرده است، در حالی که اگر همبستگی پایین (نزدیک به صفر) باشد، مدل برازش خوبی از داده‌ها ارائه نداده است. خطای جذر میانگین مربعات و ریشه میانگین مربعات خطا بیانگر فاکتوری از خطاهای موجود است و هنگامی که هدف ما ارزیابی دقت کل داده‌ها باشد، می‌توان از آن‌ها به عنوان شاخص‌های مهم استفاده نمود. معمولاً هرچه مدل بهتر بر داده‌ها منطبق باشد مقدار آنها کمتر می‌شود. در بهترین حالت بایستی مقدار $R=1$ و مقادیر $RMSE$ و $MAPE$ برابر صفر شوند که در عمل رسیدن به این آستانه‌ها بسیار سخت می‌باشد. مطالعات نشان داده است اگر مقدار R بزرگتر از ۰/۸ باشد و مقدار خطا در کمترین مقدار خود قرار گیرد، همبستگی قابل قبولی بین مقدار واقعی و تقریب زده شده برقرار است [۳۸]. نحوه محاسبه ضرایب اشاره شده در ادامه آمده است:

در رده بتن‌های معمولی، روابط CSA A23.3 و TS 500 دارای نتایج محافظه‌کارانه‌تر می‌باشند. این رویکرد در بتن‌های مقاومت بالا متعلق به NS 3473 و FHWA است.

پیشنهادی دارای کمترین مقادیر برای ضریب خطای جذر میانگین مربعات و ضریب میانگین درصد مطلق خطا می‌باشند. نتایج نشان‌دهنده عملکرد مناسب مدل‌های پیشنهادی در مقایسه با روابط موجود می‌باشند. همچنین

جدول ۳- مقادیر شاخص‌های آماری R، RMSE و MAPE برای نمونه‌های NSC

Gardner-Zhao	TS 500	EC2	CSA A23.3	BS 8110	ACI 318	مدل پیشنهادی	
۰/۵۸۷	۰/۵۶۹	۰/۵۷۸	۰/۵۷۲	۰/۵۷۳	۰/۵۷۸	۰/۷۶۵	R
۳/۷۵۲	۴/۵۵۹	۳/۷۹۳	۵/۵۹۹	۳/۴۱۹	۴/۶۹۴	۳/۰۷۸	RMSE
۹/۸۷۱	۱۵/۵۲۹	۱۲/۵۹۷	۱۵/۷۲۱	۹/۷۵۷	۱۲/۵۱۴	۹/۰۲	MAPE

جدول ۴- مقادیر شاخص‌های آماری R، RMSE و MAPE برای نمونه‌های HSC

Rashid و همکاران	Wee و همکاران	FHWA	NS 3473	CEB-FIP	ACI 363	مدل پیشنهادی	
۰/۶	۰/۵۵۷	۰/۶	۰/۵۹۲	۰/۵۹۱	۰/۶	۰/۶	R
۷/۵۱۶	۲/۹۲۳	۱۰/۶۷۸	۹/۹۲۸	۲/۹۸۹	۸/۵۶۴	۲/۱۷۱	RMSE
۱۵/۶۱۹	۴/۱۰۱	۲۲/۷۲۸	۲۱/۱۰۱	۴/۵۵	۱۷/۹۸۸	۳/۷۹۸	MAPE

عملکرد پایدار مدل‌های پیشنهادی دارد. برای بررسی دقت عملکرد مدل‌های پیشنهادی، مقایسه‌ای با روابط موجود و بر اساس مقادیر آزمایشگاهی انجام گرفته است. در گروه بتن با مقاومت معمولی از روابط BS 8110، ACI 318، Gardner و Zhao، EC2، TS 500، CSA A23.3 برای مقایسه استفاده شده است. همچنین روابط ACI 363، CEB-FIP، NS 3473، FHWA، Wee و همکاران و Rashid و همکاران در گروه بتن‌های با مقاومت بالا برای مقایسه با نتایج مدل پیشنهادی مورد استفاده قرار گرفته‌اند. نتایج نشان داده است که مدل‌های پیشنهادی دارای عملکرد بهتری در تخمین مدول الاستیسیته بتن بوده و در صنعت ساخت و ساز می‌توانند به عنوان ابزاری کارآمد مورد استفاده قرار گیرند.

۷- نتیجه‌گیری

در این مطالعه با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی بر روی بتن‌های با مقاومت فشاری معمولی و بالا به ارائه روابط جدید برای تعیین مدول الاستیسیته بتن با استفاده از ترکیب شبکه عصبی چند جمله‌ای و الگوریتم بهینه‌سازی علف هرز مهاجم پرداخته شده است. روابط پیشنهادی مشابه روابط موجود بر مبنای مقاومت فشاری بتن می‌باشند. برای اطمینان بهترین تقریب از مدول الاستیسیته بتن ضرایب چند جمله‌ای بر اساس الگوریتم بهینه‌سازی علف هرز مهاجم تعیین شده است. در تمامی مدل‌های ساخته شده در این مطالعه عموماً بعد از حدود ۳۰۰ تکرار مقدار ریشه میانگین مربعات خطا به کمینه مقدار خود رسیده و بعد از آن ثابت مانده است که نشان از

مراجع

- [1] Mesbah HA, Lachemi M, Aitcin P-C. Determination of elastic properties of high-performance concrete at early ages. Mater J 2002;99:37-41.
- [2] 363 ACIC. Report on High-Strength Concrete (ACI 363R-10). ACI; 2010.
- [3] Felix EF, Possan E, Carrazedo R. A New Formulation to Estimate the Elastic Modulus of Recycled Concrete Based on Regression and ANN. Sustainability 2021;13:8561.
- [4] Nguyen T-T, Thai H-T, Ngo T. Optimised mix design and elastic modulus prediction of ultra-high strength concrete. Constr Build Mater 2021;302:124150.
- [5] Mindess S, Young JF, Darwin D. Concrete, 2nd Edition Prentice Hall. Englewood Cliffs, NJ 2002.

- [6] ASTM-C469. Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression. ASTM Stand 2010.
- [7] 318 ACIC. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary, American Concrete Institute; 2014.
- [8] Standard B. Structural Use of Concrete: Code of Practice for Design and Construction, Part 1, BS 8110 1997.
- [9] Association CS. Design of concrete structures. Mississauga, Ont.: Canadian Standards Association; 2004.
- [10] Institution BS. Eurocode 2: Design of concrete structures: Part 1-1: General rules and rules for buildings. British Standards Institution; 2004.
- [11] Institute TS. Requirements for design and construction of reinforced concrete structures. TS500-2000 2000.
- [12] Gardner NJ, Zhao JW. Mechanical properties of concrete for calculation of long term deformations. Proc. Second Can. Symp. Cem. Concr., University of British Columbia Press, Vancouver, British Columbia, Canada; 1991, p. 150-9.
- [13] CEB-FIP C. model code 1990. Com Euro-International Du Beton, Paris 1991:87-109.
- [14] Standard N. Norwegian Council for building standardization. NS3473, Norw 1998.
- [15] Graybeal BA. Material property characterization of ultra-high performance concrete. United States. Federal Highway Administration. Office of Infrastructure ...; 2006.
- [16] Wee TH, Chin MS, Mansur MA. Stress-strain relationship of high-strength concrete in compression. J Mater Civ Eng 1996;8:70-6.
- [17] Rashid MA, Mansur MA, Paramasivam P. Correlations between mechanical properties of high-strength concrete. J Mater Civ Eng 2002;14:230-8.
- [18] Demir F. A new way of prediction elastic modulus of normal and high strength concrete—fuzzy logic. Cem Concr Res 2005;35:1531-8.
- [19] Demir F. Prediction of elastic modulus of normal and high strength concrete by artificial neural networks. Constr Build Mater 2008;22:1428-35. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.04.004>.
- [20] Yan K, Shi C. Prediction of elastic modulus of normal and high strength concrete by support vector machine. Constr Build Mater 2010;24:1479-85.
- [21] Gandomi AH, Faramarzarfar A, Rezaee PG, Asghari A, Talatahari S. New design equations for elastic modulus of concrete using multi expression programming. J Civ Eng Manag 2015;21:761-74.
- [22] Ahmadi-Nedushan B. Prediction of elastic modulus of normal and high strength concrete using ANFIS and optimal nonlinear regression models. *Construction and Building Materials* 2012;36:665-73.
- [23] Ozturan T. An investigation of concrete abrasion as two phase material. Fac Civ Eng Istanbul Tech Univ 1984.
- [24] Turan M, Iren M. Strain stress relationship of concrete. J Eng Archit 1997;12:76-81.
- [25] Gesoğlu M, Güneysi E, Özturan T. Effects of end conditions on compressive strength and static elastic modulus of very high strength concrete. Cem Concr Res 2002;32:1545-50.
- [26] Shannag MJ. High strength concrete containing natural pozzolan and silica fume. Cem Concr Compos 2000;22:399-406.
- [27] Naderpour H, Rafiean AH, Fakharian P. Compressive strength prediction of environmentally friendly concrete using artificial neural networks. *Journal of Building Engineering* 2018;16:213-9.
- [28] Naderpour H, Nagai K, Fakharian P, Haji M. Innovative models for prediction of compressive strength of FRP-confined circular reinforced concrete columns using soft computing methods. Compos Struct 2019;215:69-84. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2019.02.048>.
- [29] Naderpour H, Rezazadeh Eidgahee D, Fakharian P, Rafiean AH, Kalantari SM. A new proposed approach for moment capacity estimation of ferrocement members using Group Method of Data Handling. Eng Sci Technol an Int J 2020;23:382-91. <https://doi.org/10.1016/j.jestch.2019.05.013>.
- [30] Shahmansouri AA, Akbarzadeh Bengar H, Jafari A. Modeling the lateral behavior of concrete rocking walls using multi-objective neural network. J Concr Struct Mater 2020;5:110-28.
- [31] Shahmansouri AA, Akbarzadeh Bengar H, Ghanbari S. Experimental investigation and predictive modeling of compressive strength of pozzolanic geopolymer concrete using gene expression programming. J Concr Struct Mater 2020;5:92-117.
- [32] Ghanizadeh AR, Ziaee A, Khatami SMH, Fakharian P. Predicting Resilient Modulus of Clayey Subgrade Soils by Means of Cone Penetration Test Results and Back-Propagation Artificial Neural Network. J Rehabil Civ Eng 2022;10:146-62. <https://doi.org/10.22075/jrce.2022.25013.1568>.
- [33] Naderpour H, Sharei M, Fakharian P, Heravi MA. Shear Strength Prediction of Reinforced Concrete Shear Wall Using ANN, GMDH-NN and GEP. *Journal of Soft Computing in Civil Engineering* 2022;6:66-87.
- [34] Mehrabian AR, Lucas C. A novel numerical optimization algorithm inspired from weed colonization. Ecol Inform 2006;1:355-66.
- [35] Mohammed Abdelkader E, Moselhi O, Marzouk M, Zayed T. Hybrid Elman Neural Network and an Invasive Weed Optimization Method for Bridge Defect Recognition. Transp Res Rec 2021;2675:167-99.

- [36] Asteris PG, Cavaleri L, Ly H-B, Pham BT. Surrogate models for the compressive strength mapping of cement mortar materials. *Soft Comput* 2021;25:6347–72.
- [37] Huang L, Asteris PG, Koopialipour M, Armaghani DJ, Tahir MM. Invasive weed optimization technique-based ANN to the prediction of rock tensile strength. *Appl Sci* 2019;9:5372.
- [38] Smith GN. Probability and statistics in civil engineering. Collins London; 1986.

بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن آرمه بلندمرتبه

با استفاده از میراگر فلزی تسلیمی TADAS

تجربه زمین‌لرزه‌های گذشته نشان می‌دهد که بسیاری از ساختمان‌های قاب خمشی بتن‌آرمه موجود با ارتفاع متوسط و بلند، نیاز به ارزیابی لرزه‌ای و احتمالاً مقاوم‌سازی دارند. در این مطالعه، از میراگرهای تسلیم شونده فلزی TADAS برای بهسازی لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن‌آرمه استفاده شد. برای انجام پژوهش، ابتدا سه قاب بلندمرتبه بتن‌آرمه ۱۲، ۱۵ و ۲۰ طبقه، تحت آیین‌نامه‌های قدیمی زلزله و بتن ایران طراحی شدند. کنترل سازه‌ها، نیاز به بهسازی لرزه‌ای در این مدل‌ها را نشان می‌داد. لذا با دو هدف بهسازی مبنا و بهسازی مطلوب، میراگرهای فلزی به سازه‌ها اضافه شدند و این میراگرها با روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد طراحی گردیدند. سپس، با انتخاب یک مدل آزمایشگاهی معتبر و شبیه‌سازی آزمایش با یک مدل رفتاری دقیق از میراگر TADAS در نرم‌افزار OpenSees، راستی آزمایی انجام شد. در ادامه، با انجام تحلیل‌های دینامیکی و استاتیکی غیرخطی، رفتار لرزه‌ای سازه‌های بهسازی شده در دو سطح عملکرد ایمنی جانی و آستانه فروریزش ارزیابی گردید. نتایج نشان می‌دهد میراگر تسلیم شونده فلزی TADAS می‌تواند با کمترین تعداد دهانه‌های مهاربندی، مقاومت و سختی جانبی قاب‌های بتنی را در حد ۳۰ تا ۶۰ درصد افزایش دهد و ضمن یکنواخت نمودن توزیع بیشینه جابجایی نسبی طبقات در ارتفاع، باعث کاهش بیش از ۶۰٪ آن شود. همچنین در اثر بهسازی، نسبت دوران (θ/θ_y) مفصل پلاستیک تشکیل‌شده در تیر و ستون بحرانی قاب‌ها به ازای سطوح خطر زلزله مختلف در حدود ۷۰٪ کاهش می‌یابد.

واژگان کلیدی: قاب بتن‌آرمه، تحلیل غیرخطی، سطوح عملکرد، بهسازی لرزه‌ای، میراگر تسلیم شونده فلزی.

علی سید کاظمی*

استادیار گروه مهندسی عمران،
دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه
آزاد اسلامی، واحد آیت الله آملی،
آمل، ایران.

پست الکترونیک:

a.seyedkazemi@iauamol.ac.ir

ابراهیم اصغری کریمی

دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه
آزاد اسلامی، واحد آیت الله آملی،
آمل، ایران.

پست الکترونیک:

L_asghari@yahoo.com

مجتبی اسماعیل نیا

امیری

استادیار گروه مهندسی عمران،
دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه
آزاد اسلامی، واحد آیت الله آملی،
آمل، ایران.

پست الکترونیک:

m.e.amiri@iauamol.ac.ir

۱- مقدمه

که محققین بسیاری در مورد آن تحقیق نمودند، افزودن اعضای سازه‌ای جدید مانند انواع مهاربندی‌ها به ساختمان‌های بتنی است [۲-۴]. استفاده از مهاربندی هرچند سختی و مقاومت سازه را افزایش می‌دهد، اما می‌تواند باعث کاهش شکل‌پذیری سازه شود و در صورت کم‌انرژی زود هنگام، استهلاک انرژی مناسبی هم نخواهد داشت. علاوه بر این، در صورت کم‌انرژی یا تسلیم مهاربند در زلزله، تعویض آن بعد از زلزله بسیار مشکل یا ناممکن است. برای حل این مشکلات، یکی از روش‌هایی که امروزه در بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها بکار گرفته می‌شود، استفاده از انواع میراگرهاست؛ که در دسته‌بندی روش‌های

زمین‌لرزه‌های اخیر در سراسر جهان نشان دادند که ساختمان‌های بتنی با شکل‌پذیری کم (طراحی شده برای بارهای ثقلی) تا مرحله آسیب‌های شدید یا واژگونی کامل آسیب‌پذیر هستند [۱]. لذا روش‌های مختلفی برای بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی پیشنهاد گردید که هرکدام دارای مزایا و معایبی می‌باشد. یکی از این روش‌ها

* نویسنده مسئول

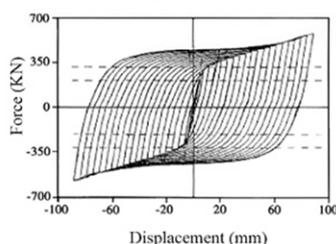
تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۱۱/۱۹، بازنگری ۱۴۰۱/۱۰/۰۳، پذیرش ۱۴۰۱/۰۲/۰۳.

DOI: 10.22091/cer.2022.7893.1359 شناسه دیجیتال

قرارگرفته است. این میراگر مطابق شکل ۱ از صفحات مثلثی موازی یکدیگر تشکیل شده و شرایط مرزی صفحات آن بگونه‌ای است که جلوی کمانش آن‌ها در زیر بار قائم گرفته می‌شود [۱۹].



(الف)



(ب)

شکل ۱- میراگرهای فلزی تسلیم شونده TADAS: (الف) ورقه‌های مثلثی تشکیل‌دهنده و (ب) منحنی رفتار هیستریزس [۱۹]

دارینی و هاشمی با اصلاح رفتار لرزه‌ای مبتنی بر اتلاف انرژی در میراگرهای TADAS نشان دادند که عملکرد این میراگرها تحت زلزله‌های متوسط، مطلوب‌تر از میراگرهای مرسوم TADAS می‌باشد [۲۰]. تحقیقات انجام‌شده توسط سعیدی و همکارانش بر روی پاسخ لرزه‌ای قاب‌های خمشی دارای میراگرهای TADAS نشان داد که ضرایب اصلاح پاسخ در قاب‌های دارای میراگر در مقایسه با قاب‌های فاقد میراگر افزایش یافته و این ضرایب با افزایش ارتفاع سازه به‌تدریج تا ۴۰ درصد کاهش می‌یابد [۱۹]. در مطالعاتی که توسط محمودی و عبدی بر روی قاب‌های خمشی ویژه با میراگر و بدون آن انجام گرفت، مقاومت، شکل‌پذیری و عوامل کاهنده بر پاسخ این سازه مورد ارزیابی قرار گرفت [۲۱]. تحقیقات انجام‌شده توسط

کنترل غیرفعال ساختمان قرار می‌گیرد. میراگرها اجزایی هستند که با افزایش نیروی میرایی در سازه و مستهلک نمودن انرژی زلزله باعث کاهش پاسخ لرزه‌ای در سازه می‌گردند. از دیگر مزایای استفاده از میراگرها می‌توان به‌سادگی در نصب و تعویض آن‌ها و همچنین هماهنگی با سایر اعضای سازه اشاره نمود. یکی از ساده‌ترین انواع میراگرها، میراگرهای فلزی تسلیم شونده هستند که با افزایش میرایی و سختی در سازه‌ها باعث کاهش پاسخ سازه در برابر تحریکات لرزه‌ای می‌گردند. در حقیقت، اساس کار میراگرهای فلزی تسلیم شونده بر جاری شدن مصالح و تغییر شکل پلاستیک صفحات فولادی در هنگام بارگذاری جانبی سازه می‌باشد که این تسلیم صفحات موجب مستهلک شدن مقدار زیادی از انرژی زلزله می‌گردد [۵]. تاکنون انواع مختلفی از میراگرهای فلزی از جمله میراگر ADAS^۲ متشکل از صفحات فلزی X شکل [۶]، میراگر TADAS^۳ متشکل از صفحات فلزی مثلثی شکل [۷]، میراگر RADAS^۴ متشکل از صفحات فولادی لوزی شکل [۸]، میراگرهای فولادی شکاف دار (SSD)^۵ [۹] و انواع میراگرهای فلزی تسلیمی U شکل [۱۰-۱۲] معرفی شده‌اند و قابلیت این میراگرها در افزایش سختی و میرایی، افزایش ظرفیت اتلاف انرژی، کاهش تغییرمکان نسبی طبقات و بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها اثبات شده است [۶-۱۲]. همچنین از میراگرهای فلزی برای مقاوم‌سازی ساختمان‌ها و قاب‌های خمشی بتن‌آرمه استفاده شده است و نتایج حاکی از بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه‌های مقاوم‌سازی شده با این نوع از میراگرها بوده است [۱۳-۱۸]. همانطور که بیان شد، یکی از انواع میراگرهای فلزی جاری شونده، میراگر TADAS می‌باشد که در سال‌های اخیر بعنوان یک المان الحاقی مستهلک کننده انرژی، بطور گسترده در سازه‌ها مورد استفاده

^۲- Added Damping and Stiffness

^۳- Triangular-plate Added Damping and Stiffness

^۴- Rhombic Added Damping and Stiffness

^۵- Steel Slit Damper

شونده فلزی TADAS پیشنهاد می‌گردد. سپس از طریق تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی در نرم‌افزار OpenSees به ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتنی بلندمرتبه بهسازی شده با میراگرهای TADAS پرداخته می‌شود.

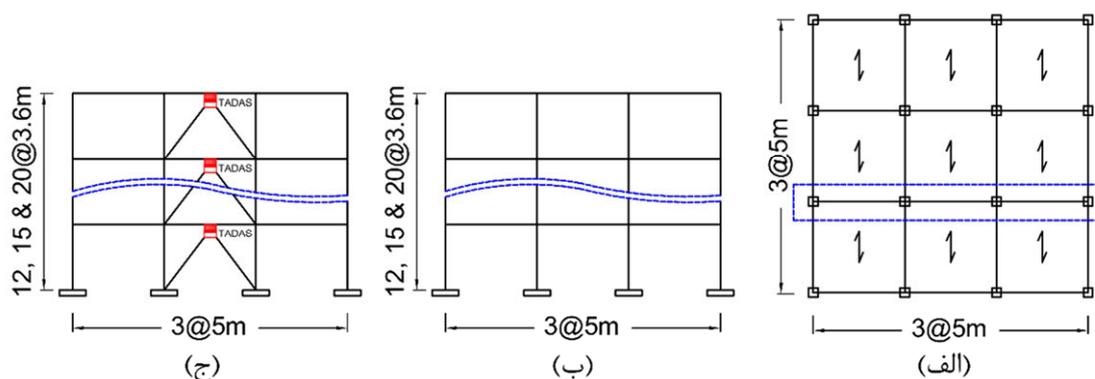
۲- قاب‌های مورد مطالعه

مدل‌های تحلیلی جهت ارزیابی روش بهسازی لرزه-ای پیشنهادی در این مقاله، سه قاب بتن‌آرمه دوبعدی ۱۲، ۱۵ و ۲۰ طبقه با ارتفاع طبقات برابر با ۳/۶ متر با ۳ دهانه با طول‌های برابر با ۵ متر می‌باشند. شکل ۲ پلان و قاب‌های مورد بررسی را نشان می‌دهد. سازه‌های مورد مطالعه، بر اساس آیین‌نامه‌ها با ویرایش قدیمی طراحی شده‌اند و طبق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه شماره ۳۶۰) [۲۷] نیاز به بهسازی لرزه‌ای دارند. نوع سیستم مقاوم باربر جانبی، قاب خمشی بتنی متوسط، محل احداث سازه‌ها شهر تهران و نوع خاک سخت (خاک نوع III در ویرایش دوم استاندارد ۲۸۰۰ [۲۸]) انتخاب می‌گردد. از آیین‌نامه‌های قدیمی شامل ویرایش دوم استاندارد ۲۸۰۰ و ویرایش سوم مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران [۲۹] برای بارگذاری طراحی مدل‌ها استفاده می‌شود و سرانجام مدل‌ها در نرم‌افزار اجزای محدود ETABS2000 [۳۰] طراحی می‌گردند. مصالح مورد استفاده در قاب‌ها شامل بتن با مقاومت فشاری $f_c = 21 \text{ Mpa}$ و مدول الاستیسیته $E_c = 22912/9 \text{ Mpa}$ و میلگردهای فولادی با تنش تسلیم $f_y = 400$ برابر با $36/25 \text{ kN/m}$ و $10/0 \text{ kN/m}$ برای بارگذاری ثقلی قاب‌ها در نظر گرفته می‌شوند. جرم قاب بدلیل وزن مرده تمامی اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای برابر با 575 kN/Floor در نظر گرفته شده است. نیروی برشی پایه برای مدل‌های ۱۲، ۱۵ و ۲۰ طبقه به ترتیب

محمدی و همکارانش بر روی یک قاب خمشی ۶ طبقه مجهز به میراگر TADAS نشان داد که تغییر شکل‌های بزرگ ناشی از تحریکات لرزه‌ای شدید، موجب افزایش سختی ناگهانی در این نوع میراگرها و نیز افزایش لنگر خمشی و نیروی محوری در ستون‌ها شده و منجر به ایجاد خسارت احتمالی در این نواحی خواهد شد [۲۲]. تحقیقات شجاعی فر و همکاران روی نوع خاصی از میراگرهای TADAS انحنادار نشان داد که این نوع از میراگرهای فلزی، بخش قابل‌توجهی از انرژی لرزه‌ای ورودی به سازه را مستهلک می‌کنند و لذا از خرابی سازه‌ای جلوگیری می‌نمایند [۲۳]. تحقیقات انجام‌شده توسط غلامپور و همکارانش بر روی تأثیر میراگرهای تسلیمی TADAS در قاب‌های فولادی کوتاه و متوسط تحت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک گسل نشان داد که دریافت و برش پایه این سازه‌ها حدود ۲۰ تا ۲۶ درصد کاهش داشته است [۲۴].

نتایج تحقیقات در دو دهه اخیر نشان داده است که استفاده از میراگرهای TADAS، علاوه بر از بین بردن ضعف‌هایی مانند عدم تطابق ابعادی اجزای سازه‌ای جدید با اجزای بتنی موجود، نیاز نیرویی تقریباً زیاد در محل اتصال پیوند به اجزای بتنی طبقه و نیاز به دهانه‌های اشغال‌شده زیاد، دارای مزایایی مانند افزایش شکل‌پذیری، سختی و مقاومت جانبی، توانایی وفق دادن با معماری، حداقل وزن اضافه‌شده به سازه اصلی و همین‌طور سیستم قاب مهارتی فولادی خارجی با کمترین قطع عملکرد سازه‌ای ساختمان می‌باشد. تمرکز خسارت ناشی از زلزله بر روی این وسیله و قابل تعویض و جایگذاری مجدد با تعبیه اتصالات پیچی و کشویی در صورت آسیب در زلزله و همچنین باقی ماندن بقیه اجزای قاب به صورت الاستیک از دیگر مزایای این روش بهسازی لرزه‌ای می‌باشد [۲۵] و [۲۶]. در این تحقیق به منظور افزایش مقاومت، سختی جانبی و نیز یکنواخت‌تر شدن توزیع جابجایی‌ها در ارتفاع سازه، یک روش بهسازی لرزه‌ای توسط میراگرهای تسلیم

۷/۲۸، ۱/۸۳۱ kN و ۷/۹۷۶ kN می‌باشند. جزئیات طراحی قاب‌ها در جدول ۱ ارائه شده است.



شکل ۲- مدل‌های مورد مطالعه: (الف) پلان، (ب) قاب‌های دوبعدی و (ج) قاب‌های دوبعدی مجهز به TADAS

جدول ۱- مشخصات مقاطع اعضا در مدل‌های مورد مطالعه

تیرها	ستون‌ها		طبقه
	میانی	کناری	
قاب بتنی ۱۲ طبقه			
(B400×600)mm	(C600×600)mm + (28φ22mm)	(C600×600)mm+(28φ22mm)	۱
(B400×600)mm	(C550×550)mm+(24φ22mm)	(C550×550)mm+(24φ22mm)	۲
(B400×600)mm	(C550×550)mm+(24φ22mm)	(C550×550)mm+(24φ20mm)	۳ تا ۴
(B400×600)mm	(C550×550)mm+(24φ20mm)	(C500×500)mm+(20φ20mm)	۵
(B400×500)mm	(C550×550)mm+(24φ20mm)	(C500×500)mm+(20φ20mm)	۶
(B400×500)mm	(C500×500)mm+(20φ20mm)	(C500×500)mm+(20φ20mm)	۷
(B400×500)mm	(C500×500)mm+(16φ20mm)	(C450×450)mm+(12φ20mm)	۸ تا ۹
(B400×500)mm	(C450×450)mm+(12φ20mm)	(C450×450)mm+(12φ20mm)	۱۰
(B400×500)mm	(C400×400)mm+(8φ20mm)	(C400×400)mm+(8φ20mm)	۱۱ تا ۱۲
قاب بتنی ۱۵ طبقه			
(B400×650)mm	(C650×650)mm+(24φ25mm)	(C650×650)mm+(24φ25mm)	۱
(B400×650)mm	(C650×650)mm+(24φ25mm)	(C600×600)mm+(28φ22mm)	۲
(B400×650)mm	(C600×600)mm+(28φ22mm)	(C600×600)mm+(28φ22mm)	۳
(B400×650)mm	(C600×600)mm+(28φ22mm)	(C550×550)mm+(24φ20mm)	۴ تا ۵
(B400×600)mm	(C600×600)mm+(28φ22mm)	(C550×550)mm+(24φ20mm)	۶
(B400×600)mm	(C550×550)mm+(24φ22mm)	(C550×550)mm+(24φ20mm)	۷
(B400×600)mm	(C550×550)mm+(24φ20mm)	(C500×500)mm+(16φ20mm)	۸ تا ۹
(B400×600)mm	(C500×500)mm+(20φ20mm)	(C500×500)mm+(16φ20mm)	۱۰
(B400×500)mm	(C500×500)mm+(20φ20mm)	(C500×500)mm+(16φ20mm)	۱۱
(B400×500)mm	(C500×500)mm+(16φ20mm)	(C450×450)mm+(12φ20mm)	۱۲
(B400×500)mm	(C450×450)mm+(12φ20mm)	(C450×450)mm+(12φ20mm)	۱۳ تا ۱۴
(B400×500)mm	(C400×400)mm+(8φ20mm)	(C400×400)mm+(8φ20mm)	۱۵

جدول ۱- ادامه

تیرها	ستون‌ها		طبقه
	میانی	میانی	
قاب بتنی ۲۰ طبقه			
(B400×700)mm	(C700×700)mm+(24φ28mm)	(C700×700)mm+(24φ28mm)	۱ تا ۲
(B400×700)mm	(C700×700)mm+(24φ28mm)	(C650×650)mm+(24φ25mm)	۳
(B400×700)mm	(C650×650)mm+(24φ25mm)	(C650×650)mm+(24φ25mm)	۴
(B400×700)mm	(C650×650)mm+(24φ25mm)	(C600×600)mm+(28φ22mm)	۵
(B400×650)mm	(C650×650)mm+(24φ25mm)	(C600×600)mm+(28φ22mm)	۶ تا ۷
(B400×650)mm	(C600×600)mm+(28φ22mm)	(C550×550)mm+(24φ22mm)	۸ تا ۹
(B400×650)mm	(C600×600)mm+(28φ22mm)	(C550×550)mm+(24φ20mm)	۱۰
(B400×600)mm	(C600×600)mm+(28φ22mm)	(C500×500)mm+(16φ20mm)	۱۱
(B400×600)mm	(C550×550)mm+(24φ22mm)	(C500×500)mm+(20φ20mm)	۱۲
(B400×600)mm	(C550×550)mm+(24φ20mm)	(C500×500)mm+(20φ20mm)	۱۳
(B400×600)mm	(C550×550)mm+(24φ20mm)	(C500×500)mm+(16φ20mm)	۱۴
(B400×600)mm	(C500×500)mm+(20φ20mm)	(C450×450)mm+(12φ20mm)	۱۵
(B400×500)mm	(C500×500)mm+(20φ20mm)	(C450×450)mm+(12φ20mm)	۱۶
(B400×500)mm	(C500×500)mm+(16φ20mm)	(C400×400)mm+(8φ20mm)	۱۷
(B400×500)mm	(C450×450)mm+(12φ20mm)	(C400×400)mm+(8φ20mm)	۱۸
(B400×500)mm	(C400×400)mm+(8φ20mm)	(C400×400)mm+(8φ20mm)	۱۹ تا ۲۰

۳- روش طرح سیستم بهسازی لرزه‌ای پیشنهادی

هدف‌های بهسازی لرزه‌ای مورد استفاده در این مقاله شامل دو هدف مبنا و مطلوب طبق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه شماره ۳۶۰) [۲۷] می‌باشد. در هدف‌های بهسازی مبنا سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) به ازای زلزله سطح خطر (۱) و در هدف بهسازی مطلوب ضمن تأمین هدف بهسازی مبنا، سطح عملکرد آستانه فروریزش (CP)^۶ به ازای زلزله سطح خطر (۲) تأمین می‌گردد.

در این پژوهش برای طراحی سیستم میراگر فلزی تسلیمی TADAS از روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد (PBPD)^۸ استفاده می‌شود که در آن، برش طراحی در سطح خطر زلزله مورد نظر، بر اساس اتلاف انرژی معادل بدست می‌آید [۳۱]. در روش PBPD کنترل جابجایی‌های جانبی نیاز نیست، زیرا در خود روال طراحی از همان ابتدا گنجانده شده است. مراحل طراحی میراگرها با روش PBPD بصورت زیر می‌باشد [۳۱]:

۱- با توجه به هدف بهسازی انتخاب شده (مبنا یا مطلوب) برش پایه (V) از رابطه ۱ بدست می‌آید:

$$V = \left(\frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\gamma S_a^2}}{2} \right) W \quad (1)$$

^۸- Performance Based Plastic Design

^۶- Live Safety

^۷- Collapse Prevention

که در آن:

$$\alpha = \left(\sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1}) h_i \right) \cdot \left(\frac{W_n h_n}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right)^{0.75T - 0.2} \cdot \left(\frac{\theta_p 8\pi^2}{T^2 g} \right)$$

$$\gamma = \frac{2\mu_s - 1}{R_\mu^2}$$

در این رابطه، W وزن مؤثر لرزه‌ای قاب‌ها و S_a شتاب طیفی که طبق نشریه ۳۶۰ [۲۷] بدست می‌آید و در بهسازی مبنا برای زلزله سطح خطر (۱) و در بهسازی مطلوب برای زلزله سطح خطر (۲) محاسبه می‌گردد. در محاسبه ضریب α ، قسمت پلاستیک جابجایی هدف θ_p و بصورت $\theta_p = \theta_u - \theta_y$ تعریف می‌شود که در آن θ_y و θ_u به ترتیب جابجایی تسلیم و جابجایی هدف می‌باشند. برای قاب‌های بهسازی شده با میراگر TADAS برابر با 0.05 منظور می‌شود [۳۱]. θ_u با توجه به هدف بهسازی، برای زلزله سطح خطر زلزله (۱) برابر با 0.2 و برای زلزله سطح خطر (۲) برابر 0.3 انتخاب می‌شود [۳۲]. T پریود اصلی قاب‌های بهسازی شده با میراگر TADAS و h_i ارتفاع طبقه i ام از تراز پایه می‌باشد. همچنین W_j ، h_j ، W_n و h_n به ترتیب وزن لرزه‌ای تراز طبقه j ام، ارتفاع طبقه j ام از تراز پایه، وزن لرزه‌ای طبقه بام (n) و ارتفاع طبقه بام از تراز پایه است. β_i ضریب توزیع نیروی برشی در ارتفاع می‌باشد. این ضریب که بصورت برش استاتیکی طبقه در تراز i ام (V_i) به برش استاتیکی طبقه در تراز بام (V_n) تعریف می‌شود، از رابطه ۲ استخراج می‌گردد [۳۱]:

$$\beta_i = \frac{V_i}{V_n} = \left(\frac{\sum_{j=i}^n W_j h_j}{W_n h_n} \right)^{0.75T - 0.2} \quad (2)$$

در محاسبه γ که ضریب اصلاح انرژی نامیده می‌شود، μ_s ضریب شکل‌پذیری سازه است که بصورت $\mu_s = \theta_u / \theta_y$ تعریف می‌شود و R_μ ضریب کاهش مربوط به شکل‌پذیری است که به ضریب μ_s و پریود اصلی سازه (T) وابسته است و برای محاسبه آن روابط مختلفی پیشنهاد

شده است. در این مطالعه از روابط پیشنهادی لیاو و

همکاران [۳۲] برای محاسبه R_μ استفاده می‌شود.

۲- نیروی جانبی طبقات (F_i) برای طراحی بر پایه عملکرد طبق رابطه ۳ محاسبه می‌شود.

$$F_i = (\beta_i - \beta_{i+1}) F_n, \quad F_n = V \left(\frac{W_n h_n}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right)^{0.75T - 0.2} \quad (3)$$

در این روابط F_n نیروی جانبی طبقه بام می‌باشد.

۳- برش موردنیاز برای طراحی میراگر TADAS در

طبقه i (V_{yi}) از رابطه ۴ استخراج می‌شود:

$$V_{yi} = \beta_i \left(\frac{\sum_{i=1}^n F_i h_i - 2M_{pc}}{\sum_{i=1}^n H_i \beta_i} \right) \quad (4)$$

در این رابطه H_i ارتفاع طبقه i ام، h_i ارتفاع طبقه i ام از تراز پایه و M_{pc} لنگر پلاستیک پای ستون طبقه اول است که برای جلوگیری از تشکیل مکانیزم طبقه نرم به صورت رابطه ۵ پیشنهاد شده است [۳۲].

$$M_{pc} = \frac{1.1 \times V' h_1}{4} \quad (5)$$

در این رابطه h_1 ارتفاع طبقه اول و V' برش پایه در یک دهانه است که از تقسیم برش پایه کل به تعداد دهانه‌های دارای میراگر TADAS بدست می‌آید.

۴- با فرض مقادیری برای ضخامت (t)، عرض پایه

(b) و ارتفاع (h) برای ورق‌های TADAS، ابتدا

مقاومت تسلیم یک ورق در دستگاه TADAS

($V_{y-TADAS}$) از رابطه ۶ استخراج می‌گردد. سپس

با استفاده از رابطه ۷ تعداد ورق‌های موردنیاز

جهت بهسازی لرزه‌ای در طبقه i ام (N_i) محاسبه

می‌گردد:

$$V_{y-TADAS} = \frac{\sigma_y b t^2}{6h} \quad (6)$$

لرزه‌ای قاب‌های بتنی بلندمرتبه به ترتیب برابر با ۲۰ میلی‌متر، ۲۵۰ میلی‌متر و ۳۰۰ میلی‌متر انتخاب گردید. لذا مقدار مقاومت تسلیم ورق میراگر برابر $13/33 \text{ kN}$ بدست می‌آید. در جدول ۲ مقادیر V_{yi} و همچنین تعداد ورق‌های TADAS موردنیاز برای بهسازی مبنا و مطلوب سازه‌های مورد مطالعه ذکر شده است.

$$N_i = \frac{V_{yi}}{V_{y-TADAS}} \quad (7)$$

که در آن، σ_y تنش تسلیم فولاد مصرفی در ورق‌های TADAS می‌باشد و مقدار آن برای فولاد ST37، 240 Mpa می‌باشد. در این مطالعه، ضخامت، عرض پایه و ارتفاع ورق‌های TADAS مورد استفاده جهت بهسازی

جدول ۲- تعداد ورق‌های میراگر TADAS موردنیاز برای بهسازی قاب‌های بتنی مورد مطالعه در طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد

بهسازی مطلوب		بهسازی مبنا		طبقه
N_i	$V_{yi} \text{ (kN)}$	N_i	$V_{yi} \text{ (kN)}$	
قاب ۱۲ طبقه				
۱۸	۲۳۹/۹۴	۶	۷۹/۹۸	۱
۱۷	۲۲۶/۶۱	۶	۷۹/۹۸	۲
۱۷	۲۲۶/۶۱	۵	۶۶/۶۵	۳ و ۴
۱۶	۲۱۳/۲۸	۵	۶۶/۶۵	۵
۱۵	۱۹۹/۹۵	۵	۶۶/۶۵	۶
۱۴	۱۸۶/۶۲	۴	۵۳/۳۲	۷
۱۳	۱۷۳/۲۹	۴	۵۳/۳۲	۸
۱۱	۱۴۶/۶۳	۴	۵۳/۳۲	۹
۹	۱۱۹/۹۷	۳	۳۹/۹۹	۱۰
۷	۹۳/۳۱	۲	۲۶/۶۶	۱۱
۴	۵۳/۳۲	۲	۲۶/۶۶	۱۲
قاب ۱۵ طبقه				
۲۶	۳۴۶/۵۸	۸	۱۰۶/۶۴	۱ و ۲
۲۵	۳۳۳/۲۵	۸	۱۰۶/۶۴	۳ و ۴
۲۴	۳۱۹/۹۲	۸	۱۰۶/۶۴	۵
۲۳	۳۰۶/۵۹	۷	۹۳/۳۱	۶
۲۲	۲۹۳/۲۶	۷	۹۳/۳۱	۷
۲۱	۲۷۹/۹۳	۷	۹۳/۳۱	۸
۲۰	۲۶۶/۶	۶	۷۹/۹۸	۹
۱۸	۲۳۹/۹۴	۶	۷۹/۸۹	۱۰
۱۶	۲۱۳/۲۸	۵	۶۶/۶۵	۱۱
۱۴	۱۸۶/۶۲	۵	۶۶/۶۵	۱۲
۱۲	۱۵۹/۹۶	۴	۵۳/۳۲	۱۳
۹	۱۱۹/۹۷	۳	۳۹/۹۹	۱۴
۶	۷۹/۹۸	۲	۲۶/۶۶	۱۵

جدول ۲- ادامه

بهسازی مطلوب		بهسازی مینا		طبقه
N_i	$V_{vi} (kN)$	N_i	$V_{vi} (kN)$	
قاب ۲۰ طبقه				
۴۰	۵۳۳/۲	۱۳	۱۷۳/۲۹	۱ و ۲
۴۰	۵۳۳/۲	۱۲	۱۵۹/۹۶	۳ و ۴
۳۹	۵۱۹/۸۷	۱۲	۱۵۹/۹۶	۵
۳۸	۵۰۶/۵۴	۱۲	۱۵۹/۹۶	۶
۳۷	۴۹۳/۲۱	۱۲	۱۵۹/۹۶	۷
۳۶	۴۷۹/۸۸	۱۱	۱۴۶/۶۳	۸
۳۵	۴۶۶/۵۵	۱۱	۱۴۶/۶۳	۹
۳۴	۴۵۳/۲۲	۱۱	۱۴۶/۶۳	۱۰
۳۳	۴۳۹/۸۹	۱۰	۱۳۳/۳	۱۱
۳۱	۴۱۳/۲۳	۱۰	۱۳۳/۳	۱۲
۲۹	۳۸۶/۵۷	۹	۱۱۹/۹۷	۱۳
۲۷	۳۵۹/۹۱	۹	۱۱۹/۹۷	۱۴
۲۵	۳۳۳/۲۵	۸	۱۰۶/۶۴	۱۵
۲۲	۲۹۳/۲۶	۷	۹۳/۳۱	۱۶
۱۹	۲۵۳/۲۷	۶	۷۹/۹۸	۱۷
۱۶	۲۱۳/۲۸	۵	۶۶/۶۵	۱۸
۱۲	۱۵۹/۹۶	۴	۵۳/۳۲	۱۹
۸	۱۰۶/۶۴	۳	۳۹/۹۹	۲۰

۴- مدل‌سازی در OpenSees و راستی آزمایی

برای مدل‌سازی قاب‌ها از قابلیت‌های مدل‌سازی عددی در برنامه OpenSees [۳۴] بهره گرفته می‌شود. با فرض رفتار صلب برای دیافراگم سقف‌ها، جرم طبقات در تراز طبقات به‌طور مساوی بین گره‌های اتصال تیر و ستون توزیع می‌گردد. برای لحاظ نمودن اندرکنش میان نیروی محوری و ممان خمشی، و تعریف رابطه تنش- کرنش از دستور uniaxialMaterial استفاده می‌شود. مدل مصالح بتن- اعم از بتن محصور و غیر محصور- از نوع Concrete01 و مدل مصالح فولادی از نوع Steel02 انتخاب می‌گردد. المان بکار رفته برای مدل‌سازی اعضای تیر و ستون بتنی، المان nonlinearBeamColumn می‌باشد و پنج نقطه انتگرال‌گیری در طول هر المان در نظر گرفته می‌شود. همچنین، مصالح فولادی از نوع

در روش بهسازی لرزه‌ای پیشنهادی، در محدوده کمانش ناپایدار مهاربندهای فشاری، نیروهای کششی و فشاری هر دو برابر بار کمانشی (P_b) هستند. در نتیجه، برای جلوگیری از کمانش ناپایدار مهاربندهای فشاری، باید رابطه ۸ برقرار باشد:

$$2P_b \cos \alpha \geq 1.25R_y V_y \quad (8)$$

در این معادله، α زاویه مهاربندها با سطح افق، V_y مقاومت تسلیم میراگر TADAS و R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم مصالح می‌باشد که طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران محاسبه می‌شود [۳۳]. لذا، مهاربندها بگونه‌ای انتخاب می‌شوند که دارای ظرفیت کمانش حداقل محاسباتی (P_b) باشند. مهاربند انتخابی با مقطع 2UNP220 برای تمامی قاب‌ها در تمامی طبقات جوابگو می‌باشد.

درصد ایده‌آل‌سازی می‌شود [۳۶]. از آنجاکه در روند طراحی سیستم بهسازی لرزه‌ای TADAS مهاربندهای فولادی دارای تنش‌های حد الاستیک می‌باشند، از این رو جهت اختصاص دادن ویژگی‌های خطی به مدل مهاربندها، در نرم‌افزار OpenSees از المان نیرویی elasticBeamColumn استفاده شد. همچنین جهت معرفی رفتار الاستیک فولادی مهاربندها، مدل مصالح فولادی از نوع uniaxialMaterial Elastic انتخاب گردید.

به منظور راستی آزمایی از مدل آزمایشگاهی تسای و همکاران [۳۶] استفاده شد. در این مدل آزمایشگاهی، عملکرد لرزه‌ای یک قاب فولادی یک دهانه، دوطبقه مجهز به میراگرهای TADAS ارزیابی گردید. بار دینامیکی مورد استفاده در این آزمایش، مؤلفه راستای شمال-جنوب زلزله ال سنترو^۹ ۱۹۴۰ با بیشینه شتاب مقیاس شده به ۰/۵g بود. مقایسه نتایج، انطباق قابل قبولی را به لحاظ تغییر مکان ماکزیمم قاب‌های اولیه (تقریباً ۲۵ mm) و تغییر مکان ماکزیمم قاب‌های بهسازی شده با TADAS (تقریباً ۱۲ mm) نشان داد.

۵- طیف طرح شتاب برای سطوح خطر مورد نظر

همان‌طور که قبلاً بیان شد، در این مطالعه برای بهسازی قاب‌های خمشی بتن‌آرمه با میراگرهای فلزی، دو هدف بهسازی مینا و مطلوب در نظر گرفته می‌شود. مطابق نشریه شماره ۳۶۰، در بهسازی مینا باید طیف طرح شتاب برای زلزله سطح خطر (۱) و در بهسازی مطلوب باید طیف طرح شتاب برای زلزله سطح خطر (۲) تعیین گردد. در پژوهش حاضر برای مشخص کردن شتاب مینای طرح، از فرایند استفاده از شکل طیف ثابت بهره گرفته می‌شود. طیف شتاب مربوط به زلزله سطح خطر (۱) با استفاده از استاندارد ۲۸۰۰ تعیین می‌شود. برای

Elastic-Perfectly Plastic Material به منظور مدل-سازی رفتار ورق‌های مثلثی شکل دستگاه TADAS در OpenSees استفاده می‌شود. نقاط انتگرال‌گیری راستای المان‌ها مبتنی بر قانون quadrature Gauss-Lobatto می‌باشد. تمام مقاطع بکار رفته از نوع Fiber می‌باشند. برای تعریف میرایی در مدل‌های سازه‌ای از ماتریس میرایی رایلی (دستور Rayleigh در برنامه OpenSees) استفاده می‌شود.

مدل‌سازی رفتار میراگر TADAS طبق مرجع [۳۵] انجام می‌پذیرد. بدین ترتیب که ابتدا با استفاده از تئوری مقاومت مصالح و با فرض انتهای کاملاً گیردار برای ورق‌های مثلثی و با صرف نظر کردن از تغییر شکل‌های برشی، سختی الاستیک جانبی قطعه TADAS از رابطه ۹ بدست می‌آید:

$$K = \frac{NEbt^3}{6h^3} \quad (9)$$

که در این رابطه، N ، E ، t ، b و h به ترتیب، تعداد صفحات مثلثی، مدول الاستیسیته، ضخامت ورق، عرض پایه و ارتفاع ورق مثلثی می‌باشند. سپس تغییر شکل انتهای آزاد ورق در زمانی که اولین تسلیم در آن رخ می‌دهد (Δ_y)، از رابطه ۱۰ محاسبه می‌گردد:

$$\Delta_y = \frac{\sigma_y h^2}{Et} \quad (10)$$

در ادامه، مقاومت تسلیم (V_y) و مقاومت نهایی (V_u) دستگاه TADAS به ترتیب از روابط ۱۱ و ۱۲ بدست می‌آیند.

$$V_y = K \cdot \Delta_y = \frac{\sigma_y Nbt^2}{6h} \quad (11)$$

$$V_u = \frac{\sigma_y Nbt^2}{4h} \quad (12)$$

با در اختیار داشتن اطلاعات فوق، منحنی بار-جابجایی در برش برای میراگر TADAS بصورت یک منحنی دوخطی با سخت‌شوندگی کرنشی برابر با ۳٪

^۹- El Centro

۶- تحلیل استاتیکی غیرخطی

در جدول ۳ نسبت زمان تناوب اصلی قاب‌های اولیه (T_0) به قاب‌های بهسازی شده (T_r) ارائه گردیده است. همان‌طور که جدول نشان می‌دهد، قاب‌های بتنی بهسازی شده با TADAS به دلیل تغییر در سیستم باربر جانبی (افزایش مقاومت و سختی جانبی) دارای زمان تناوب کمتری نسبت به حالت مبنا می‌باشد. از این رو جابجایی هدف تغییر کرده و مقدار آن نسبت به حالت مبنا کوچک‌تر خواهد شد.

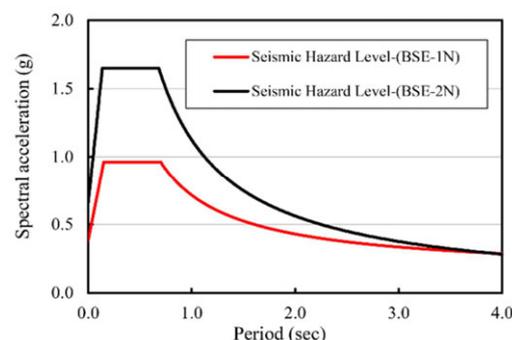
برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بهسازی شده از نشریه شماره ۳۶۰ استفاده می‌شود. مطابق این نشریه برای انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل پوشش آور)، دو نوع الگوی بار جانبی به سازه‌ها اعمال می‌گردد. الگوی نوع اول که در آن توزیع بار جانبی متناسب با شکل مود اول ارتعاش در نظر گرفته می‌شود و الگوی نوع دوم که شامل توزیع یکنواخت بار جانبی است و در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می‌شود.

جدول ۳- نسبت زمان تناوب اصلی قاب‌های اولیه (T_0) به زمان تناوب اصلی قاب‌های بهسازی شده (T_r)

T_0/T_r		مدل
بهسازی مطلوب	بهسازی مبنا	
۱/۱۲	۱/۰۴۶	۱۲ طبقه
۱/۱۳	۱/۰۵۱	۱۵ طبقه
۱/۱۶	۱/۰۶۶	۲۰ طبقه

در این رابطه، C_0 ضریب اصلاح برای ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام سیستم چند درجه آزادی، C_1 ضریب تصحیح برای اعمال تغییر مکان غیر ارتجاعی سیستم، C_2 ضریب تصحیح برای اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای به دلیل رفتار غیر ارتجاعی، T_e زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان بر اساس مدل رفتار دوخطی است. این پارامترها بر اساس نشریه شماره ۳۶۰ محاسبه می‌شوند. S_a شتاب طیفی می‌باشد که برای زلزله‌های سطوح خطر (۱) و (۲) مطابق بند ۵ محاسبه می‌شود. رابطه بین برش پایه و تغییر مکان

زلزله سطح خطر (۲) از طیف شتاب ارائه‌شده در نشریه شماره ۳۶۰ استفاده می‌گردد. طبق نتایج بدست آمده از تحلیل خطر زلزله شهر تهران که در منابع معتبر ارائه‌شده است [۳۷]، مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب کوتاه ۰/۲ ثانیه (S_s) و نیز مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب بلند ۱/۰ ثانیه (S_l) برای زلزله سطح خطر (۲) به ترتیب $1/65g$ و $0/75g$ منظور می‌شود. در شکل ۳ طیف ثابت طرح شتاب برای زلزله‌های سطح خطر (۱) و (۲) نشان داده می‌شود.



شکل ۳- طیف ثابت طرح شتاب برای زلزله‌های سطح خطر (۱) و (۲)

همچنین، ترکیب بار ثقلی معرفی شده در ترکیب با بارهای زلزله، بصورت رابطه ۱۳ می‌باشد:

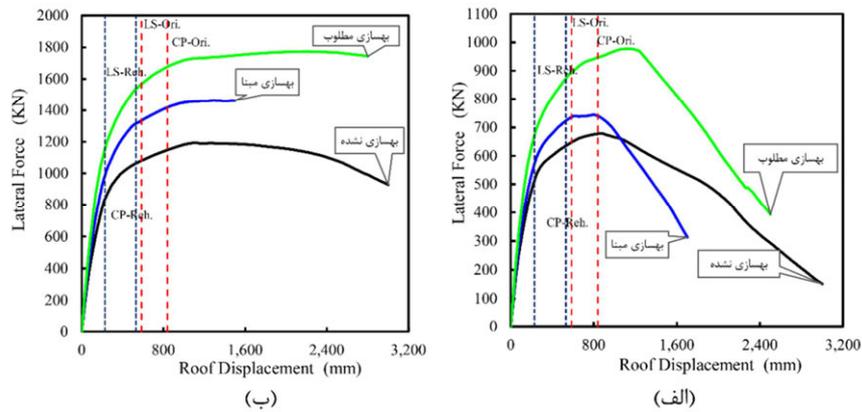
$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L) \quad (13)$$

که در آن، Q_D بار مرده، Q_L برابر ۲۵٪ بار زنده طراحی کاهش نیافته می‌باشد. با فرض دیافراگم صلب برای طبقات، تغییر مکان هدف برای دو هدف بهسازی مبنا و مطلوب از رابطه ۱۴ بدست می‌آید:

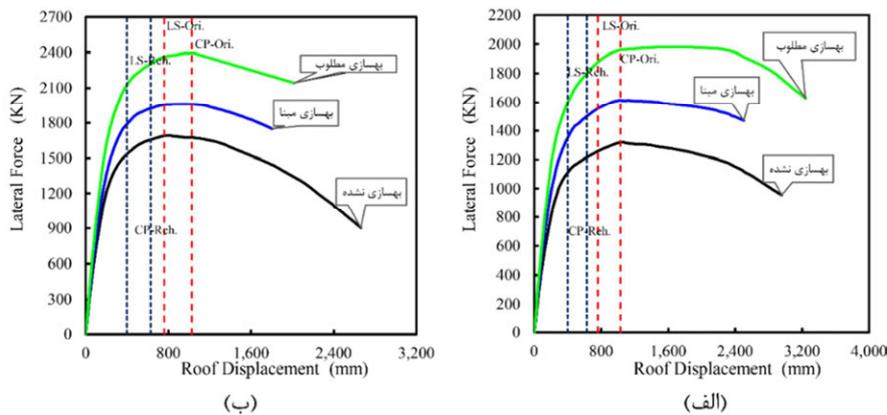
$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (14)$$

شده‌اند. رفتار تمامی تیرها و ستون‌های سه قاب کنترل شونده با تغییر شکل می‌باشند و میزان دوران پلاستیک مجاز برای مفصل‌های غیرخطی تشکیل شده در سطوح عملکرد LS و CP برای تیرها و ستون‌ها مطابق نشریه شماره ۳۶۰ مشخص می‌گردد

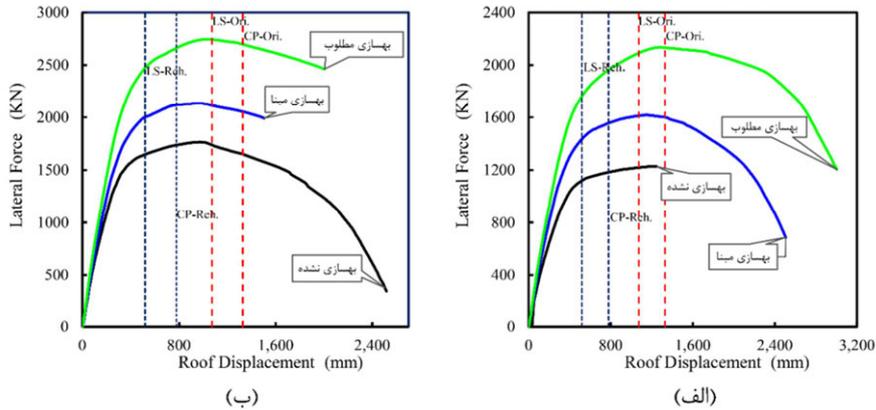
مرکز جرم بام (منحنی پوش آور) تا رسیدن به تغییر مکانی حداقل ۱/۵ برابر تغییر مکان هدف استخراج می‌گردد. در شکل ۴ منحنی‌های ظرفیت بدست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی برای قاب‌های اولیه و قاب‌های بهسازی شده با میراگر TADAS با دو هدف بهسازی مینا و بهسازی مطلوب ارائه گردیده و باهم مقایسه



قاب ۱۲ طبقه



قاب ۱۵ طبقه



قاب ۲۰ طبقه

شکل ۴- مقایسه منحنی‌های ظرفیت حاصل از تحلیل پوش آور در قاب‌های مختلف، (الف) الگوی بارگذاری مود اول و (ب) الگوی بارگذاری یکنواخت

تعداد ورق‌های مثلثی بیشتر در حالت بهسازی مطلوب می‌باشد که در مراحل الاستیک ابتدایی منحنی ظرفیت تأثیرگذار است. میزان افزایش در سختی جانبی با تغییر تعداد طبقات به الگوی بارگذاری جانبی وابسته است. بطوریکه در الگوی بارگذاری یکنواخت میزان افزایش سختی با افزایش ارتفاع روند نزولی دارد. بالعکس، در الگوی بارگذاری مود اول با افزایش ارتفاع روند افزایش سختی، صعودی است.

در جدول ۴ مقادیر سختی جانبی سازه‌ها قبل و بعد از بهسازی خلاصه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود استفاده از میراگر TADAS سختی جانبی قاب‌های بهسازی شده را به شدت افزایش می‌دهد. به عنوان نمونه، در بهسازی مطلوب و الگوی بارگذاری مود اول، سختی قاب‌ها در حدود ۴۰ تا ۶۰ درصد افزایش داشته است. همان‌طور که انتظار می‌رود در بهسازی مطلوب میزان افزایش سختی جانبی قاب‌های مقاوم‌سازی شده با TADAS، بیشتر از بهسازی مینا است. دلیل آن هم وجود

جدول ۴- سختی جانبی مدل‌ها حاصل از منحنی ظرفیت بدست آمده از تحلیل پوش آور برحسب kN/mm

هدف بهسازی	الگوی بار جانبی	قاب ۱۲ طبقه			قاب ۱۵ طبقه			قاب ۲۰ طبقه		
		اختلاف (%)	بهسازی	مینا	اختلاف (%)	بهسازی	مینا	اختلاف (%)	بهسازی	مینا
مینا	یکنواخت	۲۵/۴۰	۶/۲۲	۴/۹۶	۱۶/۱۶	۷/۹۸	۶/۸۷	۱۷/۶۷	۶/۴۶	۵/۴۹
	مود اول	۱۸/۷۳	۳/۵۵	۲/۹۹	۳۲/۰۰	۴/۹۵	۳/۷۵	۳۴/۷۸	۴/۰۳	۲/۹۹
مطلوب	یکنواخت	۴۹/۱۹	۷/۴۰	۴/۹۶	۴۰/۳۲	۹/۶۴	۶/۸۷	۳۷/۸۹	۷/۵۷	۵/۴۹
	مود اول	۴۲/۴۷	۴/۲۶	۲/۹۹	۶۲/۱۳	۶/۰۸	۳/۷۵	۵۹/۸۷	۴/۷۸	۲/۹۹

تغییر شکل‌های برشی غیر الاستیک بزرگ ورق‌های مثلثی دستگاه TADAS ناشی از جابجایی‌های بزرگ‌تر در حین زمین‌لرزه‌های شدید است، که به موجب آن جذب نیروی جانبی توسط این نوع میراگر به دلیل ورود به فاز پلاستیک افزایش می‌یابد. همچنین با افزایش تعداد طبقات مدل‌ها می‌توان یک رشد قابل توجهی در میزان افزایش مقاومت جانبی قاب‌های بهسازی شده با میراگر TADAS را مشاهده کرد.

در جدول ۵ مقادیر مقاومت جانبی سازه‌ها قبل و بعد از بهسازی خلاصه شده اند. طبق این جدول، میزان افزایش مقاومت جانبی قاب‌های بهسازی شده همانند سختی جانبی، در بهسازی مطلوب (تأمین سطح عملکرد CP به ازای زلزله سطح خطر ۲) بیشتر از بهسازی مینا (تأمین سطح عملکرد LS به ازای زلزله سطح خطر ۱) می‌باشد. از این رو، استفاده از میراگر تسلیم شونده فلزی TADAS برای قاب‌های بتنی بلندمرتبه در زمین‌لرزه‌های شدید دارای عملکرد لرزه‌ای بسیار مناسبی است. دلیل آن

جدول ۵- مقاومت نهایی جانبی مدل‌ها حاصل از منحنی ظرفیت بدست آمده از تحلیل پوش آور برحسب kN/mm

هدف بهسازی	الگوی بار جانبی	قاب ۱۲ طبقه			قاب ۱۵ طبقه			قاب ۲۰ طبقه		
		اختلاف (%)	بهسازی	مینا	اختلاف (%)	بهسازی	مینا	اختلاف (%)	بهسازی	مینا
مینا	یکنواخت	۷/۵۴	۹۹۹/۰	۱۰۸۰/۵	۵/۹۲	۱۷۸۹	۱۶۸۹	۱۵/۳۹	۲۰۰۲	۱۷۳۵
	مود اول	۱۱/۳۴	۵۷۳/۹	۶۴۷/۳۲	۷/۸۸	۱۳۵۵	۱۲۵۶	۱۷/۶۵	۱۴۳۳	۱۲۱۸
مطلوب	یکنواخت	۳۳/۸۵	۱۵۳۷	۱۱۴۸/۳	۱۴/۸۷	۱۹۲۴	۱۶۷۵	۶۱/۵۲	۲۶۶۵	۱۶۵۰
	مود اول	۲۹/۲۹	۸۷۶	۶۷۷/۵۴	۳۵/۵۹	۱۸۰۲	۱۳۲۹	۶۰/۴۱	۱۹۶۵	۱۲۲۵

۷- تحلیل دینامیکی غیرخطی

۶۰ کیلومتر، سرعت موج برشی با توجه به زمین محل ساخت قابها (خاک نوع سخت) برابر ۱۷۵ تا ۳۷۵ متر بر ثانیه و محدوده بیشینه شتابنگاشت‌های انتخابی بین ۰/۲g تا ۲g می‌باشند و لذا نزدیک به شرایط زلزله کنترل‌کننده ساختگاه انتخاب شده‌اند.

برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی از ۷ شتابنگاشت زمین‌لرزه استفاده می‌شود که مشخصات آن‌ها در جدول ۶ ارائه شده است. زلزله‌های انتخاب شده دارای ویژگی‌هایی از قبیل بزرگای بین ۴/۵ تا ۸ ریشتر، محدوده فاصله تصویر صفحه گسل تا صفحه مذکور ۲۰ تا

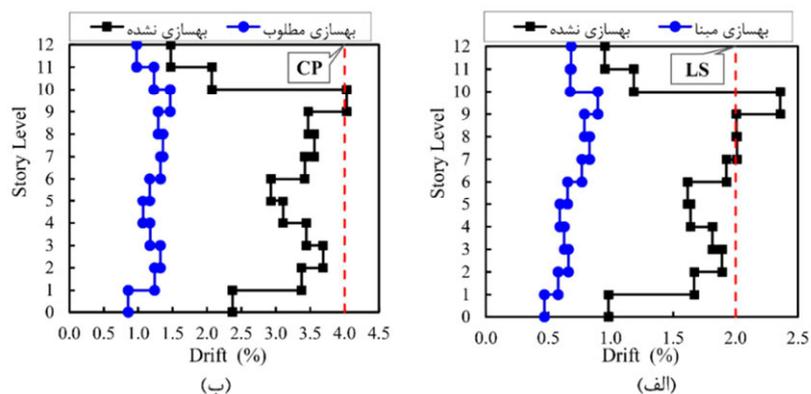
جدول ۶- جزییات زمین‌لرزه‌های استفاده شده برای تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی

شماره زلزله	نام زلزله	ایستگاه ثبت	سال	فاصله از گسل (Km)	PGA (g)
۱	Whittier Narrows	Doweney-90079 Birchdale/180	۱۹۸۷	۵۶/۸	۰/۲۹۹
۲	Loma Prieta WVC	CDMG 58235 Saratoga-W Valley Coll.	۱۹۸۹	۲۳/۷	۰/۳۳۲
۳	Manjil, Iran	BHRC 99999 Abhar	۱۹۹۰	۴۰/۴۳	۰/۴۹۶
۴	New Zealand A-MAT	Matahina Dam 99999	۱۹۸۷	۲۴/۲۳	۰/۲۹۳
۵	Westmorland	Westmorland 5169 Fire Sta/90	۱۹۸۱	۳۵/۶	۰/۴۹۶
۶	Park Field TMB	CDMG 1438 Temblor pre- 1969	۱۹۶۶	۲۶/۱	۰/۳۵۷
۷	Tabas DAY	Dayhook 9102	۱۹۸۷	۲۷/۰	۰/۴۰۶

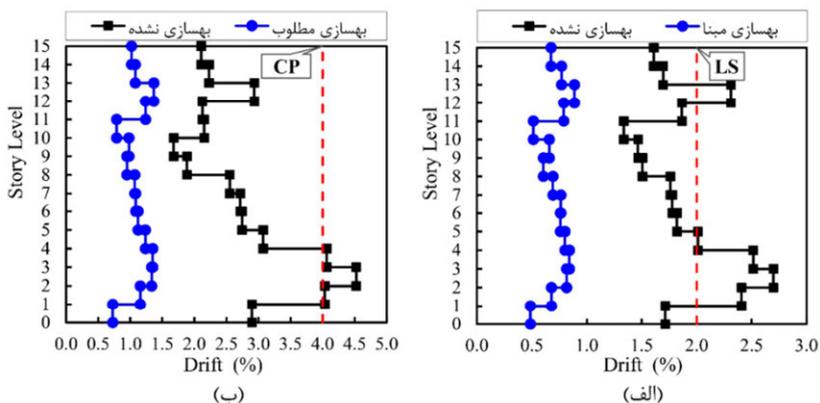
نهایی هر مقطع فایبر از المان‌ها با استفاده از نتایج انحناء-مان حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی تعیین می‌گردد. سپس با استفاده از رابطه $\theta_p = (Q_u - Q_y) \times L_p$ دوران پلاستیک بدست می‌آید که در آن، Q_u انحنای نهایی و Q_y انحنای تسلیم می‌باشد که با استفاده از رابطه ارائه شده در مطالعه زو و همکارانش [۳۸] محاسبه می‌شود. همچنین L_p طول فرضی مفصل پلاستیک است که در مرجع [۳۹] معرفی شده است.

در شکل ۵ میانگین نسبت دریافت طبقات بدست آمده از ۷ رکورد زلزله برای قاب‌های اولیه و قاب‌های بهسازی شده در دو سطح مطلوب و مینا نشان داده شده است. همچنین، بیشینه جابجایی نسبی مجاز برای سطوح عملکرد LS و CP به ترتیب برابر ۲٪ و ۴٪ است [۴۰] که در شکل‌ها نشان داده شده است.

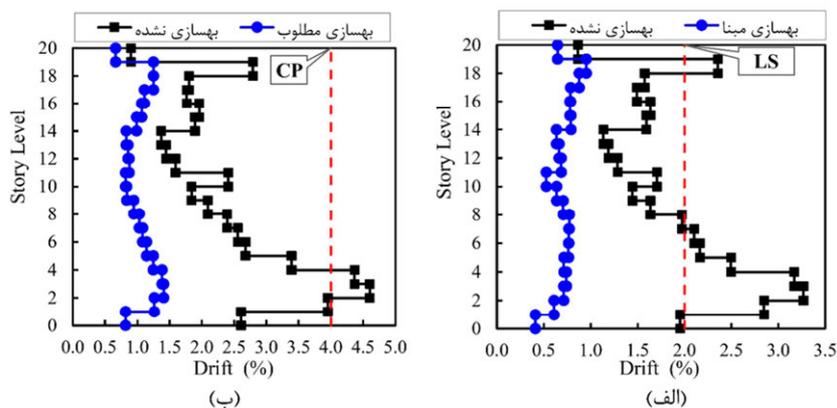
شتابنگاشت‌های انتخابی مطابق نشریه شماره ۳۶۰ برای دو سطح خطر زلزله (۱) و (۲) بر اساس طیف طرح شتابهای معرفی شده در بند ۵، مقیاس می‌شوند. بدین معنی که شتابنگاشت‌ها به نحوی مقیاس می‌گردند که طیف میانگین حاصل در محدوده زمان تناوبی 0.2T تا 1.5T کمتر از 1.3 برابر طیف طرح سازگار با سطح خطر مدنظر نباشد (T معرف زمان تناوب اصلی سازه موردنظر برای تحلیل دینامیکی است). سپس با استفاده از رکوردهای زلزله مقیاس شده، روی مدل‌ها تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی انجام می‌شود. نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی بصورت نمودارهای دریافت طبقات و میزان دوران مفاصل پلاستیک تشکیل شده در اعضا ارائه می‌شود. لازم به ذکر است که به منظور محاسبه دوران پلاستیک مفصل‌های غیرخطی در اعضای بتنی قاب‌ها، ابتدا میزان انحنای



قاب ۱۲ طبقه



قاب ۱۵ طبقه



قاب ۲۰ طبقه

شکل ۵- مقایسه متوسط نسبت دررفت طبقات برای قاب‌های مختلف، (الف) تحت زلزله‌های سطح خطر ۱ و (ب) تحت زلزله‌های سطح خطر ۲

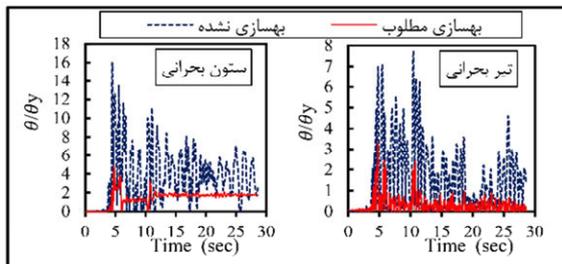
قاب‌ها، توزیع غیریکنواخت دررفت طبقات در راستای ارتفاع را به‌طور مؤثری تغییر می‌دهد و این توزیع را به حالت یکنواخت نزدیک می‌کند. به‌عنوان نمونه، برای قاب ۲۰ طبقه بهسازی نشده، ماکزیمم دررفت به ازای زلزله‌های سطح خطر (۲)، ۵/۱۱ برابر مینیمم دررفت است. در حالیکه بعد از بهسازی این قاب در سطح مطلوب، نسبت ماکزیمم به مینیمم دررفت طبقات به ازای

همان‌طور که نتایج نشان می‌دهد، در قاب‌های بتنی بهسازی نشده توزیع دررفت طبقات در راستای ارتفاع سازه به ازای هر دو سطح خطر زلزله (۱) و (۲) کاملاً غیریکنواخت می‌باشد. همچنین، در حالت بهسازی نشده با افزایش تعداد طبقات، آن طبقاتی که دارای بیشینه دررفت هستند به سمت طبقات پایینی پیش می‌روند. استفاده از میراگر فلزی TADAS برای بهسازی لرزه‌ای

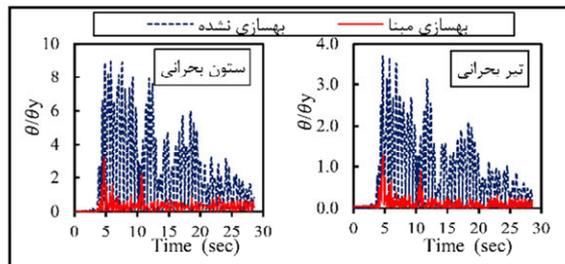
ایمنی جانی (LS) را به ازای زلزله سطح خطر (۱) و سطح عملکرد جلوگیری از فروریزش (CP) را به ازای زلزله سطح خطر (۲) تأمین کرده‌اند.

به‌منظور بررسی بهبود رفتار شکل‌پذیری اعضای بتنی، تیر و ستون بحرانی از طبقه اول قاب‌ها انتخاب می‌شوند و در این اعضای بحرانی، نسبت دوران مفصل پلاستیک تشکیل‌شده به دوران حد الاستیک (θ/θ_y) تحت شتاب‌نگاشت زلزله شماره ۱، در حالت‌های بهسازی نشده و بهسازی شده در طول زمان تحلیل تاریخیچه زمانی با یکدیگر مقایسه می‌شوند. این نتایج در شکل ۶ ارائه شده است.

زلزله سطح خطر (۲) به $1/74$ می‌رسد. همچنین، مقایسه نتایج قاب‌های بهسازی شده با قاب‌های بهسازی نشده نشان می‌دهد که با افزایش تعداد طبقات، نقش میراگر TADAS، در یکنواخت کردن توزیع دررفت در ارتفاع ساختمان، برجسته‌تر می‌شود. نکته قابل‌توجه دیگر، کاهش چشمگیر ماکزیمم دررفت طبقات در قاب‌های بهسازی شده با میراگر TADAS در مقایسه با قاب‌های بتن‌آرمه اولیه می‌باشد. به‌عنوان نمونه در قاب ۲۰ طبقه، بهسازی مطلوب باعث کاهش $69/3\%$ در ماکزیمم دررفت به ازای زلزله سطح خطر (۲) می‌شود. لذا میراگر TADAS باعث بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها شده است؛ بطوریکه سازه‌های بهسازی شده به‌راحتی سطح عملکرد

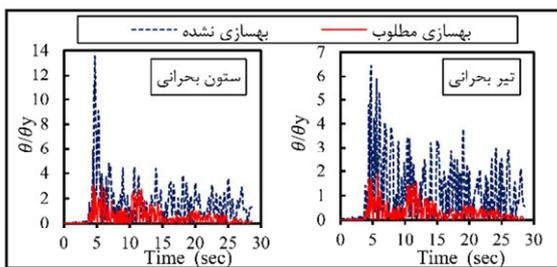


(ب)

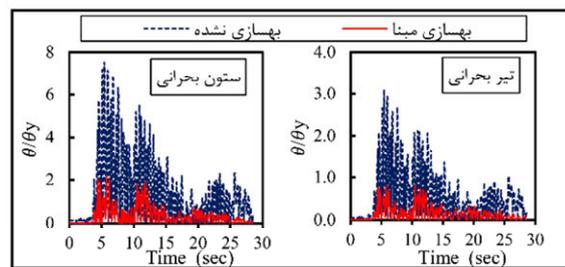


(الف)

قاب ۱۲ طبقه

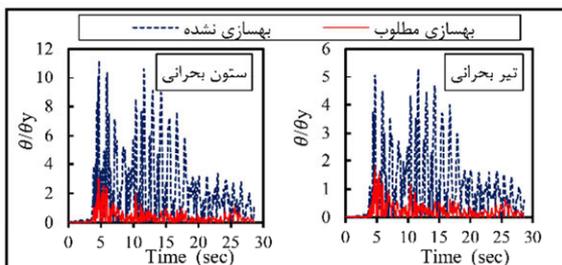


(ب)

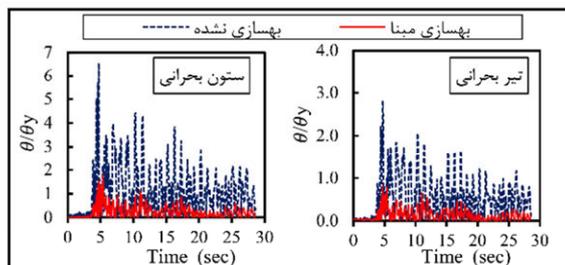


(الف)

قاب ۱۵ طبقه



(ب)



(الف)

قاب ۲۰ طبقه

شکل ۶- مقایسه میزان دوران در اعضای بحرانی قاب‌های مختلف: (الف) تحت زلزله سطح خطر ۱ و (ب) تحت زلزله سطح خطر ۲

نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که در صورت استفاده از سیستم میراگر TADAS، نسبت بیشینه θ/θ_y برای تیر و ستون بحرانی قاب‌های بهسازی شده به میزان قابل توجهی نسبت به حالت‌های بهسازی نشده کاهش می‌یابد، که مقدار این کاهش به‌طور میانگین در حدود ۷۰٪ می‌باشد. همچنین با افزایش تعداد طبقات از میزان نسبت بیشینه θ/θ_y تیر و ستون بحرانی قاب‌های اولیه و قاب‌های بهسازی شده کاسته می‌گردد.

مشاهده می‌شود که میزان نسبت θ/θ_y در تمامی طول مدت زلزله برای ستون‌های قاب‌ها بیشتر از تیرها می‌باشد که دلیل این امر را می‌توان بلندمرتبه بودن قاب‌های بتنی مورد مطالعه دانست که به‌موجب آن می‌توان رفتار برشی قابل توجهی با نقش پررنگ‌تر ستون‌ها برای کل سازه پیش‌بینی نمود. جدول ۷ میزان کاهش در مقادیر بیشینه θ/θ_y را برای اعضای بحرانی قاب‌های بهسازی شده در مقایسه با قاب‌های اولیه (بهسازی نشده)

جدول ۷- میزان کاهش θ/θ_y در اعضای بحرانی قاب‌های بهسازی شده در مقایسه با قاب‌های اولیه

درصد کاهش بیشینه θ/θ_y		سطح خطر زلزله	هدف بهسازی	تعداد طبقات
ستون بحرانی	تیر بحرانی			
۶۳/۷۶	۶۶/۰۴	یک	مینا	۱۲
۶۹/۸۹	۵۷/۴۵	دو	مطلوب	
۷۱/۱۸	۷۳/۸۹	یک	مینا	۱۵
۷۷/۲۵	۷۱/۱۶	دو	مطلوب	
۷۲/۳۷	۷۱/۰۸	یک	مینا	۲۰
۷۲/۹۶	۶۵/۷۸	دو	مطلوب	

افزایش می‌یابند. در محاسبه میزان افزایش در سختی و مقاومت قاب‌های بهسازی شده، نتایج بدست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی به‌شدت به الگوی بارگذاری جانبی وابسته است. بطوریکه نتایج بدست آمده از الگوی بارگذاری یکنواخت در مقایسه با الگوی بارگذاری مود اول محافظه‌کارانه است. دلیل این امر می‌تواند تأثیر مودهای ارتعاشی بالاتر در پاسخ ساختمان‌های بلند باشد که باعث می‌شود نتایج بدست آمده بر اساس الگوی بارگذاری مود اول سازه تا حدودی خوش‌بینانه باشد. میزان افزایش در سختی و مقاومت جانبی قاب‌های بهسازی شده با تغییر تعداد طبقات به الگوی بارگذاری جانبی وابسته است. همچنین، با افزایش ارتفاع سازه‌ها رشد قابل توجهی در افزایش مقاومت جانبی قاب‌های بهسازی شده با میراگر TADAS حاصل گردید.

۸- نتیجه‌گیری

در این مقاله با انجام تحلیل‌های غیرخطی (استاتیکی و دینامیکی) با استفاده از برنامه OpenSees، به ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتنی بلندمرتبه بهسازی شده با میراگر فلزی تسلیمی TADAS پرداخته شد. برای انجام این کار از مدل‌های دوعبده با ۳ تراز ارتفاعی ۱۲، ۱۵ و ۲۰ طبقه استفاده شد. همچنین، بهسازی با TADAS در دو سطح بهسازی مینا و بهسازی مطلوب انجام شد و پاسخ قاب‌ها در دو سطح خطر زلزله ۱ و ۲ و به ازای دو سطح عملکرد ایمنی جانی و آستانه فروریزش بررسی گردید. خلاصه نتایج بدست آمده در این مطالعه به‌صورت زیر می‌باشد:

- ۱- با اضافه کردن میراگر TADAS، به‌طور میانگین سختی و مقاومت جانبی قاب‌های بهسازی شده در سطح بهسازی مینا به ترتیب ۲۴٪ و ۱۱٪ و در سطح بهسازی مطلوب به ترتیب ۴۹٪ و ۳۹٪

نیروهای افقی وارده ناشی از زمین‌لرزه به میزان قابل توجهی و با داشتن رفتار کاملاً پلاستیک برشی به‌عنوان یک فیوز برای سازه‌ها عمل می‌کنند و باعث می‌شوند اعضا در سیستم قاب بتنی بهسازی شده با داشتن میزان دوران پلاستیک مناسب و بدون آسیب لرزه‌ای خاصی به سطح عملکرد هدف مورد نظر برسند.

۴- نتایج تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی نشان می‌دهد که میراگر TADAS باعث بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها می‌شود؛ بطوریکه سازه‌های بهسازی شده به‌راحتی سطح عملکرد ایمنی جانی (L/S) را به ازای زلزله سطح خطر (۱) و سطح عملکرد جلوگیری از فروریزش (CP) را به ازای زلزله سطح خطر (۲) تأمین کرده‌اند. همچنین، به خاطر تغییر شکل‌های برشی غیر الاستیک بزرگ ورق‌های مثلثی دستگاه TADAS ناشی از جابجایی‌های بزرگ‌تر در حین زمین‌لرزه‌های شدید، استفاده از آن برای قاب‌های بتنی بلندمرتبه در زمین‌لرزه‌های شدید (زلزله سطح خطر ۲) دارای عملکرد لرزه‌ای مناسب‌تر نسبت به زمین‌لرزه‌های متوسط (زلزله سطح خطر ۱) می‌باشد. لازم به ذکر است، از آنجاکه محتوای فرکانسی زلزله‌ها تأثیر قابل توجهی بر پاسخ سازه‌ها دارد، بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بهسازی شده با TADAS برای شتاب‌نگاشت‌های انتخاب‌شده در این مطالعه، رخ داده است و در هر پروژه دیگری باید بررسی مستقل در این زمینه صورت بگیرد. همچنین برای مقایسه این روش بهسازی با دیگر روش‌ها، نیاز به تحقیقات جداگانه‌ای در امور پیچیدگی ساخت، هزینه، زمان و جنبه‌های معماری است.

۲- در قاب‌های بتنی اولیه (بهسازی نشده) توزیع دررفت در راستای ارتفاع سازه کاملاً غیریکنواخت است. این بدان معنی است که ویژگی رفتار پلاستیک قاب‌های بتنی که تعیین‌کننده رفتار هیسترتیک آن در برابر نیروهای زلزله ورودی است، بصورت غیریکنواخت در راستای ارتفاع قاب‌ها توزیع شده است. بطوریکه با افزایش ارتفاع ساختمان، طبقات پایینی که دارای بیشترین تغییر شکل‌ها بوده نقش بسزایی در رفتار پلاستیک قاب‌ها ایفا می‌کند، این در حالی است که نقش طبقات دیگر در مستهلک نمودن انرژی ورودی به سازه به‌مراتب کمتر می‌باشد. استفاده از میراگر فلزی TADAS برای بهسازی لرزه‌ای قاب‌ها، توزیع غیریکنواخت دررفت طبقات در راستای ارتفاع را به‌طور مؤثری تغییر می‌دهد و این توزیع را به حالت یکنواخت نزدیک می‌کند. علاوه بر این، میراگر TADAS قادر به کاهش قابل توجه ماکزیمم دررفت طبقات به مقدار بیش از ۶۰ درصد می‌باشد. همچنین، با افزایش ارتفاع ساختمان نقش میراگر فلزی TADAS در کاهش دررفت طبقات و توزیع یکنواخت دررفت در راستای ارتفاع ساختمان برجسته‌تر می‌شود.

۳- استفاده از سیستم میراگر TADAS باعث می‌شود نسبت دوران مفصل پلاستیک تشکیل‌شده به دوران حد الاستیک (θ/θ_y) برای تیر و ستون بحرانی قاب‌های بهسازی شده به میزان قابل توجهی (به‌طور میانگین در حدود ۷۰٪) نسبت به حالت‌های بهسازی نشده کاهش یابد. لذا، میراگر فلزی TADAS باعث بهبود قابل توجه رفتار شکل‌پذیر اعضای بتنی قاب‌ها می‌شود، زیرا ورق‌های فلزی برشی با جذب

مراجع

- [1] Murty, C.V.R., Greene, M., Jain, S.K., Prasad, N.P., Mehta, V.V. (2005). "Earthquake Rebuilding in Gujarat, India, a Recovery Reconnaissance Report", Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA.
- [2] Rouhi, H., Gholhaki, M., Kheyroddin, A. (2017). "Assessment and Seismic Rehabilitation of Reinforced Concrete Building with Large-Scale Lateral Bracing External", *Journal of Civil and Environmental Researches*, 3(1), 51-67.
- [3] Castro, J.M., Araujo, M., D'Aniello, M., Landolfo, R. (2018). "Strengthening of RC Buildings with Steel Elements", In: Costa, A., Arede, A., Varum, H. (eds) Strengthening and Retrofitting of Existing Structures, Singapore, Springer, pp 139-162.
- [4] Valipour, M.R., Badarloo, B. (2017). "Evaluation of Seismic Performance of Reinforced Concrete Frames Retrofitted with Buckling-Restrained Brace Under Near-Fault Earthquakes", *Journal of Civil and Environmental Researches*, 3(1), 69-81.
- [5] Soong, T.T., Constantinou M.C. (1994). "Passive and Active Structural Vibration Control in Civil Engineering", Department of Civil Engineering, State University Of New York at Buffalo, USA.
- [6] Aiken, I.D., Nims, D.K., Whittaker, A.S., Kelly, J.M. (1993). "Testing of Passive Energy Dissipation Systems", *Earthquake Spectra*, 9(3), 335-370.
- [7] Tsai, K.C., Hong, C.P. (1992). "Steel Triangular Plate Energy Absorber for Earthquake Resistant Buildings", Proceedings of 1st World Congress on Constructional Steel Design, Mexico.
- [8] Shih, M.H., Sung, W.P. (2005). "A Model for Hysteretic Behavior of Rhombic Low Yield Strength Steel Added Damping and Stiffness", *Computers & Structures*, 83(12-13), 895-908.
- [9] Chan, R.W.K., Albermani, F. (2008). "Experimental Study of Steel Slit Damper for Passive Energy Dissipation", *Engineering Structures*, 30(4), 1058-1066.
- [10] Jamkhaneh, M.E., Ebrahimi, A.H., Amiri, M.S. (2019). "Experimental and Numerical Investigation of Steel Moment Resisting Frame with U-Shaped Metallic Yielding Damper", *International Journal of Steel Structures*, 19, 806-818.
- [11] Zahrai, S.M., Froozanfar, M. (2019). "Improving Seismic Behavior of MRFs by U-shaped Hysteretic Damper Along Diagonal Brace", *International Journal of Steel Structures*, 19, 543-558.
- [12] Rahnvard, R., Rebelo, C., Craveiro, H.D., Napolitano, R. (2020). "Numerical Investigation of the Cyclic Performance of Reinforced Concrete Frames Equipped with a Combination of a Rubber Core and a U-Shaped Metallic Damper", *Engineering Structures*, 225, 111307.
- [13] Madheswaran, C.K., Prakash vel, J., Sathishkumar, K., Rama Rao, G.V. (2017). "Earthquake Response of Reinforced Concrete Building Retrofitted with Geopolymer Concrete and X-shaped Metallic Damper", *J. Inst. Eng. India Ser. A*, 98(1-2), 41-52.
- [14] TahamouliRoudsari, M., Cheraghi, K., Habibi, M.R. (2019). "Investigation of Retrofitting RC Moment Resisting Frames with ADAS Yielding Dampers", *Asian Journal of Civil Engineering*, 20, 125-133.
- [15] TahamouliRoudsari, M., Eslamimanesh, M.B., Entezari, A.R., Noori, O., Torkaman, M. (2018). "Experimental Assessment of Retrofitting RC Moment Resisting Frames with ADAS and TADAS Yielding Dampers", *Structures*, 14, 75-87.
- [16] Saghafi, M.H., Golafshar, A., Yahyae, A., Zareian M.S. (2019). "Analytical Assessment of Reinforced Concrete Frames Equipped with TADAS Dampers", *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 7(2), 138-151.
- [17] Javidan, M. M., Chun, S., Kim, J. (2021). "Experimental Study on Steel Hysteretic Column Dampers for Seismic Retrofit of Structures", *Steel and Composite Structures*, 40(4), 495-509.
- [18] Keykhosravi, A., Aghayari, R. (2017). "Evaluating Response Modification Factor (R) of Reinforced Concrete Frames with Chevron Brace Equipped with Steel Slit Damper", *KSCE Journal of Civil Engineering*, 21, 1417-1423.
- [19] Saeedi, F., Shabakhty, N., Mousavi, S.R. (2016). "Seismic Assessment of Steel Frames with Triangular-Plate Added Damping and Stiffness Devices", *Journal of Constructional Steel Research*, 125, 15-25.
- [20] Dareini, H.S., Hashemi, B.H. (2011). "Use of Dual Systems in TADAS Dampers to Improve Seismic Behavior of Buildings in Different Levels", *Procedia Engineering*, 14, 2788-2795.
- [21] Mahmoudi, M., Abdi, M.G. (2012). "Evaluating Response Modification Factors of TADAS Frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 71, 162-170.
- [22] Mohammadi, R.K., Nasri, A., Ghaffary, A. (2017). "TADAS Dampers in Very Large Deformations", *International Journal of Steel Structures*, 17, 515-524.
- [23] Shojaeifar, H., Maleki, A., Lotfollahi-Yaghin, M.A. (2020). "Performance Evaluation of Curved-TADAS Damper on Seismic Response of Moment Resisting Steel Frame", *IJE TRANSACTIONS A: Basics*, 33(1), 55-67.

- [24] Gholampoor, S., Naseri, A., Motevali, G. (2021). "Investigation of the Effect of TADAS Yielding Plate Damper in Low and Mid Rise of Steel Structures under the Near and Far Fault Zone", *Journal of Structural and Construction Engineering*, 8(1), 152-172.
- [25] Aguiar, R., Mora, D., Rodriguez, M. (2016). "CEINC-LAB. A Free Software to Find the Seismic Capacity Curve of Frames with ADAS or TADAS Dissipators", *Construction Engineering Magazine*, 31(1), 37-53.
- [26] Mahmoudi, M., Abdi, M.G., Mahmoudi, F. (2014). "Influence of the TADAS Dampers on the Ductility Reduction Factor of Steel Frames", Proceedings of the 2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, Turkey.
- [27] Publication No. 360, First Revision. (2014). "Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings", Vice Presidency for Strategic Planning and Supervision, Department of Technical Affairs, Tehran, Iran (in Persian).
- [28] Standard No. 2800, 2nd Edition. (1999). "Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings", Road, Housing and Urban Development Research Center, Tehran, Iran (in Persian).
- [29] Iranian National Building Codes, Part 9. (2005). "Design and Construction of Reinforced Concrete Buildings", Ministry of Housing and Urban Development, Tehran, Iran (in Persian).
- [30] ETABS. (2017). "Integrated building design software", *Computers and Structures, Inc*: Berkeley, California.
- [31] Lee, S.S., Goel, S.C. (2001). "Performance-Based Design of Steel Moment Frames Using Target Drift and Yield Mechanism", Report No. UMCEE 01-17, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI, USA.
- [32] Liao, C.W. (2010). "Performance-Based Plastic Design of Earthquake Resistant Reinforced Concrete Moment Frames", PHD Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan.
- [33] Iranian National Building Codes, Part 10. (2013). "Design and Construction of Steel Buildings", Ministry of Roads and Urban Development, Tehran, Iran (in Persian).
- [34] OpenSees. (2010). "Open System for Earthquake Engineering Simulation", Available from: <http://www.opensees.berkeley.edu>.
- [35] Tsai, C., Tsai, K. (1995). "TPEA Device as Seismic Damper for High Rise Buildings", *Journal of Engineering Mechanics*, 121(10), 1075-1081.
- [36] Tsai, K.C., Hong, C.P., Su, Y.F. (1992). "Experimental Study of Steel Triangular Plate Energy Absorbing Device for Seismic-Resistant Structures", Report No. CEER/R81-08, Center for Earthquake Engineer Research, National Taiwan University, Taipei, Taiwan.
- [37] Zafarani, H., Hajimohammadi, B., Jalalhosseini, S.M. (2019). "Earthquake Hazard in the Tehran Region based on the Characteristic Earthquake Model", *Journal of Earthquake Engineering*, 23(9), 1485-1511.
- [38] Zou, X.K., Chan, C.M. (2005). "Optimal Seismic Performance-Based Design of Reinforced Concrete Buildings Using Nonlinear Pushover Analysis", *Journal of Engineering Structures*, 27(8), 1289-1302.
- [39] Priestley, M.J.N., Seible, F., Calvi, G.M. (1996). "Seismic Design and Retrofit of Bridges", John Wiley and Sons, New York.
- [40] FEMA 356. (2000). "Prestandard and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings", American Society of Civil Engineers, Washington, DC.

شیوه‌نامه ارائه مقاله برای مجله پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی

گزارش پیش‌رو الگو و شیوه‌نامه‌ی تدوین مقالات در مجله «پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی» می‌باشد که به‌منظور استفاده‌ی محققان در ارائه‌ی یک نگارش حرفه‌ای تهیه 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).

نام و نام خانوادگی

نویسنده اول*

دانشکده، دانشگاه.

(نمونه اول):

دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه قم.

پست الکترونیک:

cer@qom.ac.ir

نام و نام خانوادگی

نویسنده دوم

دانشکده، دانشگاه.

(نمونه دوم):

دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه قم.

پست الکترونیک:

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 حتماً از گزینه کپی فرمت^۲ برای جلوگیری از تغییر فرمت‌ها استفاده شود.

۲- نحوه ارائه مطالب در مقاله

مقالات ارسالی باید شامل بخش‌های زیر باشد:

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^۱ ۲۰۰۷ یا ۲۰۱۰ تهیه شده است. برای نگارش مقاله، توصیه می‌شود متن مقاله از ابتدا

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۰۰/۰۰/۰۰، بازنگری ۰۰/۰۰/۰۰، پذیرش ۰۰/۰۰/۰۰.

(DOI): 10.22091/cer.0000.0000.0000 شناسه دیجیتال

²- Format Painter

¹- Microsoft-Word

- 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 به صورت دو ستونی (اندازه هر ستون ۷/۳۲ سانتیمتر و فاصله بین دو ستون ۱/۲۷ سانتیمتر) آماده شود. فاصله بین خطوط (به جز 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 (به جز متن چکیده، عناوین اصلی و فرعی). جداول، شکل‌ها و عناوین آنها به صورت وسط‌چین و متن مقاله به صورت تراز دوطرفه^۳ 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 به صورت ۱-۲ و ۲-۲ بوده و در سایر بخش‌ها نیز به همین ترتیب ادامه پیدا کند. بخش مراجع و قدردانی (در صورت لزوم) دارای شماره نمی‌باشد.

تنظیم فاصله عناوین هر بخش و زیر بخش مربوطه به صورت 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.

- 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

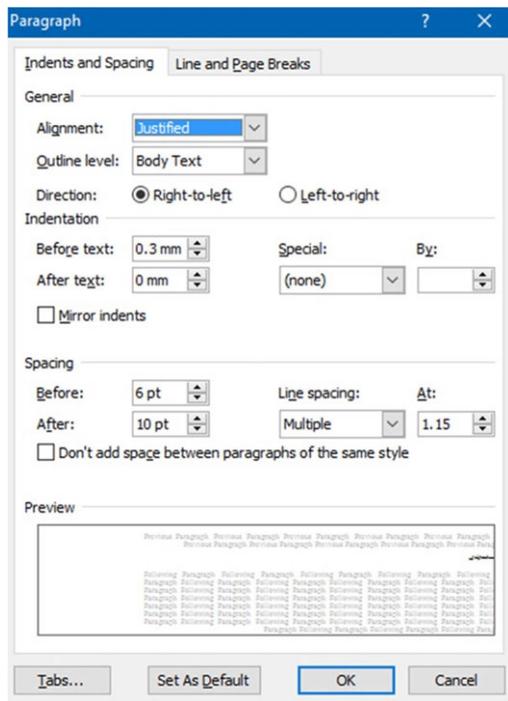
موقعیت استفاده	نوع قلم	اندازه	Bold
عنوان مقاله	B Titr	۱۴	√
نام نویسنده (گان)	B Nazanin	۱۳	√
مرتبه نویسنده (گان)	B Nazanin	۱۱	
ایمیل نویسنده (گان)	Times New Roman	۱۰	
متن چکیده	B Nazanin	۱۱	
واژگان کلیدی	B Nazanin	۱۱	
عنوان بخش	B Nazanin	۱۳	√
عنوان زیربخش	B Nazanin	۱۱	√
متن اصلی مقاله	B Nazanin	۱۲	
زیرنویس 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 نویسنده (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) به صورتی که در ابتدای این شیوه نامه آورده شده است بیان شود.
- مقدمه، بدنه مقاله (شامل شرح مسأله، روش حل، تفسیر، تحلیل نتایج)، نتیجه‌گیری، فهرست مراجع.

³- Justify

شود. نوشتن مطالب ارزشمندی که هیچ ربطی به موضوع ندارد، فاقد ارزش علمی است.

۹- سعی شود تا در حد امکان از کلمات فارسی به جای کلمات غیرفارسی آنها استفاده شود. به عنوان مثال، استفاده از کلمه «لذا» به جای «بنابراین» و یا کلمه «پروسس» به جای «پردازش» مناسب نیست.



شکل ۲- تنظیمات فاصله عنوان زیربخش در متن

۱۰- همچنین در نوشته‌های فارسی باید در حد امکان از همزه «ء، اُ، وُ، هُ، اِ، عِ» استفاده نشود. مثلاً «اجزاء هواپیما» و «آئین‌نامه» ناصحیح، اما «اجزای هواپیما» و «آیین‌نامه» صحیح هستند.

۱۱- کلیدی اصطلاحات در اولین کاربرد نیاز به پاورقی دارند.

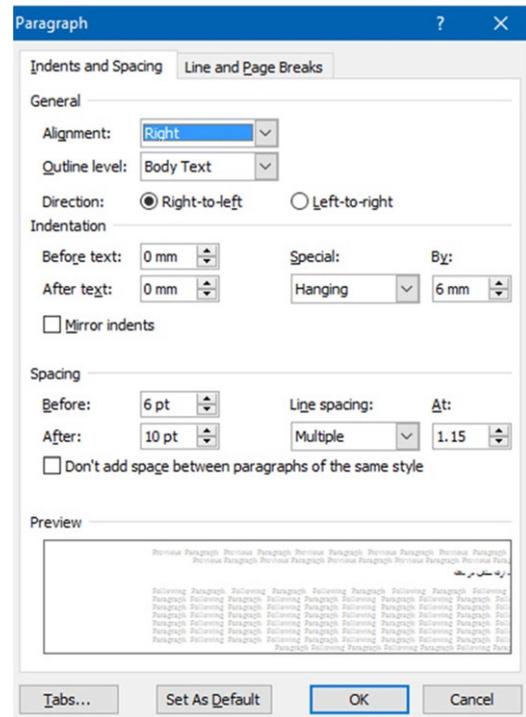
۱۲- تمامی تعاریف به صورت دقیق، با مرجع‌نگاری دقیق بیان شوند.

۱۳- نوآوری پژوهش به صورت کاملاً مجزا و صریح در انتهای بخش مقدمه ارائه شود.

۱۴- کلیدی علایم مانند نقطه، کاما و دونقطه باید به

۲- افعال در یک بند با یکدیگر هماهنگ باشند، به نحوی که در جملات پی‌درپی بین افعال مجهول و معلوم تعویض صورت نگیرد.

۳- از به کار بردن فعل‌های یکسان در جملات پشت سر هم خودداری شود.



شکل ۱- تنظیمات فاصله عنوان بخش در متن

۴- از آوردن جملات تکراری (حتی به لحاظ مفهومی) خودداری شود.

۵- لغت «ما» و افعال اول شخص تنها در صورت نیاز ضروری و برای بیان نوآوری به کار رود. در سایر موارد، جملات به صورت سوم شخص ارائه شوند.

۶- متن ارائه شده پیوستگی مفهومی داشته باشد و مطالب یک موضوع به طور 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 حد امکان، مختصر و مفید باشد و از بحث‌های غیر ضروری در آن پرهیز

و «شکلها» و «شکل‌ها» نادرست و «می‌باشد» و «شکل‌ها» درست می‌باشد. نویسندگان می‌توانند برای اطلاع از نحوه صحیح نگارش کلمات از فایل فرهنگ املائی خط فارسی در سایت فرهنگستان زبان و ادب فارسی استفاده کنند.

۲-۳- روابط ریاضی و فرمول‌ها

برای نگارش فرمول‌های 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.

$$m \ddot{x} + c \dot{x} - kx = P_0 \sin \omega t \quad (1)$$

در تنظیم قلم و سبک روابط ریاضی از الگوی ارائه شده در جدول ۲ پیروی می‌شود.

جدول ۲- قلم و سبک روابط ریاضی

مورد کاربرد	سبک	قلم	Bold	Italic	مثال
Variable	Variable	Times New Roman		✓	x
Function	Function	Times New Roman		✓	$f(x)$
L.C.Greek	L.C.Greek	Symbol		✓	α
U.C.Greek	U.C.Greek	Symbol			Ω
Matrix-Vector	Matrix-Vector	Times New Roman	✓		$\mathbf{Ax} + \mathbf{bu}$
Number	Number	Times New Roman			12
Text	Text	Times New Roman			if $a > 1$
Constant Parameter	Text	Times New Roman			$E = mc^2$
Unit	Text	Times New Roman			5 N/m^2
Math Operator	Text	Symbol			$\int x dx$
Math Function	Text	Times New Roman			$\sin x$

سیگما نباید ایتالیک باشد.

۲- کلیه متغیرهای استفاده شده در فرمول‌ها برای اولین بار، قبل یا بعد از معادله تعریف شوند.

کلمه‌ی قبل چسبیده و با کلمه‌ی بعد، تنها یک فاصله داشته باشند.

۱۵- همواره پرانتز باز، گیومه باز و کوتیشن باز از کلمه‌ی قبل یک فاصله داشته و به کلمه‌ی بعد چسبیده باشد. همچنین می‌بایست پرانتز بسته، گیومه بسته و کوتیشن بسته به کلمه‌ی قبل چسبیده و از کلمه‌ی بعد یک فاصله داشته باشد.

۱۶- اعداد تکرریمی در متن باید به صورت حرفی 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 این حالت، جایگزین مناسبی است.

۲۰- رعایت فاصله‌ها و نیم فاصله‌ها در متن ضروری می‌باشد. به عنوان مثال نگارش کلمه «میباشد»

به‌علاوه رعایت نکات زیر در نوشتن روابط ریاضی و فرمول‌ها الزامی است:

۱- در روابط ریاضی علامت‌های پرانتز، انتگرال و یا

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 پانویس داده می‌شود به عنوان مثال خوشه‌بندی فازی سی‌مین (FCM^۴). سپس می‌توان از مخفف FCM در متن استفاده نمود.

۴- حرف اول لغات انگلیسی در پانویس باید با حروف بزرگ نوشته شود. همچنین در معادل انگلیسی یک عبارت در پاورقی، تنها حرف اول اولین کلمه به صورت 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 پانویس به انگلیسی نوشته شود. به عنوان مثال ذکر اسامی خاص در صورت لزوم این‌گونه بیان می‌شود: بزدک^۵.

۳- بحث و بررسی نتایج

در این بخش، نکات مهم در تحقیق انجام شده به طور 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 جداول‌ها باید با کیفیت مناسب تهیه شوند، به گونه‌ای که کپی تهیه شده از آنها از وضوح کافی برخوردار باشد.

۳- هر معادله به یک جمله‌ی معرفی‌کننده قبل از معادله نیاز دارد که به «:» ختم شود. به عنوان مثال، معادله زیر تابع هدف را بیان می‌کند:

۴- دقت شود که به منظور 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. این کار به منظور سهولت مرجع‌دهی داوران لازم است.

۷- از به کارگیری علامت تساوی (=) بیش از یک بار 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 به صورت مناسب انتخاب شود، به صورتی که 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 به صورت پانویس 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 پانویس آورده شود و از به کارگیری آنها در متن

^۴- Fuzzy C-Means Clustering

^۵- Bezdek

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 هر یک 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.

علاوه بر نکات ذکر شده رعایت موارد زیر نیز در ارتباط با شکل‌ها و جدول‌ها الزامی است:

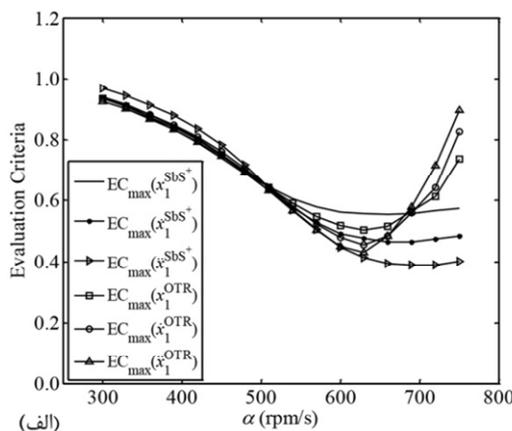
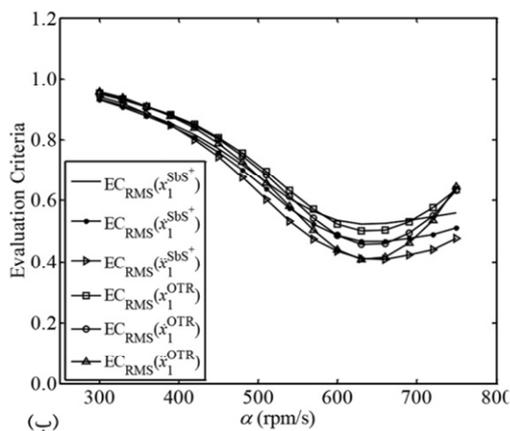
۱- عنوان جدول‌ها در بالا و عنوان شکل‌ها در زیر آنها ذکر می‌گردد.

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 از شکل‌ها و جدول‌ها در متن اصلی، با ذکر شماره‌ی شکل یا جدول به آنها اشاره شده باشد.

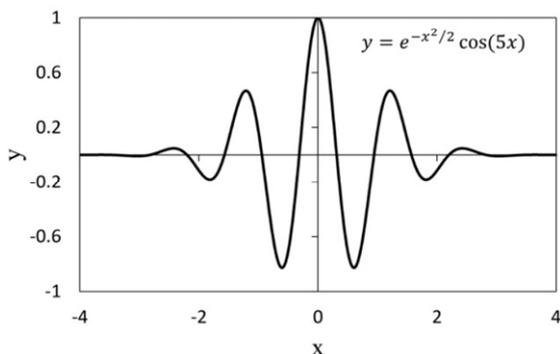
۵- عنوان شکل کمتر از یک خط، به‌صورت جمله‌ی



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} .

۱۱- در جدول و شکل‌ها باید واحد پارامترها و مقیاس‌ها ذکر گردد.

۱۲- نمودارها حتماً با فرمت تصویر در متن قرار داده شوند (شکل ۴).



شکل ۴- تابع حقیقی موجک مورلت [۱].

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.

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 بر آن 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)

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

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، به صورت انگلیسی مورد استفاده قرار گیرد.
در متن مقاله و برای اعداد داخل [] نکات زیر رعایت شود:
 - ۱- برای ذکر یک مرجع به صورت [۳] نوشته شود.
 - ۲- برای ذکر دو مرجع از حرف ربط «و» استفاده شود. برای مثال، برای مراجع ۳ و ۴ به صورت [۳ و ۴] نوشته شود.
 - ۳- برای ذکر ۳ مرجع متوالی و بیشتر از خط فاصله استفاده شود. برای مثال، برای مراجع ۳، ۴، ۵ و ۶ به صورت [۳-۶] نوشته شود. در صورتی که مراجع به صورت 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

A. Seyed Kazemi*

Assistant Professor,
Department of Civil
Engineering, Ayatollah Amoli
Branch, Islamic Azad
University, Amol, Iran.

e-mail:
a.seyedkazemi@iauamol.ac.ir

E. Asghari Karimi

Department of Civil
Engineering, Ayatollah Amoli
Branch, Islamic Azad
University, Amol, Iran.

e-mail: I_asghari@yahoo.com

M. Esmaeilnia Amiri

Assistant Professor,
Department of Civil
Engineering, Ayatollah Amoli
Branch, Islamic Azad
University, Amol, Iran.

e-mail:
m.e.amiri@iauamol.ac.ir

Investigation of Seismic Performance of High-rise Reinforced Concrete Frames Using TADAS Metallic Yielding Dampers

Past seismic experience shows that many existing mid to high-rise reinforced concrete (RC) moment frame structures require seismic evaluation and possibly retrofitting. In this study, TADAS metallic yielding dampers were used for seismic retrofitting of reinforced concrete moment frames. For this purpose, three high-rise reinforced concrete frames of 12, 15 and 20 stories were designed using the old version of the Iranian seismic code and concrete regulations. Control of structures showed the need for seismic improvement in these structural models. Therefore, to satisfy the basic and enhanced performance objectives, metallic dampers were added to the structures and were designed using performance-based plastic design method. Validation was performed by selecting a valid experimental model and simulating the experiment with an accurate behavioral model of the TADAS damper in OpenSees software. Then, by performing nonlinear dynamic and static analyzes, the seismic behavior of the retrofitted structures was evaluated at two performance levels of life safety (LS) and collapse prevention (CP). The results show that TADAS metallic yielding dampers can increase the strength and lateral stiffness of RC frames by 30 to 60% with the least number of bracing bays. Also, in addition to uniformizing the distribution of maximum inter-story drift over the height, it reduces drift by more than 60%. Moreover, due to the improvement of structures, the ratio of plastic rotation angle (θ/θ_y) in the critical beam and column of the frames for different earthquake hazard levels is reduced by about 70%.

Keywords: Reinforced Concrete Frame, Nonlinear Analysis, Performance Levels, Seismic Retrofitting, Metallic Yielding Damper.

* Corresponding author

S. Aramesh*

Faculty Member, Department of
Civil Engineering, Faculty of
Semnan, Technical and
Vocational University (TVU),
Semnan, Iran.

e-mail: saramesh@tvu.ac.ir

P. Fakharian

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

e-mail:
pouyanfakharian@semnan.ac.ir

New Models for Determining Concrete Elastic Modulus Considering Variation in Values of Compressive Strength

Modulus of elasticity has played an essential role in the analysis and design of reinforced concrete structures and is a fundamental property required to calculate the lateral deformation of structures. This study proposes new models for predicting the elastic modulus of normal - and high-strength concrete using a hybrid polynomial neural network-invasive weed optimization algorithm (PNN-IWO). This paper attempts to estimate the elastic modulus concrete in terms of compressive strength in compliance with conventional building codes. To examine the validity of the proposed models, a comprehensive evaluation has been performed between the elastic modulus results predicted by PNN-IWO, experimental data, and those determined using buildings codes and various models. The assessment is performed in terms of coefficient of determination, root mean square error, and mean absolute error. It should be noted that the mean absolute error of the proposed model for normal- and high-strength concrete were calculated as 9.02%, 3.8%, respectively. The results demonstrate that the proposed models have a very strong potential to predict the elastic modulus of both normal- and high-strength concrete within the range of the considered compressive strength.

Keywords: Concrete; Elastic modulus; Compressive strength; Polynomial neural network; Invasive weed optimization algorithm

* Corresponding author

Received 01 February 2022, Revised 11 April 2022, Accepted 20 April 2022.

DOI: 10.22091/cer.2022.7871.1357

M. Jamshidi

Department of Water
Engineering, College of
Aburaihan, University of
Tehran, Tehran, Iran.

e-mail: Mehdi.jamshidi@ut.ac.ir

J. Soltani*

Department of Water
Engineering, College of
Aburaihan, University of
Tehran, Tehran, Iran.

e-mail: jsoltani@ut.ac.ir

M. Rostami

Department of River
Engineering, Soil
Conservation and Watershed
Management Research
Institute, Iran.

e-mail:
Mrostami2001@yahoo.com

M. Saneie

Department of River
Engineering, Soil
Conservation and Watershed
Management Research
Institute, Iran.

e-mail:
Drsaneie2001@gmail.com

Clear Water Scour around at a Piano Key Side Weir of the Type A at 120° Section of a 180° Curved Channel

A side weir is a hydraulic control structure used in irrigation and drainage systems and combined sewer systems. The Piano Key Weir (PKW) is a new type of long crest weirs that have a relatively simple structure and high economic efficiency structures. Due to the advantages of this weirs, it is necessary to study and investigate the Scour around of these structures as a side-weir. The present study focuses on investigate the scouring around the piano key Side weirs of the Type A at a 30° Section of a 180° Alluvial curved channel for clear water conditions. The results showed that at the end of the Side weir, longitudinal bar in the middle of the main channel and a scour hole close to the outer bank are formed because of the changes in shear stress field. The depth of clear-water scour increases by time and approaches the equilibrium state asymptotically depending on approach flow velocity. The equilibrium depth of scour depends on the dimensionless parameters of flow intensity, flow shallowness, weir crest height, side weir length and the maximum value of scour depth occurs at a depth when the approach flow intensity is equal to 1.0. Also, the scour equilibrium depth in the dimensionless ratio increased $L/r_c = 0.175$ compared to $L/r_c = 0.125$ in different flow velocity of 12 to 35%, 10 to 39% and 18 to 26%, respectively.

Keywords: Scour, Side Weir, Piano Key Side Weir, clear water, Curved Channel.

* Corresponding author

R. Daneshfaraz*

Department of Civil
Engineering, Faculty of
Engineering, University of
Maragheh.

e-mail:
daneshfaraz@maragheh.ac.ir

M. Majedi-Asl

Department of Civil
Engineering, Faculty of
Engineering, University of
Maragheh.

e-mail:
majedi@maragheh.ac.ir

S. A. Mortazavi

Department of Civil
Engineering, Faculty of
Engineering, University of
Maragheh.

e-mail:
mortazavi.seyyedali@yahoo.com

M. Bagherzadeh

Department of Civil
Engineering, Faculty of
Engineering, Urmia
University.

e-mail:
m.bagherzadeh@urmia.ac.ir

Laboratory Evaluation of Energy Dissipation in the Combined Structure of the Vertical Drop with Gabion

Today, the use of stone materials, especially gabions, for easy access and abundance for the construction of rockfill dams, filtration, and stilling basin is increasing. In this study, first, the hydraulic flow by combining the gabion structure with a vertical drop and then the effect of porosity and length of the gabion structure on the energy dissipation values were investigated. For two modes of simple vertical drop and gabion, a total of 260 experiments including two heights of 15 and 20 cm drop, three porosities of 40, 45, and 50 percent, and eight different gabion lengths with a flow range of 150 to 800 liters per minute were performed. The results showed that in all the studied models, with increasing the relative critical depth parameter of the flow, the energy dissipation decreases and the downstream relative depth increases. The integration of the gabion structure caused the energy dissipation and the downstream Froude number to increase and decrease, respectively. On average, in all models, the use of gabions increased 57% of the energy dissipation of the current compared to the simple vertical drop and reduced the range of the Froude number from 3.5-8.7 to 0.52-2.5. The flow regime passing through the vertical drop gabion physical models includes inflow, transient, and overflow, of which the Inflow regime plays a Major contribution in energy dissipation. For a constant relative length, increasing the porosity of the gabion structure increases the volume of water passing through the porous medium and the energy dissipation of the flow, in contrast for a constant porosity, increasing the relative length of the gabion structure has little effect on the energy dissipation. On average, in vertical drop gabion with 50% porosity compared to 40% porosity, the downstream relative depth increased by 15%.

Keywords: Vertical drop, Gabion, Additional Structures, Energy dissipator, Flow Regime, Froude Number

* Corresponding author

P. Paryad

Department of Civil
Engineering, Sari Branch,
Islamic Azad University, Sari,
Iran.

e-mail:

paryad.peyman@gmail.com

H. Naderpour*

Faculty of Civil Engineering,
Semnan University, Iran.

e-mail:

naderpour@semnan.ac.ir

M. K. Sharbatdar

Faculty of Civil Engineering,
Semnan University, Iran.

e-mail:

msharbatdar@semnan.ac.ir

Assessing the Effects of Volume Fraction and Diameter of Hooked-End Steel Fiber on Vebe Time and Mechanical Properties of RCCP

Using Roller Compacted Concrete Pavement (RCCP) is expanding all around the world and it shows the importance of accurate experimental assessment of this kind of concrete. In this research, in order to investigate the influence of volume fraction and diameter of hooked-end steel fiber on Vebe time, compressive strength, splitting tensile strength, flexural strength, and toughness of RCCP, ten mixtures were used. One control mixture and nine fibrous mixtures contain volume fraction of 0.25-0.75 and diameter of 0.38-0.7 mm fiber were constructed. Results showed that increment of fiber volume fraction and decrease of fiber diameter led to increase of mechanical properties and Vebe time of RCCP. Due to experiments, the factor of volume fraction was more determinative than diameter. By adding hooked-end steel fiber, load-deflection curve and toughness demonstrate sensible improvement. Some of mixtures showed softening behavior and other showed hardening behavior. Mixtures which contain higher fiber volume fraction and lesser fiber diameter showed hardening behavior. Mixture with volume fraction of 0.75 and diameter of 0.38 mm recorded the most appropriate mechanical strength and toughness, and the results of splitting tensile and flexural strength indicated increment more than about 100%.

Keywords: Roller compacted concrete pavement, Steel fiber, Mechanical properties, Vebe time, Toughness.

* Corresponding author

Received 11 January 2022, Revised 18 February 2022, Accepted 20 February 2022.

DOI: 10.22091/cer.2022.7777.1353

M. H. Ataei

Civil Engineering Department,
Yazd University.

e-mail:
miladh.ataei@stu.yazd.ac.ir

M. M. Khabiri*

Civil Engineering Department,
Yazd University.

e-mail:
mkhabiri@yazd.ac.ir

Z. GhafariFard

Civil Engineering Department,
Yazd University.

e-mail:
ghafari@stu.yazd.ac.ir

Numerical Study of Surface Discontinuity Characteristics in the Performance of Flexible Cracked Pavement Due to Dynamic Load

The presence of cracks on asphalt is one of the most significant and common causes of failure in asphalt pavements; Therefore, modeling and studying the factors affecting it, as well as examining the effect of sealing on asphalt improvement can be as effective as possible in managing financial resources and efficiency of asphalt pavement. The purpose of this study was to numerically investigate the characteristics of surface discontinuity in the performance of cracked asphalt pavement due to dynamic load. In this research, first asphalt samples with repaired discontinuity and samples with unrepaired discontinuity were modeled in ABAQUS software and then dynamic creep and fatigue tests were simulated in this software. Then, to validate the simulation, laboratory asphalt samples were made and tested for dynamic creep and fatigue, and the results were compared with the software simulation results. The results of this study show that the simulation of dynamic creep tests has given greater results than the experiments in reality, and the simulation results of simulated unrepaired samples are more different from the test results than the repaired samples, due to the complexity of the geometry. Examples. Also, in the simulation results of the fatigue test, it is observed. The advantage of modeling is that it is possible to study the number of different scenarios of factors affecting the pavement performance without making laboratory samples and conducting experiments; Because, with the help of fashion, approximate results can be achieved. In addition, the results show that crack sealing reduces the resistance of asphalt concrete to grooving and reduces fatigue performance.

Keywords: Dynamic loading, Flexible pavement, Cracked pavement, Numerical modeling, Surface discontinuity.

* Corresponding author

Received 23 December 2021, Revised 12 February 2022, Accepted 14 February 2022.

DOI: 10.22091/cer.2022.7706.1341

S. Kia Darbandsari

Department of Civil
Engineering, South Tehran
Branch, Islamic Azad
University, Tehran, Iran

e-mail:

st_s_kiadarbandsari@azad.ac.ir

M. Firoozi Nezam Abadi

Assistant Professor,
Department of Civil
Engineering and Research
Center for Modeling and
Optimization in Science and
Engineering, South Tehran
Branch, Islamic Azad
University, Tehran, Iran

e-mail:

firrozi@azad.ac.ir

H. Abasi*

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

e-mail:

h_abbasi@azad.ac.ir

F. Yaghoobi Vayghan

Assistant Professor,
Department of Civil
Engineering, Pardis Branch,
Islamic Azad University, New
Pardis City, Iran

e-mail:

yaghoobi@pardisiau.ac.ir

**Numerical Study of Horizontal Friction
Dampers Made of Steel and Brake Pads in
Chevron frame under Cyclic Loads**

Observations of damage to buildings in recent earthquakes indicate that some of the damage was in the area of welded joints. Due to the weakness in the joints, the idea of using a horizontal friction damper using brake pads in bracing openings, especially the chevron frame in steel structures has been proposed Which can be easily replaced after an earthquake.. The purpose of this study is to introduce a new friction damper with low manufacturing and installation costs and high efficiency. This friction device consumes vibrational energy with the help of friction caused by slipping of brake pads on steel surfaces , In this research, the numerical study of the friction damper of the brake pad and also the laboratory study of the materials used in this damper have been done. For this purpose, first a validation based on a laboratory model has been performed in ABAQUS software. In the following, 9 models are numerically studied in ABAQUS software and at the end, the optimal model of selective damping on a braced frame with porch decoration is analyzed. The results show that very high stress concentration occurs in the damping area of the brake pad after the load is applied to the bracing frame and due to the presence of dampers in other elements, including beams and columns, less stress is created than in the case without dampers. Also, among the studied models, the 10 screw model has the highest amount of energy absorption.

Keywords: Damper, Friction Damper, Chevron Frame, Brake Pad, Cyclic Loading.

* Corresponding author

Received 09 November 2021, Revised 26 December 2021, Accepted 27 January 2021.

DOI: 10.22091/cer.2022.7565.1325

M. Ahmadi*

Department of Civil
Engineering, Ayatollah
Boroujerdi University,
Boroujerd.

e-mail:
masoud.ahmadi@abru.ac.ir

M. Ebadi-Jamkhaneh

Department of Civil
Engineering, School of
Engineering, Damghan
University.

e-mail: m.ebadi@du.ac.ir

M. Komasi

Department of Civil
Engineering, Ayatollah
Boroujerdi University,
Boroujerd.

e-mail: komasi@abru.ac.ir

Effect of Steel Reinforcement Corrosion on Cyclic Behavior of Bridge Piers

Bridges in transportation networks are susceptible to damage from the aggressive environment. Steel reinforcement corrosion is one of the main causes of deficient behavior in the reinforced concrete (RC) bridge. The corrosion of steel rebar negatively affects the serviceability and seismic performance of many RC bridges. Climate change accelerates steel reinforcement corrosion and more severe damage is expected to occur in a short period of time in the future. When these bridges are located in high seismic regions, they may experience severe earthquake events along their service life. Therefore, their seismic performance must be carefully evaluated. In this study, an efficient three-dimensional nonlinear finite element analysis based on the explicit dynamic method for sound and corroded bridge piers was established to study the effect of corrosion levels of 10, 20, and 30% on the cyclic behavior of bridge piers. The used model considers the loss of bond strength and damaged material properties of concrete and steel for compression and tension response under cyclic loading. The model is validated through a comparison with the results of the experimental test. The results revealed that the proposed method provides a good estimate of the load-carrying capacity of bridge piers. Furthermore, the used nonlinear finite element model will help identify the bridges with the highest priority for retrofitting by examining all existing bridges.

Keywords: Corrosion, Bridge Pier, Cyclic Loading, Ductility, Energy Dissipation.

* Corresponding author

Received 18 November 2021, Revised 17 January 2022, Accepted 19 January 2022.

DOI: 10.22091/cer.2022.7589.1327

H. Moghtadaei

Department of Civil
Engineering, University of
Qom.

e-mail:
H.Moghtadaee@gmail.com

M. Khodaparast*

Professor, Department of Civil
Engineering, University of
Qom.

e-mail:
Khodaparast@qom.ac.ir

**Effect of Explosive Load on the Depth Required
for Geotechnical Identification**

The depths required for drilling in different types of soil vary according to the type of load applied. The possibility of dynamic loading from a blast during a military or terrorist attack or by exploding gas pipelines, along with other types of loading, is essential for the construction of safe structures. It is necessary to consider dynamic loading from a possible explosion when determining the depth of the boreholes. The present study numerically modeled sandy and clay soils under dry and saturated conditions that experience 50 to 300 kg of TNT explosive loading on the surface and at a depth of four meters from the soil surface. For this purpose, Abacus software, Eulerian-Lagrangian coupling, and three-dimensional nonlinear dynamic analysis using the finite element method have been used. Case studies were examined by initially determining the net vertical stress created in the soil under the blast load then, after obtaining the range of impact of the blast for each case, the percentage of increase in the borehole depth was calculated by considering the effect of the blast load. The values calculated for sandy soil was 5% to 92.5%, for clay soil was 7.5% to 185%, for saturated sandy soil was 2.5% to 179% and for saturated clay soil was 4.5% to 113%.

Keywords: Blast, Vertical stress, Borehole depth, Coupled eulerian-lagrangian approach

* Corresponding author

Received 06 November 2021, Revised 28 December 2021, Accepted 17 January 2022.

DOI: 10.22091/cer.2022.7558.1323

G. Taherian

School of Architecture,
University of Tehran, Tehran,
Iran.

e-mail:

gelare.taherian@ut.ac.ir

S. H. Hosseini Nourzad*

Assistant Professor, School of
Architecture, University of
Tehran, Tehran, Iran.

e-mail: hnourzad@ut.ac.ir

Customizing a Sustainability Assessment Framework for Infrastructure Projects in Iran Based on Envision

Civil infrastructures as the foundation of social, environmental, and economic development are facing many challenges, such as the optimal use of natural resources as a result of population growth and climate change. Therefore, previous standards and methods of development are not capable of meeting future needs and the sustainability of infrastructure projects has become a fundamental issue for developing countries like Iran. To address the need of enhancing the infrastructure's performance, this research aimed at introducing an appropriate tool for sustainability assessment by customizing an infrastructure sustainability rating system (Envision) according to Iran's conditions. Accordingly, the credits' list was firstly investigated through in-depth interviews with experts. Then, the validity for each credit's existence was assessed through the Likert spectrum. Finally, the weights were revised based on the context-specific circumstances using the paired comparison technique. Alongside the five newly added credits, the research's findings regarding the main groups' weights including the Quality of Life, Natural Environment, Resource Allocation, Climate and Resilience, and Leadership highlight the significance of paying more attention to the social aspect of sustainability. The results were structured in a framework consisting of five main groups, 14 subgroups, and 69 credits with new points. The results of this research can be useful in not only the infrastructure's performance improvement but also enhancing the decision-making process for infrastructure development. Accordingly, investigating the implementation of the proposed framework in Iran's infrastructure projects, and its application by policymakers and planners is highly recommended for future studies.

Keywords: Sustainability Assessment, Customized Framework, Iran's Infrastructure Projects, Developing Countries, Envision.

* Corresponding author

Received 14 August 2021, Revised 30 December 2021, Accepted 31 December 2021.

DOI: 10.22091/cer.2021.7248.1286

M. S. Sobhan *

Faculty of Engineering,
Mahallat Institute of Higher
Education, Mahallat.

e-mail: sobhan@mahallat.ac.ir

P. Hosseini

Faculty of Engineering,
Mahallat Institute of Higher
Education, Mahallat.

e-mail:
p.hosseini@mahallat.ac.ir

A Study of the Buckling Behavior of Aboveground Cylindrical Steel Tank under Seismic Loading

In this study, the seismic response and buckling of aboveground cylindrical steel liquid storage tanks subjected to horizontal components of earthquake ground motions is investigated using incremental dynamic analyses (IDA). A broad steel tank with diameter of 30 m and height to diameter (H/D) ratio of 0.40 was designed using API 650 standard. The incremental dynamic analyses of liquid storage tank were performed for seven real seismic ground motions, which were scaled for PGAs of 0.05g to 0.50g. To verify the accuracy of the propose finite element model of the tank-liquid system, natural periods of the tank-liquid system vibration modes computed from finite element analysis compared to those obtained by analytical solutions and other numerical study. Small difference between natural periods indicates the acceptance accuracy of the finite element model. The mean peak base shear and overturning moment of the steel tank are estimated using mass spring model and compared with those obtained by finite element model. The mean peak base shear and overturning moment from finite element model greater than those obtained by mass spring model for PGA less equal 0.20g and vice versa for PGA from 0.30g to 0.50g. The incremental dynamic analysis results show that buckling of tank shell occurred at a height of 2.8 m above the tank base. Also mean critical horizontal peak ground acceleration (critical PGA) and mean critical dynamic base shear force, which induces buckling at the bottom of the cylindrical shell, are estimated.

Keywords: Steel Tank, Incremental Dynamic Buckling, Fluid-Structure Interaction, Dynamic Buckling, Elephant Foot Buckling, Shell Buckling.

* Corresponding author

Received 07 November 2021, Revised 28 December 2021, Accepted 28 December 2021.

DOI: 10.22091/cer.2021.7560.1324

M. R. Keymanesh *

Assistant Professor, Faculty of
Engineering, Payame Noor
University, North Tehran,
Tehran, Iran.

e-mail:

mrkeymanesh@pnu.ac.ir

M. Mohammad Karimi

Assistant Professor,
Department of Civil and
Environmental Engineering,
Tarbiat Modares University,
Tehran, Iran.

e-mail:

mohammad.karimi@modares.ac.ir

A. Taghinezhad Omran

Faculty of Engineering,
Payame Noor University,
North Tehran, Tehran, Iran.

e-mail:

aliomran@student.pnu.ac.ir

Evaluation of the Effect of Aging on the Long-Term Performance of WMA Containing High Percentage of RAP Based on the Results of SCB Test at Intermediate Temperature

With regards to the increase in stiffness for the asphalt mixture containing RAP, the improvement of rutting is predictable, but with increasing aging level and increasing stiffness in mixtures containing high percentages of RAP, problems such as cracking at low and intermediate temperatures is formed in the long-term. In this study, the long-term fracture performance of WMA mixtures containing high percentage of RAP at 25^oc was evaluated using a SCB test. To conduct the research, different amounts of RAP (0, 50, 75, and 100%), a rejuvenator, Zycotherm as WMA additive and 85/100 asphalt binder were used. To apply different levels of aging, the samples were kept in the oven for 3, 5, 7 and 9 days at 85^o C. The results showed that with increasing the amount of RAP and the aging level of the samples, the P_{cr} and the K_{IC} increased, but the U decreased. Also, in order to compare the long-term performance of asphalt mixtures containing different percentages of RAP, the area under the J_c - aging is determined and it was concluded that in the long-term, samples without RAP show 8, 34, and 52% more resistance to cracks than samples containing 50, 75, and 100% RAP.

Keywords: WMA, RAP, Failure, Aging, SCB test.

* Corresponding author

Received 02 November 2021, Revised 19 December 2021, Accepted 22 December 2021.

DOI: 10.22091/cer.2021.7526.1320

Contents:

Evaluation of the Effect of Aging on the Long-Term Performance of WMA Containing High Percentage of RAP Based on the Results of SCB Test at Intermediate Temperature

Mahmoud Reza Keymanesh, Mohammad M. Karimi and Ali Taghinezhad Omran

A Study of the Buckling Behavior of Aboveground Cylindrical Steel Tank under Seismic Loading

Mohammad Saiid Sobhan and Pedram Hosseini

Customizing a Sustainability Assessment Framework for Infrastructure Projects in Iran Based on Envision

Gelare Taherian and Seyed Hossein Hosseini Nourzad

Effect of Explosive Load on the Depth Required for Geotechnical Identification

Hosein Moghtadaei and Mahdi Khodaparast

Effect of Steel Reinforcement Corrosion on Cyclic Behavior of Bridge Piers

Masoud Ahmadi, Mehdi Ebadi-Jamkhaneh and Mehdi Komasi

Numerical Study of Horizontal Friction Dampers Made of Steel and Brake Pads in Chevron frame under Cyclic Loads

Saeed Kia Darbandsari, Maryam Firoozi Nezamabadi, Hassan Abbasi and Fariborz Yaghoobi Vayeghan

Numerical Study of Surface Discontinuity Characteristics in the Performance of Flexible Cracked Pavement Due to Dynamic Load

Milad Hosien Ataee, Mohammad Mehdi Khabiri and Zohrah Ghafari Fard

Assessing the Effects of Volume Fraction and Diameter of Hooked-End Steel Fiber on Vebe Time and Mechanical Properties of RCCP

Peyman Paryad, Hosein Naderpour and Mohammad Kazem Sharbatdar

Laboratory Evaluation of Energy Dissipation in the Combined Structure of the Vertical Drop with Gabion

Rasoul Daneshfaraz, Mahdi Majedi-Asl, Seyyed Ali Mortazavi and Mohammad Bagherzadeh

Clear Water Scour around at a Piano Key Side Weir of the Type A at 120° Section of a 180° Curved Channel

Mehdi Jamshidi, Jaber Soltani, Mohammad Rostami and Mojtaba Saneie

New Models for Determining Concrete Elastic Modulus Considering Variation in Values of Compressive Strength

Sima Aramesh and Pouyan Fakharian

Investigation of Seismic Performance of High-rise Reinforced Concrete Frames Using TADAS Metallic Yielding Dampers

Ali Seyed Kazemi, Ebrahim Asghari Karimi and Mojtaba Esmaeilnia Amiri



University of Qom

Civil Infrastructure Researches

Vol. 8, Issue. 1
Spring and Summer 2022

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, Professor, Department of
Civil Engineering, University of Qom

Taher Rajaei, 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 8, Issue 1, Spring & Summer 2022

- 01-20 Evaluation of the Effect of Aging on the Long-Term Performance of WMA Containing High Percentage of RAP Based on the Results of SCB Test at Intermediate Temperature
Mahmoud Reza Keymanesh, Mohammad M. Karimi and Ali Taghinezhad Omran
- 21-34 A Study of the Buckling Behavior of Aboveground Cylindrical Steel Tank under Seismic Loading
Mohammad Saiid Sobhan and Pedram Hosseini
- 35-59 Customizing a Sustainability Assessment Framework for Infrastructure Projects in Iran Based on Envision
Gelare Taherian and Seyed Hossein Hosseini Nourzad
- 61-76 Effect of Explosive Load on the Depth Required for Geotechnical Identification
Hosein Moghtadaei and Mahdi Khodaparast
- 77-95 Effect of Steel Reinforcement Corrosion on Cyclic Behavior of Bridge Piers
Masoud Ahmadi, Mehdi Ebadi-Jamkhaneh and Mehdi Komasi
- 97-114 Numerical Study of Horizontal Friction Dampers Made of Steel and Brake Pads in Chevron frame under Cyclic Loads
Saeed Kia Darbandsari, Maryam Firoozi Nezamabadi, Hassan Abbasi and Fariborz Yaghoobi Vayeghan
- 115-130 Numerical Study of Surface Discontinuity Characteristics in the Performance of Flexible Cracked Pavement Due to Dynamic Load
Milad Hosien Ataee, Mohammad Mehdi Khabiri and Zohrah Ghafori Fard
- 131-144 Assessing the Effects of Volume Fraction and Diameter of Hooked-End Steel Fiber on Vebe Time and Mechanical Properties of RCCP
Peyman Paryad, Hosein Naderpour and Mohammad Kazem Sharbatdar
- 145-157 Laboratory Evaluation of Energy Dissipation in the Combined Structure of the Vertical Drop with Gabion
Rasoul Daneshfaraz, Mahdi Majedi-Asl, Seyyed Ali Mortazavi and Mohammad Bagherzadeh
- 159-170 Clear Water Scour around at a Piano Key Side Weir of the Type A at 120° Section of a 180° Curved Channel
Mehdi Jamshidi, Jaber Soltani, Mohammad Rostami and Mojtaba Saneie
- 171-183 New Models for Determining Concrete Elastic Modulus Considering Variation in Values of Compressive Strength
Sima Aramesh and Pouyan Fakharian
- 185-203 Investigation of Seismic Performance of High-rise Reinforced Concrete Frames Using TADAS Metallic Yielding Dampers
All Seyed Kazemi, Ebrahim Asghari Karimi and Mojtaba Esmailnia Amiri

Online ISSN: 2783-140X

Journal website : <http://cer.qom.ac.ir>