

# پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی

دوفصلنامه، سال هشتم، شماره ۲، پاییز و زمستان ۱۴۰۰

بررسی اثر نانو اکسید گرافن بر مقاومت شکست مخلوطهای آسفالتی گرم با رویکرد انرژی شکست احسان شهریاری، مهدی اکبری و امیرمحمد حامدی پور	۱۰-۱۷
بررسی فشار خاک وارد بر دیوارهای زیرزمین در روش‌های متداول اجرای گود به صورت بالا به پایین سید علی یادآور و احسان دهقانی فیروزآبادی	۱۹-۳۵
ارزیابی تاثیر نانووارگانوسیلان زایکوترم و تغییرات دانه بندی بر ضخامت غشاء قیر و حساسیت رطوبتی مخلوط اسفالت گرم محمودرضا کیمنش، محمدرضا محمدعلیها و غلامرضا مهدیزاده	۳۷-۵۵
بررسی عددی میدان جریان روی سرریز اوجی تحت تأثیر شکل تاج و شب و چه بالادست سرریز مهدی لک و مهدی کهاسی	۵۷-۶۸
بررسی پارامترهای خاک رس با پلاستیسیته کم آلوده به سرب و روی و تثبیت شده با متاکائولن میکائیل کاظمزاده، امیرعلیزاده، مریم یزدی و علی چمنی	۶۹-۸۳
طرح مخلوطهای آسفالتی حاوی تراشه به روش طرح اختلاط متعادل شده حسن زیاری و مجتبی حاجیلو	۸۵-۱۰
بررسی آزمایشگاهی مشخصات هندسی بلوك‌ها بر هوادهی و نرخ استهلاک انرژی جریان عبوری از شوت مانع-دار رسول دانشوراز، امیر قادری و علیرضا باقری	۱۰۳-۱۱۴
ارزیابی عددی تأثیر استفاده از مصالح اساس حاوی مصالح خرده بتنی بر عملکرد روسازی‌های آسفالتی با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح علیرضا غنیزاده و فرزانه فتحیزاده	۱۱۵-۱۲۳
طراحتی بهینه مقاطع فولادی کششی از طریق بهبود روابط آبیننامه در خصوص اصلاح ضریب تأخیر بر بشی لیدا شهریاری، سپیده رحیمی، محمد حسین زاده و رمضان رضاییان	۱۳۱-۱۴۴
بررسی اثر ستون متکی در برآورد پاسخ‌های دیوارهای پایه-گهواره‌ای مرکزگرا تحت رکوردهای حوزه دور و نزدیک گسل	۱۴۵-۱۵۶
اسمعاعیل محمدی ده‌چشمی و وحید بروجردیان حداقل ضخامت وجه ستون در اتصال گیردار تقویت‌نشده جوشی تیر به ستون جعبه‌ای فاقد ورق پیوستگی فرزانه حامدی و سید بنامین ادبیزاده	۱۵۷-۱۷۲
اسیب‌یابی در سازه تیر فولادی مبتنی بر مقایسه نتایج تحلیلی آنالیز موجک محمدعلیم کان احمدی، مسعود قله‌مکی، امید رضایی فر و بهزاد دزکام	۱۷۳-۱۸۳





# پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی

مجله علمی

## هیأت تحریریه

دکتر مرتضی اسکندری قادری

استاد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه تهران

دکتر سید روح الله حسینی واعظ

دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه قم

دکتر ماشاء الله خامه چیان

استاد، گروه زمین شناسی مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس

دکتر مهدی خدابرست

استاد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه قم

دکتر طاهر رجایی

استاد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه قم

دکتر علی محمد رجبی

دانشیار، گروه زمین شناسی مهندسی، دانشگاه تهران

دکتر علی قنبری

استاد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه خوارزمی

دکتر وجد نورانی

استاد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

## هیأت تحریریه بین‌المللی

**Janusz Wasowski**

Professor, National Research Council, Roma, Italy

**Hakim S. Abdelgader**

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

سال هشتم، شماره دوم

پاییز و زمستان ۱۴۰۱

### صاحب امتیاز

دانشگاه قم

### مدیر مسئول:

دکتر علی محمد رجبی، دانشیار، گروه زمین شناسی 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 حماد حسینی واعظ

صفحه آرایی: طاهره عارف زاده

ناظر چاپ: محمد رضا شجاعی

شاپا الکترونیکی: ۲۷۸۳-۱۴۰X



Google Scholar

EBSCO

magiran®

Sponsored and Indexed by  
**CIVILICA**  
We Respect the Science

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

نمبر: ۰۲۵-۳۲۸۵۴۲۲۸

نشانی سایت: <http://cer.qom.ac.ir/>

پست الکترونیک: [cer@qom.ac.ir](mailto:cer@qom.ac.ir)

قیمت: ۱۰۰۰۰ ریال



## مقالات این شماره

- بررسی اثر نانو اکسید گرافن بر مقاومت شکست مخلوطهای آسفالتی گرم با رویکرد انرژی شکست  
احسان شهریاری، مهدی اکبری و امیرمحمد حامدی پور
- بررسی فشار خاک وارد بر دیوارهای زیزمهین در روش‌های متداول اجرای گود به صورت بالا به پایین  
سید علی یادآور و احسان دهقانی فیروزآبادی
- ارزیابی تاثیر نانوگانوسيلان زايکوترم و تغييرات دانه بندی بر ضخامت غشای قیر و حساسیت رطوبتی مخلوط  
آسفالت گرم  
 محمودرضا کیمنش، محمدرضا محمدعلیها و غلامرضا مهدی زاده
- بررسی عددی میدان جریان روی سرریز اوجی تحت تاثیر شکل تاج و شب و وجه بالادست سرریز  
مهدی لک و مهدی کمامی
- بررسی پارامترهای خاک رس با پلاستیسیته کم آلوده به سرب و روی و تثبیت شده با متابکائلون  
میکائل کاظمزاده، امیرعلی زاده، مریم یزدی و علی چمنی
- طرح مخلوطهای آسفالتی حاوی تراشه به روش طرح اختلاط متعادل شده  
حسن زیاری و مجتبی حاجیلو
- بررسی آزمایشگاهی مشخصات هندسی بلوک‌ها بر هوادهی و نرخ استهلاک انرژی جریان عبوری از شوت مانع دار  
رسول دانشفراز، امیر قادری و علیرضا باقری
- ارزیابی عددی تأثیر استفاده از مصالح اساس حاوی مصالح خرده بتنه بر عملکرد روسازی‌های آسفالتی با در نظر  
گرفتن رفتار غیرخطی مصالح  
علیرضا غنی زاده و فرزانه فتحی زاده
- طراحی بهینه مقاطع فولادی کششی از طریق بهبود روابط آیننامه در خصوص اصلاح ضریب تأخیر برشی  
لیدا شهبازی، سپیده رحیمی، محمد حسین زاده و رمضان رضاییان
- بررسی اثر ستون متکی در برآورد پاسخ‌های دیوارهای پایه-گهواره‌ای مرکزگرا تحت رکوردهای حوزه دور و نزدیک  
گسل  
اسماعیل محمدی ده چشمہ و وحید بروجردیان
- حداقل ضخامت وجه ستون در اتصال گیردار تقویت‌نشده جوشی تیر به ستون جعبه‌ای فاقد ورق پیوستگی  
فرزانه حامدی و سید بنیامین ادبی‌زاده
- آسیب‌یابی در سازه تیر فولادی مبتنی بر مقایسه نتایج تحلیلی آنالیز موجک  
محتشم خان احمدی، مجید قلهکی، امید رضایی فر و بهزاد دژکام



## درباره نشریه

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

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

به منظور تسهیل در دریافت مقالات، انجام داوری و پیگیری‌های بعدی، نویسنده‌گان 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 نویسنده‌گان محترم بررسد.

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 نویسنده‌گان 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، نویسندها، 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. به علاوه، 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 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 علائق با یکی از نویسندها، شرکت‌ها، یا مؤسسات وجود دارد را داوری کنند.

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

#### وظایف و مسئولیت‌های نویسنده‌گان:

۱. رونوشت‌ها باید فقط به زبان فارسی و با نگارش صحیح و با اصطلاحات مناسب ارسال شود.
۲. رونوشت‌ها نباید در جای دیگری (جز در قالب چکیده یا بخشی از یک سخنرانی، مقاله مروری، یا پایان‌نامه) چاپ شده باشند یا هم زمان توسط نشریه دیگر تحت بررسی باشند.
۳. نویسنده مسئول باید از رضایت دیگر مؤلفان همکار مطمئن بوده و نوشتار به تایید کلیه نویسنده‌گان رسیده باشد.
۴. یکی دیگر از مسئولیت‌های نویسنده‌گان، 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 نویسنده‌گان 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 تایید شود.
۸. در نشریه‌های دسترسی آزاد، مؤلفان حق مالکیت مقاله خود را دارند اما در کنار آن به عموم افراد اجازه دانلود، چاپ، و توزیع مقاله خود را نیز می‌دهند.
۹. همه مؤلفان یک رونوشت می‌بایست بر سر اینکه نویسنده مسئول فرآیندهای بازنگری بعدی را پس از ارسال رونوشت و تایید نهایی پیش از چاپ بر عهده گیرد، توافق کنند.
۱۰. هنگامی که نویسنده یا نویسنده‌گان، رونوشت خطای مهمی را در کارشنان 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 نویسنده‌گان می‌بایست بدانند که رونوشت‌های ارسال شده به این نشریه ممکن است توسط نرم‌افزارهای سرقت ادبی مورد تحلیل قرار گیرد.
۱۲. همه نویسنده‌گان لازم است فرآیند ارسال یک رونوشت را در این نشریه مطالعه کنند.

#### مصادیق نقض اصول اخلاقی انتشار توسط نویسنده‌گان:

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

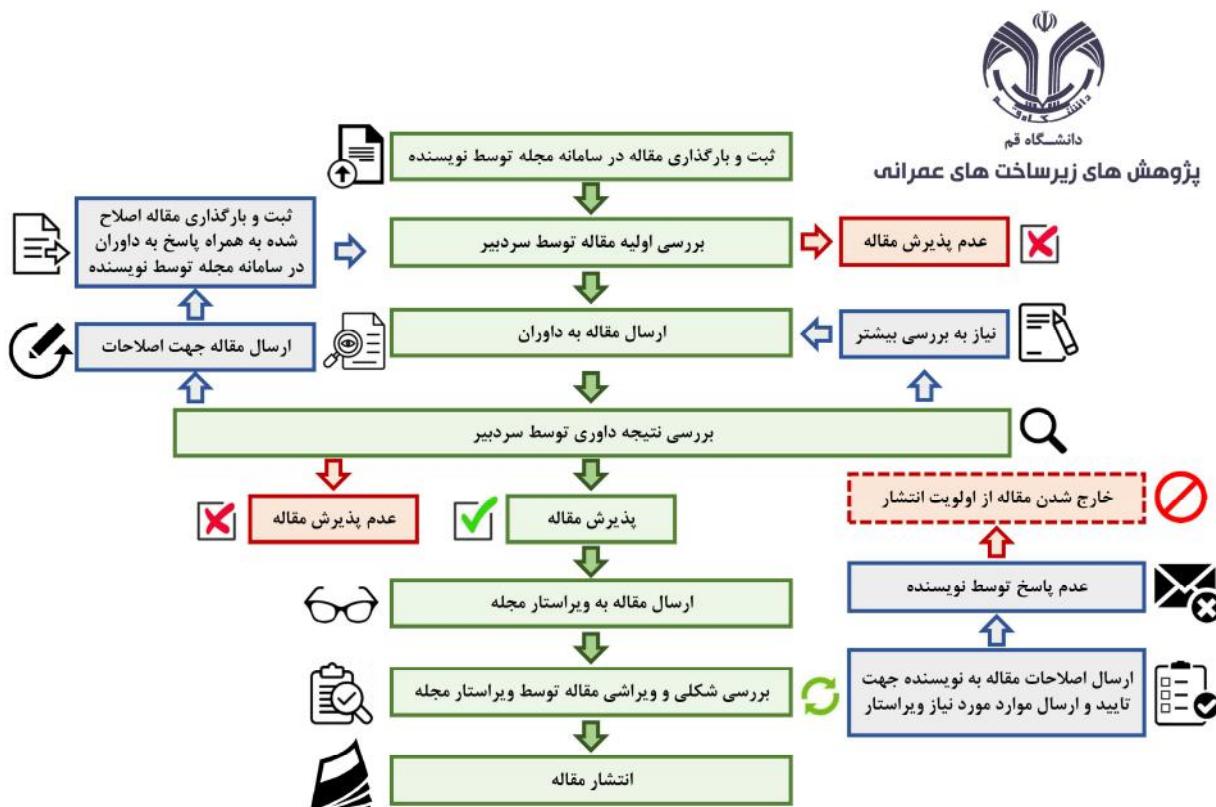
زیرساخت‌های عمرانی شامل سدها، پل‌ها، سیستم‌های حمل و نقل، سازه‌های ژئوتکنیکی، ساخت و سازهای زیرزمینی، خطوط لوله، سیستم‌های توزیع آب، ساختمان‌ها، سازه‌های دریایی، نیروگاه‌ها، فرودگاه‌ها، سکوهای دریایی می‌شود.

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

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

## فرآیند پذیرش مقالات

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





## بررسی اثر نانو اکسید گرافن بر مقاومت شکست مخلوط‌های آسفالتی گرم با رویکرد انرژی شکست

در سال‌های اخیر مطالعات گسترده‌ای بر تاثیر نانو مواد مختلف بر عملکرد مخلوط‌های آسفالتی انجام شده است. در مطالعه حاضر از نانو اکسید گرافن در مقادیر ۰/۵ و ۰/۸ درصد وزنی قیر مصرفی، به منظور بهبود مقاومت شکست مخلوط آسفالتی گرم در برابر ترک‌خوردگی در دماهای منفی استفاده شده است. نانو اکسید گرافن به دلیل داشتن خصوصیات بسیار منحصر به فرد و شگفت‌انگیز در برخی صنایع، بسیار مورد توجه قرار گرفته است. به همین منظور برای بررسی اثر این ماده بر مقاومت شکست مخلوط آسفالتی از آزمایش مکانیک شکست روی نمونه‌های نیم‌دایره‌ای خمیشی در دماهای ۵- و ۱۵- درجه سانتی‌گراد و چهار حالت بارگذاری مختلف استفاده شده است. به علاوه، آزمایشهای رایج قیر برای بررسی اثر نانو اکسید گرافن بر قیر خالص در این مطالعه انجام شد. نتایج حاصل از آزمایشهای رایج قیر نشان داد که افزودن نانو اکسید گرافن به قیر خالص باعث افزایش نقطه نرمی، ویسکوزیتی، وزن مخصوص و همچنین کاهش درجه نفوذ و شکل‌پذیری در قیر خالص شده است. همچنین نتایج آزمایش مکانیک شکست حاکی از آن است که استفاده از نانو اکسید گرافن منجر به افزایش انرژی شکست مخلوط آسفالتی و بهبود مقاومت در برابر ترک‌خوردگی می‌شود به طوریکه مخلوط‌های حاوی ۵- درصد از این افزودنی دارای بهترین عملکرد هستند. نتایج نشان می‌دهد که استفاده از این مقدار افزودنی در مخلوط آسفالتی در دمای ۵- و حالت بارگذاری خالص I باعث افزایش به مقدار ۱۰۵ درصد و در دمای ۱۵- و حالت بارگذاری خالص II باعث افزایش به مقدار ۶۰ درصد در انرژی شکست می‌شود.

**وازگان کلیدی:** آزمایش خمیش نمونه نیم‌دایره‌ای خمیشی، نانو اکسید گرافن، انرژی شکست، ترک‌خوردگی در دمای پایین، مخلوط آسفالتی گرم.

### احسان شهریاری\*

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران.

پست الکترونیک:

shahryari.ehsan@gmail.com

### مهدی اکبری\*

استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان.

پست الکترونیک:

akbari@semnan.ac.ir

### امیرمحمد حامدی‌پور

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان.

پست الکترونیک:

amirhamedi1373@yahoo.com

پلاستیک را از خود نشان می‌دهد که منجر به خرابی‌های مانند تغییرشکل دائمی در مسیر چرخ در مخلوط آسفالتی می‌شود که یکی از شایع‌ترین خرابی‌ها در روسازی آسفالتی است.

در مقابل، مخلوط آسفالتی در دماهای پایین به دلیل رفتار الاستیک قیر مصرفی، شکننده است. به همین دلیل، می‌تواند منجر به ایجاد ترک در مخلوط آسفالتی شود [۴،۳]. ترک خوردگی یکی از خرابی‌های رایج روسازی آسفالتی می‌باشد. ایجاد و گسترش ترک در روسازی‌ها همیشه تحت تأثیر دو عامل تنش‌های حرارتی و بارگذاری

رفتار مخلوط آسفالتی به طور عمده بستگی به رفتار قیر آن دارد [۱،۲]. قیر موجود در مخلوط آسفالتی باعث ایجاد رفتارهای مختلف مخلوط در دماهای مختلف می‌شود. در دمای بالا، آسفالت رفتار ویسکو الاستو

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۰۸/۱۰، بازنگری ۱۴۰۱/۰۲/۱۴، پذیرش ۱۴۰۱/۰۲/۱۹  
DOI: 10.22091/cer.2022.8028.1377

می‌باشد. هندسه‌های مختلفی که از جمله رایج‌ترین آن‌ها نمونه‌های نیم‌دایره‌ای خمی می‌باشد، در سال‌های اخیر توسط محققان برای بررسی عملکرد شکست انواع مخلوطهای آسفالتی مورد استفاده قرار گرفته است.

تحقیقات گسترده‌ای به منظور بررسی رفتار شکست مخلوط آسفالتی انجام شده است. برخی از محققان از اصول مکانیک شکست برای ارزیابی مقاومت شکست مخلوط آسفالتی در دمای پایین استفاده کرده‌اند. شکست مخلوط آسفالتی ممکن است در حالت I (حالت ترک کشی)، حالت II (حالت ترک برشی به صورت لغزش)، حالت III (حالت ترک برشی به صورت پیچش) یا ترکیبی از آنها رخ دهد [۱۲ و ۱۳].

در پژوهشی توسط فخری و همکاران به منظور بررسی عملکرد مخلوط آسفالتی با استخوان بندی سنگدانه‌ای (SMA)<sup>۴</sup> دارای درصدهای مختلف مواد بازیافتی پلی‌وینیل‌کلراید (PVC)<sup>۵</sup>، از آزمون شکست بر نمونه‌های خمی نیمه دایره‌ای تحت بارگذاری‌های حالت خالص I، II و یک حالت ترکیبی (I/II) در دماهای بالای صفر و زیر صفر درجه سانتی‌گراد به منظور بررسی مقاومت در برابر شکست استفاده شد [۱۴].

شفابخش و همکاران، در مطالعه‌ای به بررسی تأثیر نانو اکسید سیلیس بر ترک‌خوردگی مخلوطهای آسفالتی پرداختند. به این منظور آزمون خمی نیم‌دایره‌ای تحت بارگذاری حالت ترکیبی I/II در دماهای مختلف -۵- ۱۵ و -۲۰ درجه سانتی‌گراد و تحت دو نوع ترک عمودی و زاویدار انجام شد [۷].

پیرمحمد و همکاران در مطالعه‌ای به ارزیابی مقاومت شکست مخلوطهای آسفالتی تقویت‌شده با الیاف کربن و کناف پرداختند. در این مطالعه از آزمون خمی نیم‌دایره‌ای (SCB)<sup>۶</sup> تحت بارگذاری حالت خالص I، حالت خالص II و حالت ترکیبی I/II در دماهای -۱۵- ۱۵ درجه

ترافیکی بوده است. بر این اساس، ترک‌خوردگی به سه نوع اصلی ترک‌های حرارتی، ترک‌های خستگی و ترک‌های انعکاسی تقسیم می‌شود [۶، ۵].

ترک‌خوردگی در دمای پایین یا ترک‌خوردگی حرارتی یکی از خرابی‌های اصلی روسازی‌های آسفالتی است که می‌تواند در آب و هوای بسیار سرد یا زمانی که چرخه‌های دمایی گسترده‌ای در طول روز وجود دارد و منجر به انبساط و انقباض آسفالت می‌شود، رخ دهد. در این صورت تنفس کششی حرارتی مخلوط آسفالتی بیش از مقاومت کششی آن می‌شود [۹، ۷]. ترک‌خوردگی حرارتی منجر به کاهش عملکرد روسازی و نفوذ آب به لایه‌های زیرین روسازی می‌شود. اصلاح قیر مصرفی در آسفالت می‌تواند به کاهش شکنندگی مخلوط آسفالتی در دمای پایین، افزایش مقاومت شیارشده‌گی در درجه حرارت بالا تحت رفتار ویسکو الاستو پلاستیک و همچنین مقابله با آسیب‌دیدگی رطوبتی به دلیل افزایش در بارگذاری ترافیکی و شرایط محیطی کمک کند [۱۰].

از آنجا که مخلوط آسفالتی در دماهای پایین، رفتاری الاستیک و در نهایت شکننده دارد، بنابراین، بسیاری از محققان از مکانیک شکست الاستیک خطی (LEFM)<sup>۲</sup> به منظور بررسی خواص شکست مخلوط آسفالتی گرم (HMA)<sup>۳</sup> در شرایط دمای پایین استفاده کرده‌اند. تحلیل ترک‌خوردگی مخلوطهای آسفالتی با توجه به مکانیک شکست الاستیک خطی عمدتاً شامل شاخص‌های ارزیابی ضربی شدت تنفس، چقرمگی شکست و انرژی شکست می‌باشد [۱۱]. ضربی شدت تنفس بحرانی و انرژی شکست به عنوان پارامترهای اساسی به منظور مطالعه میدان تنفس نوک ترک در نظر گرفته می‌شود [۸]. برای تعیین این دو پارامتر اساسی، انتخاب هندسه مناسب برای نمونه آسفالتی بسیار مهم است زیرا تنها راه تعیین این دو پارامتر از طریق روش‌های آزمایشی مناسب

<sup>4</sup> Stone Mastic Asphalt (SMA)

<sup>5</sup> Polyvinyl Chloride (PVC)

<sup>6</sup> Semi-Circle Bending (SCB)

<sup>2</sup> Linear Elastic Fracture Mechanic (LEFM)

<sup>3</sup> Hot Mix Asphalt

مشتقات آن می‌باشد. نانو اکسید گرافن (GO)<sup>۷</sup> یک ورقه تک‌لایه دوبعدی از گرافیت است که در آن اتم‌های کربن در ساختارهای شش‌ضلعی در کنار هم قرار گرفته‌اند. این ساختار منحصر به فرد گرافن باعث به وجود آمدن خصوصیات مکانیکی، حرارتی، الکتریکی و نوری فوق العاده‌ای در این ماده شده است [۱۷ و ۱۸].

نانو اکسید گرافن شکل اکسیدشده گرافن می‌باشد که دارای گروه‌های عملکردی سطحی حاوی عامل‌های اکسیژن قطبی از جمله اپوکسی، کربوکسیل و هیدروکسیل می‌باشد که باعث می‌شود این ماده به راحتی در حللاهای ارگانیک از جمله آب پخش شود. این ویژگی نانو اکسید گرافن باعث افزایش کاربرد این ماده نسبت به گرافن شده است [۱۹]. همچنین از اکسید گرافن برای اصلاح خواص پلیمرهای مختلف برای تهیه کامپوزیت‌هایی با عملکرد بهتر نیز استفاده می‌شود و طی تحقیقاتی که در سال‌های اخیر در این زمینه صورت گرفته، روشن شده است که اکسید گرافن می‌تواند خواص مکانیکی، حرارتی، رسانایی، فیزیکی و رئولوژیکی این کامپوزیت‌های پلیمری را به شکل قابل توجهی بهبود بخشد [۲۰].

از آنجایی که قیر مصرفی در مخلوط‌های آسفالتی، یک ماده ویسکو الاستیک با خواص مشابه این دسته از پلیمرها است می‌تواند سازگاری خوبی با ماده نانو اکسید گرافن داشته باشد [۲۱]. با توجه به این موضوع در سال‌های اخیر مطالعاتی در زمینه استفاده از گرافن و مشتقات آن در جهت بهبود خواص مخلوط‌های آسفالتی شده است.

ژو<sup>۸</sup> و همکاران در پژوهشی به بررسی آزمایشگاهی اثر نانو گرافن در مخلوط آسفالتی پرداختند. نتایج تجربی نشان می‌دهد که افزودن نانو گرافن با مقدار ۰/۵ درصد وزنی قیر باعث افزایش قابل توجهی در دمای اختلاط و تراکم مخلوط آسفالت پایه می‌شود. مخلوط بتن آسفالتی

سانتیگراد استفاده شد. یافته‌ها نشان داد که هر دو الیاف کربن و کناف به بهبود مقاومت در برابر شکست کمک می‌کنند که الیاف کربن عملکرد بهتری دارد [۱۵].

فخری و همکاران به بررسی تأثیر چرخه ذوب-بخ بر خصوصیات ترک‌خوردگی مخلوط‌های آسفالتی پرداختند. در این پژوهش از آزمون خم‌نمایه‌های تحت چهار حالت بارگذاری، حالت خالص I و حالت خالص II و دو حالت متفاوت ترکیبی I/II استفاده شد. یافته‌های پژوهش نشان داد که مقاومت در برابر شکست با افزایش تعداد چرخه ذوب-بخ به طور قابل توجهی کاهش می‌یابد [۱۸].

امروزه، استفاده از نانو مواد به طور گسترده‌ای در زمینه روسازی‌های آسفالتی به دلیل ویژگی‌های منحصر به فرد آن‌ها شامل سطح ویژه بالا و اندازه کوچک بین ۱ و ۱۰۰ نانومتر و قابلیت تولید مصالح جدید، رواج پیدا کرده است که قادر به افزایش دوام و عمر مفید روسازی‌های انعطاف پذیر است [۱۰]. انواع مختلفی از نانو ذرات از جمله نانو سیلیس، نانو لوله‌های کربنی، نانو رس و نانو خاکستر ذغال سنگ، در میان بسیاری دیگر، برای اصلاح قیر و آسفالت استفاده شده است. افزایش عملکرد این مخلوط‌های آسفالتی اصلاح شده با نانو مواد ثابت شده است [۱۶]. اگرچه استفاده از نانو مواد در روسازی‌های آسفالتی در مرحله تولید می‌تواند موجب افزایش هزینه‌ها شود، اما با توجه به این که استفاده از این مواد می‌تواند باعث بهبود قابل توجه خصوصیات مکانیکی مخلوط آسفالتی شود، از این‌رو در بلند مدت موجب افزایش عمر بهره برداری روسازی و کاهش هزینه‌های نگهداری و مرمت روسازی می‌شود. این عامل می‌تواند در بلند مدت هزینه‌های اضافی در مرحله ساخت روسازی را جبران کند و موجب صرفه اقتصادی شود.

یکی از گروه‌های نانو موادی که در سال‌های اخیر با توجه به خصوصیات منحصر به فرد خود بسیار مورد توجه محققان در زمینه‌های مختلف قرار گرفته است گرافن و

<sup>7</sup> Nano-Graphene Oxide  
<sup>8</sup> Zhu

ژو و همکاران مطالعه‌ای به منظور بررسی ویژگی‌های قیرهای اصلاح شده با اکسید گرافن انجام دادند که نتایج نشان دادند افزودن اکسید گرافن باعث بهبود قابل توجه چسبندگی قیر و در نتیجه بهبود حساسیت رطوبتی مخلوط آسفالتی می‌گردد [۱۷]. ونگ<sup>۱۳</sup> و همکاران گزارش کردند که آنالیز FTIR نشان داد که اکسید گرافن و نانو لوله‌های کربنی باعث بهبود مقاومت قیر در برابر پیرشیدگی و بهبود عملکرد رئولوژیکی قیر در دمای پایین می‌شود [۲۵].

یودیمای<sup>۱۴</sup> و همکاران نشان دادند که پایداری مارشال مخلوط آسفالتی را می‌توان با افزودن حداقل مقدار گرافن و اکسید گرافن افزایش داد. همچنین افزودن اکسید گرافن به قیر منجر به کاهش نفوذپذیری و شکل‌پذیری قیر می‌شود [۲۶].

مطالعه‌ای توسط عباس مختار عدنان<sup>۱۵</sup> و همکاران با هدف بهبود رفتار مکانیکی مخلوط آسفالتی گرم با استفاده از اکسید گرافن انجام شد. بدین منظور برخی از آزمایش‌های عملکردی، به عنوان مثال آزمون مدول ارجاعی، خوش دینامیکی، غوطه‌وری مارشال و خمس نیم‌دایره‌ای برای بررسی عملکرد خستگی، مقاومت در برابر تغییرشکل، حساسیت رطوبتی و مقاومت در برابر شکست در دمای مثبت مخلوط آسفالتی گرم اصلاح شده با اکسید گرافن انجام شد. نتایج نشان داد رفتار مکانیکی مخلوط آسفالتی گرم اصلاح شده با اکسید گرافن، بهبود چشمگیری نسبت به مخلوط آسفالتی معمولی دارد [۱۰]. ونگ<sup>۱۶</sup> و همکاران، اثر پیری بر پارامترهای ترمودینامیک و قابلیت خودترمیمی قیر اصلاح شده با اکسید گرافن مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان داد که مقدار انرژی آزاد سطحی قیر با افزودن اکسید گرافن افزایش یافته است. هرچه میزان درصد اکسید گرافن

دارای نانوگرافن می‌تواند مقاومت در برابر رطوبت، مقاومت در برابر عریان شدگی مخلوط آسفالتی را به میزان قابل توجهی بهبود بخشد [۲۲].

سینگ<sup>۹</sup> و همکاران در پژوهشی به تأثیر اکسید گرافن و خرده لاستیک در مخلوط آسفالتی گرم پرداختند. از آزمون مارشال به همراه آزمون کشش غیرمستقیم برای بررسی مقاومت مخلوط آسفالتی استفاده شده است. نتایج نشان می‌دهد، خرده لاستیک و اکسید گرافن کاملاً با قیر سازگار هستند. عملکرد مخلوط بتن آسفالتی گرم اصلاح شده با اکسید گرافن در مقایسه با مخلوط کنترلی و مخلوط بتن آسفالتی گرم با خرده لاستیک اصلاح شده دارای عملکرد بهتری است [۱۹].

لیو<sup>۱۰</sup> و همکاران در پژوهشی به ارزیابی عملکرد و تحلیل مکانیزم اصلاح پیوندهای آسفالت اصلاح شده با اکسید گرافن پرداختند. در این پژوهش به بررسی آزمایشگاهی ارزیابی اثرات در صدھای مختلف اکسید گرافن روی خواص قیر اصلاح نشده و اصلاح شده با پلیمر استایرن-بوتادین-استایرن (SBS)<sup>۱۱</sup> پرداخته شد. نتایج نشان داد که افزودن مقادیر کمی از اکسید گرافن (کمتر از ۰/۲ درصد وزنی) باعث افزایش ویسکوزیتی قیر، بهبود قابلیت ارجاعی در درجه حرارت بالا و مقاومت در برابر SBS تغییرشکل در قیرهای اصلاح نشده و اصلاح شده با می‌شود [۲۳].

ناوارو<sup>۱۲</sup> و همکاران به پژوهشی در زمینه ارزیابی خصوصیات مکانیکی و حرارتی قیرهای اصلاح شده با گرافن پرداختند. نتایج نشان می‌دهد که وجود گرافن پاسخ الاستیکتری در قیر ایجاد می‌کند. علاوه بر این، نشان داده شده است که گرافن می‌تواند حساسیت حرارتی مخلوط آسفالتی را کاهش و ظرفیت گرم شدن آنها و انتقال حرارت را افزایش دهد [۲۴].

<sup>13</sup> Wang

<sup>14</sup> Jyothirmai

<sup>15</sup> Adnan

<sup>16</sup> Wang

<sup>9</sup> Singh

<sup>10</sup> Liu

<sup>11</sup> Styrene-Butadiene-Styrene (SBS) Polymer

<sup>12</sup> Navarro

دماه منفی صورت نگرفته است. لذا این خلاء در تحقیقات مربوط به تاثیر این ماده بر ویژگی‌های مخلوط آسفالتی احساس می‌شود. به همین دلیل، در این مطالعه به بررسی تاثیر نانو اکسید گرافن بر مقاومت در برابر ترک خوردگی و گسترش ترک در دماهای ۵-۱۵ درجه سانتیگراد در حالت خالص I، حالت خالص II و دو حالت ترکیبی I/II با استفاده از آزمایش مکانیک شکست برروی نمونه‌های نیم‌دایره‌ای خمی پرداخته شده است.

## ۲- مواد و مصالح مصرفی

### ۱- قیر و مصالح سنگی

مصالح سنگی مصرفی در این تحقیق، برای ساخت نمونه‌های آسفالتی از نوع ستگدانه‌های شکسته آهکی می‌باشند. دانه‌بندی مصالح سنگی مصرفی در این پژوهش، حد وسط دانه‌بندی شماره ۴ پیشنهادی نشريه ۲۳۴ با حداقل اندازه اسمی سنتگدانه ۱۹ میلی‌متر می‌باشد که منحنی دانه‌بندی آن در شکل ۱ ارائه شده است. در این مطالعه از پودر سنگ آهک بعنوان فیلر استفاده شده است. همچنین قیر مصرفی در این پژوهش، قیر ۶۰-۷۰ است که مشخصات آن در جدول ۲ نشان داده شده است.

### ۲- مواد افزودنی

در این مطالعه از نانو اکسید گرافن به عنوان افزودنی در مقادیر ۰/۵، ۰/۸ و ۰/۱ درصد وزنی قیر مصرفی برای بهبود خصوصیات شکست مخلوط آسفالتی استفاده شده است. درصد های انتخابی بر اساس مقادیر بهینه مطالعات پیشین انتخاب شده است. همچنین با توجه به این که استفاده از نانو اکسید گرافن حتی در مقادیر کمتر از ۱ درصد وزنی قیر مصرفی دارای تاثیرات قابل توجهی در بهبود خصوصیات مکانیکی مخلوط آسفالتی است.

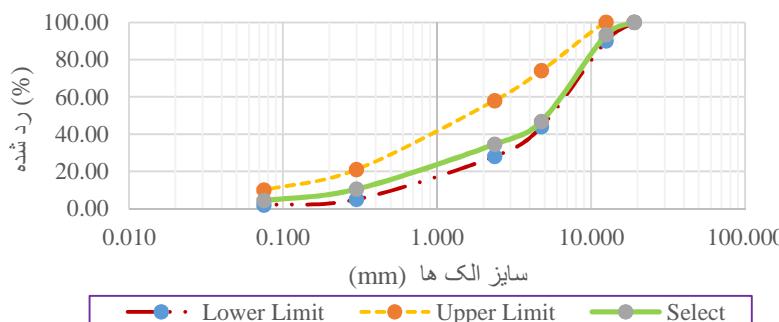
بیشتر باشد، عملکرد ترمودینامیکی و خودترمیمی مخلوط آسفالتی بهتر می‌شود [۲۷].

ژو و همکاران بیان کردند که افزودن اکسید گرافن می‌تواند ویسکوزیته قیر را به میزان قابل توجهی افزایش دهد و در نتیجه، موجب افزایش دماه اختلاط و تراکم شود. همچنین منجر به کاهش نفوذپذیری و شکل‌پذیری قیر پایه و افزایش نقطه نرمی و دوام قیر می‌شود. افزودن اکسید گرافن به میزان ۰/۰۵ درصد وزنی قیر باعث افزایش مقاومت در برابر پیشیدگی مخلوط آسفالتی و تاثیر آن بر عملکرد دماه پایین آن می‌شود [۲۲]. افزودن اکسید گرافن می‌تواند به طور قابل توجهی رفتار خوش و مقاومت در برابر خرابی‌های دمایی را در قیر بهبود ببخشد [۲۳].

شهریاری و همکاران نشان دادند که افزودن نانو گرافن کاهش‌یافته (RGO)<sup>۱۷</sup> در قیر خالص باعث افزایش نقطه نرمی و ویسکوزیته و همچنین منجر به کاهش خاصیت نفوذپذیری و شکل‌پذیری قیر خالص می‌شود. نتایج آزمایش‌های مکانیکی نشان داد که افزایش درصد نانو گرافن کاهش‌یافته، منجر به افزایش پایداری مارشال، استحکام کششی غیرمستقیم، کرنش تجمعی، استحکام چسبندگی کششی و انرژی شکست می‌شود و همچنین منجر به بهبود پوشش قیر روی سنتگدانه‌ها در مخلوط‌های آسفالت ماستیک سنتگدانه‌ای می‌شود. علاوه بر این، نانو گرافن کاهش‌یافته، مقاومت مخلوط‌های آسفالت ماستیک سنتگدانه‌ای را در برابر حساسیت به رطوبت به میزان قابل توجهی افزایش می‌دهد [۲۸].

با توجه به اطلاعات بدست‌آمده و با بررسی مطالعاتی که در زمینه استفاده از اکسید گرافن در مخلوط‌های آسفالتی انجام شده است، می‌توان دریافت که تا کنون مطالعه‌ای در مورد بررسی تاثیر این ماده بر مقاومت مخلوط‌های آسفالتی در برابر ترک خوردگی در

<sup>17</sup> Reduced Graphene Oxide (RGO)



شکل ۱- منحنی دانه‌بندی مصالح سنگدانه‌ای مصرفی در این مطالعه

### ۱-۳- آماده سازی قیرهای اصلاح شده

در مطالعه حاضر برای آماده سازی نمونه های قیری اصلاح شده با نانو اکسید گرافن، مراحل زیر انجام شد. ابتدا قیر خالص برای رسیدن به دمای ۱۶۰ درجه سانتی گراد، در گرمخانه قرار داده شد. سپس نانو اکسید گرافن با مقدار  $\frac{1}{5}$ ٪ و  $\frac{1}{8}$ ٪ درصد وزنی قیر مصرفی در مخلوط آسفالتی به تدریج به قیر خالص که به دمای ۱۶۰ درجه رسیده است اضافه شد. در ادامه بر اساس مطالعات پیشین [۲۲ و ۱۷]، ماده نانو اضافه شده به قیر خالص با استفاده از همزن برشی با سرعت بالا و با سرعت چرخش ۴۰۰۰ دور بر دقیقه به مدت ۴۵ دقیقه و در دمای  $160 \pm 5$ ، با قیر خالص برای رسیدن به یک مخلوط همگن به خوبی مخلوط شد. در نهایت، قیر اصلاح شده با نانو اکسید گرافن با درصد های مختلف آماده شدند. همچنین برای کسب اطمینان از این که ماده نانو به طور همگن در قیر پراکنده شده است و در برابر اثرات ناشی از انبار کردن در امان است، از آزمایش پایداری نگهداری<sup>۱۹</sup> و آزمایش های رایج قیر استفاده شد. همچنین ذکر این نکته نیز اهمیت دارد که برای جلوگیری از اثرات احتمالی انبار کردن بر قیرهای اصلاح شده، در این مطالعه قیرهای اصلاح شده بلا فاصله بعد از فرایند اختلاط با ماده نانو، مورد استفاده قرار گرفتند.

لذا به نظر می رسد مقادیر انتخابی هم از نظر اقتصادی و هم از نظر فنی توجیه پذیر باشدند [۲۴ و ۱۹]. در این مطالعه که به روش هامرز<sup>۱۸</sup> از ذرات گرافیت در آزمایشگاه تولید شده است [۲۲]، دارای شکل فیزیکی پودری و رنگ مشکی است که در شکل ۲ نشان داده شده است. همچنین سایر مشخصات مکانیکی و فیزیکی این ماده نانو در جدول ۱ آورده شده است.



شکل ۲- تصویر نانو اکسید گرافن مصرفی

جدول ۱- مشخصات نانو اکسید گرافن مصرفی

مقادیر	مشخصات
۶-۳	ضخامت (نانومتر)
~٪۹۹	خلوص (درصد)
۸-۱۰	تعداد لایه ها
<۱۲۰	مساحت سطح ( $m^2/g$ )
۰/۴۲	چگالی حجمی (g/cc)
۵-۱۰	ابعاد جانبی (میکرومتر)

### ۳- شرح روش آزمایش

<sup>19</sup> Storage Stability<sup>18</sup> Hummers

### ۳-۳- آزمایش‌های متدالو قیر

آزمایش‌های متدالو قیر خالص، مانند آزمایش شکل‌پذیری (ASTM D113)، آزمایش ویسکوزیتۀ سی‌بولت (ASTM D88)، آزمایش نقطه نرمی (ASTM D36)، تست نفوذ‌پذیری (ASTM D5) و آزمایش وزن مخصوص (ASTM D70) برای بررسی قیر خالص و قیرهای اصلاح‌شده با نانو مواد استفاده شد. نتایج این آزمایشها در جدول ۲ ارائه شده است. بر اساس این نتایج، استفاده از نانو اکسید گرافن در قیر خالص منجر به افزایش نقطه نرمی، ویسکوزیتۀ و وزن مخصوص و همچنین کاهش نفوذ‌پذیری و شکل‌پذیری می‌شود که نتایج به دست آمده در این مطالعه با نتایج گزارش شده در مطالعات پیشین مطابقت دارد [۱۰ و ۲۲]. در واقع ذرات نانو اکسید گرافن با توجه به ساختار شبکه‌ای خاص خود و سطح بالای انرژی و سطح ویژه بالا باعث افزایش چسبندگی بین ذرات قیر می‌شوند و در نتیجه افزایش سختی قیر را بدنبال دارد که افزایش ویسکوزیتۀ و کاهش شکل‌پذیری و درجه نفوذ در آزمایشات رایج قیر این گفته را ثابت می‌کند.

### ۳-۴- محاسبه درصد قیر بهینه

در این مطالعه برای محاسبه مقدار قیر بهینه، نمونه‌های آسفالتی با توجه به پیشنهاد آینه نامه روسازی راه‌های ایران (نشریه ۲۳۴)، از روش مارشال (D1559) استفاده شد. برای این منظور، با توجه به آینه نامه روسازی راه‌های ایران، مقدار فضای خالی مخلوط آسفالتی برابر با ۴ درصد و حداقل مقدار فضای خالی مصالح سنگی (VMA) برابر با ۱۴ درصد در نظر گرفته شد. در ادامه، برای محاسبه قیر بهینه، ۱۸ نمونه آسفالتی مارشال با مقادیر قیر ۴، ۴/۵، ۵، ۵/۵ و ۶ درصد وزنی مخلوط آسفالتی ساخته شد. برای کاهش میزان خطأ در محاسبه قیر بهینه، از هر مخلوط آسفالتی ۳ نمونه مارشال ساخته شد. در نهایت با توجه به شرایط ذکر شده، درصد قیر بهینه برای نمونه کنترل برابر با ۵/۵ درصد بدست آمد.

بیان این نکته بسیار مهم است که در این مطالعه برای آن که تاثیر نانو اکسید گرافن با دقت بیشتری روی رفتار مکانیکی مخلوط آسفالتی بدست آید، دانه‌بندی مصالح سنگدانه‌ای و مقدار قیر بهینه برای همه نمونه‌های کنترل و اصلاح‌شده با نانو اکسید گرافن که در آزمایش مکانیک شکست استفاده شد، ثابت لحاظ شده‌اند.

جدول ۲- خصوصیات قیر خالص و قیرهای اصلاح‌شده با نانو اکسید گرافن

خصوصیات	استاندارد	واحد	بازه استاندارد برای قیر خالص ۶۰-۷۰	قیر خالص ۶۰-۷۰	دقت	استاندارد	نقطه نرمی	شکل پذیری (۲۵ °C)	وزن مخصوص	درجه نفوذ (۲۵ °C)	ویسکوزیتۀ (۱۳۵ °C)
۰/۸ درصد نانو اکسید گرافن		۰/۵ درصد نانو اکسید گرافن	۰/۲ درصد نانو اکسید گرافن	۴۹	۴۹-۵۶	°C	ASTM-D36	نقطه نرمی		شکل پذیری (۲۵ °C)	
۵۵		۵۴	۵۰	۴۹	۴۹-۵۶	°C	ASTM-D113	شکل پذیری (۲۵ °C)		۶۳	
۱/۰۴۶		۱/۰۴	۱/۰۳۶	۱/۰۳۲	-	g/cm <sup>3</sup>	ASTM-D70	وزن مخصوص		۱/۰۴۶	
۵۰		۵۳	۵۵	۶۴	۶۰-۷۰	0.1mm	ASTM-D5	درجه نفوذ (۲۵ °C)		۵۰	
۱۵۸		۱۵۱	۱۴۵	۱۳۴	-	S	ASTM-D88	ویسکوزیتۀ (۱۳۵ °C)		۱۵۸	

فرآیند اختلاط برای حذف رطوبت موجود در آن‌ها، سنگدانه‌ها به مدت ۲۴ ساعت با دمای ۱۶۰ درجه سانتی‌گراد و قیر به مدت ۲ ساعت با دمای ۱۴۰ درجه سانتی‌گراد در گرمخانه قرار داده شدند. پس از آن، نمونه‌های استوانه‌ای با قطر ۱۵۰ میلی‌متر و ارتفاع ۱۵۰ میلی‌متر توسط متراکم‌کننده ژیراتوری با فشار  $600 \pm 18$  کیلوپاسکال (AASHTO T-312) و با زاویه  $1/25$  درجه (AASHTO T-71) در دمای ۱۵۵ درجه سانتی‌گراد، براساس استاندارد AASTO T312 متراکم شدند تا میزان فضای خالی نمونه‌ها به  $4$  درصد برسد.

در نهایت، قسمت‌های پایین و بالای نمونه‌های استوانه‌ای به ضخامت ۱ سانتی‌متر برش داده شد و هر نمونه استوانه‌ای به چهار صفحه دایره‌ای با ضخامت ۲۵ میلی‌متر تقسیم شدند. سپس، هر صفحه به دو آزمونه برای آزمایش خمس نیم‌دایره‌ای (SCB) تقسیم شد. سرانجام به وسیله یک تیغ اره با الماس دوار به ضخامت ۱ میلی‌متر، شکافی به طول ۲۵ میلی‌متر در لبه وسط هر نمونه ایجاد شد. در این تحقیق نسبت طول ترک بر شاعع دیسک ( $a/r$ ) در نمونه‌ها برابر  $0.33$  می‌باشد.

#### ۲-۴-۳- فرآیند انجام آزمایش

آزمون خمس نیم‌دایره‌ای (SCB) به طور گستردگی برای بررسی رفتار شکست مخلوطهای آسفالتی تحت حالت‌های بارگذاری مختلف استفاده می‌شود. زیرا نمونه‌های SCB را می‌توان به راحتی با دستگاه تراکم مارشال و ژیراتور تهیه کرد. در این آزمون تمامی حالت‌های بارگذاری از جمله حالت خالص I، حالت خالص II و حالت ترکیبی I/II را می‌توان در نمونه SCB ایجاد کرد. به منظور ایجاد حالت ترکیبی I/II می‌توان از سه روش متمایز مطابق شکل ۴ استفاده کرد [۷ و ۱۲]:

(الف) تغییر موقعیت تکیه‌گاه‌های پایین نسبت به شکاف عمودی در وسط نمونه.

(ب) تغییر موقعیت شکاف عمودی از وسط نمونه.

(ج) تنظیم زاویه ترک در مقایسه با حالت عمودی.

#### ۴-۳- آزمایش مکانیک شکست روی نمونه‌های خمشی نیم‌دایره‌ای

یکی از خرابی‌های رایج در روسازی‌های آسفالتی خرابی‌های ناشی از ترک‌خوردگی در دمای پایین می‌باشد. روش‌های مختلفی برای بررسی مقاومت مخلوط آسفالتی در برابر این خرابی وجود دارد. در این مطالعه برای بررسی اثر نانو اکسید گرافن روی مقاومت مخلوطهای آسفالتی گرم در برابر ترک‌خوردگی در دمای منفی از آزمایش مکانیک شکست با نمونه‌های خمشی نیم‌دایره‌ای استفاده شده است. در این آزمایش تاثیر درصدهای مختلف این ماده نانو بر مقاومت نمونه‌های آسفالتی در حالت‌های بارگذاری مختلف و دماهای منفی مختلف بررسی شده است.

#### ۴-۳- آماده‌سازی نمونه‌های خمشی نیم‌دایره‌ای

در تحقیق حاضر از نمونه‌های خمشی نیم‌دایره‌ای برای بررسی پارامترهای شکست مخلوط آسفالتی به دلایلی از جمله سهولت در بارگذاری (با ابزارهای رایج خمش سه نقطه‌ای) و سهولت در ساخت (توسط متراکم‌کننده‌های ژیراتوری یا مارشال) استفاده شد [۲۹]. شکل ۳، نمونه‌های خمشی نیم‌دایره‌ای مورد استفاده در این تحقیق را نشان می‌دهد. این هندسه قادر است همه حالت‌های بارگذاری یعنی حالت خالص I، حالت خالص II و حالت ترکیبی I/II را با تغییر موقعیت ترک و تکیه‌گاه‌ها شبیه‌سازی کند [۲۹].



شکل ۳- هندسه نمونه خمش دایره‌ای مصرفی در این مطالعه در این مطالعه چهار نوع مخلوط آسفالتی مختلف بر اساس معیارهای طراحی روسازی ممتاز به منظور ارزیابی مقاومت آن‌ها در برابر شکست تهیه شد. در ابتدا، پیش از

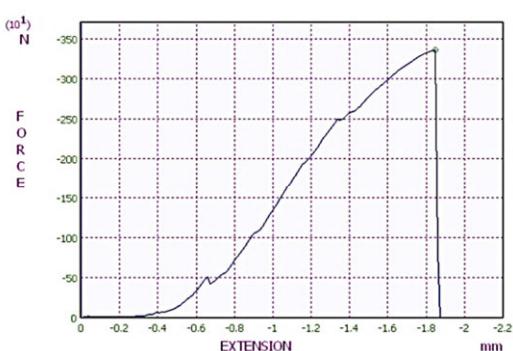
I (حالت کششی)، حالت خالص بارگذاری II (حال برشی) و دو حالت بارگذاری ترکیبی I/II استفاده شد. همچنین با توجه به این که حداقل دمای سطح روسازی های آسفالتی در اغلب مناطق کشور در زمستان به طور میانگین در بازه بین صفر تا ۲۰ درجه سانتیگراد قرار دارد [۱۲و۱۴]، لذا برای شبیه سازی بهتر و تخمین حالت های بحرانی، آزمایش مکانیک شکست در این مطالعه در دماهای ۵ و ۱۵ درجه سانتیگراد انجام شد.

جدول ۳- پارامترهای حالت‌های مختلف بارگذاری

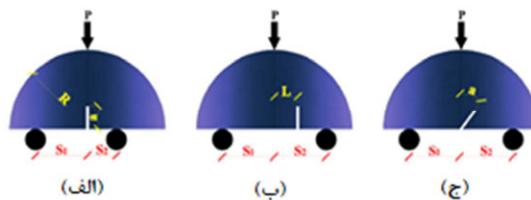
$M^e$	(S1, S2) mm	حالت بارگذاری
صفر	(۹.۵۰)	حالت خالص II
۰/۳۸	(۱۵.۵۰)	حالت ترکیبی I/II
۰/۸	(۲۲.۵۰)	حالت ترکیبی I/II
۱	(۵۰.۵۰)	حالت خالص I

رفتار ترک خوردگی بر روی مواد شکننده به کمک مکانیزم شکست الاستیک خطی (LEFM) قابل پیش‌بینی است. به طور کلی، روش LEFM زمانی می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد که ناحیه پلاستیک در اطراف نوک ترک در مقایسه با اندازه ترک کوچک باشد [۱۲].

شکل ۵ منحنی بار-جایجایی نمونه‌های SCB مطالعه حاضر را نشان می‌دهد. در ابتدا، بار به صورت خطی افزایش می‌یابد تا به نقطه اوج خود برسد که در آن شکستگی ترد آغاز می‌شود، پس از آن، بار به طور قابل توجهی کاهش می‌یابد تا به صفر می‌رسد.



شکل ۵- نمودار تغییرات نیرو نسبت به جایجایی برای نمونه‌های SCB در دمای منفی



شکل ۶- روش‌های ایجاد حالت‌های بارگذاری ترکیبی

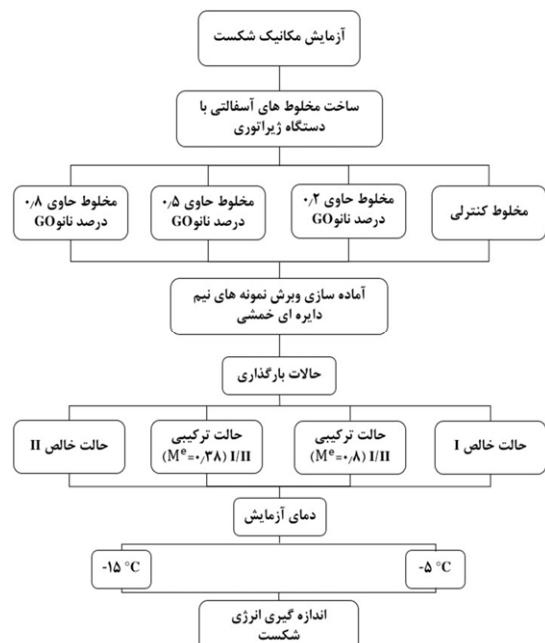
در مطالعه حاضر از روش اول به منظور بررسی ترک‌های عمودی ایجاده شده در نمونه‌های SCB استفاده شده است. تکیه‌گاه سمت چپ همیشه ثابت بوده و با تغییر موقعیت تکیه‌گاه سمت راست، حالت‌های بارگذاری مختلف بین حالت خالص I و حالت خالص II روی نمونه‌ها اعمال شد. همچنین، پارامتر اختلاط ( $M^e$ )، به عنوان نسبت شکستگی حالت‌های نوک ترک تعریف می‌شود [۲۹] که برای محاسبه آن می‌توان از معادله ۱ محاسبه کرد:

$$M^e = \frac{2}{\pi} t g^{-1} \left( \frac{k_I}{k_{II}} \right) \quad (1)$$

که مقدار آن برای حالت خالص I،  $M^e$  برابر یک، برای حالت خالص II،  $M^e$  برابر صفر و برای سایر شرایط بارگذاری‌ها، شرط پارامتر اختلاط به صورت  $M^e$  بین صفر و یک می‌باشد [۱۳].

در این مطالعه از چهار  $M^e$  یا چهار حالت بارگذاری مختلف برای شبیه‌سازی ترک خوردگی در دمای پایین استفاده شد که مقادیر  $M^e$  و فواصل تکیه‌گاه‌ها برای حالت‌های بارگذاری مختلف در نظر گرفته شده در این تحقیق در جدول ۳ آورده شده است. با توجه به اینکه گسترش ترک و ایجاد مکانیسم شکست در روسازی انعطاف پذیر عمدتاً تحت تاثیر تنش‌های کششی، برشی و یا ترکیبی از این دو حالت اتفاق می‌افتد، به همین علت در این پژوهش با توجه به محدودیت‌های آزمایش مکانیک شکست بر نمونه‌های نیم دایره‌ای خمی (SCB) برای شبیه‌سازی بهتر حالات بارگذاری و بررسی سهم مقاومت برشی و کششی مخلوط‌های آسفالتی در مقاومت در برابر ترک خوردگی، از حالت خالص بارگذاری

در نهایت فلوچارت روند انجام آزمایش شکست در شکل ۶ نشان داده شده است.



#### ۴- نتایج و بحث

##### ۴-۱- آزمایش مکانیک شکست روی نمونه های خمثی نیمدايرهای (SCB)

آزمایش SCB روی مخلوطهای آسفالتی اصلاح شده با نانو اکسید گرافن تحت چهار حالت بارگذاری مختلف در دماهای -۵ و -۱۵ درجه سانتی گراد برای مقایسه خواص شکست آنها انجام شد. تاثیرات هر متغیر در ادامه مورد بحث قرار می گیرد.

###### ۴-۱-۱- تأثیر افزودنی

شکل ۷ مقاومت نمونه های آسفالتی اصلاح شده با نانو اکسید گرافن (GO) در برابر ترک خوردنی در دماهای منفی را نشان می دهد. نتایج نشان داد که با افزایش درصد نانو اکسید گرافن (GO) در مخلوط آسفالتی گرم، پارامتر انرژی شکست در ابتدا افزایش می یابد تا به حداقل میزان خود در مقدار ۰/۵ درصد وزنی قیر می رسد و سپس برای حالت های بارگذاری  $M^e$  معادل

همچنین رفتار شکننده در حین آزمایش شکست مشاهده می شود، زیرا ترک در اطراف سنگدانه ها (با شکستن آنها) منتشر می شود. علاوه بر این، بر اساس مطالعات پیشین شکست سنگدانه ها می تواند شاهد دیگری از شکست ترد باشد [۲۹].

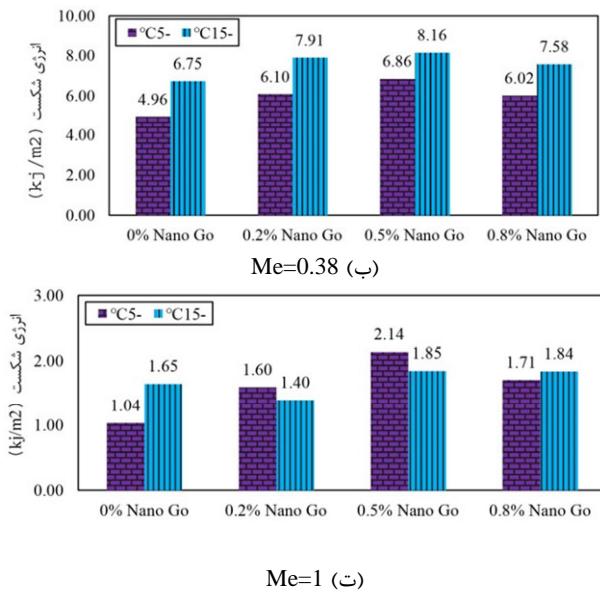
بنابراین در دمای منفی، آسفالت مانند یک ماده شکننده یا شبه شکننده عمل می کند، در نتیجه مکانیزم شکست الاستیک خطی (LEFM) می تواند به عنوان یک ابزار عملی برای ارزیابی پدیده ترک خوردنی در دمای پایین در مخلوط آسفالتی مورد استفاده قرار گیرد [۱۲]. در این مطالعه از پارامتر انرژی شکست ( $G_f$ ) برای بررسی رفتار شکست مخلوطهای آسفالتی استفاده شده است [۳۰ و ۳۱]. پارامتر انرژی شکست ( $G_f$ ) مقدار انرژی مورد نیاز برای گسترش ترک در مخلوط آسفالتی را اندازه گیری می کند و می تواند تأثیر افزودنی های اصلاح کننده بر رفتار مخلوطهای آسفالتی در برابر شکست اصلاح کننده دهد. این پارامتر یکی از پارامترهای اساسی برای تخمین رفتار شکست مخلوط آسفالتی در برابر گسترش ترک است، زیرا وابستگی کمتری به مکانیزم شکست الاستیک خطی (LEFM) نسبت به پارامتر چقمرگی شکست دارد و نتایج حاصل از آن همبستگی منطقی و مناسبی با شرایط واقعی دارد [۱۴ و ۲۸ و ۳۱]. برای محاسبه انرژی شکست از منحنی بار جابجایی طبق استاندارد RILEM TC50-FMC از فرمول زیر استفاده می شود:

$$G_f = \frac{W_f}{A_{lig}} \quad (2)$$

$$A_{lig} = \left( \frac{D}{2} - a \right) \times t \quad (3)$$

که در آن،  $G_f$  معادل انرژی شکست ( $J/m^2$ )،  $W_f$  معادل کار شکست ( $J$ )،  $A_{lig}$  معادل سطح شکست ( $m^2$ )،  $D$  معادل قطر نمونه (m)،  $a$  معادل طول ترک اولیه (m) و  $t$  معادل ضخامت نمونه (m) است.

مقدار آن تقریباً ثابت می‌ماند.



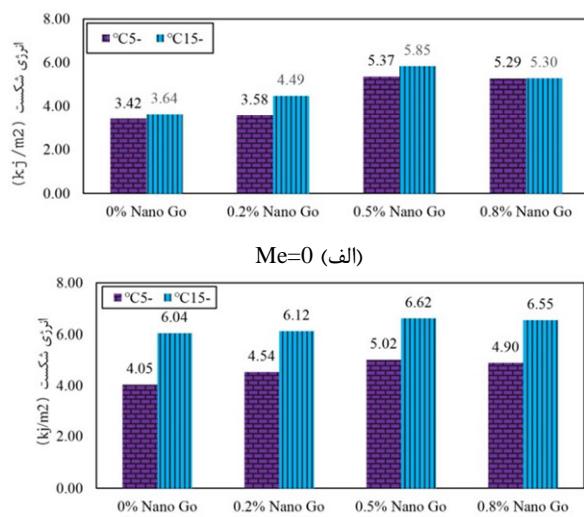
(ت)  $Me=1$

افزایش انرژی شکست در دمای ۵- درجه سانتی‌گراد به ترتیب حدود ۵۷، ۳۸، ۲۴ و ۱۰۵ درصد برای تمام مقادیر  $M^e$  (به ترتیب برای  $M^e$  معادل صفر، ۰/۸ و یک) می‌شود در حالی که افزودن ۵/۰ درصد نانو اکسید گرافن به عنوان درصد بهینه افزودنی، باعث افزایش انرژی شکست در دمای ۱۵- درجه سانتی‌گراد به ترتیب حدود ۲۱، ۲۰، ۱۰ و ۱۲ درصد در حالت‌های  $M^e$  به ترتیب معادل صفر، ۰/۸ و یک می‌شود.

حداکثر افزایش انرژی شکست در مورد نمونه‌های حاوی ۰/۵ و ۰/۸ درصد افزودنی در دمای ۵- درجه سانتی‌گراد به ترتیب برابر ۵۳، ۱۰۵ و ۶۴ درصد می‌باشد که تمامی این افزایش‌ها در حالت بارگذاری حالت I اتفاق افتاده است. در حالی که حداکثر افزایش انرژی شکست در مورد نمونه‌های حاوی ۰/۵ و ۰/۸ درصد افزودنی در دمای ۱۵- درجه سانتی‌گراد به ترتیب برابر ۲۳، ۲۱ و ۴۶ درصد می‌باشد که تمامی این افزایش‌ها در حالت بارگذاری II اتفاق افتاده است.

علاوه بر این، افزودن نانو اکسید گرافن باعث بهبود بیشتر انرژی شکست مخلوط‌های آسفالتی گرم در حالت II نسبت به حالت I در دمای ۱۵- شد. این نشان

صفر، ۰/۳۸ و یک کاهش می‌باید ولی در  $M^e$  معادل ۰/۸



(پ)  $Me=0.8$

شکل ۷- نتایج آزمایش مکانیک شکست مخلوط‌های آسفالتی مختلف در دمایا و حالت‌های بارگذاری مختلف

این نشان می‌دهد که مقدار بهینه‌ای برای استفاده از نانو اکسید گرافن به عنوان اصلاح‌کننده در مخلوط آسفالتی وجود دارد. بنابراین، طبق نتایج می‌توان نتیجه گرفت که مقدار ۰/۵ درصد می‌تواند مقدار مناسبی برای افزودن نانو اکسید گرافن به مخلوط آسفالتی گرم باشد. از آنجایی که نانو اکسید گرافن دارای گروه‌های عاملی حاوی اکسیژن فراوانی در ساختار خود است، بنابراین ذاتاً با قیر سازگاری خوبی دارد. در واقع نانو اکسید گرافن، به ذرات قیر کمک می‌کند تا ویژگی چسبندگی بالاتری را ایجاد کند و در نتیجه سنگدانه‌ها به شدت به هم پیوند می‌خورند و باعث افزایش مقاومت کششی و برشی مخلوط آسفالتی در دمایهای پایین می‌شود. علاوه بر این، نانو اکسید گرافن می‌تواند نیروی چسبندگی مخلوط را با ایجاد یک اثر اتصالی بین قیر و ذرات نانو اکسید گرافن افزایش دهدو با جلوگیری از تشکیل میکروترک ها در دمایهای پایین‌تر بهتر در برابر رشد ترک مقاومت کند [۵ و ۳۲].

پس از محاسبه تغییر در مقادیر انرژی شکست در مقادیر مختلف نانو اکسید گرافن، مشخص شد افزودن ۰/۵ درصد نانو اکسید گرافن به عنوان درصد بهینه، باعث

شکل ۸، روند تغییرات انرژی شکست در مخلوطهای آسفالتی گرم حاوی نانو اکسید گرافن (GO) را نشان می‌دهد. به غیر از حالت بارگذاری I برای نمونه‌های حاوی ۰/۵ و ۰/۰ درصد افزودنی، در تمامی حالت‌های بارگذاری، مقدار انرژی شکست در دمای ۱۵-۱ درجه سانتی‌گراد بیشتر از دمای ۵- درجه سانتی‌گراد می‌باشد. بنابراین، می‌توان گفت که مقدار انرژی شکست با کاهش دما نیز افزایش می‌یابد. این امر می‌تواند به این دلیل باشد که سفتی مخلوطهای آسفالتی گرم با کاهش دما افزایش می‌یابد.

همچنین قیر در مقایسه با سنتگدانه‌ها نسبت به دما حساس‌تر است. با کاهش دما، چسبانندۀ مخلوط آسفالتی منقبض می‌شود و ویسکوزیته آن افزایش می‌یابد. یکی از دلایل این افزایش ویسکوزیته می‌تواند سخت‌تر شدن پیوند ذرات قیر با ذرات قیر باشد، که این سخت‌شدن پیوند ذرات قیر به طبع می‌تواند باعث بهبود اتصالات در مخلوط آسفالتی شود [۳۲]. بنابراین، نیرو و انرژی بیشتری برای شکستن اتصال‌دهنده نیاز است و در نتیجه، مقدار انرژی شکست مخلوط آسفالتی افزایش می‌یابد. از سوی دیگر، کاهش بیش از حد دما، یعنی زمانی که کاهش درجه حرارت از حد پایین درجه عملکردی (PG)<sup>۱</sup> قیر نیز فراتر می‌رود، باعث می‌شود اتصال‌دهنده شکننده‌تر شود و احتمالاً مکانیسم شکست اتصال‌دهنده از ویسکوالاستیک به شکننده تغییر می‌کند و در نتیجه، هسته‌ای از ریزترک‌ها در اتصال‌دهنده شکننده ایجاد می‌شود که منجر به کاهش قدرت اتصال‌دهنده و در نتیجه کاهش مقاومت شکست می‌شود [۱۲].

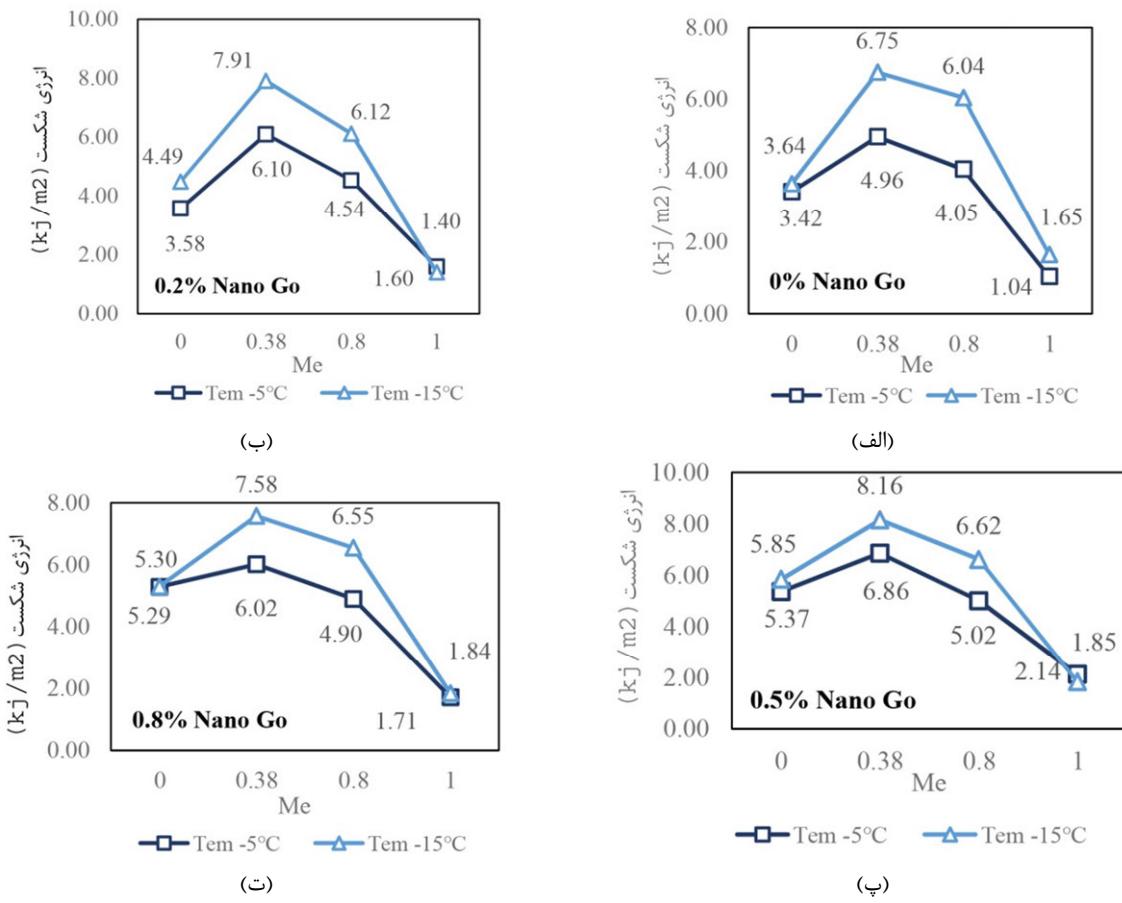
براساس شکل ۸، مشاهده می‌شود نمونه‌های با ۰/۵ درصد نانو اکسید گرافن (GO) در هر دو دما بیشترین مقاومت در برابر شکست را دارند.

می‌دهد که افزودن نانو اکسید گرافن به مخلوط آسفالتی گرم تاثیر بیشتری روی بهبودی پیوند بین اجزای مخلوط آسفالتی گرم در صفحات برشی در این دما دارد، که منجر به تأثیر بر مقاومت شکست مخلوط آسفالتی در این حالت بارگذاری می‌گردد. در حالی که با افزایش دما این موضوع بر عکس می‌شود، به طوری که در دمای ۵-، پیوند بین اجزای مخلوطهای آسفالتی گرم اصلاح شده با نانو اکسید گرافن در صفحات کششی بهتر عمل می‌کنند. همچنین با بررسی پژوهش‌های پیشین می‌توان به تأثیر برخی از افزودنی‌های دیگر بر رفتار شکست مخلوط آسفالتی اشاره کرد. به طور مثال گلچین و همکاران گزارش کردند که افزودن الیاف کربن به مخلوط آسفالتی باعث افزایش مقاومت شکست در دمای منفی در حالت‌های بارگذاری II و I به ترتیب به مقدار ۵ و ۴۳ درصد می‌شود [۳۳]. منصوریان و همکاران اعلام کردند که استفاده از الیاف طبیعی (جوت) و الیاف مصنوعی (با پایه‌ی پلی اولفین و آرامید) در مخلوط آسفالتی نیمه گرم موجب بهبود مقاومت شکست در حالت‌های بارگذاری خالص کششی و ترکیبی در دمای منفی می‌شود [۳۴]. کاووسی و همکاران نشان دادند که مخلوط‌های آسفالتی نیمه گرم حاوی افزودنی شیمیایی آسفالت نیم گرم عملکرد بهتری در برابر شکست در دمای پایین نسبت به مخلوط‌های آسفالتی نیمه گرم حاوی افزودنی ساوسوبیت (افزودنی آلی) دارد [۳۵]. همچنین فخری و همکاران در پژوهشی گزارش کردند که افزودن نانو رس به مخلوط آسفالتی نیمه گرم حاوی خرد آسفالت بازیافتی باعث افزایش مقاومت شکست مخلوط در دمای منفی می‌شود [۱۲].

#### ۱-۴-۲- تأثیر دماهای مختلف

از آنجا که روسازی‌های آسفالتی در شرایط اقلیمی بسیار سرد ممکن است دچار ترک‌خوردگی‌های حرارتی شوند [۳۶]، در این پژوهش نمونه‌ها در دماهای ۵- و ۱۵- درجه سانتی‌گراد برای ارزیابی شرایط بحرانی مورد آزمایش شکست قرار گرفتند.

<sup>۱</sup> Performance Grade (PG)



شکل ۸- تأثیر دما روی انرژی شکست نمونه‌های آسفالتی برای درصد افزودنی‌های مختلف

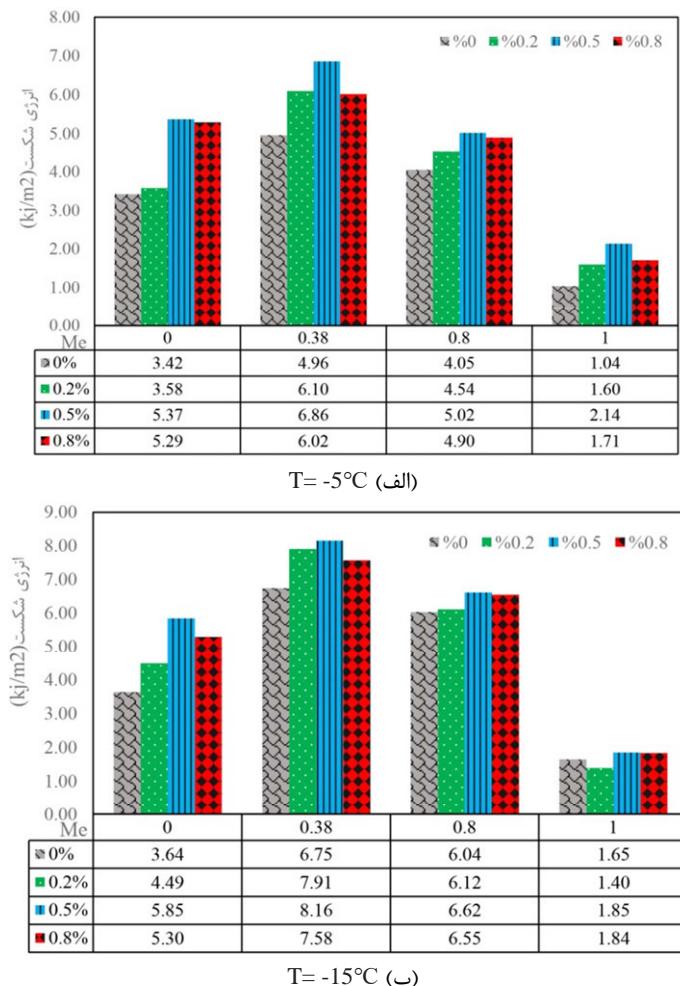
همچنین براساس نمودار (ب) شکل ۹، در دمای ۱۵- درجه سانتی‌گراد، بیشترین انرژی شکست تحت حالت بارگذاری ترکیب با  $M^e$  برابر با ۰/۳۸، برای همه مخلوطهای آسفالتی گرم مورد بررسی در این تحقیق مشاهده می‌شود. با توجه به این شکل، انرژی شکست ابتدا افزایش می‌یابد و سپس با افزایش نسبت حالت کششی (حالت I) در جلوی ترک نمونه SCB کاهش می‌یابد.

#### ۲-۴- آنالیز آماری

پس از بررسی تاثیر نانو اکسید گرافن بر مقاومت در برابر ترک خودگی در دماهای پایین مخلوط آسفالتی گرم، با آزمایش مکانیک شکست با نمونه‌های خمشی نیم‌دایره‌ای (SCB)، در این قسمت به بررسی اهمیت تاثیر نانو اکسید گرافن، حالت‌های مختلف بارگذاری و دماهای مختلف آزمایش بر انرژی شکست مخلوطهای آسفالتی به وسیله تحلیل آماری پرداخته شده است.

#### ۳-۱-۴- اثر حالت‌های بارگذاری مختلف

اثرات حالت‌های بارگذاری چهارگانه روی مقاومت شکست مخلوطهای اصلاح شده با نانو اکسید گرافن (GO) برای دماهای ۵- و ۱۵- درجه سانتی‌گراد، در شکل ۹ نشان داده شده است. بر اساس نمودار (الف) شکل ۹ در دمای ۵- درجه سانتی‌گراد، حالت بحرانی در تمامی نمونه‌های اصلاح شده با نانو اکسید گرافن (GO) زمانی اتفاق می‌افتد که در حالت  $M^e$  برابر با یک است. با توجه به این شکل، انرژی شکست با افزایش نسبت حالت برشی (حالت II) در نوک ترک نمونه SCB افزایش می‌یابد. این نشان می‌دهد که بارگذاری حالت بحرانی مربوط به بارگذاری حالت خالص I است و بدان معنی است که مخلوط آسفالت اصلاح شده با نانو اکسید گرافن در دمای ۵- درجه سانتی‌گراد تحت حالت خالص I در برابر شکستگی آسیب‌پذیرتر است.



شکل ۹- تاثیر حالت‌های بارگذاری مختلف بر انرژی شکست نمونه‌های آسفالتی

پایین نمونه‌های آسفالتی نیم‌دایره‌ای، میزان تاثیر حالت‌های مختلف بارگذاری، تاثیر دماهای متفاوت آزمایش و تاثیر درصدهای مختلف نانو اکسید گرافن معنی‌دار و قابل توجه می‌باشد زیرا برای هر سه عامل مقدار P-value کمتر از ۰/۰۵ به دست آمد. با توجه به نتایج، مقادیر P-value برای حالت‌های مختلف بارگذاری برابر با صفر، برای دماهای مختلف آزمایش برابر ۰/۰۰۱ و برای مقادیر مختلف نانو اکسید گرافن معادل ۰/۰۰۶ بوده است که به مراتب کمتر از ۰/۰۵ بودند.

به همین منظور، در این مطالعه از آزمون تحلیل کوواریانس (ANCOVA) در نرم‌افزار SPSS استفاده شد که بر اساس آن، معناداری بر مبنای مقدار P-value کمتر از ۰/۰۵ (سطح اطمینان ۹۵ درصد) تعریف شد [۳۷].

جدول ۴ خروجی نتایج حاصل از آزمون ANCOVA برای مقاومت در برابر ترک‌خوردگی در دمای پایین برای مخلوط آسفالتی اصلاح شده با نانو اکسید گرافن را نشان می‌دهد. طبق یافته‌های به دست آمده برای مقاومت در برابر ترک‌خوردگی در دمای

جدول ۴- نتایج تحلیل آماری ANCOVA روی متغیرهای مورد مطالعه

متغیر وابسته	متغیرهای مستقل	P-value
مقاومت ترک‌خوردگی در دمای پایین مخلوط آسفالتی گرم	حالت بارگذاری	صفر
	مقدار درصد افزودنی نانو اکسید گرافن	۰/۰۰۶
	دماهی آزمایش	۰/۰۰۱

- با کاهش دمای آزمایش، ویسکوزیته قیر افزایش می‌یابد و درواقع قیر رفتار سخت تری از خود نشان می‌دهد و در نتیجه، منجر به افزایش انرژی شکست می‌گردد که این افزایش در نمونه‌های اصلاح شده با نانو اکسید گرافن مشهودتر می‌باشد.
- افزودن نانو اکسید گرافن منجر به افزایش انرژی شکست مخلوط آسفالتی در همه حالت‌های بارگذاری می‌گردد. بالاترین بهبود در انرژی شکست مخلوط آسفالتی در دماهای ۵-۱۵ درجه سانتی‌گراد تحت حالت بارگذاری  $M^e$  برابر با  $0/۳۸$  مشاهده شد.
- نتایج حاصل از آزمون آماری ANCOVA نشان داد که حالت‌های مختلف بارگذاری، دماهای مختلف آزمایش و مقادیر مختلف نانو اکسید گرافن بر مقدار انرژی شکست نمونه‌های آسفالتی در دمای منفی تاثیرگذاری معنی‌داری دارند.
- در نهایت با توجه به این که مخلوطهای دارای  $0/5$  درصد نانو اکسید گرافن (GO) دارای بیشترین مقاومت در برابر ترک خوردگی در دماهای منفی هستند، می‌توان مقدار  $0/5$  درصد نانو اکسید گرافن را به عنوان مقدار بهینه استفاده از آن در مخلوط آسفالتی گرم برای شرایط محیطی مشابه مطالعه حاضر پیشنهاد داد.

## ۵- نتیجه گیری

هدف از این مطالعه بررسی اثر نانو اکسید گرافن (GO) بر مقاومت شکست مخلوط آسفالتی داغ (HMA) در برابر ترک خوردگی در دمای پایین می‌باشد. به همین منظور در این مطالعه از آزمایش مکانیک شکست بر روی نمونه‌های نیم دایره ای خمشی (SCB) استفاده شده است. همچنین برای بررسی اثر این افزودنی بر خصوصیات قیر خالص از آزمایش‌های رایج قیر استفاده شده است. در نهایت با توجه به آزمایشات انجام شده نتایج زیر را می‌توان بیان کرد:

- با توجه به نتایج بدست‌آمده از آزمایش‌های رایج قیر خالص، مشاهده می‌شود افزودن نانو اکسید گرافن (GO) به قیر خالص باعث افزایش وزن مخصوص، نقطه نرمی و ویسکوزیته قیر خالص می‌شود. همچنین افزودن این ماده به قیر خالص منجر به کاهش خاصیت شکل‌پذیری و درجه نفوذ قیر خالص می‌شود.
- افزودن نانو اکسید گرافن منجر به افزایش قابل توجه چسبندگی قیر به سنگدانه‌ها در مخلوط آسفالتی می‌گردد که این موضوع باعث افزایش مقاومت شکست مخلوط آسفالتی در دماهای پایین می‌شود.

## مراجع

- [1] Guo, Q., Wang, H., Gao, Y., Jiao, Y., Liu, F., & Dong, Z. (2020). Investigation of the low-temperature properties and cracking resistance of fiber-reinforced asphalt concrete using the DIC technique. *Engineering Fracture Mechanics*, 229, 106951.
- [2] Zhao, W., Xie, X., Li, G., Geng, J., Bao, M., & Wang, M. (2020). Research on the Influence of Nanocarbon/Copolymer SBS/Rubber Powder Composite Modification on the Properties of Asphalt and Mixtures. *Advances in Materials Science and Engineering*, 2020.
- [3] Yalghouzaghaj, M. N., Sarkar, A., Hamed, G. H., & Hayati, P. (2021). Application of the surface free energy method on the mechanism of low-temperature cracking of asphalt mixtures. *Construction and Building Materials*, 268, 121194.
- [4] Mamun, A. A., & Arifuzzaman, M. (2018). Nano-scale moisture damage evaluation of carbon nanotube-modified asphalt. *Construction and Building Materials*, 193, 268–275.
- [5] Pirmohammad, S., Majd-Shokorlou, Y., & Amani, B. (2020). Experimental investigation of fracture properties of asphalt mixtures modified with Nano Fe2O3 and carbon nanotubes. *Road Materials and Pavement Design*, 21(8), 2321–2343.
- [6] Wang, T., Xiao, F., Amirkhanian, S., Huang, W., & Zheng, M. (2017). A review on low temperature performances of rubberized asphalt materials. *Construction and Building Materials*, 145, 483–505.
- [7] Shafabakhsh, G., Sadeghnejad, M., & Ebrahimnia, R. (2021). Fracture resistance of asphalt mixtures under mixed-mode I/II loading at low-temperature: Without and with nano SiO2. *Construction and Building Materials*, 266, 120954.

- [8] Fakhri, M., Siyadati, S. A., & Aliha, M. R. M. (2020). Impact of freeze-thaw cycles on low temperature mixed mode I/II cracking properties of water saturated hot mix asphalt: an experimental study. *Construction and Building Materials*, 261, 119939.
- [9] Zhou, F., Im, S., Hu, S., Newcomb, D., & Scullion, T. (2017). Selection and preliminary evaluation of laboratory cracking tests for routine asphalt mix designs. *Road Materials and Pavement Design*, 18(sup1), 62–86.
- [10] Adnan, A. M., Luo, X., Lü, C., Wang, J., & Huang, Z. (2020a). Improving mechanics behavior of hot mix asphalt using graphene-oxide. *Construction and Building Materials*, 254, 119261.
- [11] Zhou, B., Pei, J., Zhang, J., Guo, F., Wen, Y., & Luo, P. (2020). Comparison of Fracture Test Methods for Evaluating the Crack Resistance of Asphalt Mixture. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 45(10), 8745–8758.
- [12] Fakhri, M., & Mottahed, A. R. (2021). Improving moisture and fracture resistance of warm mix asphalt containing RAP and nanoclay additive. *Construction and Building Materials*, 272, 121900.
- [13] Mansourian, A., Razmi, A., & Razavi, M. (2016). Evaluation of fracture resistance of warm mix asphalt containing jute fibers. *Construction and Building Materials*, 117, 37–46.
- [14] Fakhri, M., Shahryari, E., & Ahmadi, T. (2022). Investigate the use of recycled polyvinyl chloride (PVC) particles in improving the mechanical properties of stone mastic asphalt (SMA). *Construction and Building Materials*, 326, 126780.
- [15] Pirmohammad, S., Shokorlou, Y. M., & Amani, B. (2020). Laboratory investigations on fracture toughness of asphalt concretes reinforced with carbon and kenaf fibers. *Engineering Fracture Mechanics*, 226, 106875.
- [16] Adnan, A. M., Luo, X., Lü, C., Wang, J., & Huang, Z. (2020b). Physical properties of graphene-oxide modified asphalt and performance analysis of its mixtures using response surface methodology. *International Journal of Pavement Engineering*, 1–15.
- [17] Zhu, J., Zhang, K., Liu, K., & Shi, X. (2020). Adhesion characteristics of graphene oxide modified asphalt unveiled by surface free energy and AFM-scanned micro-morphology. *Construction and Building Materials*, 244, 118404.
- [18] Tarcan, R., Todor-Boer, O., Petrovai, I., Leordean, C., Astilean, S., & Botiz, I. (2020). Reduced graphene oxide today. *Journal of Materials Chemistry C*, 8(4), 1198–1224.
- [19] Singh, B. B., Mohanty, F., Das, S. S., & Swain, S. K. (2020). Graphene sandwiched crumb rubber dispersed hot mix asphalt. *Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition)*, 7(5), 652–667.
- [20] Xu, G., & Wang, H. (2017). Molecular dynamics study of oxidative aging effect on asphalt binder properties. *Fuel*, 188, 1–10.
- [21] Wang, J., Jia, H., Tang, Y., Ji, D., Sun, Y., Gong, X., & Ding, L. (2013). Enhancements of the mechanical properties and thermal conductivity of carboxylated acrylonitrile butadiene rubber with the addition of graphene oxide.
- [22] Zhu, J., Zhang, K., Liu, K., & Shi, X. (2019). Performance of hot and warm mix asphalt mixtures enhanced by nano-sized graphene oxide. *Construction and Building Materials*, 217, 273–282.
- [23] Liu, K., Zhang, K., & Shi, X. (2018). Performance evaluation and modification mechanism analysis of asphalt binders modified by graphene oxide. *Construction and Building Materials*, 163, 880–889.
- [24] Moreno-Navarro, F., Sol-Sánchez, M., Gámiz, F., & Rubio-Gámez, M. C. (2018). Mechanical and thermal properties of graphene modified asphalt binders. *Construction and Building Materials*, 180, 265–274.
- [25] Wang, R., Yue, M., Xiong, Y., & Yue, J. (2021). Experimental study on mechanism, aging, rheology and fatigue performance of carbon nanomaterial/SBS-modified asphalt binders. *Construction and Building Materials*, 268(xxxx), 121189.
- [26] Jyothirmai, B., Kiranmai, M. H., & Vagdevi, K. (2020). Graphene reinforces asphalt—Doubles durability of road. *AIP Conference Proceedings*, 2269(1), 30085. AIP Publishing LLC.
- [27] Wang, R., Qi, Z., Li, R., & Yue, J. (2020). Investigation of the effect of aging on the thermodynamic parameters and the intrinsic healing capability of graphene oxide modified asphalt binders. *Construction and Building Materials*, 230, 116984.
- [28] Fakhri, M., & Shahryari, E. (2021). The effects of Nano Zinc Oxide (ZnO) and Nano Reduced Graphene Oxide (RGO) on moisture susceptibility property of Stone Mastic Asphalt (SMA). *Case Studies in Construction Materials*, 15(June), e00655.
- [29] Pirmohammad, S., Shokorlou, Y. M., & Amani, B. (2020). Corrigendum to “Laboratory investigations on fracture resistance of asphalt concretes reinforced with carbon and kenaf fibers at- 15° C” [Eng. Fract. Mech. 226 (2020) 106875]. *Engineering Fracture Mechanics*, 230, 106977.
- [30] Kaseer, F., Yin, F., Arámbula-Mercado, E., Martin, A. E., Daniel, J. S., & Salari, S. (2018). Development of an index to evaluate the cracking potential of asphalt mixtures using the semi-circular bending test. *Construction and Building Materials*, 167, 286–298.
- [31] Kavussi, A., & Motevalizadeh, S. M. (2021). Fracture and mechanical properties of water-based foam warm mix asphalt containing reclaimed asphalt pavement. *Construction and Building Materials*, 269(xxxx), 121332.

- [32] Razmi, A., & Mirsayar, M. M. (2018). Fracture resistance of asphalt concrete modified with crumb rubber at low temperatures. *International Journal of Pavement Research and Technology*, 11(3), 265–273.
- [33] Golchin, B., Safayi, R. (2018). Effect of Carbon Fibers on Fracture Toughness of Asphalt Mixtures Using Linear Elastic Fracture Mechanics. *Journal of Transportation Infrastructure Engineering*, 4(2), 77-92. doi: 10.22075/jtie.2018.13530.1269.
- [34] Mansourian, A., Razmi, A., Razavi, M. Mohammad Aliha, M. R. (2019). Evaluation of fracture toughness of warm-mix asphalt containing natural and synthesis fibers at Low temperatures, *Sharif Journal of Civil Engineering*, 35.2(2.2), 29-38.
- [35] 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. doi: 10.22075/jtie.2019.17747.1387.
- [36] Falchetto, A. C., Moon, K. H., Wang, D., Riccardi, C., & Wistuba, M. P. (2018). Comparison of low-temperature fracture and strength properties of asphalt mixture obtained from IDT and SCB under different testing configurations. *Road Materials and Pavement Design*, 19(3), 591–604.
- [37] shahryari, E., Fakhri, M. (2022). Investigation of mechanical properties of stone mastic asphalt mix (SMA) modified with Nano Reduced Graphene Oxide. *Journal of Transportation Infrastructure Engineering*, (), -. doi: 10.22075/jtie.2022.26070.1586.



## بررسی فشار خاک وارد بر دیوارهای زیرزمین در روش‌های متداول اجرای گود به صورت بالا به پایین

روش اجرای گود می‌تواند تأثیر قابل توجهی در میزان فشارهای وارد بر دیوارهای حائل داشته باشد؛ بدین منظور و از آنجایی که روش اجرای بالا به پایین امروزه به شکل گستردگی مورد استفاده قرار می‌گیرد، در این تحقیق مطالعه عددی در نرم‌افزار Plaxis به منظور بررسی تأثیرات شیوه‌ی خاکبرداری و چینش المان‌های سازه‌ای در فشار خاک وارد بر دیوارهای زیرزمین، انجام شده است. به شکل کلی، در کاربردهای مهندسی جهت تعیین فشار خاک عموماً از فشار خاک حالت سکون و یا فعال و برای دیوارهای مهارشده از دیاگرام‌های ظاهری فشار استفاده می‌شود. نتایج نشان می‌دهند که برخلاف توزیع فشار خاک حالت سکون و فعال، توزیع فشار وارد بر دیوارهای حائل در روش ساخت از بالا هیچ‌گونه قرابتی با توزیع مثلثی نداشته و توزیع فشار ظاهری پک تخمین قابل قبولی از اندازه فشار خاک و توزیع آن ارائه می‌دهد. همچنین نتایج حاکی از تأثیرگذاری بالای تغییر شکل‌ها در فشار وارد بر دیوارها می‌باشد؛ و به عنوان نمونه در یک حالت افزایش ۶۰ درصدی تغییر شکل‌ها منجر به کاهش حدود ۱۵ درصدی کل فشار وارد بر دیوار شده است. مدل‌سازی انجام شده در این تحقیق صرفاً بر اساس یک نوع از خاک ماسه‌ای بوده که می‌بایست در تحلیل و استفاده از نتایج، به این امر توجه داشت.

**وازگان کلیدی:** فشار جانبی خاک، خاکبرداری بالا به پایین، توزیع پک، اثرات فوس زدگی.

سید علی یادآور

دانشکده فنی و مهندسی،

دانشگاه قم.

پست الکترونیک:

A.yadavar@stu.qom.ac.ir

احسان دهقانی

\*فیروز آبادی

استادیار، دانشکده فنی و

مهندسی، دانشگاه قم.

پست الکترونیک:

eng\_dehghani@yahoo.com

دیوارهای پیرامونی زیرسازه که به دیوارهای زیرزمین مشهور هستند، سعی شده است تا فشار خاک وارد بر آن‌ها مورد بررسی قرار گیرد، برای نیل به این هدف روش اجرای ساخت به صورت بالا به پایین به دلیل گستردگی استفاده از آن، انتخاب شده است.

### ۱-۱- معرفی روش بالا به پایین

روش پایدارسازی گود و اجرای همزمان سازه به شکل بالا به پایین اولین بار در شهرهای میلان و پاریس و در دهه ۶۰ میلادی ابداع شد که هدف اصلی از این نوع اجرا، حفاظت از ساختمان‌های تاریخی مجاور محل گودبرداری و کنترل نشست‌ها بود [۱]. رفته‌رفته این روش اجرا به یکی از روش‌های متداول اجرای گود و سازه بدل گردید. این روش پایدارسازی و اجرا، همانند سایر

### ۱- مقدمه

دیوارهای پیرامونی زیرسازه سهم مهم و تأثیرگذاری در رفتار کلی سازه‌ها ایفا می‌کنند. از سوی دیگر و از آنجاکه این دیوارها در تماس با خاک قرار دارند، می‌توان گفت رفتار این دیوارها متأثر از قوانین اندرکنشی خاک و سازه خواهد بود که همین امر بر پیچیدگی مسئله می‌افزاید. یکی از کلیدی‌ترین عواملی که طراحی این دیوارها را به خود وابسته می‌کند، فشار جانبی خاک می‌باشد. در این تحقیق به منظور بررسی بهتر رفتار

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۰۲/۰۱، بازنگری ۱۴۰۱/۰۳/۱۴، پذیرش ۱۴۰۱/۰۳/۱۹

DOI: 10.22091/cer.2022.8131.1390

تحقیقات متعددی حاکی از کنترل تغییرشکل‌ها با وجود ضعیف بودن پارامترهای مقاومتی خاک محل، می‌باشد [۱۱-۱۴]. روش ساخت از بالا دارای تنوع اجرایی زیادی بوده که در پروژه‌های ساختمانی ایران بعضاً به دلیل کمبود امکانات یا بهمنظور کاهش هزینه‌ها، امکان ساخت یکپارچه دیوارهای پیرامونی پیش از خاکبرداری وجود نداشته و این دیوارها به صورت مرحله‌ای و با پیشرفت خاکبرداری اجرا می‌شوند. عمدۀ تفاوت این شیوه ساخت مرحله‌ای با روش متداول مذکور در آن است که در این روش پس از اجرا و نصب ستون‌ها و بدون ساخت دیوارهای پیرامونی ابتدا حفاری قسمت میانی تا تراز معین انجام شده و سپس قسمت‌های کناری به صورت یک دهانه در میان حفاری شده و بلافصله دیوار مربوط به آن دهانه اجرا می‌شود [۱۵].

همان‌طور که گفته شد این روش ساخت در فضای ساخت ساختمانی شهری متداول‌تر بوده و با توجه به تحقیقات محدود صورت گرفته در این حوزه هدف این تحقیق بررسی دقیق‌تر این روش و تأثیرات اجرای مرحله‌ای بر رفتار خاک می‌باشد. در ادامه بهمنظور خلاصه‌نویسی به روشنی که دیوارهای پیرامونی در آن به صورت مرحله‌ای ساخته شده روش اول و به حالتی که دیوارها پیش از شروع مرافق خاکبرداری ساخته می‌شوند، روش دوم اطلاق خواهد شد.

#### ۱-۲- روش‌های مشهور و متداول تعیین فشار خاک در طراحی دیوار

تعیین فشار جانبی خاک به‌طورکلی یکی از کلیدی‌ترین فاکتورهای طراحی دیوارهای حائل است که در این راستا سماتار<sup>۱</sup>، ضمن بررسی مزايا و معایب روش ساخت از بالا، استفاده از دیاگرام‌های ظاهری فشار را در طراحی پیشنهاد کرده است [۱]. دیاگرام‌های ظاهری فشار برای تعیین فشار خاک در گودهای مهارشده به صورت

روش‌های مشابه داری تنوع زیادی بوده اما روند کلی و متداول آن بدان صورت می‌باشد که ابتدا دیوارهای حائل پیرامونی (عمدتاً به شکل دیوار دیافراگمی) اجرا شده و پس از اجرای دیوار، شمع‌هایی در محل ستون‌ها و در زیر تراز فونداسیون، بهمنظور ساخت شالوده موقع ستون‌ها اجرا می‌شوند. در مرحله بعد، ستون‌های سازه در محل شمع‌های اجراشده، نصب می‌شوند، سپس مراحل حفاری آغاز می‌گردد و دقیقاً پس از پایان خاکبرداری هر مرحله و رسیدن به تراز موردنظر، دال‌های بتی طبقات اجرا می‌شوند. این دال‌ها اعضای دائمی سازه اصلی بوده که مشابه استرات‌ها در روش مهار متقابل بار ناشی از فشار جانبی خاک را منتقل می‌کنند. پس از اتمام مراحل خاکبرداری، شالوده اصلی سازه اجرا می‌شود. در این روش می‌توان همزمان با اجرای طبقات زیرین سازه (زیرسازه) قسمت‌های فوقانی سازه (روسازه) را نیز اجرا کرد که سبب کاهش زمان ساخت‌وساز خواهد شد [۲].

تاکنون تحقیقات زیادی بر روی بررسی کارایی این روش ساخت و یا ارائه ابتکاراتی در این حوزه، انجام شده است؛ برای مثال می‌توان به دو روش مشهور «جزیره‌ای» و «بالا به پایین نیمه» اشاره کرد که ایده کلی این دو روش بر پایه ادغام دو روش بالا به پایین و روش پایین به بالا متعارف (مهار متقابل) بهمنظور بهره‌مندی از سرعت بالای روش پایین به بالا و سختی زیاد روش بالا به پایین است [۳ و ۴]. همان‌طور که گفته شد محققین مختلفی سعی در بررسی کارایی این روش داشته که نتایج تحقیقات آن‌ها حاکی از توانایی بالای این روش در کنترل تغییرشکل‌ها خصوصاً در خاک‌های سست و یا در سازه‌هایی با فرم هندسی نامتقارن و پیچیده، می‌باشد [۵-۱۱].

روش ساخت از بالا در ایران خصوصاً در سال‌های اخیر رشد چشمگیری داشته است، از جمله اولین سازه‌های زیرزمینی بزرگ‌مقیاس که مشابه روش شرح داده شده ساخته شده‌اند، می‌توان به ایستگاه‌های متروی شهری اهواز، اصفهان، تهران و تبریز اشاره کرد که نتایج

<sup>۱</sup>- Samathar

شده آیا پدیده قوس‌زدگی می‌تواند در باز توزیع تنش‌ها تأثیرگذار باشد؟ در گودبرداری‌های انجام شده به روش مهار متقابل، وجود مهارها و در مواردی نیروی پیش‌تینیدگی آن‌ها، سبب جلوگیری از حرکت خاک به سمت داخل گود می‌شود با این وجود اما، در ترازهای پایین‌تر خصوصاً ترازهای زیرین گود و از آنجاکه سختی خاک آن محدود کمتر بوده، قسمتی از خاک پشت دیوار، به سمت داخل حرکت کرده که این جابه‌جایی نسبی (نسبت به لایه ساکن) و به دنبال آن بسیج تنش‌های برشی در محل تماس توده‌های متحرک و ایستای خاک، باعث کاهش فشار در آن ناحیه می‌گردد؛ از این جهت لامب و ویتمن<sup>۳</sup>، عنوان داشتند که فشار خاک در قسمت‌های بالای تقریباً در حالت مقاوم و در قسمت‌های زیرین در حالت فعال خواهد بود [۲۸].

نتایج تحقیقات صحرایی نگ<sup>۴</sup> و همکاران (۲۰۱۲)، نشان می‌دهد که قوس‌زدگی که در گودبرداری‌های مهارشده رخ می‌دهد، باعث افزایش تنش‌های جانبی خاک وارد به دیوار در ترازهای بالایی گود می‌شود؛ به عبارت دیگر در این گودهای مهارشده وجود اختلاف سختی مابین ناحیه مهارشده پشت استرات‌ها و بین خاک زیر تراز گودبرداری، موجب ظهر پدیده قوس‌زدگی و باز توزیع تنش‌ها و به دنبال آن‌ها، تشکیل یک توزیع غیرخطی از فشار بر دیوار، مطابق شکل ۱، می‌شود.

علاوه بر قوس زدگی قائم که موضع مورد بحث تا بدین جا بود، وجود اختلاف سختی در راستای طولی گود نیز می‌تواند منجر به رخداد پدیده قوس زدگی و به دنبال آن باز توزیع تنش‌ها شود، برای نمونه در گودهای مهارشده به کمک شمع و الوار، به دلیل اختلاف بالای سختی بین شمع و الوارهای چوبی پدیده قوس زدگی افقی رخ خواهد داد.

مهار متقابل و در روش ساخت از پایین کاربرد دارد، با این وجود اما از آنجاکه سقف‌ها در روش بالا به پایین عملکردی مشابه مهارهای سخت در روش مهار متقابل داشته، استفاده از این روش تا حدودی منطقی به نظر می‌رسد.

اولین و مشهورترین دیاگرام فشار ظاهری توسط ترزاقی و پک<sup>۵</sup> (۱۹۶۷) و پک (۱۹۶۹) ارائه گردید [۱۶ و ۱۷]. از آن زمان محققین متعددی با بررسی عددی و میدانی گودبرداری‌های مهارشده در خاک‌های مختلف، سعی در ارائه دیاگرام‌های طراحی تحت شرایط مختلف و یا ارزیابی این روش با مشاهدات میدانی داشتند [۱۸-۲۷]. با این وجود آنچه امروزه بیشتر در طراحی دیوارهای مهارشده در خاک‌های ماسه‌ای استفاده می‌شود توزیع ظاهری پک است که برای این نوع خاک‌ها به شکل یک توزیع یکنواخت بوده که براساس رابطه ۱ محاسبه می‌شود. همچنین پوش چبوتاًریف که برخلاف پوش پک از یک توزیع ذوزنقه‌ای برخوردار است و حداکثر فشار آن براساس رابطه ۲ محاسبه می‌شود:

$$p = 0.65 \gamma H K_a \quad (1)$$

$$p = 0.25 \gamma H \quad (2)$$

که در رابطه فوق،  $P$ ،  $H$  و  $K_a$  به ترتیب برابر فشار وارد بر هر نقطه از دیوار، وزن مخصوص خاک، ارتفاع دیوار و ضریب فشار فعال خاک است.

همان‌طور که بیان شد، دیاگرام‌های مذکور مرتبط با دیوارهای مهار شده است که در آن‌ها دیوار به صورت یکپارچه ساخته می‌شود. اکنون سؤال مهمی که مطرح می‌شود آن است که ساخت مرحله‌ای دیوار در روش اول چه تأثیری می‌تواند بر روی نتایج فشار داشته باشد، بدان معنا که در شرایطی که دیوار پس از خاکبرداری ساخته

<sup>3</sup>- Lambe and Whitman

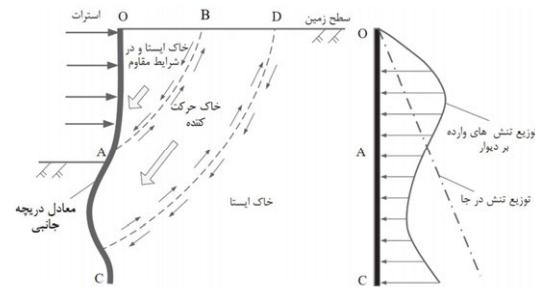
<sup>4</sup>- Ng

<sup>2</sup>- Terzaghi and Peck

قابل توجهی توزیع فشار جانبی خاک را تحت الشعاع قرار دهد؛ برای مثال، از آنجاکه در روش اول ابتدا ستون‌ها اجرا می‌شود و بعد خاکبرداری انجام شده و در نهایت دیوارها اجرا می‌شوند، می‌توان گفت در فاصله زمانی بین خاکبرداری تا اجرای دیوار عملای خاک به کمک پدیده قوس زدگی، فشار جانبی ناشی از وزن خود را بر روی ستون‌ها منتقل می‌کند، در این صوت پس از ساخت دیوار عملای نیروی جانبی خاصی (تا اجرای فاز بعدی خاکبرداری) از طرف خاک به دیوارها وارد نمی‌شود، این امر خصوصاً در طراحی دیوار طبقه آخر زیرزمین می‌تواند تأثیرات قابل ملاحظه‌ای داشته باشد.

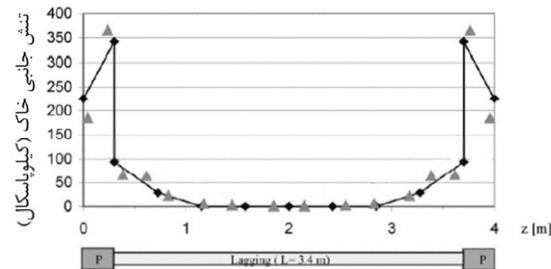
بنابراین براساس موارد ذکر شده می‌توان گفت، فشار جانبی وارد بر دیوارهای زیرزمین تابع عوامل مختلفی است که نیازمند به تحقیق و بررسی بیشتری بوده که متأسفانه در ادبیات فنی تحقیقات گستره‌های حول مسئله فشار جانبی وارد بر دیوارهای زیرزمین در روش اول صورت نگرفته است. با این وجود اما تحقیقات انجام شده توسط فاخر و همکاران (۱۳۹۷)، نشان می‌دهد که فشار وارد بر دیوارهای زیرزمین در روش دوم از روند مشابه توزیع پک و ترزاقی برخوردار بوده و به صورت کلی فشار خاک ما بین فشار حالت سکون و فعال قرار می‌گیرد [۳۱]. مدل‌سازی عددی صورت گرفته توسط صادقی و رجحانی نیز بر همین مسئله یعنی قرار گرفتن فشار در ناحیه بین فشار خاک سکون و فعال تأکید دارد، اما نتایج ایشان حاکی از بالاتر بودن فشار جانبی خاک بر دیوار در روش اول نسبت به روش دوم می‌باشد [۳۲].

هدف این تحقیق به شکل کلی بررسی فشار جانبی وارد بر دیوار در حالت ساخت مرحله‌ای روش اجرای بالا به پایین و مقایسه اثرات این شیوه از اجرا بوده که بدین منظور از مجموعه‌ای از مدل‌سازی‌های عددی سه‌بعدی، استفاده شده که جزئیات آن در بخش آتی ارائه خواهد شد.



شکل ۱- اثرات قوس زدگی پشت دیوارهای مهارشده بر فشار جانبی وارد

در این راستا ورمیر<sup>۵</sup> و همکاران (۲۰۰۱)، با مدل‌سازی سه‌بعدی یک گود مهارشده به کمک شمع‌های نگهبان، فشار خاک وارد در فاصله بین دو شمع نگهبان را محاسبه کردند، همان‌طور که در شکل ۲ مشخص است در نواحی میانی بین دو شمع عملای فشار خاک خاصی به الوارهای چوبی وارد نشده و عدمه فشارها به شمع‌ها و نواحی مجاور آن وارد شده است [۳۰].



شکل ۲- توزیع فشار جانبی وارد بر دیوارهای گود در یک تراز معین بر اساس نتایج ورمیر و همکاران [۳۰]

با توجه به تحقیقات یادشده می‌توان نتیجه گرفت که عدمه پژوهش‌های صورت گرفته در این حوزه به بررسی کارایی این روش و یا به ارائه اصلاحاتی جهت بهبود آن می‌پردازند؛ از طرفی دیگر با توجه به روش متداول یادشده در ایران می‌توان نتیجه گرفت که این روش، از حیث شیوه اجرای دیوارهای حائل (ساخت مرحله‌به مرحله دیوارها حین گودبرداری) و همچنین زمان اجرای سقف طبقات، دارای اختلاف قابل ملاحظه‌ای با روش‌های مرسوم (ساخت یکپارچه دیوار) بوده که این اختلاف در شیوه‌ی اجرای دیوار می‌تواند تا حد

<sup>۵</sup>- Vermeer

به منظور مدل‌سازی دقیق‌تر سختی تابع تنش خاک، از مدل رفتاری خاک سخت شونده استفاده شده است. هدف از انتخاب این مدل رفتاری، همان‌طور که گفته شد، شبیه‌سازی دقیق‌تر رفتار خاک در شرایط باربرداری (پس از حفاری) و محاسبه‌ی دقیق‌تر و تابع تنش سختی خاک در اعماق مختلف است. در این مدل رفتاری سختی خاک به کمک سه پارامتر ورودی: سختی سکانتی و سختی مماسی در حالت بارگذاری و باربرداری؛ و بر اساس تنش همه‌جانبه محاسبه شده که منجر به مدل‌سازی دقیق‌تر خاک در اعماق و شرایط مختلف می‌گردد. همچنین به دلیل آنکه انتظار می‌رود رفتار المان‌های سازه‌ای در شرایط استاتیکی در حوزه‌ی الاستیک باقی بماند، بنابراین از مدل رفتاری الاستیک برای مدل‌سازی آن‌ها استفاده شده است. در جدول ۱ و ۲ به ترتیب پارامترهای مدل رفتاری خاک سخت شونده و الاستیک مرتبط با خاک و سازه ارائه گردیده است. بستر خاکی مورد مطالعه در این تحقیق با فرض خاک ماسه‌ای با چسبندگی اندک انتخاب شده است. هدف از انتخاب این بستر، بررسی رفتار دسته‌ای از خاک‌های دانه‌ای با میزان محدودی از چسبندگی ذاتی است؛ البته بررسی صرفاً یک نوع مشخصی از بستر خاکی می‌تواند دامنه کاربرد نتایج را تا حد زیادی به خود محدود کرده که می‌بایست در تحلیل نتایج بدان توجه داشت.

## ۲- مدل سازی

آنالیز اجزای محدود به دلیل توانایی بالا در حل مسائل ژئوتکنیکی امروزه به شکل وسیعی در تحقیقات و فعالیت‌های مهندسی و خصوصاً مسائل مرتبط با خاکبرداری و یا پایدارسازی گود، کاربرد دارد. از آنجاکه گودها علی‌الخصوص گودهای پایدار شده براساس روش اول ساخت از بالا، به دلیل تنوع مکانیسم‌های انتقال تنش در آن‌ها اساساً به صورت یک مسئله سه‌بعدی شناخته می‌شوند و همچنین از آنجاکه صحت استفاده از مدل‌سازی‌های عددی در حل مسائل سه‌بعدی مرتبط با گودبرداری‌ها، براساس داده‌های مطالعات صحرایی توسط محققین مختلفی مورد تائید قرار گرفته است [۳۸-۳۳]، در این تحقیق، به منظور بررسی عوامل مختلف بر تنش‌های جانبی خاک، از نرم‌افزار عددی Plaxis 3D ۲۰۷ استفاده شده است [۳۹].

## ۲-۱- تعریف مصالح و مدل رفتاری خاک و سازه

مدل رفتاری مورد استفاده در آنالیز اجزای محدود نقش کلیدی را در صحت نتایج به دست آمده دارد؛ درنتیجه و از آنجایی که مسئله‌ی مورد بررسی در این تحقیق مرتبط با گودبرداری و به دنبال آن حاکم شدن شرایط بارگذاری / بارگذاری مجدد و تأثیرات آن بر پارامترهای مقاومتی و سختی خاک بوده و همچنین

جدول ۱- پارامترهای مفروض به خاک مورد استفاده در تحقیق

پارامترهای مدل	یکا	مقادیر مفروض
مدل رفتاری	-	Hardening Soil
وضعیت زهکشی	-	زهکشی شده
وزن مخصوص	$kN / m^3$	18
$E_{50}^{ref}$	$kN / m^2$	45000
$E_{oed}^{ref}$	$kN / m^2$	45000
$E_{ur}^{ref}$	$kN / m^2$	135000
$C'_{ref}$	$kN / m^2$	15
$\phi'_{ref}$	○	30

جدول ۲- پارامترهای مفروض برای المان‌های سازه‌ای

پارامترهای مدل	یکا	ستون	سقف	دیوار	شالوده
مدل رفتاری	-	الاستیک	الاستیک	الاستیک	الاستیک
مدول یانگ	$kN / m^2$	$200 \times 10^6$	$26 \times 10^6$	$9.1 \times 10^6$	$26 \times 10^6$
سطح مقطع	$m^2$	0.0303	-	-	-
ممان اینرسی	$m^3$	$0.593 \times 10^{-3}$	-	-	-
ضخامت	$m$	-	0.2	0.4	1
وزن مخصوص	$kN / m^3$	78	25	25	25
ضریب پواسون	-	-	0.25	0.25	0.25

کاهش یافته (به منظور در نظرگیری اثرات ترک خوردگی) استفاده شده است. ستون‌ها نیز با فرض استفاده از پروفیل استاندارد HE300M، مدل سازی شده‌اند. نهایتاً شمع‌های قرارگرفته در زیرستون‌ها با طول ۳ متر و قطر ۸۰ سانتی‌متر و با فرض مشخصات مفروض در جدول ۳ در این تحقیق مورد استفاده قرار گرفته‌اند.

مدل رفتاری خاک سخت شونده شامل یازده پارامتر بوده که پارامترهای مرتبط با چسبندگی، سختی و زاویه‌ی اصطکاک داخلی آن با فرض خاک ماسه‌ای با چسبندگی کم انتخاب گردیده و سایر پارامترهای این مدل بر این اساس و به کمک روابط پیشنهادی ارائه شده در راهنمای نرم‌افزار پلکسیس تعیین شده‌اند [۴۰]. همچنین در این تحقیق از دیوارهای با ضخامت ۴۰ سانتی‌متر و با سختی

جدول ۳- مشخصات مفروض برای شمع‌ها

پارامترهای مدل	یکا	مقادیر مفروض
مدل رفتاری	-	الاستیک
وزن مخصوص	$kN / m^3$	25
مدول یانگ	$kN / m^2$	$9.1 \times 10^6$
حداکثر مقاومت جدار	$kN / m$	100
حداکثر مقاومت نوک	$kN$	2000

برابر هفت متر (۲ طبقه زیرسازه) و در دسته‌ای دیگر بیست متر (۵ طبقه زیرسازه)، فرض شده است. ابعاد کلی مدل براساس آنچه توسط لی و همکاران (۲۰۱۶) توصیه شده، ابتدا  $170 \times 105 \times 105$  و با عمق ۶۸ متر انتخاب شد که نهایتاً و پس از انجام آنالیزهای حساسیت، مطابق شکل ۳، به ابعاد  $120 \times 85 \times 40$  متر، کاهش یافت [۴۱]. ابعاد کلی مدل در هر دو حالت زیرسازه ۷ متری و ۲۰ متری یکسان فرض شده است.

## ۲-۲- ابعاد مدل، شرایط هندسی و مش بندی

سازه مفروض در این تحقیق دارای روسازه‌ای با ارتفاع ۱۵/۵ متر و پلان  $15 \times 24$  متر، است. ابعاد پلان سازه، تعداد طبقات و فواصل آن به‌گونه‌ای فرض شده تا نماینده‌ی شماری از ساختمان‌های متعارف شهری باشند. برخلاف سایر تحقیقات پیشین و به دلیل کمبود تحقیقات ازین دست، در این تحقیق سعی بر آن بوده است تا تمرکز اصلی بر روی بررسی اثرات پارامترهای سازه‌ای یا چینش آن‌ها قرار گیرد. عمق زیرسازه در مجموعه‌ای از مدل‌ها،

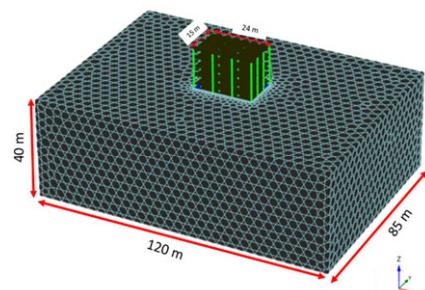
لازم به ذکر است، اندازه المان‌های خاک در تمامی نقاط یکسان نبوده و در نواحی اطراف سازه و سایر نواحی که دارای پیچیدگی‌های هندسی و یا ناهمگونی مصالح می‌باشند حسب مورد، اندازه المان‌ها جهت تطبیق‌پذیری بیشتر کاهش می‌یابد؛ در نقطه مقابله در نواحی دور و نواحی که تنש‌های خاصی به خاک وارد نمی‌شود عموماً از مش بندی درشت‌تر استفاده می‌شود.

### ۳-۲- صحت سنجی

بهمنظور صحت سنجی شیوه مدل‌سازی عددی مورد استفاده در این تحقیق، مدل استفاده‌شده در تحقیقی مشابه که مورد مقایسه با نتایج صحرایی نیز قرار گرفته، مجدداً مدل‌سازی شده و نتایج آن با تحقیق مذکور و داده‌های صحرایی ثبت‌شده، مورد مقایسه و ارزیابی قرار گرفته است؛ بدین منظور از تحقیقات سیونگ و همکاران (۲۰۱۶)، استفاده شده است. در این تحقیق به بررسی سه‌بعدی اثرات گودبرداری عمیق بر روی جابجایی افقی دیوارهای مهارشده در خاک‌های سست تا نیمه متراکم پرداخته شده و نتایج حاصله با داده‌های صحرایی مورد مقایسه قرار گرفته است [۴۲]. شکل ۴ نمایانگر جابجایی افقی دیوار در حالت‌های مختلف محاسبه سختی (منحنی‌های سیارنگ، و براساس عدد نفوذ استاندارد و آزمون درجا) و در مقایسه با نتایج مانیتورینگ صحرایی (منحنی قرمز رنگ) می‌باشد؛ همچنین منحنی آبی‌رنگ نمایانگر نتایج مدل صحت سنجی این تحقیق و براساس فرض سختی معادل ۴۰۰۰ برابر عدد نفوذ استاندارد، است. همان‌طور که از تصویر مذکور قابل مشاهده می‌باشد نتایج از همگرایی قابل قبول و بالایی علی‌الخصوص با نتایج داده‌های صحرایی، برخوردار می‌باشد.

جهت بررسی تأثیر اندازه المان‌ها بر روی نتایج حاصله، مجموعه‌ای از مدل‌ها و با اندازه‌های مختلفی از المان بندی ایجاد شد. پر واضح است که با تغییر طول المان‌های مش، تعداد کل المان‌ها نیز تغییر خواهد کرد. در شکل‌های ۵ و ۶ تأثیر اندازه المان و تغییرات آن‌ها به

فاصله ستون‌ها در بعد کوتاه‌تر (در جهت محور Y)، در تمامی مدل‌ها ثابت و برابر ۵ متر فرض شده و در بعد بلندتر (در جهت X)، ستون‌ها با فواصل ۸، ۶، ۴، ۲ و ۱۲ متر مدل‌سازی شده‌اند. طبقات زیرسازه به جز در دو مدل مجزا، با فاصله‌ی  $\frac{3}{5}$  متری (معادل فواصل طبقات در ساختمان‌های متعارف شهری) مدل شده‌اند که در آن دو مدل مذکور بهمنظور بررسی اثر تغییر فاصله‌ی طبقات، ۷ متری در نظر گرفته شده است.



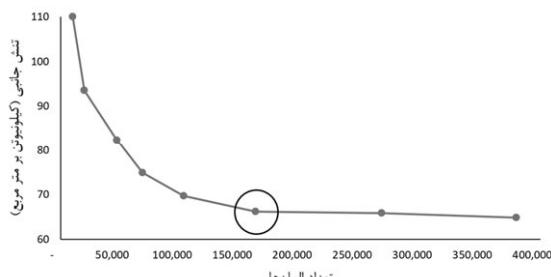
شکل ۳- ابعاد کلی مدل سه‌بعدی

پس از تکمیل مدل‌سازی هندسی خاک و سازه، هندسه تعریف شده می‌باشد بهمنظور انجام محاسبات مربوط به آنالیز اجزای محدود، به مجموعه‌ای از المان‌های کوچک تقسیم‌بندی شوند. به شکل خلاصه اندازه و تعداد المان‌های مورد استفاده برای مدل‌سازی دیوار، ستون و خاک پس از انجام آنالیزهای مربوطه در جدول ۴، ارائه شده است.

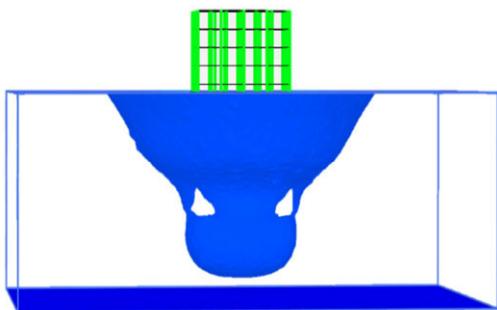
جدول ۴- تعداد و اندازه المان‌های مش در مدل سه‌بعدی

خاک	
۱46,421	تعداد کل المان‌ها
277,475	تعداد کل گره‌ها
866/1	متوسط اندازه المان‌ها(متر)
441/8	اندازه‌ی بزرگ‌ترین المان(متر)
2424/0	اندازه‌ی کوچک‌ترین المان(متر)
دیوار	
25/0	اندازه المان‌ها(متر)
ستون	
25/0	اندازه المان‌ها(متر)

فضای خالی موجود در تصویر اساساً متحمل هیچ‌گونه تغییرشکلی نشده است. در نتیجه می‌توان گفت که این ابعاد پیشنهادی از دقت کافی برخوردار می‌باشد.



شکل ۶- تأثیر تغییرات اندازه المان‌ها بر روی تنفس خاک در نقطه‌ای با مختصات (۱۰، ۳۵، ۷۲) متر



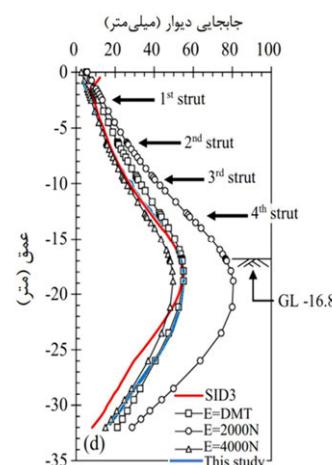
شکل ۷- کانتور تغییرشکل خاک در مرحله آخر ساخت

#### ۴-۲- مراحل ساخت

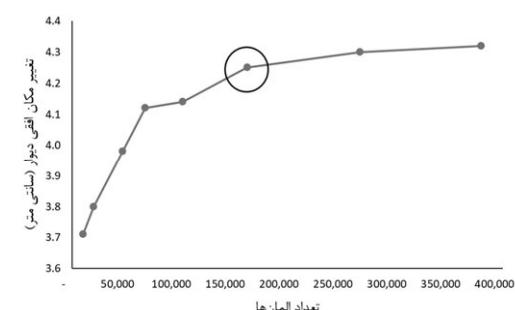
در جدول ۵ مراحل ساخت مربوط به گود ۲۰ متری و با فرض مرحله خاکبرداری  $3/5$  متری ارائه شده است. لازم به ذکر است که در این مدل‌ها همان‌طور که گفته شده فاصله ستون‌ها بین ۲ تا ۱۲ متر متغیر می‌باشد. در شکل ۸-الف نیز برای نمونه شمای کلی یکی از زیرسازه مدل‌سازی شده به همراه عمق خاکبرداری هر گام و فاصله بین ستون‌ها، نمایش داده شده است. همان‌طور که گفته شد بهمنظور بررسی اثرات فاصله طبقات در دو مدل مجزا و با فرض مرحله خاکبرداری  $3/5$  متری طبقات زیرسازه قرارگرفته در ترازهای  $5/5$ -۱۲/۵-۱۲/۵ متر، حذف گردیده‌اند.

در دسته دیگری از مدل‌ها بنابر آنچه پیش‌تر گفته شد مرحله خاکبرداری به عمق ۷ متر در نظر گرفته شده است که توالی آن‌ها مشابه حالت  $3/5$  متری بوده با این

ترتیب بر روی تغییرمکان دیوار و تنفس وارد بر خاک در دو نقطه مختلف، نمایش داده شده است. همان‌طور که در شکل‌های مذکور مشخص می‌باشد، با افزایش تعداد المان‌ها (کاهش اندازه المان‌های مش) نتایج حاصله دستخوش تغییراتی شده که پس از رسیدن به حد معینی، میزان این تغییرات، تا حدودی ثابت باقی می‌ماند که به منظور استقلال نتایج از ابعاد و اندازه المان‌های مش، این تعداد از المان‌ها انتخاب گردید؛ پر واضح است که مش‌بندی ریزتر علاوه بر تأثیرگذاری بسیار کمتر در نتایج سبب پیچیده‌تر و زمان‌گیرتر شدن فرآیند تحلیل خواهد شد.



شکل ۴- مقایسه نتایج مدل صحت سنجی و تغییرمکان‌های دیوار براساس تحقیقات سیونگ و همکاران (۲۰۱۶)



شکل ۵- تأثیر تغییرات اندازه المان‌ها بر روی تغییرمکان افقی دیوار در نقطه‌ای با مختصات (۱۶، ۳۵، ۶۵) متر

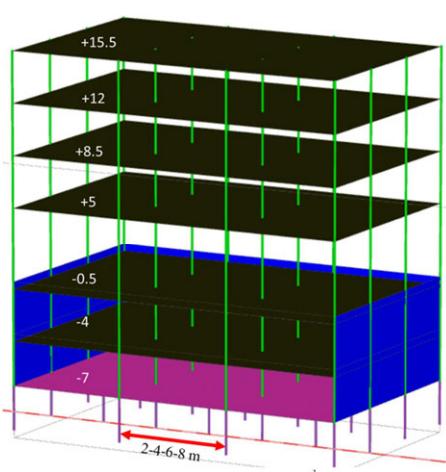
در نهایت بهمنظور بررسی کفايت ابعاد کلی مدل، کانتور تغییرشکل در شکل ۷ نمایش داده شده است؛ براساس شکل ۷، تغییرشکل‌ها با مرزهای کنار و زیرین (خطوط آبی) فاصله فراوانی داشته و خاک قرارگرفته در

سازه‌ی مدل‌سازی شده در این حالت در شکل ۸-ب نمایش داده شده است.

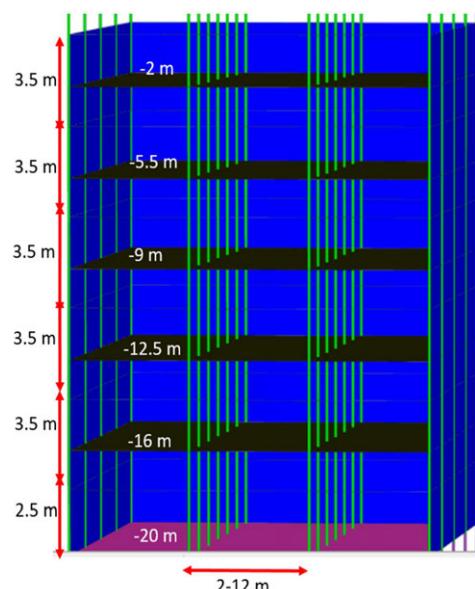
تفاوت که پس از خاکبرداری به عمق ۷ متر دیوارها به صورت ۷ متری اجرا می‌شوند. گودهای ۷ متری نیز صرفاً شامل دو مرحله خاکبرداری  $\frac{3}{5}$  شده که مشخصات

جدول ۵- توالی ساخت مربوط به گود ۲۰ متری با مرحله‌های خاکبرداری  $\frac{3}{5}$  متر

شماره مرحله	روش اول	روش دوم
1	توسعه تنש‌های برجا	اجرای شمع‌ها در زیر تراز پای ستون‌ها
2	اجرای ستون‌های اصلی سازه	اجرای ساخت دیوارهای پیرامونی تا تراز -۲۳
3	اجرای سقف‌های روسازه	اجرای تمامی بخش‌های سازه‌ی فوقانی
4	خاکبرداری تا تراز $\frac{3}{5}$ - متری	خاکبرداری تا تراز $\frac{3}{5}$ تا
5	خاکبرداری اول (تا تراز $\frac{3}{5}$ ) و سقف اول زیرسازه	ساخت سقف اول زیرسازه (تراز -۲)
6	خاکبرداری تا تراز -۷	اجرای دیوار مرحله اول (تا تراز $\frac{3}{5}$ ) و سقف اول زیرسازه
7	-	ساخت سقف دوم زیرسازه (تراز $-\frac{5}{5}$ )
8	خاکبرداری تا تراز $-\frac{10}{5}$	اجرای دیوار مرحله دوم (تا تراز -۷) و سقف دوم زیرسازه
9	-	ساخت سقف سوم زیرسازه (تراز -۹)
10	اجرای دیوار مرحله سوم (تا تراز $-\frac{10}{5}$ ) و سقف سوم زیرسازه	خاکبرداری تا تراز -۱۴
11	-	ساخت سقف چهارم زیرسازه (تراز $-\frac{2}{15}$ )
12	اجرای دیوار مرحله چهارم (تا تراز $-\frac{14}{5}$ ) و سقف چهارم زیرسازه	خاکبرداری تا تراز $-\frac{17}{5}$
13	-	ساخت سقف پنجم زیرسازه (تراز $-\frac{16}{5}$ )
14	اجرای دیوار مرحله پنجم (تا تراز $-\frac{17}{5}$ ) و سقف پنجم زیرسازه	خاکبرداری تا $-\frac{20}{5}$
15	-	اجرای شالوده
16	اجرای شالوده و اتمام ساخت دیوارهای حائل (تا تراز $-\frac{20}{5}$ )	-



(ب) مربوط به زیرسازه ۷ متری



(الف) زیرسازه‌ی مدل‌سازی شده با فواصل طبقات و خاکبرداری  $\frac{3}{5}$  متری

شکل ۸- شمای کلی مدل

گفت به عنوان یک حد بالای نسبتاً منطقی برای اکثر طول دیوار در روش اول، عمل کرده‌اند؛ همچنین با بررسی منحنی‌های ارائه شده در تصویر مذکور مشخص می‌گردد که توزیع مرتبط با فشار خاک فعال و سکون یا به تعییر دیگر توزیع مثلثی فشار خاک هیچ قربت و نزدیکی با نتایج نداشته و در مواردی عکس آن بوده، بدان معنا که برخلاف نتایج حاصله در ترازهای اولیه این توزیع، فشار خاک را در حدود صفر ارائه می‌کند و در ترازهای پایانی به بیشینه میزان خود می‌رسد که در تضاد کامل با نتایج قرار دارد؛ بنابراین می‌توان گفت استفاده از توزیع مثلثی منتهی به نتایج غیرواقعی خواهد شد. با بررسی نمودارهای مرتبط با گودهای با فاصله ستون ۲ تا ۱۲ متر در شرایط خاکبرداری  $3/5$  متری مشخص می‌شود افزایش فاصله‌ی ستون‌ها سبب افزایش فشار وارد بر دیوار خواهد شد؛ احتمالاً دلیل این مسئله حذف شدن تعدادی از ستون‌ها با افزایش فاصله‌ی آن‌ها بوده که منجر به حذف شماری از المان‌های برابر جانی شده و نهایتاً فشار وارد بر دیوار براین اساس افزایش می‌یابد.

علاوه بر فاصله بین ستون‌ها، براساس نتایج می‌توان گفت که افزایش عمق مرحله خاکبرداری در هر مرحله و افزایش فاصله طبقات می‌توانند موجب بروز تغییراتی در میزان فشار جانی خاک شود. با مقایسه نمودارهای مرتبط با مرحله خاکبرداری  $3/5$  و ۷ متری می‌توان گفت افزایش عمق مرحله خاکبرداری منجر به کاهش فشارهای وارد بر دیوار شده که احتمالاً به دلیل افزایش تغییرشکل‌ها می‌باشد. همان‌طور که پیش‌تر بیان شد رخداد این تغییرها منجر به جابجایی نسبی توده خاک، نسبت به توده‌های ساکن و به دنبال آن بسیج تنش‌های اصطکاکی در مرزها (رخداد پدیده قوس زدگی) شده که نهایتاً به آزادسازی تنش‌های خاک می‌انجامد؛ همین مسئله را می‌توان در بررسی اثرات فاصله‌ی طبقات ملاحظه کرد.

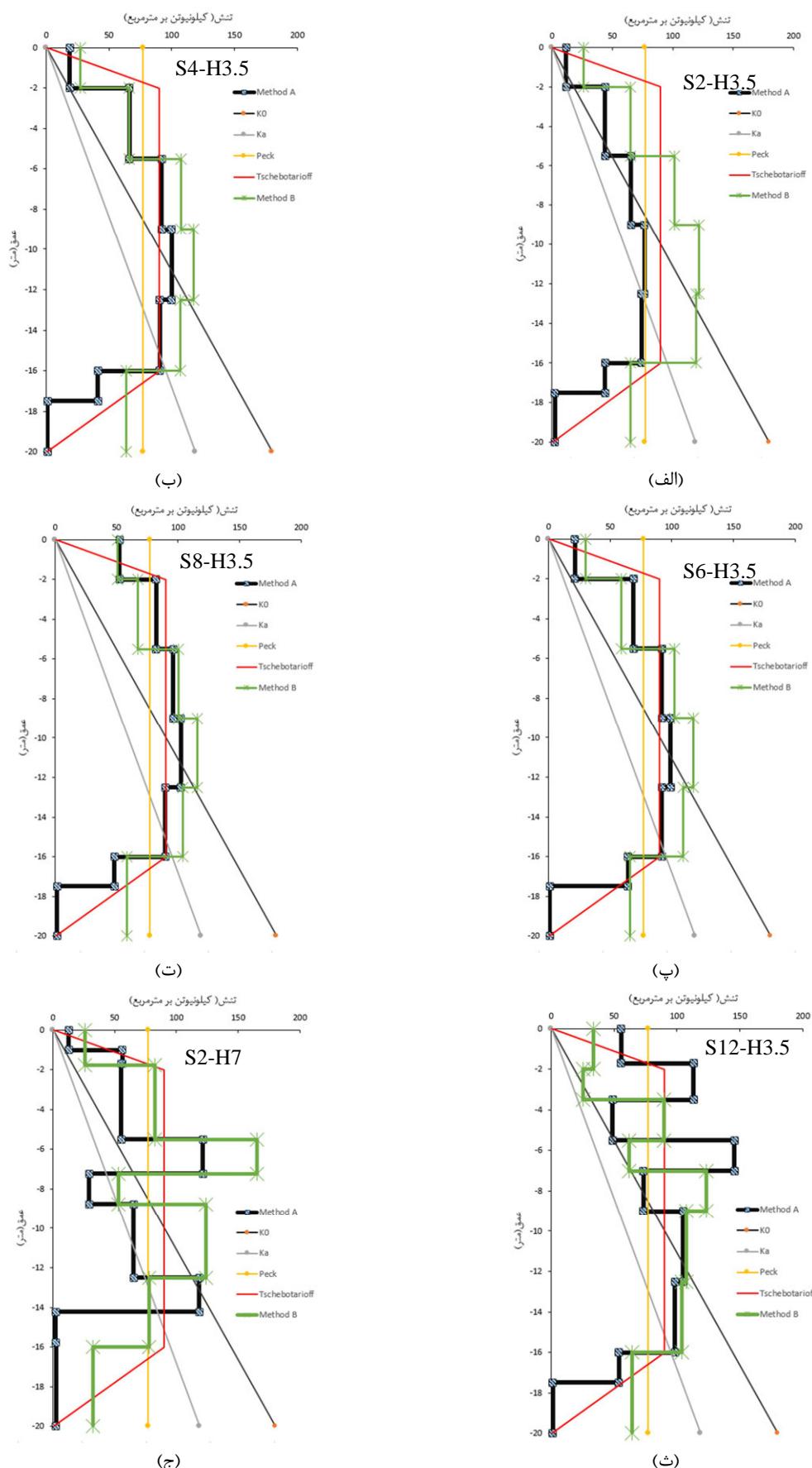
### ۳- بحث و بررسی نتایج

براساس آنچه گفته شد در این تحقیق سعی بر تعیین فشار خاک وارد بر دیوار و ستون‌ها در حین و پس از پایان مراحل خاکبرداری می‌باشد، با این وجود اما بر اساس نتایج حاصله مشخص شد که فشار خاک وارد بر دیوار در مرحله‌ی پایانی به بیشینه مقدار خود می‌رسد، براین اساس در گزارش فشار وارد بر دیوارها صرفاً به ارائه‌ی فشار در مرحله‌ی پایانی ساخت بسته خواهد شد. در مطالعات عددی عموماً برای تعیین تنش‌های خاک در محدوده‌ی پشت دیوار، عموماً از خروجی تنش در سطح تماس دیوار و خاک استفاده می‌شود، استفاده از این خروجی‌ها به خصوص برای روش اول که در آن دیوار به شکل مرحله‌ای ساخته می‌شود، ممکن است منتهی به نمودارهایی با نوسانات زیاد در میزان تنش گردد؛ بدان معنا که به دلیل تغییرات گسترده‌ی سختی و جابجایی در محدوده‌ی نزدیک به پای دیوار در هر مرحله‌ی خاکبرداری، منحنی تنش با نوسانات موضعی شدیدی مواجه می‌شود. به‌منظور ارائه‌ی منطقی‌تر منحنی‌های فشار در این تحقیق، بر اساس منحنی لنگر وارد بر دیوار و به کمک آنالیز برگشتی توزیع فشار وارد بر دیوار محاسبه و ارائه گردیده است. در ادامه نتایج مرتبط با فشار وارد بر دیوار و ستون‌ها در آخرین مرحله‌ی ساخت و فشار وارد بر ستون‌ها در ناحیه‌ی خاکبرداری، ارائه و موردنبحث و بررسی قرار خواهند گرفت.

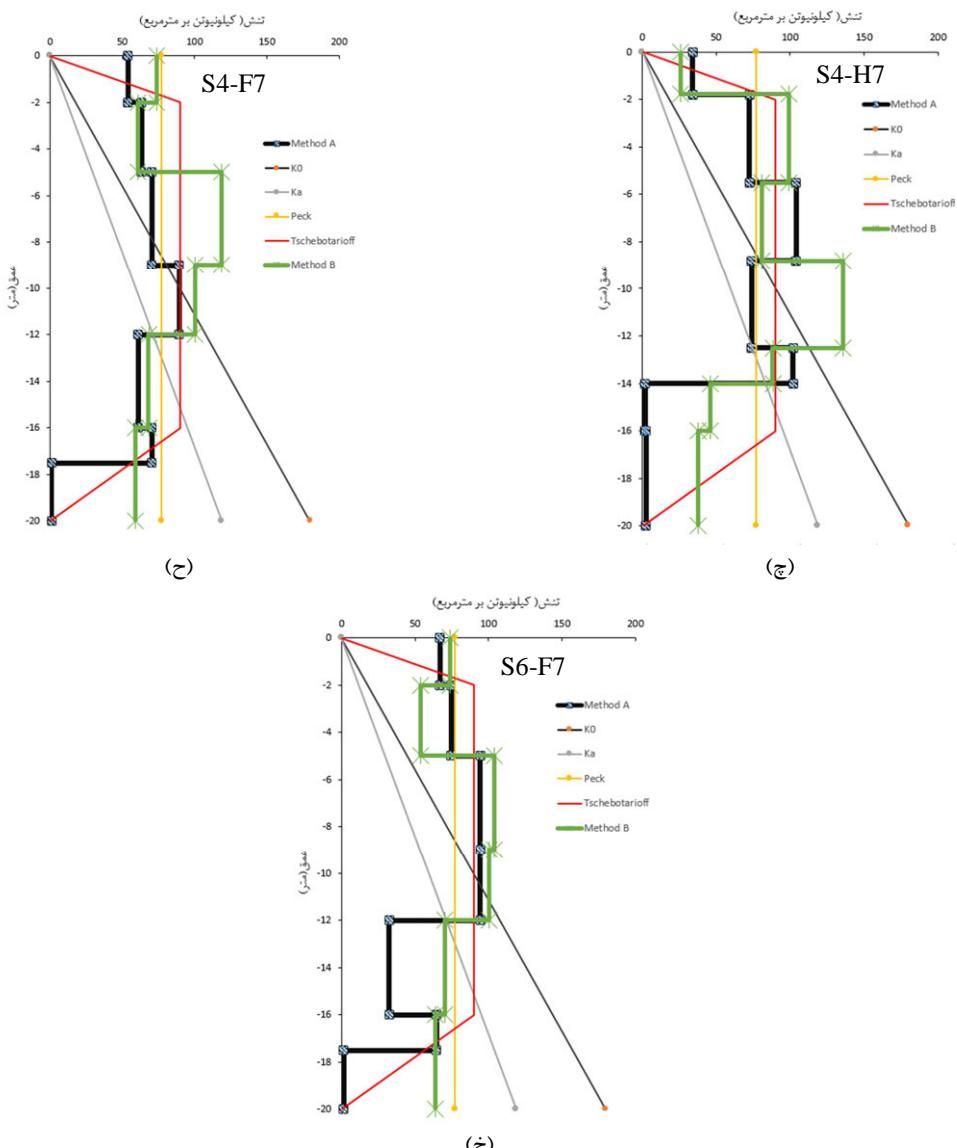
#### ۳-۱- فشار وارد بر دیوار

در شکل ۹ مطابق آنچه گفته شد فشار وارد بر دیوار در برش میان ستون‌ها، در مرحله آخر و براساس منحنی لنگر، نمایش داده شده است. براساس نمودارهای ارائه شده می‌توان گفت در تمامی حالات فشار خاک وارد بر دیوار در روش اول کمتر از روش دوم است.

نکته مهم دیگر عملکرد نسبتاً قابل قبول پوش پک و چبوتا ریف در تعیین فشار خاک بوده که تقریباً می‌توان



شکل ۹- نمودار فشار وارد بر دیوار در مرحله‌ی آخر ساخت، در هر دو حالت ساخت و در گود ۲۰ متری



شکل ۹-ادامه

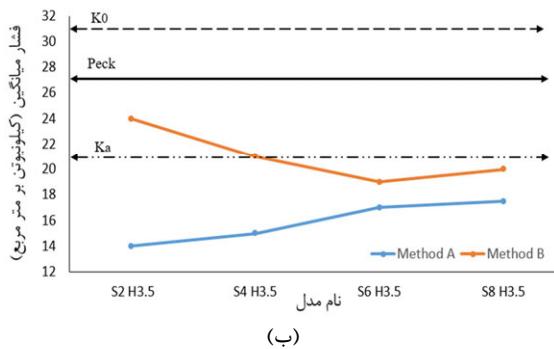
از آنجایی که دیوارها پس از پایان مراحل خاکبرداری ساخته می‌شوند، عملًا خاک به کمک مکانیسم‌های قوس زدگی بهنوعی پایداری خود را حفظ کرده و تا شروع مرحله جدید خاکبرداری، فشار خاکی متوجه دیوار مرحله آخر نخواهد شد. لازم به ذکر است در شکل ۹، حروف S و F به ترتیب مرتبط با فاصله ستون‌ها، عمق مرحله خاکبرداری و فاصله طبقات است؛ برای مثال S6-H3.5، مربوط به گود با فاصله ستون‌های ۶ و عمق مرحله خاکبرداری ۳/۵ متری است.

در شکل ۱۰، به منظور مقایسه‌ی فشار کلی وارد بر دیوار در مرحله‌ی آخر ساخت فشار میانگین خاک (تقسیم

در این حالت نیز با افزایش فاصله‌ی ما بین طبقات زیرسازه عملًا سختی جانبی دیوارها و ستون‌ها کاهش پیدا کرده که منجر به افزایش تغییرشکل‌ها و نهایتاً کاهش فشار خاک می‌گردد.

نکته مهم دیگری که در بررسی نمودارهای ارائه شده مشخص می‌شود آن است که با توجه به نوع فرآیند ساخت دیوار در روش اول عملًا به دیوار مرحله‌ای آخر هیچ فشاری از سمت خاک وارد نمی‌شود به‌طوری‌که در مدل‌های با مرحله خاکبرداری ۳/۵ و ۷ متری به ترتیب در ۲/۵ و ۶ متر پایانی دیوار فشار خاک در حدود صفر محاسبه شده که البته منطقی هم به نظر می‌رسد؛ زیرا

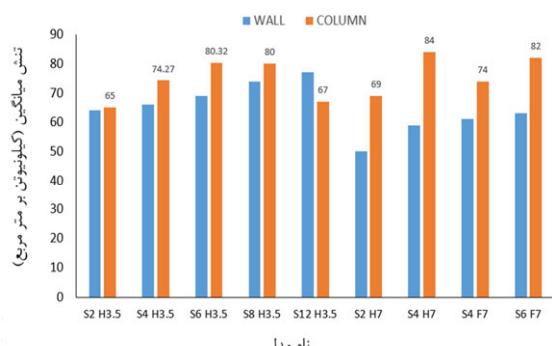
نمودارهای یادشده مشخص است، فشار خاک پک (و چبوتاریف) توانسته به عنوان یک حد بالا برای تمامی مدل‌های مرتبه با روش اول عملکرد و ضمناً این دو نمودار مجدداً نشان می‌دهند که فشار کلی خاک در حالت دوم از حالت اول که در آن دیوارهای حائل به صورت مرحله‌ای ساخته می‌شوند، بیشتر می‌باشد.



(ب)

شکل ۱۰- مقایسه تنفس میانگین وارد بر دیوار در مدل‌های مختلف و در گود (الف) ۲۰ متری و (ب) ۷ متری

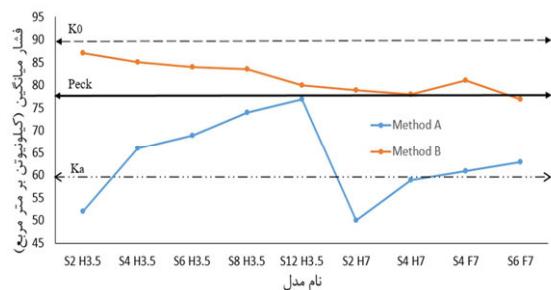
ستون از دیوار بیشتر می‌باشد؛ اما با این وجود فشار وارد کمتر از آن چیزی است که بعضی از محققین برای ستون‌ها گزارش می‌کنند.



شکل ۱۱- فشار میانگین وارد بر ستون‌ها در مقایسه با دیوار، در مدل‌های مختلف گود ۲۰ متری و در روش اول

نکته جالب‌توجه در نمودار بالا آن است که با افزایش عمق مرحله خاکبرداری، فشار خاک وارد بر ستون‌ها نیز افزایش می‌یابد که این مسئله امری بسیار روشن و قابل درکی است؛ زیرا با افزایش عمق مرحله خاکبرداری برای مثال از  $\frac{3}{5}$  به ۷ متر به دلیل افزایش فاصله بین دو تکیه‌گاه جانبی خاک (پای دیوار و تراز جدید کف گود)، از امکان تشکیل قوس‌های قائم کاسته شده و در نتیجه قوس زدگی افقی (قوس زدگی) بین

مساحت زیر نمودار فشار خاک بر طول دیوار) وارد بر دیوارهای ۲۰ و ۷ متری محاسبه و ارائه گردیده و با فشار میانگین حالت سکون، فعل و پوش پک و چبوتاریف (به دلیل آنکه ازلحاظ میزان کل فشار با فشار پک بسیار نزدیک می‌باشد از ترسیم آن در شکل خودداری شده است) مقایسه به عمل آمده است. مجدداً همان‌طور که از



(الف)

همچنین براساس نمودارهای ارائه شده تا بدین اینجا می‌توان گفت که استفاده از فشار خاک حالت سکون محافظه‌کارانه و در بعضی از موقع نادرست می‌باشد. نکته قابل توجهی که در بررسی شکل ۱۰-ب، مشخص می‌شود آن است که در گود ۷ متری و در روش اول ساخت، فشار کلی خاک در تمامی حالات با اختلاف زیاد از فشار فعل خاک کمتر محاسبه شده است. رخداد این مسئله بدان سبب می‌باشد که گود ۷ متری به کمک ۲ مرحله خاکبرداری  $\frac{3}{5}$  متری حفاری شده و این امر باعث می‌شود تا بر اساس منطقی که پیش‌تر شرح داده شد، تقریباً به نصف ارتفاع دیوار هیچ فشار از سمت خاک وارد نشده که نهایتاً منجر به کاهش شدید فشار میانگین خاک شود.

### ۲-۳- فشار وارد بر ستون

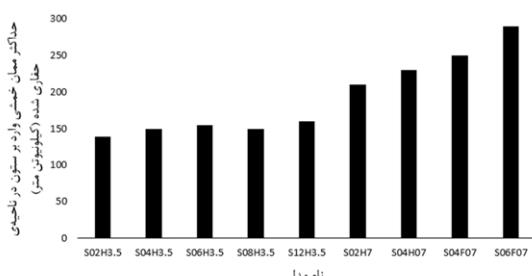
در شکل ۱۱، نمودار فشار میانگین وارد بر ستون‌های میانی (بر اساس منحنی لنگر) پس از آخرین مرحله‌ی ساخت و در مقایسه با فشار میانگین وارد بر دیوار، نمایش داده شده است. همان‌طور که در تصویر مشخص است، تقریباً در تمامی مدل‌ها فشار وارد بر

در ناحیه حفاری شده محاسبه شده و نسبت آن با فشار متوسط پانل خاک قرار گرفته بین دهانه بارگیر ستون و بین پای دیوار و تراز جدید کف گود، محاسبه شده است. فشار متوسط پانل خاک، از طریق حاصل ضرب میانگین تنش‌های افقی خاک در ناحیه خاکبرداری شده در طول بارگیر هر ستون (فاصله ستون‌ها)، محاسبه می‌گردد.

ستون‌ها) نقش بالاتری را در حفظ پایداری خاک ایفا خواهد کرد که نهایتاً موجب افزایش فشار بر ستون‌ها خواهد شد. از آنجاکه در مراحل خاکبرداری و در ناحیه حفاری شده، صرفاً ستون‌ها متحمل فشارهای خاک بوده نقش آن‌ها در پایداری کلی سیستم قابل توجه می‌باشد؛ بدین منظور در جدول ۶ متوسط فشار خاک وارد ستون‌ها

جدول ۶- متوسط فشار وارد بر ستون‌ها در ناحیه خاکبرداری در گود ۲۰ متری

نام مدل	متوسط فشار وارد بر ستون (کیلونیوتن بر متر)	متوسط فشار وارد بر پانل (کیلونیوتن بر متر)	درصد فشار ستون به فشار پانل	فشار معادل پک (کیلونیوتن بر متر)
78	% 76/85	77/53	12/46	S2-H3.5
	% 64/64	06/77	81/49	S4-H3.5
	% 17/53	50/98	37/52	S6-H3.5
	% 53/45	67/113	75/51	S8-H3.5
	% 48/35	46/144	26/51	S12-H3.5
	% 63/83	34/57	95/47	S2-H7
	% 93/73	84/69	63/51	S4-H7
	% 49/66	12/76	62/50	S4-F7
	% 29/52	87/101	27/53	S6-F7



شکل ۱۲- حداقل لنگر خمی شده بر ستون‌ها در مراحل گودبرداری و در مدل‌های مختلف مربوط به گود ۲۰ متری بدین منظور در شکل ۱۳ نمودار نشست زمین در حالات مختلف روش اول و در مقایسه با روش دوم (مرتبه با بیشینه نشست محاسبه شده در روش دوم) ارائه شده است.

اولین نکته‌ای که در بررسی تمامی منحنی‌ها به چشم می‌خورد نشست کمتر خاک در مجاورت دیوار (نقاط ابتدایی) به دلیل اصطکاک بین خاک و سازه می‌باشد. همچنین در تمامی حالات نشست زمین در روش اول بیشتر از روش دوم بوده که همین مسئله بهنوعی فشار فزاینده در روش دوم را نسبت به فشار محاسبه شده در روش اول توجیه می‌کند.

همان‌طور که در که در جدول ۶ مشخص می‌باشد در تمامی حالات متوسط فشار خاک وارد بر ستون‌ها تقریباً دستخوش تغییرات جدی نشده است و در تمامی حالات با فاصله قابل توجهی از فشار پک کمتر است. البته این ثبات فشار خاک الزاماً به معنی ثبات لنگر وارد بر دیوار نیست؛ با توجه به آنکه با افزایش فاصله طبقات و یا عمق مرحله خاکبرداری عملاً طول مهار نشده ستون‌ها افزایش یافته و همان‌طور که در شکل ۱۲ مشخص است، حداقل لنگر وارد بر ستون‌ها نیز افزایش قابل توجهی پیدا می‌کند که می‌بایست در طراحی و خصوصاً در اجرا و مهار وقت ستون‌ها، توجه ویژه‌ای بدان داشت.

### ۳-۳- نشست زمین

هدف اصلی این تحقیق، همان‌طور که پیش‌تر بیان شد، بررسی تأثیر برخی از عوامل تأثیرگذار در فشار جانبی خاک وارد بر دیوار بوده اما با این وجود بررسی تغییرشکل‌ها می‌تواند در فهم و بررسی دقیق‌تر رفتار خاک، نقش مهمی را ایفا کند.

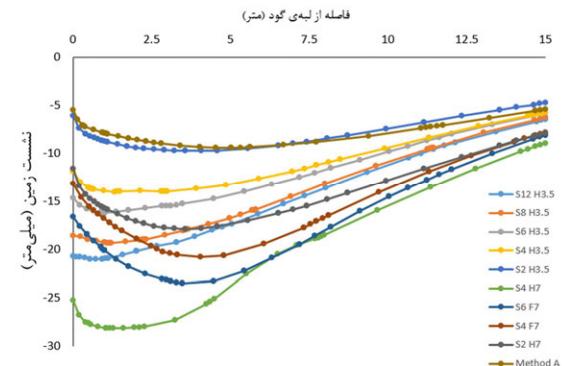
در تحقیق پیشرو، مطالعه عددی سه بعدی، به منظور بررسی فشار جانبی خاک وارد بر دیوار و ستون‌ها در روش بالا به پایین صورت گرفته و تأثیرات شیوه اجرای مرحله‌ای و یکپارچه دیوار مورد بررسی قرار گرفته است. در ادامه به اهم نکات و یافته‌های این تحقیق اشاره می‌شود.

براساس نتایج می‌توان گفت که اندازه کل فشار وارد بر دیوار در روش بالا به پایین اول (ساخت مرحله‌ای دیوار)، به شکل کلی از فشار خاک محاسبه شده در روش دوم (ساخت یکپارچه‌ی دیوار) کمتر بوده و در بازه‌ای بین فشار خاکِ حالت فعل و سکون و نزدیک به فشار ظاهری پک و چبوتاریف، قرار می‌گیرد. این نتیجه در تطابق کامل با تحقیقات مرتاض و فاخر بوده، اما از حیث مقایسه نتش خاک در روش اول و دوم در تضاد با نتایج صادقی و رجحانی قرار دارد که احتمالاً، علت این مسئله به شیوه ارائه‌ی تنش‌های خاک در تحقیق مذکور برمی‌گردد، چراکه در تحقیق مذکور فشار خاک به شکل مستقیم از المان سطح تماس گزارش شده که منتهی به تنش‌های قابل توجه در نقاط محدودشده است.

روندهای خاکبرداری مرحله‌ای در روش اول سبب می‌شود که خاک پیش از ساخت دیوار از طریق مکانیسم‌های قوس زدگی، پایداری خود را حفظ کند؛ همین امر سبب شده تا عملًا فشار چندانی از سوی خاک به دیوارهای ساخته شده در مرحله‌ای آخر، وارد نشود.

به شکل کلی نتایج نشان می‌دهند که بین تغییرشکل‌های خاک و فشار جانبی آن (در صورت ثابت ماندن تعداد المان‌های حائل خاک) رابطه عکس وجود دارد؛ بدان معنا که با افزایش تغییر شکل‌ها برای مثال به دلیل افزایش عمق مرحله خاکبرداری در هر مرحله، فشار جانبی خاک کاهش پیدا می‌کند.

برخلاف پیشنهادات برخی از محققین که فشار بالایی برای ستون‌ها در روش ساخت از بالا ارائه می‌کنند، نتایج تحقیق و بر اساس منحنی لنگر وارد بر ستون‌ها



شکل ۱۲- مقایسه نشست زمین در مدل‌های مربوط به گود ۲۰ متری

به‌طورکلی می‌توان گفت که براساس نتایج، با افزایش عمق مرحله خاکبرداری و یا فاصله طبقات، نشست زمین و یا تغییرشکل‌ها، افزایش یافته که براساس منطقی که پیش‌تر شرح داده شد، می‌توان گفت این از دیگر تغییر شکل‌ها نهایتاً منجر به کاهش فشار کلی وارد بر دیوار خواهد شد. با افزایش فاصله طبقات عملاً سختی جانبی سیستم کاهش پیدا کرده و در نتیجه تغییرشکل‌ها افزایش می‌یابد که نهایتاً منجر به کاهش فشار وارد بر دیوار خواهد شد؛ با این وجود اما و براساس نتایج ارائه شده مشخص می‌شود که با افزایش فاصله ستون‌ها علی‌رغم افزایش جابجایی‌ها فشار معادل وارد بر دیوار و ستون‌ها افزایش یافته است. دلیل این مسئله را می‌توان در دو بخش دید: (الف) به شکل کلی با افزایش فاصله‌ی ستون‌ها از تعداد آن‌ها کاسته خواهد شد که منجر به کاهش تعداد المان‌های برابر جانبی شده و نهایتاً سبب می‌شود میزان باری که به سایر المان‌ها وارد می‌شود افزایش یابد. (ب) نتایج ارائه شده نشان می‌دهند در مراحل حفاری، میزان باری که توسط ستون‌ها در ناحیه خاکبرداری تحمل می‌شود با افزایش میزان فاصله ستون‌ها تغییر چندانی نمی‌کند. این در حالی است که فشار کلی پانل خاک در آن ناحیه افزایش یافته است. براساس مجموعه این موارد می‌توان گفت که فشار بیشتری به دیوارها وارد می‌شود.

#### ۴- نتیجه‌گیری

لنگر خمثی وارد بـر این ستونـها با افزایش فاصلـه آنـها از یکدیگر دستخوش تغییرات گستردـهای نمـی شود. افزایش فاصلـه طبقـات نیـز تأثـیر مستقـیمـی در تعـیین مـیزان فـشار واردـه بـر ستـونـها و دـیوارـها دـارد؛ بدـین صـورـت کـه با دـو بـرابـر شـدن فـاصلـه طـبـقات زـیرسـازـه، لـنـگـر واردـه بـر ستـونـها در نـاحـیـه خـاـکـبـرـدـارـی شـده نـیـز دـو بـرابـر خـواـهـد شـد و هـمـچـین اـفـزـایـش فـاـصـلـه بـيـن طـبـقات سـبـب اـفـزـایـش تـغـيـيرـشـکـلـهـا و بـه دـنـبـال آـن كـاهـش فـشار جـانـبـی خـاـک بـر دـیـوارـهـا خـواـهـد شـد.

در آخر لازم به ذکر است که دامنه کاربرد تمامی نتایج فوق صرفاً به مفروضات این تحقیق محدود شده و ممکن است با تغییر هر کدام از پارامترهایی که در این تحقیق ثابت فرض شده‌اند، نتایج دیگری حاصل گردد.

نشان می‌دهد که فشار خاک وارد بر ستون‌ها گـرـچـه اـز فـشار واردـه بـر دـیـوارـهـا بـیـشـتر بـودـه اـما هـمـچـنان اـز فـشار خـاـک حـالـت سـكـونـ کـمـتر اـسـت و در وـاقـع بـيـن فـشار خـاـک پـکـ (۱۹۶۹) و فـشار حـالـت سـكـونـ قـرار مـیـگـيرـد.

براسـاس نـتـائـج مـیـتوـان گـفت، اـفـزـایـش فـاـصـلـه بـيـن ستـونـها بـه دـلـیـل کـاهـش تـعـدـاد المـانـهـاـی بـارـبـر جـانـبـی باـعـث اـزـدـیـاد فـشار و اـفـزـایـش فـاـصـلـه طـبـقات و مـرـحلـهـاـی خـاـکـبـرـدـارـی بـه دـلـیـل اـفـزـایـش تـغـيـيرـشـکـلـهـا باـعـث کـاهـش فـشار واردـه بـر دـیـوارـهـا مـیـشـونـد.

در فـاـصـلـه بـيـن خـاـکـبـرـدـارـی و اـجـراـی دـیـوارـهـا اـين ستـونـها هـسـتـند کـه تـا حدـودـی مـتـحـمـل فـشار خـاـک مـحـدـودـه خـاـکـبـرـدـارـی مـیـشـونـد. نـتـائـج نـشـان مـیـدـهـند کـه

## مراجع

- [1] Samathar, V. (2002). "Top down construction for deep basements". *Institution of Engineers, Sri Lanka, 96TH Annual Sessions*.
- [2] Ou, C.-Y. (2021). "Fundamentals of Deep Excavations", 1st edition, Taylor & Francis.
- [3] Tan, Y. & Wang, D. (2013). "Characteristics of a large-scale deep foundation pit excavated by the central-island technique in shanghai soft clay. I: Bottom-up construction of the central cylindrical shaft". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(11), 1875–1893.
- [4] Tan, Yong, Zhu, H., Peng, F., Karlsrud, K. & Wei, B. (2017). "Characterization of semi-top-down excavation for subway station in Shanghai soft ground". *Tunnelling and Underground Space Technology*, 68, 244–261
- [5] Jamsawang, P., Voottipruex, P., Tanseng, P., Jongpradist, P. & Bergado, D. T. (2019). "Effectiveness of deep cement mixing walls with top-down construction for deep excavations in soft clay: case study and 3D simulation". *Acta Geotechnica*, 14(1), 225–246.
- [6] Wang, J. H., Xu, Z. H. & Wang, W. D. (2010). "Wall and ground movements due to deep excavations in Shanghai soft soils". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(7), 985–994.
- [7] Jeong, S. & Kim, D. (2018). "Estimation of the Load Sharing Ratio of Pre-installed Columns in Top-Down Buildings on Korean Rock". *KSCE Journal of Civil Engineering*, 22(12), 4852–4861.
- [8] Ji, X., Ni, P., Zhao, W. & Yu, H. (2019). "Top-down excavation of an underpass linking two large-scale basements in sandy soil". *Arabian Journal of Geosciences*, 12(10).
- [9] Masini, L., Gaudio, D., Rampello, S. & Romani, E. (2021). Observed Performance of a Deep Excavation in the Historical Center of Rome. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 147(2), 05020015.
- [10] Li, Y., Zhang, W. & Zhang, R. (2022). "Numerical investigation on performance of braced excavation considering soil stress-induced anisotropy". *Acta Geotech.* 17, 563–575.
- [11] Yang, Z., Chen, Y., Yan, C. et al. (2011) "Numerical Evaluation of Isolation Walls in Modifying Excavation-Induced Displacement Field". *Arab J Sci Eng*.
- [12] Ghavidelakram, O., (2018). "Investigation of the methodology of implementing underground structures based on Top-Down Method". 09th Iranian Tunneling Conference (in Persian).
- [13] Ghazvinian, A., Monjezi, M., Hadei, M. R., Nejati, H. R., & Sarfarazi, V. (2011). "A Global Review of Metro Station Construction Project".
- [14] Behnia, C., Nejad, A. T., & Rad, H. S. (2021). "The investigation of Cut-and-cover, top-down construction method for a metro underground station; case study:'Naghsh-e-Jahan Metro Station, Esfahan, Iran' ". *Journal of Materials and Engineering Structures «JMES»*, 8(4), 491-504..
- [15] Ghorbani, A., Khodaparast, M., Moezi, A. (2018). "Field monitoring and numerical modeling in an excavation stabilized by Top-Down method (A case study)". *Journal of Civil and Environmental Researches*, 4(1), 57-70.

- [16] Terzaghi, K., Peck, R. B. & Mesri, G. (1967). *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley & Sons.
- [17] Peck, R. B. (1969). Deep excavations and tunneling in soft ground". *Proc. 7th ICSMFE*, 1969, 225–290.
- [18] Nandakumaran, P. & Joshi, V. H. (1973). "Static and dynamic active earth pressures behind retaining walls". *Bulletin of the Indian Society of Earthquake Technology*, 10(3).
- [19] Wong, I. H., Poh, T. Y. & Chuah, H. L. (1997). "Performance of excavations for depressed expressway in Singapore". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(7), 617–625.
- [20] Weatherby, D. E. (1998). *Design Manual for Permanent Ground Anchor Walls*. United States. Federal Highway Administration.
- [21] Hashash, Y. M. A. & Whittle, A. J. (2002). "Mechanisms of load transfer and arching for braced excavations in clay". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(3), 187–197.
- [22] Karlsrud, K. & Andresen, L. (2005). "Loads on braced excavations in soft clay". *International Journal of Geomechanics*, 5(2), 107–113.
- [23] Anderson, D. G. (2008). *Seismic analysis and design of retaining walls, buried structures, slopes, and embankments* (Vol. 611). Transportation Research Board.
- [24] Management, E. P., Analysis, S. S., Road, E., District, W., Road, E. & District, W. (2014). *Earth Pressure Distribution for Deep Excavations in Gravel Formation Sung-Chi Hsu 1 , Yu-Ping Huang 2 and Tao-Ming Cheng 3*. 1, 64–72.
- [25] Zhang, W., Hou, Z., Goh, A. T. C. & Zhang, R. (2019). "Estimation of strut forces for braced excavation in granular soils from numerical analysis and case histories". *Computers and Geotechnics*, 106, 286–295.
- [26] Alavinezhad, S. P. & Shahir, H. (2020). *Determination of apparent earth pressure diagram for anchored walls in c – w soil with surcharge*. 4, 481–489
- [27] Zhang, R., Teck, A., Goh, C., Li, Y., Hong, L. & Zhang, W. (2021). "Assessment of apparent earth pressure for braced excavations in anisotropic clay". *Acta Geotechnica*, 16(5), 1615–1626.
- [28] Lambe, T. W. & Whitman, R. V. (1969). "Soil mechanics. John Wiley & Sons". Inc., New York, 553.
- [29] Ng, C. W. W., Hong, Y., Liu, G. B. & Liu, T. (2012). "Ground deformations and soil–structure interaction of a multi-propped excavation in Shanghai soft clays". *Géotechnique*, 62(10), 907–921.
- [30] Vermeer, P. A., Punlor, A. & Ruse, N. (2001). *Arching effects behind a soldier pile wall*. 28, 379–396.
- [31] Mortaz, M., Fakher,A., (2017). "Lateral earth pressure in Top-Down Excavation". 5th international Congress on civil engineering, architecture and urban development, (in Persian).
- [32] Sadeghi, M., Roghani,M., (2018). "Numrical study of earth pressure in Top-Down Construction". 11th National Congress on civil engineering, (in Persian).
- [33] Chheng, C. & Likitlersuang, S. (2018). "Underground excavation behaviour in Bangkok using three-dimensional finite element method". *Computers and Geotechnics*, 95, 68–81.
- [34] Dong, Y. P., Burd, H. J. & Housby, G. T. (2016). "Finite-element analysis of a deep excavation case history". *Géotechnique*, 66(1), 1–15.
- [35] Hsiung, B.-C. B., Yang, K.-H., Aila, W. & Ge, L. (2018). "Evaluation of the wall deflections of a deep excavation in Central Jakarta using three-dimensional modeling". *Tunnelling and Underground Space Technology*, 72, 84–96.
- [36] Jamsawang, P., Jamnam, S., Jongpradist, P., Tanseng, P. & Horpibulsuk, S. (2017). "Numerical analysis of lateral movements and strut forces in deep cement mixing walls with top-down construction in soft clay". *Computers and Geotechnics*, 88, 174–181.
- [37] Lim, A., Ou, C.-Y. & Hsieh, P.-G. (2018). "Investigation of the integrated retaining system to limit deformations induced by deep excavation". *Acta Geotechnica*, 13(4), 973–995.
- [38] Orazalin, Z. Y., Whittle, A. J. & Olsen, M. B. (2015). "Three-dimensional analyses of excavation support system for the Stata Center basement on the MIT campus". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141(7), 5015001.
- [39] Plaxis 3D Reference Manual V20. (2020).
- [40] Plaxis Connect EDITION V20.04 Material Models Manual. (2020).
- [41] Lees, A. (2016). *Geotechnical Finite Element Analysis A practical guide*, 1st edition. ICE Publishing.
- [42] Hsiung, B. C. B., Yang, K. H., Aila, W. & Hung, C. (2016). "Three-dimensional effects of a deep excavation on wall deflections in loose to medium dense sands". *Computers and Geotechnics*, 80, 138–151.



## ارزیابی تاثیر نانو ارگانوسیلان زایکوترم و تغییرات دانه بندی بر ضخامت غشای قیر و حساسیت رطوبتی مخلوط آسفالت گرم

دوم مخلوط‌های آسفالتی تا حد زیادی به ضخامت غشای قیر بستگی دارد. عریان شدگی، جدا شدن پوشش قیر از روی سنگدانه‌ها به دلیل عملکرد آب و نفوذ به پیوند قیر و سنگدانه است. در این مطالعه از سنگدانه‌های بازالتی، دانه‌بندی حد وسط تهیه گردید و سپس با اعمال حدود رواداری در بخش ریزدانه، دو دانه‌بندی دیگر نیز از دانه‌بندی اصلی تهیه شد. از نانو ارگانوسیلان زایکوترم به عنوان افزودنی مایع ضدعریان شدگی استفاده شد. از دستورالعمل‌های نشریه MS-2 استانیتو آسفالت، گزارش‌های NCHRP 567 و Austroads VicRoads جهت محاسبه ضخامت غشای قیر، از میکروسکوپ الکترونی روبشی جهت تصویر از ضخامت غشای قیر و از آزمایش نسبت مقاومت مارشال (MSR) و آزمایش نسبت مقاومت کششی غیرمستقیم (TSR) براساس AASHTO T283 جهت ارزیابی دوم رطوبتی در هر سه مخلوط آسفالتی استفاده شد. نتایج نشان داد که تغییرات دانه‌بندی در بخش ریزدانه، باعث کاهش ۱۲/۹ درصدی ضخامت غشای قیر در مخلوط‌های آسفالتی دارای دانه‌بندی حد بالای ریزدانه و افزایش ۱۷/۷ درصدی ضخامت غشای قیر در مخلوط‌های آسفالتی دارای دانه‌بندی حد پایین ریزدانه شده است که این تغییرات لزوم انجام آزمایش‌های دوم را ضروری می‌سازد. همچنین در ارزیابی دوم رطوبتی، هر سه مخلوط آسفالتی با توجه به معیارهای TSR و MSR مستعد عریان شدگی بودند و استفاده از زایکوترم، هرچند تاثیر مثبتی در معیار MSR در هر سه مخلوط آسفالتی داشته است، اما با توجه به معیار TSR، مخلوط آسفالتی دارای دانه‌بندی حد پایین ریزدانه همچنان مستعد عریان شدگی بوده و بنابراین، زیان رطوبتی که ناشی از تغییرات دانه‌بندی در این مخلوط آسفالتی است، توسط افزودنی زایکوترم هم رفع نمی‌گردد.

**وازگان کلیدی:** حدود رواداری دانه‌بندی، ضخامت غشای قیر، نسبت مقاومت مارشال، نسبت مقاومت کششی غیرمستقیم، حساسیت رطوبتی.

آخر اهمیت این موضوع را دوچندان نموده و نیاز به بهبود عملکرد مصالح استفاده شده در روسازی آسفالتی فعلی را ضروری می‌سازد [۲].

محققان در مورد تحقیقات زیادی انجام داده‌اند تا عملکرد قیر را در شرایط آب و هوایی و بارگذاری افزایش دهند و در این راستا، محققان توجه زیادی به استفاده از بسیاری از انواع نانومواد داشته‌اند [۳].

رفتار مکانیکی ماکروسکوپیک مخلوط‌های آسفالتی به شدت تحت تأثیر ریزساختار و ویژگی‌های فیزیکی در مقیاس میکرو و نانو قرار دارد [۴]. زایکوترم یک افزودنی نانو ارگانوسیلانی مایع و بی بو است که در ترکیب با قیر،

محمود رضا کی منش\*

عضو هیات علمی دانشگاه پیام نور، صندوق پستی ۴۶۹۷-۱۹۳۹۵، تهران، ایران.  
پست الکترونیک: mrkeymanesh@pnu.ac.ir

محمد رضا محمدعلیها

دانشیار، گروه مهندسی صنایع، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران.

پست الکترونیک: mrm\_alihai@iust.ac.ir

غلامرضا مهدیزاده

دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، دانشگاه پیام نور، صندوق پستی ۴۶۹۷-۱۹۳۹۵، تهران، ایران.

پست الکترونیک: mehdizadeh@student.pnu.ac.ir

### ۱- مقدمه

یکی از اهداف اصلی در طراحی و ساخت روسازی‌های انعطاف‌پذیر، ارائه بالاترین عملکرد از نظر پایداری و دوم در شرایط مختلف است [۱]. افزایش حجم ترافیک، وسایل نقلیه بزرگ‌تر و سنگین‌تر، طراحی‌های جدید راه‌ها، فشار بیشتر تایرها به سطح روسازی و نیازهای زیست‌محیطی بالا در سیستم راه‌ها، در سال‌های

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۱۰/۲۹، بازنگری ۱۴۰۱/۰۲/۲۵، پذیرش ۱۴۰۱/۰۳/۱۹.  
DOI: 10.22091/cer.2022.7812.1355

مستعد ابتلا به آسیب رطوبتی و عریان شدگی هستند[۱۳]. همچنین از لحاظ عملکردی، هرچه مخلوط آسفالتی دارای غشای قیر ضخیم‌تر باشد، مخلوط انعطاف پذیرتر و بادوام‌تر خواهد بود. هرچه غشای قیر نازک‌تر باشد، مخلوط آسفالت شکننده‌تر و مستعد ترک‌خوردگی از هم پاشیدن می‌گردد[۱۵].

اگرچه بسیار بعيد است که تمام ذرات موجود در مخلوط‌های آسفالتی با ضخامت غشای قیر یکسان پوشانده شوند، اما فرض بر این است که این مفهوم معتبر است، حتی اگر هیچ نتیجه آزمایشی که از اتخاذ این خصوصیت، در سیستم‌های مشخصاتی پشتیبانی کند، وجود نداشته باشد. فقدان داده‌های تجربی برای پشتیبانی از این مفهوم عمدتاً به دلیل مشکلات اندازه‌گیری کمی غشای قیر در مقیاس میکرومتر است. با این حال، پیشرفت‌های اخیر در تجزیه و تحلیل میکروسکوپی باعث می‌شود که اندازه‌گیری ضخامت غشای قیر امکان پذیر باشد[۱۶]. همچنین، نیاز به مدل‌های ساده و معقول و منطقی برای تخمین ضخامت غشای قیر در مخلوط‌های آسفالتی ضروری است[۱۷].

هیتزمان مدل‌های جدیدی براساس توزیع مکانی تصادفی ذرات[۱۸]، رادوفسکی[۱۹]، لی و همکاران[۲۰]، و پاندا و همکاران[۲۱]، مدل‌هایی براساس روش‌های محاسباتی ریاضی، و السیفی و همکاران[۱۶]، با استفاده از تکنیک‌های تحلیل میکروسکوپی، ضخامت غشای قیر را اندازه‌گیری کردن.

در سال‌های اخیر بسیاری از طراحی مخلوط‌های بتن آسفالتی، بر اساس دستیابی به مناسب‌ترین نسبت مقدار قیر به سطح جانبی سنگدانه‌ها (ضخامت بهینه غشای قیری) انجام شده‌اند[۱۴]. چنانکه در طرح روسازی ممتاز، برای مخلوط‌های درشت‌دانه، استفاده از معیار ضخامت غشای قیر توصیه شده است[۲۲]. بنابراین، ضخامت غشای قیر تشکیل شده اطراف سنگدانه‌ها در مخلوط‌های آسفالتی، یک مورد بسیار مهم و قابل توجه می‌باشد و با توجه به اینکه به مساحت سطح

مقیاس میکرو و نانو قرار دارد[۴]. زایکوترم یک افزودنی نانو ارگانوسیلانی مایع و بی بو است که در ترکیب با قیر، گروه‌های سیلانول (Si-OH) را تشکیل می‌دهد[۵]، و به عنوان یک عامل ضدعریان شدگی مبتنی بر سیلان، به طور قابل توجهی مقاومت در برابر آسیب رطوبتی مخلوط آسفالت‌گرم را با ایجاد یک لایه آبرگزیز بر روی سطح سنگدانه‌ها بهبود می‌بخشد[۶]. این امر به دلیل پیوند شیمیایی قوی بین قیر و سنگدانه‌ها رخ می‌دهد. پیوند شیمیایی دائمی ایجاد شده بین قیر و سنگدانه‌ها از جدا شدن قیر از سطح سنگدانه‌های آسفالت جلوگیری کرده و منجر به عملکرد عالی آسفالت در برابر پدیده عریان شدگی می‌شود[۷] و [۸].

عریان شدگی و سایر خرابی‌های زودرس ناشی از این پدیده می‌توانند به تدریج یا به سرعت حادث شده و سبب افزایش هزینه‌های تعمیر و نگهداری روسازی آسفالتی شوند[۹]. پیوند چسبندگی سنگدانه‌قیر عاملی حیاتی است که بر مقاومت مخلوط آسفالتی در برابر آسیب‌های رطوبتی تأثیر می‌گذارد[۱۰]. به‌طورکلی، استحکام اتصال قیر به سطح سنگدانه‌ها با خواص فیزیکی و شیمیایی آنها ارتباط دارد و در صورت نفوذ رطوبت به این سیستم، عمر اتصال کاهش می‌یابد[۱۱]. روسازی‌های ساخته شده با سنگدانه‌های آبدوست، به دلیل تمایل بیشتر این نوع سنگدانه‌ها به جذب آب به جای جذب قیر، به شدت در برابر رطوبت آسیب پذیر هستند[۱۲].

ویژگی‌های طراحی مخلوط از قبیل درصد فضای خالی، میزان قیر و ضخامت غشای قیر تشکیل شده در اطراف سنگدانه‌ها نیز از جمله مواردی است که باید با دقیقت مورد بررسی قرار گیرد[۱۳]. کارایی نامناسب برخی مخلوط‌های بتن آسفالتی که بر اساس معیارهای تجربی و حجمی طراحی می‌شوند، باعث شده تا پژوهشگران ضخامت غشای قیر را نیز در ارزیابی دوام و کارآیی مخلوط‌های آسفالتی مؤثر بدانند[۱۴]. مخلوط‌هایی که دارای غشای قیر ضخیم در اطراف سنگدانه‌ها می‌باشند، نسبت به مخلوط‌های دارای غشای قیر نازک، کمتر

غشای قیر برای توضیح خرابی‌های عملکردی خاص به روش محاسبه ضخامت غشای قیر بستگی دارد.

وانگ [۳۰]، رفتار اتصال سنگدانه‌ها را با توجه به تاثیر ضخامت غشای قیر ایجاد شده در اطراف آن‌ها، با مدلسازی رفتار میکرومکانیکی مخلوط آسفالتی و با استفاده از توموگرافی اشعه ایکس بررسی کرد و نشان داد که هماهنگی معقول و منطقی بین نتایج تجربی و نتایج پیش‌بینی شده از مدل بدست آمده است.

کندال و چاکرابورتی [۳۱]، اثر ضخامت غشای قیر اطراف سنگدانه‌ها را بر پیری کوتاه‌مدت و بلندمدت مخلوط‌های آسفالتی مورد مطالعه قرار دادند و مشخص نمودند که در ضخامت غشای قیر کمتر از ۹ تا ۱۰ میکرومتر، پیری قابل توجه و سریعی رخ می‌دهد.

در تحقیقی دیگر، نتایج نشان داده که ضخامت متوسط غشای قیر در مخلوط‌های آسفالت در حدود ۹ تا ۱۱ میکرومتر برای همه سنگدانه‌ها است و توصیه شده تا با کاهش درصد ذرات بسیار ریز، سطح کل مخلوط را کاهش داده که این امر باعث می‌شود ضخامت غشای قیر بزرگ‌تر و مقاومت در برابر عریان شدگی بیشتر شود [۳۲].

کامپن و همکاران [۳۳]، نشان دادند که غشاها قیر ضخیم، مخلوط‌هایی را ایجاد می‌کنند که انعطاف‌پذیر و بادوام می‌باشند، در حالی که غشاها قیر نازک، مخلوط‌هایی ترد و شکننده، دارای تمایل به ترک‌خوردن و شن‌کش شدن بیش از حد را تولید می‌کنند که باعث کاهش عملکرد و کاهش عمر مفید آن می‌گردد.

تحقیقاتی نیز، ارتباط سخت شدن قیر در مخلوط آسفالتی را ارزیابی نمودند و نشان دادند که برای پیش‌بینی مقاومت سخت شدن قیر در مخلوط‌های آسفالتی، محاسبه فاکتور ضخامت غشای قیر نسبت به نفوذ‌پذیری، بهترین روش است [۳۴ و ۳۵].

کندال و همکاران [۳۶]، نشان دادند که رویکرد استفاده از حداقل ضخامت غشای قیر در طراحی مخلوط آسفالتی، یک روش مستقیم و مناسب‌تر برای اطمینان از دوام مخلوط آسفالتی را نشان می‌دهد.

سنگدانه‌های به کار رفته در مخلوط آسفالتی وابسته است، اهمیت و تاثیر نوع دانه‌بندی مخلوط آسفالتی و همچنین تغییرات در دانه‌بندی را دوچندان می‌کند.

دانه‌بندی مهمترین خاصیت سنگدانه‌ها می‌باشد که تقریباً تمام خصوصیات مهم مخلوط آسفالت‌گرم از جمله سفتی، استحکام، دوام، نفوذ‌پذیری، کارایی، مقاومت در برابر خستگی، مقاومت در برابر شکست و مقاومت در برابر آسیب رطوبتی را تحت تأثیر قرار می‌دهد [۲۳].

هر گونه تغییر در دانه‌بندی مخلوط آسفالتی، به هر دلیلی، می‌تواند تغییر در مشخصات فنی مخلوط آسفالت را ایجاد کند [۲۴]. آینه‌نامه‌های راهسازی و روسازی راه‌های ایران، میزان مجاز تغییرات و عدم انطباق با دانه‌بندی فرمول کارگاه را تعیین نموده‌اند که به عنوان حدود رواداری دانه‌بندی ذکر شده است [۲۵ و ۲۶]. بدیهی است که از دیدگاه آینه‌نامه‌ها، تغییرات دانه‌بندی در حد مجاز رواداری، مورد تایید می‌باشد، اما از دیدگاه پژوهشی، سایر مشخصات فنی چنین مخلوط آسفالتی نیاز به بررسی و ارزیابی دارد.

هایدر و همکاران با توجه به مشخصات فنی بخش حمل و نقل جاده‌ای و بزرگراه‌ها (MORTH<sup>۱</sup>) در هند، به این نتیجه رسیدند که تغییرات مجاز (در حد حدود رواداری) دانه‌بندی مخلوط‌های آسفالتی بر تغییر شکل خزشی مخلوط‌های آسفالتی موثر می‌باشد [۲۷].

سنگسفیدی و همکاران، در مطالعه‌ای با هدف اصلی تعیین تأثیر دانه‌بندی بر عملکرد مخلوط آسفالت‌گرم به این نتیجه رسیدند که برخلاف تصور عمومی، مخلوط آسفالتی تهیه شده با حد وسط دانه‌بندی دارای بهترین پارامترهای مقاومتی نمی‌باشد [۲۸].

آتیا و همکاران [۲۹]، با استفاده از محاسبه سطح سنگدانه‌ها، ضخامت غشای قیر را با استفاده از فرمول‌های مختلف محاسبه نمودند و نشان دادند که توانایی ضخامت

<sup>۱</sup> Ministry Of Road Transport and Highways

مصالح سنگی مورد استفاده در این تحقیق از نوع بازالت و متعلق به معدن صفرآباد قم بوده که با توجه به نتایج حاصل از دانه بندی مصالح سنگی و با استفاده از ستون چهارم جدول ۱-۹ آیین نامه روسازی راه های ایران [۲۵]، براساس استاندارد ASTM D3515 [۳۷]، منحنی دانه بندی فرمول کارگاه مورد استفاده در تهیه طرح اختلاط مخلوط آسفالتی، به شرح شکل شماره ۱-الف می باشد. منحنی دانه بندی مورد استفاده جهت تولید مخلوط آسفالت با حد بالای بخش ریزدانه در شکل شماره ۱-ب و منحنی دانه بندی مورد استفاده جهت تولید مخلوط آسفالت با حد پایین ریزدانه در شکل ۱-پ نشان داده شده است. قیر مورد استفاده در این تحقیق از نوع قیر با درجه نفوذ ۶۰-۷۰ بوده است.

شکل ۲، نمای دانه بندی های بیان شده را به تفکیک در محیط آزمایشگاه نشان می دهد. به عنوان مثال، مقدار مربوط به سنگدانه های ۰/۳-۰ میلیمتر در شکل ها قابل توجه است.

## ۲-۲- نانوار گانو سیلان زایکوترم

خواص فیزیکی افزودنی زایکوترم در جدول ۱ نشان داده شده است [۵]. جهت استفاده این نانوماده در تولید آسفالت گرم، باید زایکوترم را قبل از اختلاط با سنگدانه، به قیر اضافه کرد و مصرف آن بستگی به نوع قیر و نوع سنگدانه دارد که از ۰/۰۵ تا ۰/۲ درصد نسبت به وزن قیر، متغیر است [۷]. در این تحقیق از مقدار ۰/۱۵ درصد نسبت به وزن قیر، استفاده شد

## ۳-۲- طرح اختلاط

در این تحقیق از روش طرح اختلاط مارشال براساس استاندارد ASTM D1559 [۳۸]، برای مخلوط آسفالتی استفاده شد. مقدار درصد قیر بهینه مخلوط آسفالتی، برابر ۴/۹ درصد نسبت به وزن مخلوط آسفالتی بدست آمد. درصد جذب قیر به مصالح سنگی نیز برابر ۰/۴۱ محاسبه گردید. بنابراین، بر اساس طرح اختلاط،

با توجه به موارد بیان شده، این پژوهش به منظور دستیابی به دو هدف انجام پذیرفت. نخست آنکه تاثیر تغییرات مجاز در درصد عبوری بخش ریزدانه سنگدانه ها در الکهای شماره ۸، ۱۶ و ۵۰ (حد بالا و حد پایین رواداری سنگدانه ها، ذکر شده در آیین نامه های مرتبط با روسازی راه ها در ایران) بر ضخامت غشای قیر اطراف سنگدانه های مخلوط آسفالتی و بر مقاومت رطوبتی مخلوط آسفالتی تعیین گردید و سپس، تاثیر استفاده از نانوماده ارگانو سیلان زایکوترم نیز در همان مخلوط های آسفالتی بررسی گردید تا مشخص گردد که اگر تغییرات دانه بندی باعث تغییر در ضخامت غشای قیر و کاهش مقاومت در برابر رطوبت می گردد، استفاده از نانوماده زایکوترم چه تاثیری می تواند بر آن داشته باشد.

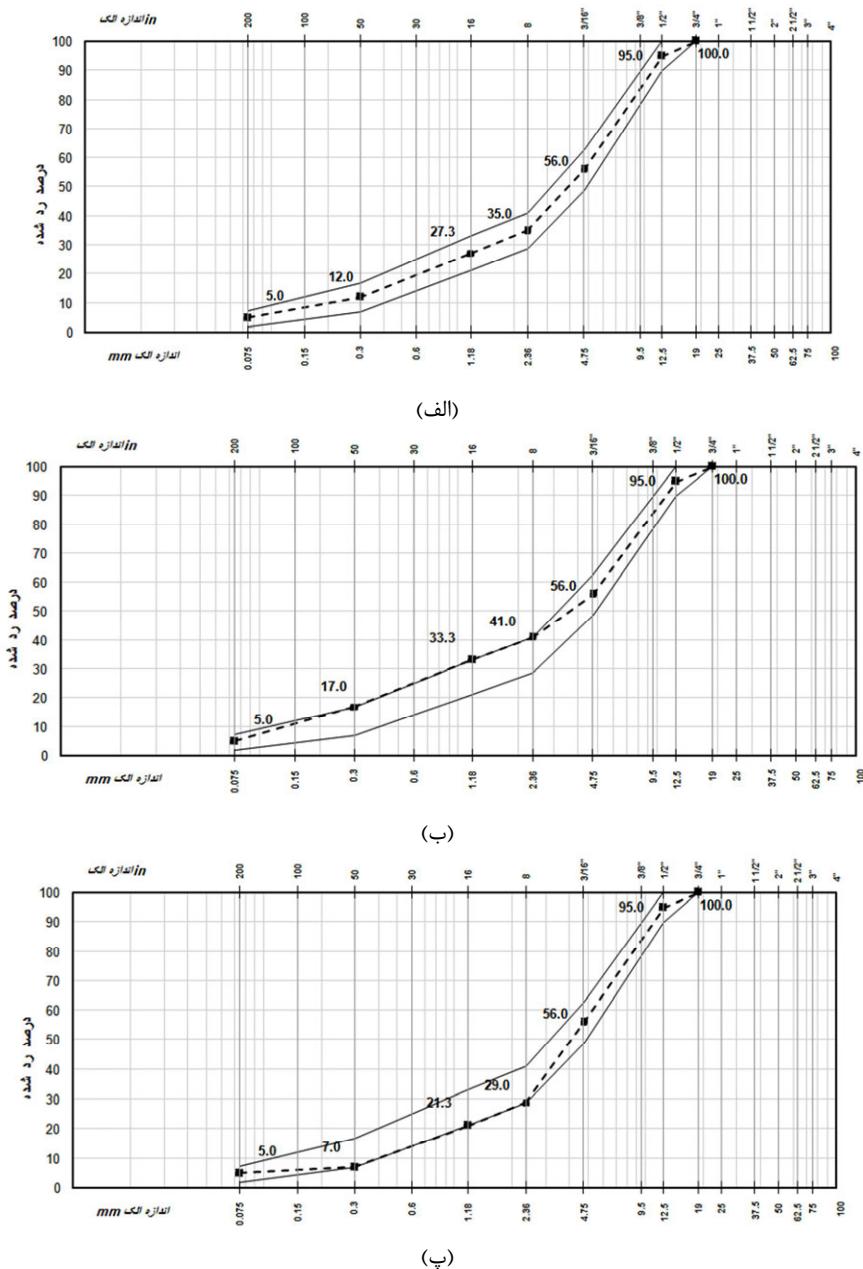
لازم به ذکر است که در این تحقیق، موضوعی که مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفته است، بسیار کاربردی بوده و یک ایراد اساسی که در آیین نامه های مربوط به روسازی راه های کشور و در شرایط پروژه های اجرایی کشورمان وجود دارد را به چالش کشیده است. چون معمولاً در پروژه های اجرایی روسازی های آسفالتی، یک طرح اختلاط مخلوط آسفالت گرم توسط ارکان فنی که مجری پروژه می باشند، تهیه شده و بر مبنای آن روسازی راه و یا آزادراه انجام می پذیرد و در صورتی که تغییرات دانه بندی ای که در حد مجاز آیین نامه است، حین تولید و اجرای مخلوط آسفالتی ایجاد شده باشد، این تغییرات مورد تایید ارکان فنی پروژه ها می باشد. چون در بازه حدود رواداری مورد تایید آیین نامه های مربوطه می باشد. بنابراین، نتایج این پژوهش می تواند کمک شایانی به سازمان ها، نهادها، مشاورین و پیمانکاران حوزه راه و ترابری ارائه نماید.

## ۲- مطالعات آزمایشگاهی

### ۲-۱- مواد و مصالح مصرفی

سانتیگراد ساخته شده و در دمای ۱۴۵ درجه سانتیگراد متراکم شدند.

کلیه مخلوط‌های آسفالتی ساخته شده جهت این تحقیق، با همین درصد قیر، در دمای ۱۵۵ تا ۱۶۰ درجه



شکل ۱- منحنی دانه‌بندی (الف) حد وسط، (ب) حد بالا و (پ) حد پایین مخلوط مصالح سنگی.



شکل ۲- دانه‌بندی (الف) حد پایین، (ب) حد وسط، (ج) حد بالا در مخلوط سنگدانه‌ها

جدول ۱- خواص فیزیکی نانوگانوسیلان زایکوترم [۵].

نتیجه	مشخصه
۱/۰۱	وزن مخصوص در ۲۵ درجه سانتیگراد (gr/mlit)
مایع	شكل
زرد کمنگ	رنگ
> ۸۰	نقطه اشتغال °C
-۵	نقطه انجماد °C
۵۰۰۰-۱۰۰۰	ویسکوزیته mPa/sec
مقدار ۱۰ درصد محلول در آب خنثی یا کمی اسیدی است	PH
قابل اختلاط با آب	حالیت در آب

که در آن  $SST$  برابر مساحت سطح ( $m^2/kg$ ),  $P_b$  برابر

درصد قیر و  $P_{be}$  برابر مقدار قیر موثر می‌باشد.

جدول ۲- فاکتور مساحت سطح [۳۹].

فاکتور مساحت سطح	اندازه الک (میلیمتر)
۰/۴۱	۱۹
۰/۴۱	۱۲/۵
۰/۴۱	۹/۵
۰/۴۱	۴/۷۵
۰/۸۲	۲/۳۶
۱/۶۴	۱/۱۸
۲/۸۷	۰/۶
۶/۱۴	۰/۳
۱۲/۲۹	۰/۱۵
۳۲/۷۷	۰/۰۷۵

### ۲-۱-۳- محاسبه مساحت سطح و تعیین ضخامت غشای قیر

NCHRP 567

روش‌های ارائه شده در گزارش NCHRP<sup>۳</sup> ۵۶۷ [۴۰]، برای تهییه مقادیر مطابق با مقادیر سطح ویژه مرسوم برای سنگدانه‌ها طراحی شده است. یک روش بسیار آسان و دقیق برای برآورده سطح ویژه سنگدانه‌ها، در رابطه (۲) نشان داده شده است [۴۰]:

$$S_s = \frac{P_{0.3} + P_{0.15} + P_{0.075}}{5} \quad (2)$$

یک محاسبه دقیق‌تر که نیاز به محاسبه سهم هر بخش از اندازه ذرات به کل سطح ویژه سنگدانه‌ها دارد، از رابطه (۳) محاسبه می‌گردد [۴۰]:

### ۳- روش تحقیق

#### ۳-۱- تعیین مساحت سطح و ضخامت غشای قیر

مساحت سطح سنگدانه‌ها یکی از خصوصیات دانه‌بندی بوده و با توجه به این که بر مقدار قیر مورد نیاز برای پوشاندن سنگدانه‌ها تاثیر می‌گذارد، دارای اهمیت بالایی است. افزایش سطح سنگدانه‌ها و کاهش مقدار قیر بهینه، ضخامت غشای قیر روی سطح سنگدانه‌ها را کاهش می‌دهد.

#### ۳-۱-۱- محاسبه مساحت سطح و تعیین ضخامت غشای قیر

براساس نشریه MS-2 انستیتو آسفالت

براساس نشریه MS-2 انستیتو آسفالت [۳۹]،

دانه‌بندی سنگدانه‌ها برای محاسبه مساحت سطح کل سنگدانه‌ها استفاده می‌شود. این محاسبه شامل حاصل ضرب درصد کل عبوری از هر الک، در فاکتور مساحت سطح مربوط به آن الک، بدست می‌آید. فاکتورهای مساحت سطح در جدول (۲) ارایه شده است.

حاصل جمع این حاصل ضرب ها، کل مساحت سطح معادل نمونه را بر حسب مترمربع بر کیلوگرم نمایندگی خواهد کرد. این فاکتورهای مساحت سطح، شکل خاص مصالح را در نظر نمی‌گیرند، بلکه فقط عنوان یک فاکتور ضمیمه هستند. براساس مقدار مساحت سطح محاسبه شده، ضخامت غشای قیری براساس نشریه MS-2 انستیتو آسفالت، از رابطه (۱) محاسبه می‌گردد [۳۹]:

$$Fbe = \frac{981 * Pbe}{SST * (100 - Pb)} \quad (1)$$

<sup>۳</sup> National Cooperative Highway Research Program

۲/۹ تن در مترمکعب باشد. در این فرمول مساحت سطح سنگدانه‌ها از رابطه (۶) محاسبه می‌گردد:

$$C = (2 + 0.02a + 0.04b + 0.08c + 0.14d + 0.30e + 0.60f + 1.60g) \times 0.2048 \quad (6)$$

که در آن  $a$  درصد عبوری از الک نمره ۴،  $b$  درصد عبوری از الک نمره ۸،  $c$  درصد عبوری از الک نمره ۱۶،  $d$  درصد عبوری از الک نمره ۳۰،  $e$  درصد عبوری از الک نمره ۵۰،  $f$  درصد عبوری از الک نمره ۱۰۰ و  $g$  درصد عبوری از الک نمره ۲۰۰ می‌باشد.

۴-۱-۳- محاسبه مساحت سطح و تعیین ضخامت غشای قیر براساس VicRoads

رابطه (۷) در سال ۱۹۷۶ توسط VicRoads برای محاسبه ضخامت غشای قیر استفاده شده و عبارت است از:

$$F = \frac{Q_{EB} \times 47.67}{B} \quad (7)$$

که در آن  $B$  به عنوان مساحت سطح از رابطه (۸) محاسبه می‌گردد:

$$B = (2 + 0.02a + 0.04b + 0.08c + 0.14d + 0.30e + 0.60f + 1.60g) \quad (8)$$

که پارامترهای  $a$  تا  $g$  مشابه پارامترهای رابطه (۶) می‌باشد.

۲-۳- نسبت متوسط مقاومت نمونه‌های اشباع و خشک مارشال MSR

با استفاده از روش مارشال<sup>۴</sup> و استاندارد ASTM D1559 نمونه‌های متراکم مارشال برای مخلوط‌های آسفالتی تهیه شده و سپس براساس مفad آبین‌نامه رو سازی راه‌های ایران و نشریه شماره ۱۰۱ سازمان برنامه و بودجه، نسبت متوسط مقاومت سه نمونه آزمایشگاهی مارشال که ۲۴ ساعت در شرایط مستغرق در داخل آب  $60 \pm 1$  درجه سانتیگراد قرار گرفته باشند ( $MS_{cond}$ )، به

$$S_s = \left( \frac{1}{1000 G_{sb}} \right) [1.4(P_{50} - P_{37.5}) + 2.0(P_{37.5} - P_{25}) + 2.8(P_{25} - P_{19.5}) + 3.9(P_{19.5} - P_{12.5}) + 5.5(P_{12.5} - P_{9.5}) + 8.9(P_{9.5} - P_{4.75}) + 17.9(P_{4.75} - P_{2.36}) + 36(P_{2.36} - P_{1.18}) + 71.3(P_{1.18} - P_{0.60}) + 141(P_{0.6} - P_{0.3}) + 283(P_{0.3} - P_{0.15}) + 566(P_{0.15} - P_{0.075}) + 1600(P_{0.075})] \quad (3)$$

که در آن  $P_s$  ها نمایانگر درصد عبور از اندازه هر الک در میلی‌متر و  $G_{sb}$  برابر وزن مخصوص واقعی کل سنگدانه‌ها با واحد ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ) است.

براساس مفad NCHRP 567 ضخامت غشای قیر را می‌توان با استفاده از رابطه (۴) محاسبه کرد:[۴۰]

$$AFT = \frac{1000VBE}{S_s P_s G_{mb}} \quad (4)$$

که در آن  $AFT$  برابر ضخامت غشای قیر،  $VBE$  برابر درصد قیر موثر،  $S_s$  برابر سطح مخصوص سنگدانه‌ها با واحد ( $\text{m}^2/\text{kg}$ ),  $P_s$  برابر درصد سنگدانه‌های مخلوط و  $G_{mb}$  برابر وزن مخصوص قیر با واحد ( $\text{t}/\text{m}^3$ ) در ۲۵ درجه سانتیگراد می‌باشد.

۳-۱-۳- محاسبه مساحت سطح و تعیین ضخامت غشای قیر براساس Austroads

رابطه (۵) که در راهنمای Austroads برای محاسبه ضخامت غشای قیر استفاده شده است و در این راهنمای به نام شاخص غشای قیر ذکر شده عبارتست از:

$$FI = \frac{Q_{EB}}{100 - Q_{BIT}} \times \frac{1}{C} \times \frac{1000}{\rho_{BIT}} \quad (5)$$

که در آن  $FI$  برابر شاخص غشای قیر با واحد میکرومتر،  $Q_{BIT}$  برابر درصد قیر موثر،  $Q_{EB}$  برابر درصد قیر موجود در مخلوط آسفالت،  $C$  برابر مساحت سطح مخلوط سنگدانه‌ها با واحد ( $\text{m}^2/\text{kg}$ ) و  $\rho_{BIT}$  برابر وزن مخصوص قیر با واحد ( $\text{t}/\text{m}^3$ ) در ۲۵ درجه سانتیگراد می‌باشد.

این فرمول زمانی اعمال می‌شود که وزن مخصوص ظاهری ترکیب سنگدانه‌های معدنی در محدوده ۲/۴ تا

<sup>4</sup> Marshall Stability Ratio

مدت ۱۶ ساعت در فریزر با دمای ۱۸- درجه سانتی گراد و در ادامه به مدت ۲۴ ساعت در حمام آب با دمای ۶۰ درجه سانتیگراد نگهداری می‌شوند. بقیه نمونه‌ها در شرایط خشک نگهداری می‌شوند. همه نمونه‌ها به مدت ۲ ساعت در دمای ۲۵ درجه سانتیگراد قرار داده شده و سپس آزمایش مقاومت کششی غیر مستقیم بر روی نمونه‌ها انجام می‌شود. مقدار کشش غیر مستقیم از رابطه (۱۰) به دست می‌آید [۴۲]:

$$S = \frac{2P}{\pi D t} \quad (10)$$

که در آن،  $P$  حداکثر مقدار بار عمودی وارد،  $D$  قطر نمونه و  $t$  ضخامت نمونه می‌باشد. نسبت مقاومت کششی با استفاده از رابطه (۱۱) به دست می‌آید [۴۲]:

$$TSR = \frac{S_{cond}}{S_{uncond}} \times 100 \quad (11)$$

که در آن،  $S_{cond}$  میانگین مقاومت کششی غیرمستقیم نمونه‌های تحت شرایط مرطوب قرار گرفته و  $S_{uncond}$  میانگین مقاومت کششی غیرمستقیم نمونه‌های خشک می‌باشد [۴۲].

براساس آیین‌نامه روسازی راه‌های ایران و نشریه شماره ۱۰۱ سازمان برنامه و بودجه، این نسبت نباید از ۷۵ درصد کمتر باشد [۲۵ و ۲۶].

#### ۴-۳- تصویربرداری با میکروسکوپ الکترونیکی روبشی (SEM)

روش تصویربرداری با میکروسکوپ الکترونیکی روبشی<sup>۶</sup>، یکی از ابزارهای مفید برای تصویربرداری از سطوح با وضوح بالا است که مورد استفاده قرار می‌گیرد و تاکنون نیز برای مشخص نمودن نانومواد و نانوساختارها در اختلاط با قیر استفاده شده است [۴۳]. در این تحقیق، به منظور نشان دادن شرایط ضخامت غشای قیر تشکیل شده در اطراف سنگدانه‌های مخلوط‌های آسفالتی با

متوسط مقاومت سه نمونه دیگر که ۳۰ تا ۴۰ دقیقه در داخل آب  $60 \pm 1$  درجه سانتیگراد نگهداری شوند ( $MS_{uncond}$ )، به عنوان یکی از پارامترهای دوام مخلوط‌های آسفالتی در برابر آب، براساس رابطه (۹) تعیین می‌گردد [۲۵ و ۲۶]:

$$MSR = \frac{MS_{cond}}{MS_{uncond}} \times 100 \quad (9)$$

براساس آیین‌نامه‌های مذکور، این نسبت نباید از ۷۵ درصد کمتر باشد [۲۵ و ۲۶].

#### ۴-۳- آزمایش نسبت مقاومت کششی غیرمستقیم TSR

آزمایش مقاومت کششی غیرمستقیم<sup>۵</sup> براساس استاندارد AASHTO T283 [۴۲]. جهت تعیین حساسیت رطوبتی مخلوط‌های گرم آسفالتی استفاده می‌شود. این آزمایش متداول‌ترین آزمایشی است که برای بررسی مقاومت مخلوط‌های آسفالتی در برابر خرابی رطوبتی و نیز برای بررسی تاثیر مواد ضدعریان‌شدنگی به کار می‌رود. در این آزمایش، مواد کافی برای تولید حداقل ۶ نمونه مخلوط آسفالت‌گرم، در درصد قیر بهینه مشخص شده، با استفاده از روش مارشال و استاندارد ASTM D1559، با هم مخلوط می‌شوند. سپس مخلوط آسفالتی تهیه شده درون ظرفهایی ریخته شده و به مدت  $2 \pm 0.5$  ساعت در دمای محیط خنک می‌شوند. این نمونه‌های آسفالتی نامتراکم به مدت  $1 \pm 0.5$  ساعت، درون آون در دمای  $60^\circ C$  قرار داده می‌شوند. قبل از متراکم کردن، نمونه‌های آسفالتی به مدت ۲ ساعت، درون آون در دمای تراکم قرار داده می‌شوند. پس از آن نمونه‌ها، با درصد حفرات هوای  $7 \pm 1$  متراتکم می‌شوند. نمونه‌های متراتکم به دو گروه نمونه‌های خشک و نمونه‌های تحت شرایط عمل آوری تقسیم می‌شوند. سپس نمونه‌هایی که تعیین شده‌اند تا تحت شرایط عمل آوری قرار گیرند را، تحت شرایط خلا، در دستگاه دسیکاتور قرار داده تا به میزان ۵۵ تا ۸۰ درصد از آب اشباع شوند. نمونه‌های اشباع شده به

<sup>5</sup> Tensile Strength Ratio

<sup>6</sup> Scanning Electronic Microscopy

مخلوط آسفالتی دارای دانه‌بندی حد وسط، مخلوط نرمال و به عبارتی مخلوط آسفالتی اصلی این تحقیق است که طرح اختلاط نیز، براساس دانه‌بندی سنگدانه‌های آن تهیه شده است. مخلوط آسفالتی دارای دانه‌بندی حد بالای ریزدانه، با تغییردادن بخش ریزدانه سنگدانه‌های دانه‌بندی اصلی، به میزان حد بالای رواداری مجاز، طبق آیین‌نامه، بدست آمده است. همچنین، مخلوط آسفالتی دارای دانه‌بندی حد پایین ریزدانه، با تغییردادن بخش ریزدانه سنگدانه‌های دانه‌بندی اصلی، به حد پایین رواداری مجاز، طبق آیین‌نامه، بدست آمده است.

ذکر این نکته نیز ضروری است که، وزن سنگدانه‌ها در هر سه مخلوط آسفالتی یکسان است. وزن قیر مورد استفاده در هر سه مخلوط آسفالتی نیز یکسان است.

دانه‌بندی‌های متفاوت و نیز، در مخلوط‌های حاوی و فاقد زایکوترم، این روش تصویربرداری، مورد استفاده قرار گرفت. البته در استفاده از این روش جهت تصویربرداری از مخلوط‌های آسفالتی، شرایط دستگاه آزمایش، که می‌تواند حداکثر نمونه‌های با سطح مدور به قطر ۲ سانتیمتر و با ضخامت حداکثر ۱ سانتیمتر را بررسی کند، از محدودیت‌ها بود.

#### ۴- نتایج و بحث

##### ۴-۱- مساحت سطح و تعیین غشای قیر

جدول (۳)، نتایج مربوط به تعیین مساحت سطح و ضخامت غشای قیر را برای هر سه مخلوط آسفالتی و با هر چهار روش محاسبه ذکر شده، نشان می‌دهد.

جدول ۳- نتایج مربوط به محاسبات سطح ویژه سنگدانه و غشای قیر.

میانگین ضخامت غشای قیر محاسبه شده ( $\mu\text{m}$ )	VicRoads روش	Austroads روش		NCHRP روش				روش انسٹیتو آسفالت				نوع دانه بندی مخلوط
		غشای قیر ( $\mu\text{m}$ )	پارامتر سطح ( $\text{m}^2/\text{kg}$ )	غشای قیر ( $\mu\text{m}$ )	مساحت سطح ( $\text{m}^2/\text{kg}$ )	غشای قیر ( $\mu\text{m}$ )	مساحت سطح ( $\text{m}^2/\text{kg}$ )	غشای قیر ( $\mu\text{m}$ )	مساحت سطح ( $\text{m}^2/\text{kg}$ )	غشای قیر ( $\mu\text{m}$ )	مساحت سطح ( $\text{m}^2/\text{kg}$ )	
۶/۸۴۴	۷/۹۶۵	۲۶/۹۹۴	۸/۴۴۳	۵/۵۲۸	۹/۰۹۵	۵/۱۲۳	۸/۶۴۴	۵/۴	۷/۴۷۶	۶/۲۲۳	دانه بندی با حد بالای ریزدانه	
۷/۸۴۹	۸/۹۴۶	۲۴/۰۳۴	۹/۴۸۳	۴/۹۲۲	۱۰/۱۲۶	۴/۶۱۰	۱۰/۶۰۹	۴/۴	۸/۲۸۳	۵/۶۱۷	دانه بندی نرمال حد وسط	
۹/۲۴۱	۱۰/۱۸۳	۲۱/۱۱۴	۱۰/۷۹۵	۴/۳۲۴	۱۱/۴۰۶	۴/۰۹۲	۱۳/۷۲۹	۳/۴	۹/۲۷۰	۵/۰۱۹	دانه بندی با حد پایین ریزدانه	

۱۲/۹ درصدی ضخامت غشای قیر را نشان می‌دهد. همچنین، مخلوط آسفالتی تهیه شده از دانه‌بندی با حد پایین ریزدانه، به سبب کاهش ذرات ریزدانه و افزایش ذرات درشت‌دانه در دانه‌بندی آن، مساحت سطح سنگدانه کمتری داشته که باعث افزایش ضخامت غشای قیر در اطراف سنگدانه‌ها می‌گردد. در این حالت، ضخامت غشای قیر از ۷/۸۵ میکرومتر به ۹/۲۴ میکرومتر افزایش یافته که

بنابراین، هنگامی که دانه‌بندی در بخش ریزدانه، به سمت حد بالای خود میل می‌کند، مجموع سنگدانه‌ها، دارای ذرات ریزتر بیشتری می‌شود که سبب افزایش مساحت سطح سنگدانه‌ها شده و در نتیجه ضخامت غشای قیر، یا میزان پوشش قیر در اطراف سنگدانه‌ها، کاهش می‌یابد. در این حالت، ضخامت غشای قیر از ۷/۸۵ میکرومتر به ۶/۸۴ میکرومتر کاهش یافته که کاهش

آسفالت‌گرم با مقادیر ضخامت غشای قیر بیشتر از ۹ میکرومتر تولید گردد، مستعد ابتلا به شیارشده‌گی بیش از حد است [۴۰].

به نظر می‌رسد مقادیر ضخامت غشای قیر در محدوده ۷ تا ۹ میکرومتر، بهترین سازش بین کارایی و دوام را فراهم می‌کنند و باید از مقادیر ضخامت غشای قیر پایین‌تر از ۶ میکرومتر یا بالاتر از ۱۰ میکرومتر اجتناب شود [۴۴].

بحث بالا نشان می‌دهد که ضخامت غشای قیر می‌تواند یک ابزار مفید برای طراحی و تجزیه و تحلیل مخلوط‌های بتن آسفالتی باشد. اگرچه ضخامت غشای قیر یک مفهوم بالقوه مفید است، اما روابط بین ضخامت غشای قیر و عملکرد مخلوط آسفالتی در بهترین حالت غیرمستقیم است.

#### ۴-۲- نسبت مقاومت مارشال (MSR)

نتایج بدست آمده از آزمایش استحکام مارشال برای هر سه مخلوط آسفالتی در دو حالت خشک و اشباع، به همراه نسبت مقاومت مارشال محاسبه شده برای مخلوط‌های آسفالتی، به تغییک نمونه‌های حاوی نانوارگانوسیلان زایکوترم و نمونه‌هایی که فقط حاوی قیر خالص هستند، در جدول (۴)، نشان داده شده است.

افزایش ۱۷/۷ درصدی ضخامت غشای قیر را نشان می‌دهد.

نتایج بدست آمده از روش‌های محاسباتی مختلف، مشخص می‌کند که مخلوط آسفالتی تهیه شده از دانه‌بندی با حد بالای ریزدانه، نسبت به مخلوط آسفالتی دارای دانه‌بندی حد وسط، دارای مساحت سطح سنگدانه بیشتر و ضخامت غشای قیر کمتری می‌باشد. به همین ترتیب، مخلوط آسفالتی تهیه شده از دانه‌بندی با حد پایین ریزدانه، دارای مساحت سطح سنگدانه کمتر و ضخامت غشای قیر بیشتری می‌باشد.

روابط بین ضخامت غشای قیر و عملکرد مخلوط آسفالت‌گرم به علت ارتباط غیرمستقیم آن‌ها، چندان ساده نیست. با افزایش مساحت سطح سنگدانه‌ها، نفوذپذیری مخلوط آسفالت‌گرم به علت کاهش درصد فضای خالی در مخلوط، کاهش می‌یابد. بنابراین، در یک مقدار ثابت از درصد فضای خالی نمونه آسفالت متراکم شده، هنگامی که ضخامت غشای قیر کاهش یابد (مخلوط آسفالت ریزدانه‌تر باشد)، نفوذپذیری کاهش می‌یابد [۴۰].

محدهدهای مختلفی برای حداقل ضخامت غشای قیر (از زمان ارائه این مفهوم برای اولین بار)، پیشنهاد شده است. مخلوط‌های آسفالتی با ضخامت غشای قیر کمتر از ۶ تا ۷ میکرومتر، برای اجرا و متراکم سازی مناسب، با مشکلاتی همراه می‌باشند [۴۴]. اگر مخلوط

جدول ۴: نتایج آزمایش استحکام مارشال و نسبت استحکام برای مخلوط‌های آسفالتی.

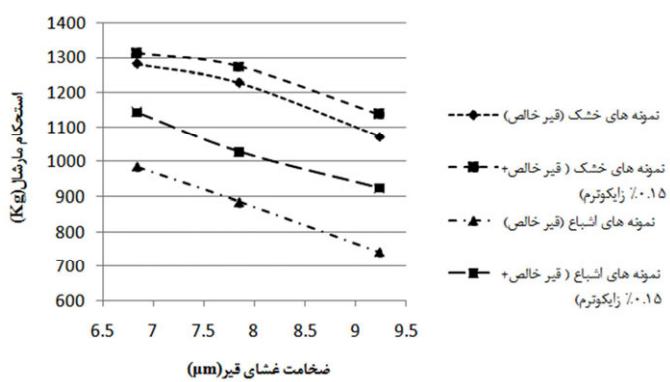
نسبت مقاومت مارشال	مخلوط تهیه شده با قیر خالص و ۰/۱۵ درصد زایکوترم			مخلوط تهیه شده با قیر خالص			نوع دانه بندی مخلوط آسفالتی	
	استحکام مارشال (kg)		نسبت مقاومت مارشال	استحکام مارشال (kg)		نسبت مقاومت مارشال		
	نمونه های اشباع	نمونه های خشک		نمونه های اشباع	نمونه های خشک			
۸۷	۱۱۴۲	۱۳۱۱	۷۷	۹۷۰	۱۲۸۲		مخلوط با دانه بندی حد بالای ریزدانه	
۸۱	۱۰۲۷	۱۲۷۴	۷۲	۸۸۴	۱۲۲۸		مخلوط با دانه بندی نرمال حد وسط	
۸۱	۹۲۳	۱۱۳۶	۶۹	۷۴۱	۱۰۷۲		مخلوط با دانه بندی حد پایین ریزدانه	

خشک و اشباع دارد، در حالیکه این مخلوط کمترین ضخامت غشای قیر را دارا می‌باشد. این مهم به شرایط آزمایش استحکام مارشال مرتبط است. در حالت کلی در

در نمونه‌هایی که فقط حاوی قیر خالص می‌باشند، مخلوط آسفالتی که دارای دانه‌بندی حد بالای ریزدانه می‌باشد، بیشترین مقاومت و استحکام را در هر دو حالت

متراکم مارشال در این مخلوط آسفالتی بعلت کاهش ریزدانه‌ها، دارای خلل و فرج و نفوذپذیری بیشتری است، در نتیجه، تاثیر عمل آوری در آب با دمای  $60 \pm 1$  درجه سانتیگراد، در نمونه‌های این مخلوط آسفالتی بیشتر بوده و نمونه‌های آن در هر دو حالت خشک و اشباع، استحکام کمتری را دارا می‌باشد.

هنگامی که نمونه‌های هر سه مخلوط آسفالتی، علاوه بر قیر، حاوی زایکوترم نیز می‌باشند، مقاومت و استحکام نمونه‌های مارشال آن‌ها در هردو حالت خشک و اشباع افزایش پیدا کرده است. در این حالت نیز، مخلوط آسفالتی که دارای دانه‌بندی حد بالای ریزدانه می‌باشد، بالاترین استحکام را در هر دو حالت خشک و اشباع دارد و مخلوط آسفالتی که دارای دانه‌بندی حد پایین ریزدانه می‌باشد، کمترین استحکام را در هر دو حالت خشک و اشباع دارد. موارد بیان شده، در شکل ۳ که نمودار رابطه بین ضخامت غشای قیر با استحکام مارشال را در نمونه‌های هر سه مخلوط آسفالتی این تحقیق نشان می‌دهد، مشخص می‌باشد.



شکل ۳- نمودار ضخامت غشای قیر- استحکام مارشال نمونه‌های مخلوط‌های آسفالتی.

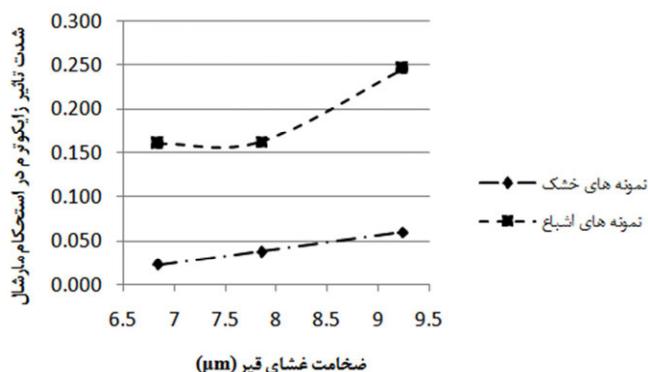
از آن زایکوترم شدت تاثیر بیشتری در مخلوط آسفالتی که دارای دانه‌بندی حد وسط می‌باشد، داشته است. شکل ۴، نمودار شدت تاثیر زایکوترم در استحکام مارشال را با توجه به ضخامت غشای قیر نشان می‌دهد. واضح است که مخلوط آسفالتی که دارای دانه‌بندی حد پایین ریزدانه است، بیشترین ضخامت غشای قیر را دارد و چون زایکوترم افزودنی مایع اضافه شونده به قیر است، در

این آزمایش، نمونه‌ها در دمایی که در آن دما، کندروانی قیر برابر  $280 \pm 30$  سانتی استوکس می‌باشد (معمولاً دمایی بین ۱۳۵ تا ۱۵۰ درجه سانتیگراد) با تعداد ۷۵ ضربه چکش مارشال که به هر طرف نمونه وارد می‌گردد، متراکم می‌گرددند. در نتیجه زمانی که مخلوط آسفالتی دارای ریزدانه بیشتری باشد، ماستیک (قیر و ریزدانه مخلوط در قیر) تولید شده بیشتری داشته که نمونه متراکم مارشال حاصل شده از آن توپرتر بوده و دارای وزن مخصوص بالاتر می‌باشد. در این حالت، کمترین خلل و فرج و نفوذپذیری را داشته و در فرآیند اشباع شدن که در این آزمایش وجود دارد، آب کمتری به داخل نمونه نفوذ کرده و در نتیجه، استحکام بالاتری دارد.

به همین ترتیب، مخلوط آسفالتی که دارای دانه‌بندی حد پایین ریزدانه می‌باشد، هرچند ضخامت غشای قیر بالاتری را دارد، اما به علت اینکه حجم ماستیک در این مخلوط آسفالتی کاهش یافته و قسمت عمده این ماستیک را قیر تشکیل می‌دهد (که شدیداً به افزایش دما حساس است)، و همچنین به علت اینکه نمونه

اما میزان افزایش استحکام مارشال در اثر استفاده از زایکوترم به تفکیک هر مخلوط آسفالتی بسیار مهم است. بررسی و ارزیابی افزایش مقاومت مارشال به واسطه استفاده از زایکوترم، مشخص می‌کند که شدت تاثیر استفاده از زایکوترم در مخلوط آسفالتی که دارای دانه‌بندی حد پایین ریزدانه می‌باشد، بیشترین است و پس

نتیجه در نتایج استحکام مارشال مرتبط با این مخلوط، شدت تاثیر بالاتری را نشان داده است.



شکل ۴- نمودار شدت تاثیر زایکوترم-غشای قیر در آزمایش استحکام مارشال.

از ۶۹ درصد به عدد ۸۱ درصد تغییر دهد که این مورد نیز بیانگر شدت تاثیر بالای این افزودنی در مخلوط آسفالتی با دانه‌بندی حد پایین می‌باشد.

#### ۳-۴- نسبت مقاومت کششی غیرمستقیم (TSR)

جدول (۵)، نتایج بدست آمده از آزمایش مقاومت کششی غیرمستقیم را برای هر سه مخلوط آسفالتی، به تفکیک نمونه‌های حاوی زایکوترم و نمونه‌هایی که فقط حاوی قیر خالص هستند، در هر دو حالت خشک و عمل‌آوری شده نشان داده است. همچنین نسبت مقاومت کششی غیرمستقیم مربوط به هر سه مخلوط آسفالتی نیز، در این جدول مشخص شده است.

بررسی نسبت مقاومت مارشال محاسبه شده برای هر سه مخلوط آسفالتی این تحقیق نشان می‌دهد که، در حالتی که نمونه‌ها فقط حاوی قیر خالص می‌باشند، تنها مخلوط آسفالتی که دارای دانه‌بندی حد بالای ریزدانه می‌باشد، توانسته معیار لازم جهت تایید نسبت مقاومت مارشال را کسب کند و عددی بالاتر از ۷۵ درصد را بدست آورد. در حالتی که در هر سه مخلوط آسفالتی از زایکوترم نیز استفاده شده است، تمام مخلوط‌های آسفالتی موفق به کسب این معیار لازم جهت تایید نسبت مقاومت مارشال شده‌اند. در این حالت، حتی زایکوترم توانسته تاثیر بسیار مثبتی را در مخلوط آسفالتی که دارای دانه‌بندی حد پایین ریزدانه است نشان دهد و نسبت مقاومت مارشال را

جدول ۵: نتایج آزمایش مقاومت کششی غیرمستقیم و نسبت TSR برای مخلوط‌های آسفالتی.

TSR	مخلوط تهیه شده با قیر خالص و ۰/۱۵ درصد زایکوترم		مخلوط تهیه شده با قیر خالص		نوع دانه بندی مخلوط آسفالتی	
	مقاومت کششی غیرمستقیم (KPa)		مقاومت کششی غیرمستقیم (KPa)		نمونه های عمل آوری شده	نمونه های خشک
	نمونه های عمل آوری شده	نمونه های خشک	نمونه های عمل آوری شده	نمونه های خشک		
۸۵	۲۹۴	۳۴۷	۶۴	۲۰۴	۳۲۰	مخلوط با دانه بندی حد بالای ریزدانه
۸۱	۲۹۶	۳۶۴	۶۳	۲۰۲	۳۱۹	مخلوط با دانه بندی نرمال حد وسط
۶۷	۲۰۵	۳۰۴	۶۱	۱۵۳	۲۵۱	مخلوط با دانه بندی حد پایین ریزدانه

می‌باشند، یکسان است، بنابراین این آزمایش می‌تواند ارزیابی بهتری را جهت اهداف این تحقیق ارایه نماید. همچنین، نقش استحکام پیوند بین قیر و سنگدانه‌ها نیز، در این آزمایش بیشتر نمایان است و به

با توجه به اینکه در این آزمایش کلیه نمونه‌های مخلوط‌های آسفالتی با درصد فضای خالی  $7\pm 1$  ساخته می‌شوند و در نتیجه، درصد فضای خالی در نمونه‌های مخلوط‌های آسفالتی که دارای ضخامت غشای قیر مختلف

غیرمستقیم را دارد. این مورد ناشی از تاثیر همزمان ماستیک-زایکوترم می‌باشد، به این صورت که ذرات ریزدانه موجود در ماستیک این مخلوط آسفالتی، نسبت به ذرات ریزدانه موجود در ماستیک مخلوط آسفالتی‌ای که از دانه‌بندی حد بالای ریزدانه تهیه شده است، دارای غشای قیر بالاتری می‌باشد. به عبارتی، نسبت ریزدانه-قیر در ماستیک این مخلوط آسفالتی متعادل‌تر بوده و زایکوترم محلول در قیر، تاثیر بالاتری را از خود نشان داده است.

بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که وجود ریزدانه‌ها در ماستیک مخلوط آسفالتی ضروری است و برای تاثیر بهتر مواد افزودنی مایع که به قیر اضافه می‌شوند، ماستیکی متشكل از قیر-ریزدانه متعادل‌تر، که غشای قیر مناسبی را تامین نماید، مورد نیاز است.

شکل ۵، نمودار رابطه بین ضخامت غشای قیر با مقاومت کششی غیرمستقیم را در کلیه نمونه‌های هر سه مخلوط آسفالتی این تحقیق نشان می‌دهد و موارد بیان شده قبل را بهتر نشان می‌دهد.

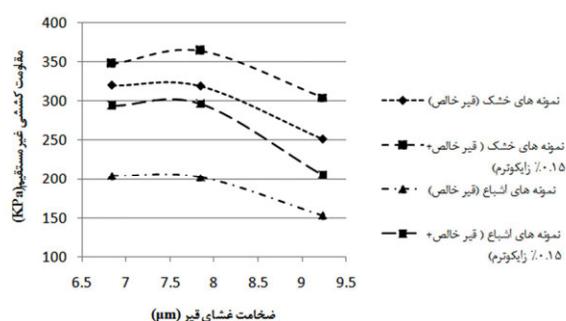
شکل ۶، نمودار شدت تاثیر زایکوترم را در مقاومت کششی غیرمستقیم، با توجه به ضخامت غشای قیر نشان می‌دهد. بررسی و ارزیابی نمودارهای این شکل مشخص می‌کند که در نمونه‌های خشک، شدت تاثیر استفاده از زایکوترم در مخلوط آسفالتی‌ای که دارای دانه‌بندی حد پایین ریزدانه است، بیشترین است و پس از آن زایکوترم شدت اثر بیشتری بر مخلوط آسفالتی‌ای که دارای دانه‌بندی حد وسط است، داشته است.

این دلیل، این آزمایش مهم‌ترین آزمایش در تعیین حساسیت و زیان رطوبتی و تعیین عربان‌شدنی مخلوط‌های آسفالتی می‌باشد.

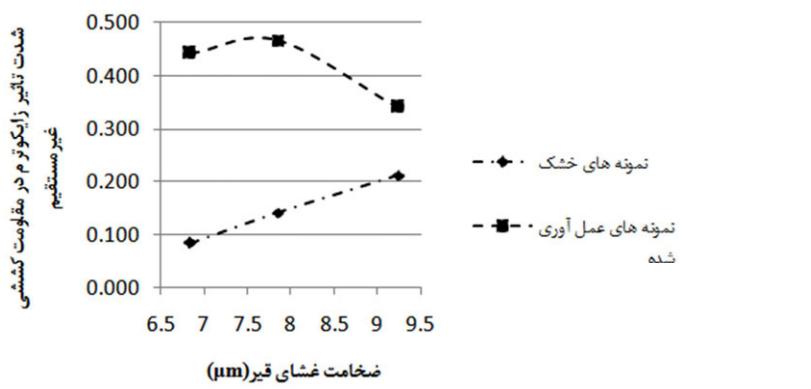
با توجه به نتایج مربوط به نمونه‌های خشک و عمل‌آوری شده مخلوط‌های آسفالتی تهیه شده از قیر خالص، مخلوط‌های آسفالتی که دارای دانه‌بندی حد وسط و حد بالای ریزدانه هستند، مقاومت کششی غیرمستقیم بالاتری دارند. ماستیک متعادل از قیر-سنگدانه در این مخلوط‌های آسفالتی سبب می‌گردد تا اطراف سنگدانه‌های درشت، ماستیک بیشتری قرار داشته باشد و با توجه به گوشه‌داری سنگدانه‌های کوهی صدرصد شکسته شده در این تحقیق، تنש‌های کششی ایجاد شده در حین انجام آزمایش، به واسطه شرایط ماستیک آن‌ها، با تاخیر بیشتری به تنش کششی-برشی تبدیل گردند.

در مخلوط آسفالتی که دارای دانه‌بندی حد پایین ریزدانه می‌باشد، به علت اینکه حجم ماستیک آن نسبت به دو مخلوط دیگر تحقیق کمتر می‌باشد، علی‌رغم ضخامت غشای قیر بیشتر که ناشی از کاهش ریزدانه‌ها می‌باشد، این مخلوط آسفالتی مقاومت کششی غیرمستقیم کمتری دارد. چراکه تنش‌های کششی و همچنین تنش‌های کششی-برشی ایجاد شده در حین انجام آزمایش را، ماستیکی باید تحمل کند که قسمت عمده آن را، قیر تشکیل داده که نسبت به تغییرات سیکل عمل‌آوری نمونه‌ها، حساس‌تر از سنگدانه‌ها می‌باشد.

در نمونه‌های خشک و عمل‌آوری شده مخلوط‌های آسفالتی حاوی زایکوترم، مخلوط آسفالتی که دارای دانه‌بندی حد وسط می‌باشد، بیشترین مقاومت کششی



شکل ۵- نمودار ضخامت غشای قیر- مقاومت کششی غیرمستقیم نمونه های مخلوط های آسفالتی



شکل ۶- نمودار شدت تاثیر زایکوترم-غشای قیر در آزمایش مقاومت کششی غیرمستقیم

آسفالتی ای که دارای دانه بندی حد پایین ریزدانه است، علی‌رغم ضخامت غشای قیر بالاتر و همچنین استفاده از زایکوترم، این نسبت از ۶۱ درصد به ۶۷ درصد رسیده که بیانگر عدم رفع مشکل عربان‌شدگی در این مخلوط آسفالتی می‌باشد. این نتایج نیز، تاثیر بخش ریزدانه در سنگدانه‌ها را که بر ماستیک آسفالت اثر می‌گذارد، به خوبی نشان می‌دهد.

#### ۴-۴- تصاویر تهیه شده از میکروسکوپ الکترونی روبشی

شکل ۷، تصاویر بدست آمده از میکروسکوپ الکترونی روبشی، به تفکیک استفاده و عدم استفاده از زایکوترم را، از سطح نمونه‌های مربوط به هرسه مخلوط آسفالتی نشان می‌دهد.

با توجه به تصاویر (الف) و (ب) که مربوط به مخلوط آسفالتی دارای دانه بندی حد بالا می‌باشند، نقش ریزدانه‌ها در ماستیک اطراف سنگدانه‌های درشت، به خوبی مشخص است.

همچنین تصاویر (ج) و (د) که مربوط به مخلوط آسفالتی دارای دانه بندی حد وسط می‌باشند، دارای ماستیکی هستند که نسبت به مخلوط آسفالتی با دانه بندی حد بالا، دارای سنگدانه‌های ریز کمتری است و متعادل بودن نسبت قیر-سنگدانه در تصاویر این ماستیک مشهودتر است. تصاویر (ه) و (ز) که مربوط به مخلوط آسفالتی دارای دانه بندی حد پایین می‌باشند، ماستیکی را نشان داده‌اند که قسمت عمده آن را قیر تشکیل می‌دهد

در این مورد، نمونه خشک مخلوط آسفالتی که دارای دانه بندی حد پایین ریزدانه است، چون هیچ عمل آوری و شوک دمایی را متحمل نمی‌شود و نیز، بعلت اینکه بیشترین ضخامت غشای قیر را دارا می‌باشد و همچنین، چون زایکوترم یک افزودنی مایع اضافه شونده به قیر است، در نتیجه تمامی این عوامل، مقاومت کششی غیرمستقیم بالاتری را نشان داده است.

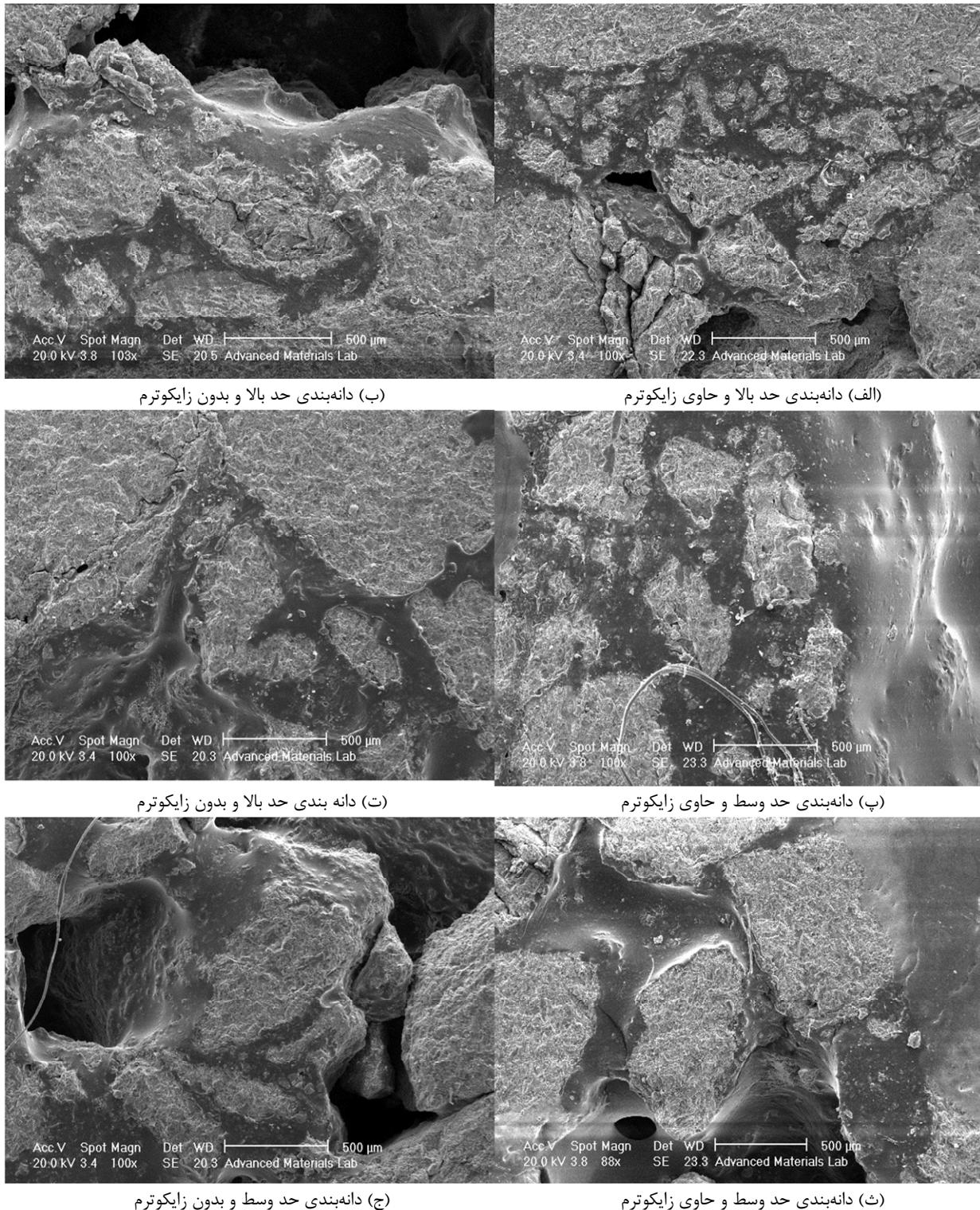
در نمونه‌های عمل آوری شده، که کلیه نمونه‌ها یک شوک دمایی را متحمل می‌شوند، نقش ریزدانه‌های موجود در ماستیک و تعادل قیر-ریزدانه، در ماستیک مخلوط آسفالتی به سبب عملکرد غشای قیر مشهود است. درنتیجه، بیشترین شدت تاثیر برای مخلوط آسفالتی ای می‌باشد که دارای دانه بندی حد وسط بوده و سپس مخلوط آسفالتی که دارای دانه بندی حد بالا می‌باشد، شدت تاثیر بالاتری را نشان داده است.

با توجه به نتایج بدست آمده برای نسبت مقاومت کششی غیرمستقیم، نمونه‌های هر سه مخلوط آسفالتی که در ساخت آن‌ها، تنها از قیر خالص استفاده شده، مستعد عربان‌شدگی می‌باشند، زیرا این نسبت در هر سه مخلوط آسفالتی کمتر از ۷۵ درصد بدست آمده است.

در حالتی که در ساخت نمونه‌های مخلوط‌های آسفالتی از زایکوترم استفاده شود، مخلوط آسفالتی ای که دارای حد وسط دانه بندی می‌باشد و مخلوط آسفالتی ای که دارای دانه بندی حد بالای ریزدانه می‌باشد، نتایج شان بالاتر از ۷۵ درصد بوده که بیانگر رفع مشکل عربان‌شدگی در این دو مخلوط آسفالتی است. اما در مخلوط

مشهود است. علاوه بر این، خلل و فرج مربوط به این مخلوط آسفالتی نیز در این تصاویر به خوبی مشهود است.

که در تحلیل نتایج آزمایش‌ها در بخش‌های قبل نیز، این موضوع ذکر شده بود و این مهم در این تصاویر به خوبی



شکل ۹- تصویر مخلوط آسفالتی

تحلیلی بیان گردید را نشان می‌دهد. اما این تصاویر نیز حاوی یک مطلب مهم است و آن، تخمینی بودن محاسبات مربوط به تعیین ضخامت غشاء قیر می‌باشد.

مقایسه تصاویر مربوط به هر سه مخلوط آسفالتی، فارق از اینکه از زایکوترم استفاده شده و یا نشده است، به خوبی تغییرات ضخامت غشاء قیر که در بخش‌های

• مخلوط آسفالت مبنای طرح اختلاط در این تحقیق، مخلوط آسفالتی دارای دانه بندی حد وسط بود. هنگامیکه در تولید این مخلوط آسفالتی از قیر خالص استفاده شود، هر دو معیار TSR و MSR نامطلوب بوده و نشان می دهد که این مخلوط آسفالتی، دوامی در برابر رطوبت ندارد و مستعد عریان شدن می باشد. با استفاده از زایکوترم در این مخلوط آسفالتی هر دو معیار TSR و MSR مطلوب گردید.

در مخلوط آسفالتی که دارای دانه بندی حد بالای ریزدانه است و کمترین ضخامت غشای قیر را دارد، هنگامیکه در تولید آن از قیر خالص استفاده شده باشد، فقط معیار MSR برای این مخلوط آسفالتی، مطلوب و مورد تایید است و درنتیجه، این مخلوط آسفالتی هم به دلیل عدم حصول نتیجه مطلوب در معیار TSR، مستعد عریان شدن می باشد. ذکر شده در آیین نامه رو سازی راه های ایران، و همچنین تاثیر استفاده از نانوماده ارگانوسیلان زایکوترم، بر ضخامت غشای قیر و دوام رطوبتی مخلوط آسفالت گرم انجام گرفت و بر این اساس نتایج زیر بدست آمد:

- با استفاده از روش های مختلف استفاده شده در این تحقیق، میانگین ضخامت غشای قیر محاسبه شده برای مخلوط آسفالتی دارای دانه بندی حد وسط سنگدانه ها، ۷/۸۵ میکرومتر بود. با تغییرات در دانه بندی بخش ریزدانه سنگدانه ها، میانگین ضخامت غشای قیر محاسبه شده جهت مخلوط آسفالتی دارای دانه بندی حد پایین بخش ریزدانه، ۹/۲۴ میکرومتر (افزایش ۱۷/۷ درصدی نسبت به مخلوط آسفالتی دارای دانه بندی حد بالای بخش ریزدانه، ۶/۸۴ میکرومتر (کاهش ۱۲/۹ درصدی نسبت به مخلوط آسفالتی دارای دانه بندی حد وسط) محاسبه گردید.

نکته مهمی که در تصاویر شکل ۶ مشاهده می گردد، این است که هر چند این تصاویر با وضوح بالایی بافت مخلوط آسفالتی را نشان می دهند، اما این تصاویر نیز نمی توانند نقش و تاثیر استفاده از زایکوترم را بر روی ضخامت غشای قیر مشخص کنند.

تنها در مقایسه شکل های (۵) و (ز)، مربوط به استفاده و عدم استفاده از زایکوترم در مخلوط آسفالتی دارای دانه بندی حد پایین که قسمت عمده ماستیک آن را قیر تشکیل می دهد، همانند تحقیقات پیشین [۴۱]، بافت ماستیک در حالت استفاده از زایکوترم (شکل (۵)) نرم تر به نظر می رسد.

## ۵- جمع بندی و نتیجه گیری

این پژوهش با هدف ارزیابی تاثیر تغییرات دانه بندی بخش ریزدانه سنگدانه ها (الک های شماره ۸، ۱۶ و ۵۰) در حد مجاز رواداری سنگدانه ها (حدود بالا و پایین رواداری)، ذکر شده در آیین نامه رو سازی راه های ایران، و همچنین تاثیر استفاده از نانوماده ارگانوسیلان زایکوترم، بر ضخامت غشای قیر و دوام رطوبتی مخلوط آسفالت گرم

انجام گرفت و بر این اساس نتایج زیر بدست آمد:

- با استفاده از روش های مختلف استفاده شده در این تحقیق، میانگین ضخامت غشای قیر محاسبه شده برای مخلوط آسفالتی دارای دانه بندی حد وسط سنگدانه ها، ۷/۸۵ میکرومتر بود. با تغییرات در دانه بندی بخش ریزدانه سنگدانه ها، میانگین ضخامت غشای قیر محاسبه شده جهت مخلوط آسفالتی دارای دانه بندی حد پایین بخش ریزدانه، ۹/۲۴ میکرومتر (افزایش ۱۷/۷ درصدی نسبت به مخلوط آسفالتی دارای دانه بندی حد بالای بخش ریزدانه، ۶/۸۴ میکرومتر (کاهش ۱۲/۹ درصدی نسبت به مخلوط آسفالتی دارای دانه بندی حد وسط) محاسبه گردید.

ضخامت غشای قیر، ناشی از تغییرات دانه‌بندی خواهد بود و در این مخلوط‌ها، ضخامت غشای قیر پایین‌تر، نمی‌تواند دلیل بر کاهش دوام رطوبتی مخلوط آسفالتی باشد، و همچنین افزایش ضخامت غشای قیر نیز، نمی‌تواند دوام رطوبتی مخلوط آسفالتی را تضمین نماید.

### قدردانی

نویسنده‌گان، از مدیرعامل و مدیرفنی محترم شرکت محترم آبدکیفیت‌پارس، جهت ساخت و آزمایش نمونه‌های آزمایشگاهی مربوط به این تحقیق کمال تشكر و قدردانی را می‌نمایند. همچنین از آزمایشگاه مرکز ملی تحقیق و توسعه علوم و مهندسی مواد جهت تصاویر مربوط به بخش SEM کمال تشكر و قدردانی را می‌نمایند.

الکترونی روبشی به خوبی نمایان است. در نتیجه، تغییرات دانه‌بندی مخلوط آسفالتی در بخش ریزدانه، موجب تغییرات ضخامت غشای قیر و به تبع آن، موجب تغییر کیفیت ماستیک آسفالت می‌گردد که می‌تواند دوام رطوبتی مخلوط آسفالتی را تحت تاثیر قرار دهد.

- در ارزیابی تاثیر استفاده از نانو ارگانوسیلان زایکوترم در این تحقیق، علیرغم اینکه این افزودنی تاثیر مثبتی را بر استحکام مارشال مخلوط‌های آسفالتی ایجاد می‌نماید، اما با توجه به نتایج مقاومت کششی غیرمستقیم، نمی‌توان از این افزودنی به عنوان یک درمان، جهت بهبود زیان ناشی از کاهش ریزدانه‌ها، استفاده نمود.
- در شرایطی که وزن قیر و سنگدانه‌ها در مخلوط‌های آسفالتی یکسان باشد، تغییرات

### مراجع

- [1] Ameri. M, Vamegh. M, Naeni. S. F. C, Molayem. M, (2018), “Moisture susceptibility evaluation of asphalt mixtures containing Evonik, Zycotherm and hydrated lime”, *Construction and Building Materials* 165 , 958–965.
- [2] N. I. M. Yusoff, A. A. S. Breem, H. N. M. Alattug, A. Hamim, J. Ahmad, (2014), “The effects of moisture susceptibility and ageing conditions on nano silica/polymer-modified asphalt mixtures”, *Construction and Building Materials* 72 , 139–147.
- [3] P. K. Ashish, D. Singh, (2019), “Use of nanomaterial for asphalt binder and mixtures: a comprehensive review on development, prospect, and challenges”, *Road Materials and Pavement Design*, <https://doi.org/10.1080/14680629.2019.1634634>
- [4] J. Yang, S. Tighe, (2013), “A review of advances of Nanotechnology in asphalt mixtures”, *Procedia - Social and Behavioral Sciences* 96, 1269 – 1276.
- [5] Zydex, (2014), Material safety data sheet for Zycotherm.
- [6] Mansourkhaki. A, Aghasi. A, (2019), “Performance of rubberized asphalt containing liquid nanomaterial anti-strip agent”, *Construction and Building Materials* 214, 468–474.
- [7] HasaniNasab. Sh, Arast. M, Zahedi. M, (2019), “Investigating the healing capability of asphalt modified with nano-zycotherm and Forta fibers”, *Case Studies in Construction Materials* 11 (2019) e00235.
- [8] Z. Corporation, (2017), Zydex industries retrieved from zydex industries, <http://www.zydexindustries.com>.
- [9] Hesami. S, Roshani. H, Hamedi. G. H, Azarhoosh. A, (2013), “Evaluate the mechanism of the effect of hydrated lime on moisture damage of warm mix asphalt”, *Construction and Building Materials* 47, 935–941.
- [10] Shafabakhsh. G. H, Faramarzi. M, Sadeghnejad. M, (2015), “Use of Surface Free Energy method to evaluate the moisture susceptibility of sulfur extended asphalts modified with antistripping agents”, *Construction and Building Materials* 98, 456–464.
- [11] H. A. Omar, N. I. Md. Yusoff, M. Mubaraki, H. Ceylan, (2020), “Effects of moisture damage on asphalt mixtures”, *journal of traffic and transportation engineering (English edition)*, Article in press, <https://doi.org/10.1016/j.jtte.2020.07.001>.
- [12] Hesami. I, Mehdizadeh. G. H, (2017), “Study of the amine-based liquid anti-stripping agents by simulating hot mix asphalt plant production process”, *Construction and Building Materials* 157, 1011- 1017.
- [13] B. Sengoz, E. Agar, (2007), “Effect of asphalt film thickness on the moisture sensitivity characteristics of hot-mix asphalt”, *Building and Environment* 42, 3621–3628.
- [14] Ghaffarpour Jahromi. S, Khodaii. A, (2011), “Effect of Filler on Volumetric Properties and Film Thickness of Asphalt Mixtures”, *Ferdowsi Civil Engineering Journal*, 22(2), pp 77-88.

- [15] L. Debao, H. Xiaoming, G. Changlu, (2013), "Method to Determine Asphalt Film Thickness Based on Actual Measurement", *Advanced Materials Research*, Vols. 779-780, pp 140-143.
- [16] M. A. Elseifi, I. L. Al-Qadi, Sh. Yang, S. H. Carpenter, (2008), "Validity of Asphalt Binder Film Thickness Concept in Hot-Mix Asphalt", *Transportation Research Record* 2057. DOI: 10.3141/2057-05.
- [17] G. G. Al-Khateeb, A. Shenoy, (2017), "Mixture-property-independent asphalt film thickness model", *Materials Today Communications*, <https://doi.org/10.1016/j.mtcomm.2017.11.007>
- [18] M. Heitzman, (2007), "New film thickness models for iowa hot mix asphalt", Proceedings of the Mid Continent Transportation Research Symposium, Ames, Iowa, August, 2007.
- [19] B. Radovskiy, (2003), "Analytical Formulas for Film Thickness in Compacted Asphalt Mixture", Transportation Research Board (TRB), 82nd Annual Meeting.
- [20] X. Li, R.C. Williams, M.O. Marasteanu, T.R. Clyne, E. a d Johnson, (2009), "Investigation of In-Place asphalt film thickness and performance of hot-Mix asphalt mixtures", *ASCE J. Mater. Civil Eng.* 21(6), 262–270.
- [21] R.P. Panda, S.S. Das, P.K. Sahoo, (2016), "An empirical method for estimating surface area of aggregate in hot mix asphalt", *J. Traffic Transp. Eng. (Engl. Ed.)*, 3(2), 127–136.
- [22] G.G. Al-Khateeb, (2016), "Conceptualizing the asphalt film thickness to investigate the superpave VMA criteria", *Int. J. Pavement Eng.* <http://dx.doi.org/10.1080/10298436.2016.1224414>.
- [23] Ahmed Ebrahim Abu El-Maaty Behiry, (2016), "Optimisation of hot mix asphalt performance based on aggregate selection". *International Journal of Pavement Engineering*. 17(10), 924-940.
- [24] R. Hamidijoo, (2017), "Asphalt Plants", Sanjesh and Danesh Press.
- [25] Asphalt institute of Iran, (2011), "Iran highway asphalt paving code No. 234", 1st edition, the ministry of roads and urban development.
- [26] Management and Planning Organization, (2015), "Road General Technical Specification", Second Revision, code No. 101.
- [27] Haider. H, Yassir. N.A, Satish. C, (2012), "Effect of aggregate gradation on moisture susceptibility and creep in HMA". *World Academy of Science, Engineering and Technology*, 72, 767–772.
- [28] Sangsefidi. E, Ziari. H, Sangsefidi. M, (2016), "The effect of aggregate gradation limits consideration on performance properties and mixture design parameters of hot mix asphalt". *KSCE Journal of Civil Engineering*. 20(1): 385-392.
- [29] M.I. Attia, M.A. Abdelrahman, U. Molakatalla, H.M. Salem, (2009), "Field evaluation of asphalt film thickness as a design parameter in superpave mix design", *Int. J. Pavement Res. Technol.* 2 (5), 205–210.
- [30] D. Wang, (2007), "Binder film thickness effect on aggregate contact behavior", Master of Science Dissertation in Civil Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University.
- [31] Kandhal. P. S, Chakraborty. S, (1996), "Effect of Asphalt Film Thickness on Short and Long Term Aging of Asphalt Paving Mixtures", Auburn, AL : National Center for Asphalt Technology (NCAT), pp. 1–16 Report No . 96–01.
- [32] Nabil AlKofahi, Taisir Khedaywi, (2019), "Evaluation the Effect of Asphalt Film Thickness on Stripping Resistance", *International Journal of Applied Engineering Research*, Volume 14(2), 560-570.
- [33] Kandhal. P. S, Chakraborty. S, (1996), "Effect of Asphalt Film Thickness on Short- and Long-Term Aging of Asphalt Paving Mixtures", *Transportation Research Record*, Vol. 1535, 83-90.
- [34] Kumar, A., (1976), "Effect of Film Thickness, Voids and Permeability on Asphalt Hardening in Asphalt Mixtures", Joint Highway Research Project, JHPR-76-19, Project No: C-36-6CC.
- [35] S. Chaves-Pabon, J. G. Bastidas-Martinez, (2019), "Aging of Asphalt Binders and Asphalt Mixtures. Summary Part I: Effect on Physical-Chemical Properties", *International Journal of Civil Engineering and Technology*, 10(12), 259-273.
- [36] Kandhal, P.S., Foo, K.Y., Mallick, R.B., (1998), "A critical review of VMA requirements in Superpave". Auburn, AL: National Center for Asphalt Technology (NCAT), Report No. 98-01, 1–20.
- [37] ASTM D-3515-01, (2004), "Standard specification for hot-mixed, hot-laid bituminous paving mixtures", Annual book of ASTM Standards, Section four: Construction Road and paving materials, vehicle-pavement systems, Revision Issued Annually, vol. 04.03; p. 337–341.
- [38] ASTM D 1559, (2002), "Standard Test Method for Marshal Test", Annual Book of ASTM Standards, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken.
- [39] Asphalt institute, (2015), "Asphalt mix design methods, for asphalt concrete and other hot-mix types", 7th edition, Manual series No. 2 (MS-2).
- [40] NCHRP 567, "Volumetric Requirements for Superpave Mix Design", Advanced Asphalt Technologies, LLC, Transportation Research Board,2006, National Academy of Sciences.
- [41] J. W. Oliver, "The effect of binder film thickness on asphalt cracking and raveling", *Road & Transport Research*, (2011), Vol 20 No 3.
- [42] AASHTO T 283-14, (2014), "Standard method of test for resistance of compacted asphalt mixtures to moisture-induced damage", standard by American association of state and highway transportation officials.

- [43] Razavi. S. H, Kavussi. A, (2020), “The role of nanomaterials in reducing moisture damage of asphalt mixes”, *Constr. Build. Mater.*, 239, 117827.
- [44] NCHRP 673, “A Manual for Design of Hot Mix Asphalt with Commentary”, Advanced Asphalt Technologies, LLC, Transportation Research Board, 2011, National Academy of Sciences.



## بررسی عددی میدان جریان روی سرریز اوجی تحت تاثیر شکل تاج و شیب وجه بالادست سرریز

در این پژوهش، الگوی جریان سرریز اوجی تحت تاثیر شکل منحنی تاج سرریز و تغییرات شیب وجه بالادست سرریز، با استفاده از نرم‌افزار شبیه‌ساز عددی Flow-3D مورد ارزیابی قرار گرفت. بدین ترتیب دو سرریز اوجی با تاج بیضوی و الگوی USBR در دو حالت وجه بالادست قائم و مایل با شیب 3H:3V و بهازای سه هد مختلف، شبیه‌سازی شدند و نتایج حاصل از تغییرات پارامترهای موثر نظیر دم، سرعت و فشار در طول هر یک از سرریزها مورد بررسی قرار گرفت. صحت‌سنجی نتایج مدل عددی با نتایج مدل آزمایشگاهی ماینورد نشان داد مدل عددی-Flow-3D از توانایی بالایی برای شبیه‌سازی میدان جریان روی سرریز اوجی برخوردار است. مقایسه دمی حاصل از مدل عددی با داده‌های آزمایشگاهی، بیان‌گر میانگین خطای محاسباتی زیر سه درصد مدل عددی بود. بررسی میدان فشار نشان داد در ارتفاع هد برابر هد طراحی، فشارها نزدیک فشار اتمسفر می‌باشند و فشار منفی روی تاج سرریز ایجاد نشده است اما در هد بالاتر از هد طراحی روی سرریز فشار منفی به وجود خواهد آمد. مقدار فشار منفی ایجاد شده در ابتدای تاج سرریز USBR نسبت به مقدار فشار منفی تاج سرریز بیضی شکل، بیشتر است و دلیل آن عدم پیوستگی در تاج و جایی بیشتر خوطوط جریان از روی آن است. همچنین نتایج نشان داد که سرریز اوجی با تاج بیضی شکل، عملکرد نسبتاً بهتری در جریان عبوری از روی سرریز دارد و در این سرریزها امکان عبور دبی بیشتر با این‌منی بالاتری فراهم می‌شود و شیب‌دار کردن وجه بالادست سرریز باعث تغییر در ضریب تخلیه و نهایتاً میزان دبی عبوری جریان از روی سرریز می‌شود.

**واژگان کلیدی:** سرریز اوجی، شبیه‌سازی عددی، Flow-3D، حجم محدود، توزیع فشار.

بسیاری از سدها به عدم کفايت سرریزشان نسبت داده شده است. این‌منی سدها به‌طور اهم، ارتباط مستقیم و تنگاتنگی با کیفیت ظرفیت سرریز دارد. بیشتر شکست سدها در اثر عبور آب از روی تاج آن‌ها به‌وقوع می‌پیوندد که مهم‌ترین عامل آن، کافی نبودن ظرفیت سرریز است. عملکرد ایمن سرریزها در شرایط غیر عادی، عامل مهمی در این‌منی سدها است. مطابق گزارش‌های منتشر شده توسط کنفرانس بین‌المللی سدهای بزرگ (ICOLD)، حدود یک‌سوم شکست سدها از عدم کفايت سرریز نشات

مهدى لک

دانشجوی کارشناسی ارشد  
مهندسی آب و سازه‌های  
هیدرولیکی، دانشگاه  
آیت‌الله‌عظمی بروجردی (ره)  
پست الکترونیک:  
M.Lak@abru.ac.ir

\* مهدي كمامي

دانشیار گروه عمران، دانشگاه  
آیت‌الله‌عظمی بروجردی (ره).  
پست الکترونیک:  
Komasi@abru.ac.ir

### ۱- مقدمه

سرریزها ساده‌ترین نوع سازه هیدرولیکی بوده و علاوه بر اندازه‌گیری جریان، برای اهداف مختلف دیگری نظری انحراف جریان، کنترل دمی، استهلاک انرژی و تنظیم سطح آب نیز استفاده می‌شوند [۱]. سرریز، یکی از کلیدی‌ترین اعضای سد به شمار می‌رود که شکست

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۹/۰۱، بازنگری ۱۴۰۱/۰۳/۲۴، پذیرش ۱۴۰۱/۰۳/۲۵

DOI: 10.22091/cer.2022.7342.1329

<sup>2-</sup> International committee on large dam

شبیه‌سازی مناسب الگوی جریان، معادلات مورد استفاده وغیره است؛ اما با توجه به صرفه‌جویی در وقت و هزینه مدل عددی مناسب می‌تواند راه‌گشا باشد [۶ و ۷].

سرریز اوجی به‌طور وسیعی در آزمایشگاه‌های هیدرولیک اداره عمران آمریکا (USBR<sup>۱</sup>) مورد مطالعه قرار گرفته است و اطلاعات لازم برای تعیین پروفیل آب توسط همین اداره منتشر شده است و به عنوان معیاری برای طراحی سرریز اوجی، مورد استفاده پژوهشگران قرار می‌گیرد. [۱۰-۸]. پژوهشگران زیادی در مورد سرریزهای اوجی مطالعه نموده‌اند؛ اما بیشتر این تحقیقات با ساخت مدل فیزیکی همراه بوده و کمتر از مدل‌های عددی استفاده شده است. در این راستا کسیدی<sup>۲</sup> (۱۹۶۵) با استفاده از مدل عددی در فضای دوبعدی به تعیین فشار روی تاج سرریز اوجی براساس جریان پتانسیل پرداخت. نتایج به‌دست آمده از آنالیز عددی جریان بر روی سرریز اوجی با نتایج آزمایشگاهی تقریباً یکسان بود و نتیجه حاصل از این تحقیق، بیان‌گر تأثیر ناچیز لزجت بر پروفیل سطح آزاد جریان بود [۱۱]. اولسن و جلسویگ<sup>۳</sup> (۱۹۹۸) با استفاده از معادلات ناویراستوکس میانگین‌گیری شده رینولوز و معادلات  $k-E$  استاندارد به روش حجم محدود، جریان عبوری از روی سرریز اوجی را در فضای دوبعدی و سه‌بعدی تحلیل نمودند. در تعیین سطح آزاد جریان، ابتدا کل سرریز به‌صورت مستغرق در نظر گرفته شد که با گذر زمان به‌علت وجود ترم شتاب ثقل در معادلات حاکم، سطح آزاد جریان شکل واقعی خود را به‌دست می‌آورد. نتایج به‌دست آمده، بیان‌گر دقیق‌تر بالای روش استفاده شده بود [۱۲]. بورگیس و راشمن<sup>۴</sup> (۱۹۹۹)، مولفه قائم جریان بر روی تاج سرریز اوجی در فضای دوبعدی را به روش المان محدود و با فرض جریان تراکم‌ناپذیر و آشفته تحلیل نمودند. معادلات حاکم بر جریان، معادلات رینولوز بود.

<sup>۱</sup>- United states bureau of reclamation

<sup>۲</sup>- United states bureau of reclamation

<sup>۳</sup>- Olsen and Kjellesvig

<sup>۴</sup>- Burgisser and Rutschmann

گرفته است. در نتیجه با توجه به حساس بودن کارکرد، سرریز باید سازه‌ای مطمئن و با راندمان بالا انتخاب شود که در هر لحظه بتواند برای بهره‌برداری آمادگی داشته باشد [۲].

سرریز اوجی به‌دلیل ویژگی‌های هیدرولیکی مناسب، همواره یکی از سازه‌های هیدرولیکی مورد مطالعه مهندسین علم هیدرولیک بوده است. توانایی آن برای عبور کارآمد و ایمن جریان‌ها، در صورت طراحی صحیح و قابلیت‌های اندازه‌گیری جریان به‌صورت کارآمد، مهندسان را قادر به استفاده از آن در شرایط گسترشده کرده است. یکی از مسائل مهمی که کارشناسان هیدرولیک بایستی با آن آشنا باشند، نحوه رفتار جریان بر روی سرریزهای سازه‌های آبی می‌باشد. شناخت نحوه رفتار جریان بر روی سرریز اوجی سازه‌های آبی از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. بررسی رفتار جریان بر روی تاج سرریز، برای دبی‌های بیشتر از دبی طراحی از اهمیت بهسزایی در طراحی تاج سرریز برخوردار است؛ به‌طوری‌که اگر فشار ایجاد شده بر روی تاج سرریزهای اوجی، کمتر از فشار اتمسفر گردد، فشار منفی بر روی سرریز که برای دبی‌های بیشتر از دبی طراحی اتفاق می‌افتد باعث پدیده کاویتاسیون می‌گردد. این پدیده، خسارات جبران‌ناپذیری را برای بسیاری از سازه‌های آبی به بار می‌آورد [۳ و ۴]. بنابراین یکی از مسائلی که می‌تواند نگرانی اصلی مهندسین هیدرولیک در طراحی سرریز اوجی باشد، ایمنی سازه در قبال مسئله بالقوه ایجاد فشار منفی بیش از اندازه روی تاج سرریز تحت جریان‌های با دبی و هد بالا می‌باشد [۵]. ابزار مهندسین طراح سرریز برای مشکلات این‌چنینی، علم هیدرودینامیک است. این علم، از مدل‌های فیزیکی و عددی به‌منظور ریشه‌یابی و حل مشکلات استفاده می‌کند. ساخت مدل‌های فیزیکی، دارای معایبی چون وقت‌گیر بودن، گران بودن، مشکلات مقیاس مدل و همچنین نداشتن دقیق‌تر بالای روش به‌دلیل خطای ناشی از ساخت است. بهره‌گیری از مدل‌های عددی نیز هر چند دارای مشکلاتی نظیر کالیبراسیون،

سرعت نسبی در دو مدل با یکدیگر مقایسه گردید و سازگاری خوبی از این دو روش حاصل گردید [۱۸]. مورفی<sup>۵</sup> (۱۹۷۳) مطالعاتی را بر روی تاج سرریز اوجی انجام داد و بیان نمود که برای مقادیر کم عمق تقرب و در حالت وجه بالادست قائم، جریان تمایل به حرکت به سمت پایین وجه قائم سرریز دارد، تا یک چرخش در پشت دیواره قائم ایجاد کند که به تئوری جریان چرخشی اشاره دارد. یک وجه بالادست شیبدار تمایل دارد که از این پدیده جلوگیری کند [۱۹]. وی همچنین اشاره داشت یک سرریز بلند به صورت قائم نیاز به وجه بالادست شیبدار برای اهداف پایداری سازه ندارد و علاوه بر صرفه‌جویی در مصرف بتون می‌توان با افزایش پهنای تاج، کارآیی سرریز را افزایش داد [۱۹ و ۲۰]. همچنین مطالعات دیگری نیز بر روی تاج سرریز انجام شد و محققین نشان دادند که انحنای تاج سرریز درست در بالادست محور تاج، به صورت قابل توجهی در بازدهی سرریز تاثیر دارد. یک تغییر ناگهانی و یا عدم پیوستگی در انحنای تاج نه تنها لایه مرزی را منحرف می‌کند، بلکه می‌تواند باعث جدایش جریان و کاویتاسیون شود [۲۱-۲۳].

در این راستا ماینورد<sup>۶</sup> (۱۹۸۵)، مطالعات گسترده‌ای را بر روی سرریز اوجی با دو حالت با پایه و بدون پایه انجام داد. وی پارامترهای موثر بر میدان جریان سرریز اوجی شکل نظیر دی، فشار و پروفیل سطح آب را روی محدوده وسیعی از عمق‌های تقرب و شیبداری وجه بالادست و ارتفاع‌های مختلف آب روی تاج سرریز مطالعه نمود. مطالعات وی شامل مقادیر عمق تقرب  $(\frac{P}{H_d})$  از  $۰/۲۵$  تا  $۰/۰$  دو و مقادیر هد نسبی  $(\frac{H_e}{H_d})$  از  $۰/۴$  تا  $۱/۵$  و شیبداری وجه بالادست از حالت قائم تا  $2V:3H$  بود. نتایج مطالعه وی نشان داد که تاج‌های سرریز در ارتفاع‌های بسیار پایین، خصوصیات تخلیه یکسانی با

بررسی‌ها نشان داد که نتایج حاصل از حل عددی در تعیین ضریب دبی سرریز و نحوه توزیع فشار روی سرریز به نتایج تجربی بسیار نزدیک است [۱۳].

توفی و ویلسون<sup>۱</sup> (۲۰۰۱) با استفاده از روش تفاضل محدود، جریان قائم عبوری از تاج سرریز اوجی را در فضایی دو بعدی با فرض جریان پتانسیل و اعمال شرط نیومن بر مرازهای میدان جریان تحلیل نمودند. نتایج حاصل در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی، بیان‌گر اثر کم لزجت بر میدان جریان بود. مقایسه سطح آزاد محاسباتی نیز با نتایج آزمایشگاهی نشان‌دهنده دقت مناسب روش بود [۱۴]. سویچ و جانسون<sup>۲</sup> (۲۰۰۱) مطالعه کاملی جهت مقایسه پارامترهای جریان روی سرریزهای اوجی استاندارد با استفاده از یک مدل فیزیکی، مدل عددی و مطالعات موجود انجام دادند. مدل فیزیکی از جنس پلکسی‌گلاس ساخته شد و در یک فلوم آزمایشگاهی قرار داده شد. آنان جریان عبوری از روی سرریز اوجی استاندارد را با استفاده از مدل  $k-e$  استاندارد به روش حجم محدود، به وسیله نرم‌افزار Flow-3D مورد بررسی قرار دادند. در این نرم‌افزار، به منظور تعیین پروفیل سطح آب از تکنیک حل معادله حجم سیال بهره گرفته شد. آنان دریافتند که پروفیل فشار روی سرریز به دست آمده از مدل عددی به نتیجه پروفیل فشار روی سرریز به دست آمده از مدل فیزیکی نزدیک است [۱۵ و ۱۶]. آیدین و آزتورک<sup>۳</sup> (۲۰۰۹) ترکیب و صحتسنجی روش عددی دینامیک سیالات محاسباتی در مقایسه با روش آزمایشگاهی در هوادهی سرریزها را انجام دادند و از مقایسه دو روش به تطابق خوبی رسیدند [۱۷].

مورالس<sup>۴</sup> و همکاران (۲۰۱۲)، مدل‌سازی عددی و فیزیکی سرریز اوجی با دریچه قطاعی سد انحرافی رودخانه کانر در اکوادور را انجام دادند. پروفیل سطح آب و

<sup>۱</sup>- Tufi and Wilson

<sup>۲</sup>- Savage and Johnson

<sup>۳</sup>- Aydin and Ozturk

<sup>۴</sup>- Morales

<sup>۵</sup>- Murphy  
<sup>۶</sup>- Maynord

در این مطالعه سعی شده است جریان روی سرریزهای اوجی با تاج بیضوی شکل و تاج USBR در دو حالت با شیب وجه بالادست مایل و قائم با استفاده از نرمافزار قدرتمند Flow-3D و روش حجم محدود، مدلسازی شوند و پارامترهای موثر بر میدان جریان نظری فشار و سرعت مورد ارزیابی قرار گیرند. در این راستا بهمنظور صحت‌سنجی نتایج، از نتایج آزمایشگاهی ماینورد استفاده شده است [۲۶].

## ۲-روش پژوهش

### ۱-۱- معادلات حاکم بر جریان

قوانين حاکم بر جریان یک سیال تراکم‌ناپذیر لزج توسط یک معادله پیوستگی و سه معادله مومنتوم در جهات محورهای سه‌گانه مختصات که به معادلات ناویراستوکس معروف هستند، بیان می‌شوند و در صورت آشفته بودن جریان، به معادلات رینولوز تغییر ماهیت داده و از مدل‌های آشفتگی برای تعیین لزjet گردابهای استفاده می‌شود [۲۷ و ۲۸]. معادله پیوستگی جریان از قانون بقای جرم و با نوشتن رابطه تعادل برای یک المان سیال به‌دست می‌آید [۲۹]. معادله عمومی پیوستگی به شکل زیر است:

$$V_f \frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (\rho u A_x) + \frac{\partial}{\partial y} (\rho v A_y) + \frac{\partial}{\partial z} (\rho w A_z) = 0 \quad (1)$$

که در آن  $v_f$  کسر حجم باز به جریان،  $\rho$  چگالی سیال،  $A_x, A_y, A_z$  (مولفه‌های سرعت در جهات  $x, y, z$ ) کسر سطح باز در جهت  $x$  و  $A_y$  و  $A_z$  به‌طور مشابه کسر سطح در جهات  $y$  و  $z$  می‌باشد.

معادلات حرکت سیال با مولفه‌های سرعت  $u, v, w$  در سه جهت مختصات، یعنی معادلات ناویراستوکس به شکل رابطه (۲) تعریف می‌گردد:

$$\overline{\frac{\partial u_i}{\partial t}} + \overline{u_j} \frac{\partial \overline{u_i}}{\partial x_j} = - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + g x_i + \frac{\partial}{\partial x_j} \left( \vartheta \frac{\partial \overline{u_i}}{\partial x_j} - \overline{u_i} \overline{u_j} \right) \quad (2)$$

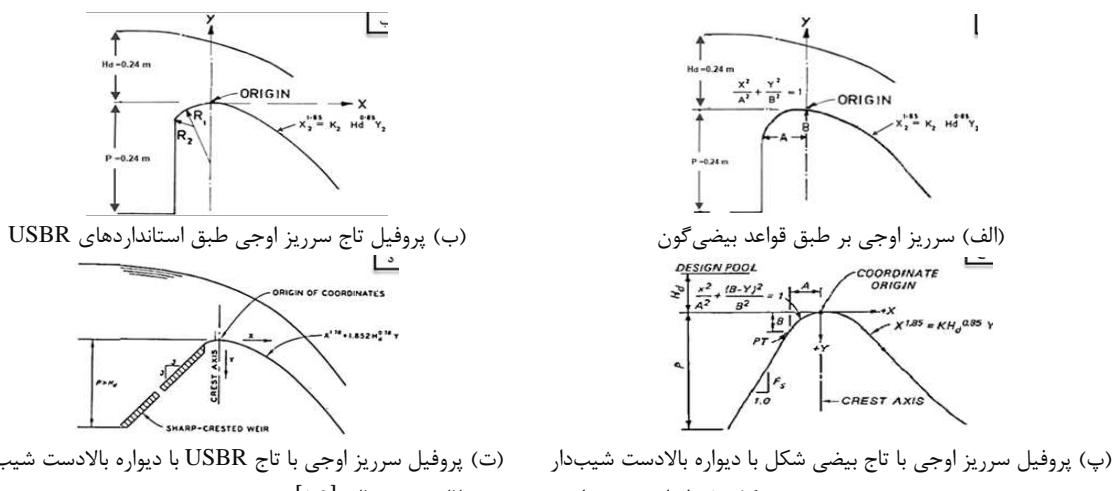
سرریزهایی با تاج پهن دارند. به عبارت دیگر، وقتی مقادیر  $\frac{P}{H_d}$  کاهش می‌یابد، بهویژه برای مقادیر بالاتر  $\frac{H_e}{H_d}$ ، کنترل جریان شروع به تغییر به سمت بالادست می‌کند و باعث کاهش ضریب تخلیه و کارآبی تخلیه می‌شود و ضریب تخلیه دوباره به ضریب تخلیه سرریزهایی با تاج پهن نزدیک می‌شود [۲۴].

بیش‌تر مطالعاتی که تاکنون بر روی سرریزهای اوجی انجام شده، به صورت آزمایشگاهی بوده و انجام مطالعه بر روی انواع پروفیل تاج سرریز به صورت شبیه‌سازی عددی و مقایسه میدان جریان آن‌ها با یکدیگر، کمتر توسعه محققین انجام شده است. همچنین به‌دلیل آن‌که انجام مطالعات آزمایشگاهی با چالش‌های زمانی و مادی زیادی همراه است، به کارگیری مدل‌های عددی و بررسی دقیق شبیه‌سازی‌ها و مقایسه نتایج حاصل از مدل‌سازی‌های عددی با نتایج آزمایشگاهی می‌تواند در مرتفع کردن چالش‌های ذکر شده مفید واقع شود. همچنین از آن‌جایی که مدل عددی Flow-3D توانایی شبیه‌سازی کلیه جریان‌های سیال را دارد و به خوبی پارامترهای موثر بر میدان جریان نظری سرعت، فشار، دبی و غیره را محاسبه می‌کند و در مطالعات بر روی سرریز اوجی، کمتر به کار گرفته شده است؛ در این پژوهش به‌منظور شبیه‌سازی الگوی جریان بر روی سرریز، از این نرم‌افزار استفاده شده است. به عبارت دیگر بررسی و مقایسه میدان جریان روی سرریز اوجی تحت الگوهای مختلف تاج و شیب وجه بالادست سرریز، با استفاده از روش حجم سیال (VOF)<sup>۱</sup> و نرم‌افزار Flow-3D در این مطالعه مورد توجه قرار گرفته است. لازم به ذکر است روش‌های حجم سیال (VOF) و کسر مساحت حجم مانع (FAVOR<sup>۲</sup>) مثال‌هایی از روش جزء حجمی هستند که در مدل Flow-3D به کار می‌روند [۲۵].

<sup>1</sup>- Volume of fluid

<sup>2</sup>- Fractional area-volume obstacle representation

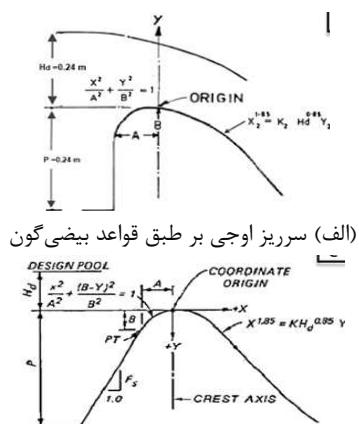
مقایسه اثر شیب وجه بالادست سرریز بر روی مشخصه‌های جریان در دو سرریز مذکور، شبیه‌سازی عددی در دو حالت دیواره قائم و دیواره شیبدار با شیب  $3V:3H$  صورت گرفت. در شکل ۱ سرریز اوجی به روش ماینورد و *USBR* در حالت شیب وجه بالادست قائم و شیبدار نشان شده است. لازم به ذکر است در شکل ۱، ارتفاع تاج سرریز مورد استفاده ( $P$ ) و همچنین ارتفاع نظیر طراحی روی سرریز ( $H_d$ ) برابر  $0.24$  متر انتخاب گردید. همچنین پارامتر  $H_e$  هد عبوری از روی سرریز می‌باشد. هریک از هندسه‌های شکل ۱ بدقت در نرم‌افزار *SOLIDWORK* ساخته شد و بهمنظور شبیه‌سازی، وارد نرم‌افزار *Flow-3D* شدند.



پارامتر  $\bar{u}_i$  همان تنش رینولدز است که بر سیال عمل کرده و اثر گردابهای آشفتگی را در سیال اعمال می‌کند [۳۰-۳۳].

## ۲-۲- هندسه سرریز و شبکه محاسباتی مدل

در این مطالعه، از هندسه مورد استفاده ماینورد و همکاران بهمنظور شبیه‌سازی و تحلیل جریان استفاده شده است. این پژوهشگران برخلاف روش *USBR*، از شکل بیضی برای تاج سرریز استفاده نمودند. در این مطالعه بهمنظور بررسی تاثیر هندسه تاج سرریز بر میدان جریان، سرریز اوجی با دو شکل تاج مختلف بیضی و *USBR* با استفاده از نرم‌افزار *Flow-3D* مورد شبیه‌سازی قرار گرفت. همچنین به منظور



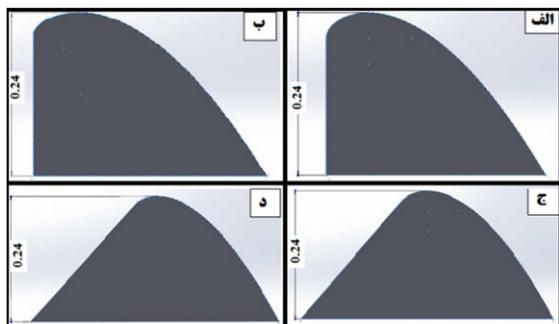
(پ) پروفیل سرریز اوجی با تاج بیضی گون

(الف) سرریز اوجی بر طبق قواعد بیضی گون

(ب) سرریز اوجی با تاج بیضی شکل با دیواره بالادست شیبدار

شکل ۱- انواع سرریز اوجی مورد مطالعه در مقاله [۱۶]

در این پژوهش، میدان جریان سه‌بعدی در ابتدا بهوسیله مدل‌های آشفتگی *RNG* و  $k-\epsilon$  شبیه‌سازی گردید.



شکل ۲- انواع سرریز اوجی شکل ۱ در نرم‌افزار *Solidwork*

سپس مقایسه پارامترهای مختلف میدان جریان نشان داد که بین نتایج این دو مدل آشفتگی، اختلاف

در شکل ۲ مدل‌های ساخته شده از سرریزها در نرم‌افزار *Solidwork* نشان داده شده است. بهمنظور بهینه‌سازی ابعاد و تعداد سلول‌های شبکه محاسباتی، چند شبکه سلول محاسباتی مورد ارزیابی قرار گرفت و در انتها شبکه‌ای که کمترین مقدار خطأ را در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی ارائه داد، مورد استفاده قرار گرفت. در نهایت شبکه سلول‌های محاسباتی بهصورت یک بلوك شامل  $652866$  سلول و ابعاد هریک از سلول‌ها برابر با  $(X \times Y \times Z) = 0.3 \times 0.3 \times 0.3$  (برحسب سانتی‌متر به ترتیب  $(X \times Y \times Z)$ ) مورد استفاده قرار گرفت و مدل‌سازی‌های این پژوهش با این شبکه صورت گرفت.

بعد از پایدار شدن مدل عددی، نتایج دبی مدل عددی با نتایج دبی مدل آزمایشگاهی ماینورد مورد مقایسه قرار گرفت (جدول ۱) و مشخص شد که مدل عددی *Flow-3D* با دقت بسیار بالایی توانایی مدل سازی الگوی جریان بر روی سرریز اوجی را دارد. لازم به ذکر است پس از طی تقریباً چهار ثانیه از شبیه سازی جریان، نتایج همگرا می شوند و بین گام های زمانی حل اختلاف چندانی وجود ندارد اما در جهت اطمینان به مدت ۱۰ ثانیه شبیه سازی ادامه پیدا کرد. در شکل ۴ چگونگی پایداری نتایج بعد از طی زمان چهار ثانیه نشان داده شده است. محور قائم، حجم جریان وارد شده به مدل و محور افقی زمان طی شده بر حسب ثانیه می باشد. در شکل ۵ نتایج پراکنش سرعت و فشار حاصل از شبیه سازی سرریز با تاج بیضوی و با دیواره بالادست قائم نشان داده شده است. لازم به ذکر است در تمامی شکل ها واحد پارامتر سرعت، متر بر ثانیه و واحد پارامتر فشار، پاسکال می باشد.

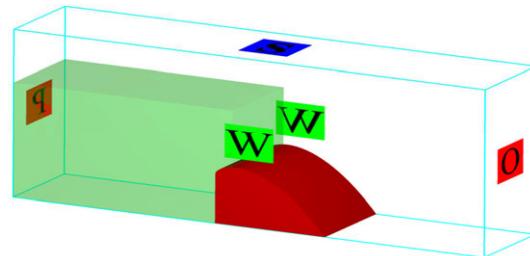
پس از کالیبراسیون و صحبت سنجی مدل عددی *Flow-3D* و رسیدن به شبکه محاسباتی مطلوب، هر یک از سرریزهای نشان داده شده در شکل ۱ به ازای سه هد مختلف  $\frac{H_e}{H_d} = 0.5$  ،  $\frac{H_e}{H_d} = 1$  و  $\frac{H_e}{H_d} = 1.33$  شبیه سازی شدن و نتایج حاصل از تغییرات پارامترهای موثر نظیر فشار در طول هریک از سرریزها مورد بررسی قرار گرفت. به منظور بررسی بهتر دقت مدل های عددی، در جدول ۱ نتایج پارامتر دبی خروجی جریان بین مدل های عددی مطالعه حاضر و مدل آزمایشگاهی ماینورد ارائه شده است. مقایسه نتایج عددی و آزمایشگاهی برای پارامتر دبی، نشان از خطای نسبی کمتر از چهار درصد در تمامی مدل ها دارد که بیان گر کارآیی و دقت مدل سازی با استفاده از نرم افزار *Flow-3D* می باشد.

لازم به ذکر است که خطای نسبی حاصل قدر مطلق تفاوت مقدار عددی و آزمایشگاهی بر مقدار آزمایشگاهی است.

چندانی وجود ندارد و در ادامه از مدل آشفتگی k-ε جهت شبیه سازی ها استفاده شد. زمان لازم برای شبیه سازی در این پژوهش ۱۰ ثانیه در نظر گرفته شد.

### ۳-۲- شرایط مرزی و اولیه مدل

برای کف سرریز و همچنین دیواره های کناری سرریز، شرط مرزی دیوار<sup>۱</sup> اعمال شد. همچنین برای سطح آزاد جریان از شرط مرزی تقارن<sup>۲</sup>، برای مرز ورود جریان به سرریز از شرط مرزی فشار<sup>۳</sup> و برای مرز انتهایی شبکه محاسباتی یعنی جایی که جریان از آن خارج می شود، از مرز جریان خروجی<sup>۴</sup> استفاده شده است. در شکل ۳ شرایط اولیه، شرایط مرزی اعمال شده به مدل و محدوده محاسباتی به همراه سرریز نشان داده شده است. شرایط اولیه اعمال شده به مدل، به صورت محدوده سبز رنگ نشان داده شده است. شرایط اولیه در هر شبیه سازی به صورت ارتفاع آب یا هد عبوری از روی سرریز ( $H_e$ ) می باشد و این ارتفاع آب از ابتدای مرز ورودی تا لبه تاج سرریز را در بر می گیرد.



شکل ۳- شرایط اولیه و مرزی اعمال شده به مدل در محدوده محاسباتی

### ۴-۲- تحلیل الگوی جریان و مقایسه نتایج مدل سازی

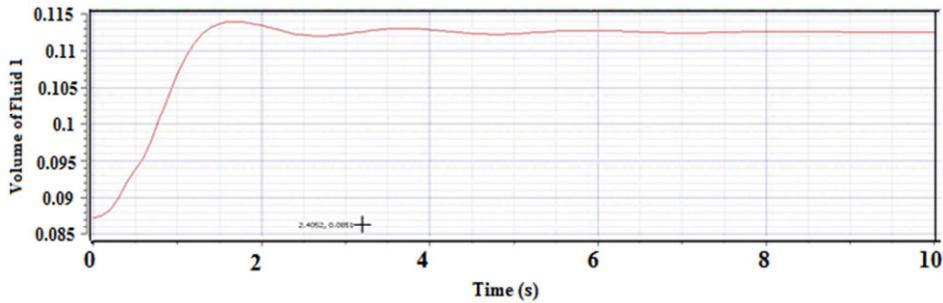
به منظور صحبت سنجی نتایج مدل عددی *Flow-3D* ابتدا هندسه ساخته شده از سرریز اوجی با تاج بیضی شکل در حالت دیواره بالادست قائم وارد نرم افزار شد و با هد جریان ورودی  $\frac{H_e}{H_d} = 1$  مورد شبیه سازی قرار گرفت.

<sup>1</sup> Wall

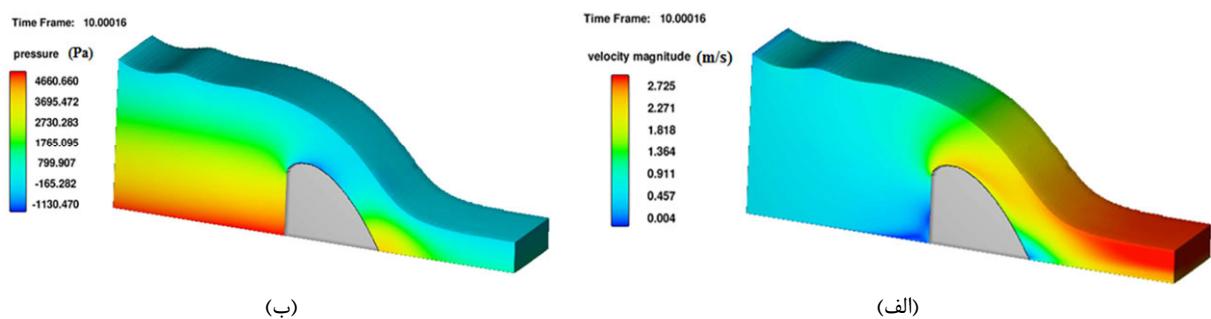
<sup>2</sup> Symmetry

<sup>3</sup> Specified pressure

<sup>4</sup> Outflow



شکل ۴- چگونگی پایداری نتایج با گذر زمان اجرای برنامه.



شکل ۵- نتایج پردازنش پارامتر (الف) سرعت و (ب) فشار بر روی سرریز اوجی با تاج بیضوی در حالت قائم

جدول ۱- دیهای عبوری از روی سرریزها

ارتفاع آب			نوع سرریز	حالت دیواره
$\frac{H_e}{H_d} = 0.5$	$\frac{H_e}{H_d} = 1$	$\frac{H_e}{H_d} = 1.33$		
۰/۰۸۳۸۴	۰/۲۵۱۷۲	۰/۴۱۷۵۱	آزمایشگاهی USBR	حالات قائم
۰/۰۸۶۰۱	۰/۲۶۰۴	۰/۴۱۱۹۴	عددی USBR	
۰/۰۸۴۵۴	۰/۲۵۶۵۸	۰/۴۱۹۶۴	بیضی گون آزمایشگاهی	
۰/۰۸۷۸	۰/۲۶۲۰	۰/۴۱۴۳۴۶	بیضی گون عددی	
۰/۰۸۳۹۵	۰/۲۵۳۷۶	۰/۴۱۸۶۴	آزمایشگاهی USBR	حالات شبیدار 3V:3H
۰/۰۸۵۶	۰/۲۶۴۹	۰/۴۱۴۸	عددی USBR	
۰/۰۸۴۸۰	۰/۲۵۸۵۶	۰/۴۲۰۴۸	بیضی گون آزمایشگاهی	
۰/۰۸۷۲۴	۰/۲۶۶۲۰	۰/۴۱۴۲	بیضی گون عددی	

همچنین بررسی خطای نسبی برای پارامترهای سرعت و فشار نیز انجام شد. نتایج نشان داد که در تمامی مدل‌ها مقدار خطا برای پارامتر سرعت، کمتر از پنج درصد و برای پارامتر فشار، کمتر از شش درصد می‌باشد. نتیجه دیگری که از مقایسه نتایج جدول ۱ می‌توان به دست آورد این است که با به کارگیری سرریز بیضی گون نسبت به سرریز با تاج USBR، امکان عبور دبی بیشتر با اینمی

به طور مثال به منظور برآورد خطای مدل شبیه‌سازی شده سرریز اوجی با تاج بیضی گون با وجه بالادست قائم

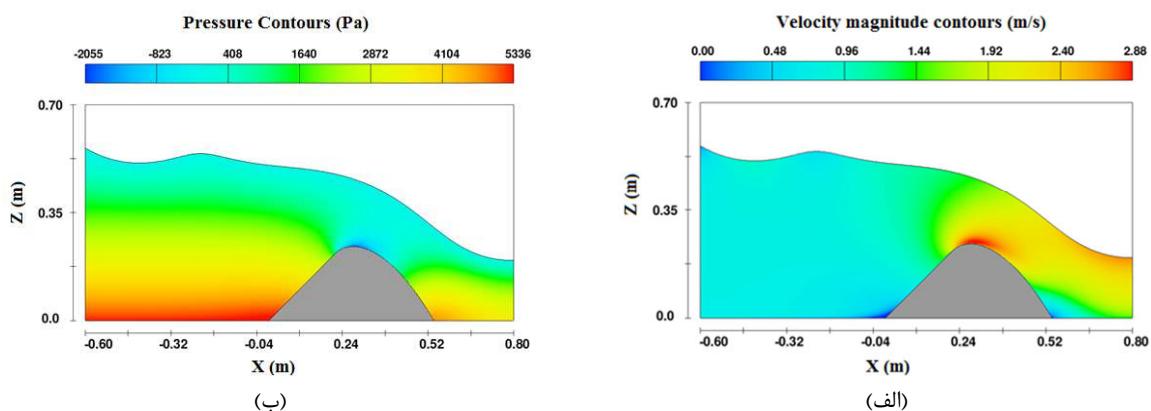
به ازای  $\frac{H_e}{H_d} = 1$  می‌توان نوشت:

$$\Delta = \frac{|Q_{experimental} - Q_{Numerical}|}{Q_{experimental}} \times 100 \quad (3)$$

$$= \frac{|0.25658 - 0.262|}{0.25658} = 2.11\%$$

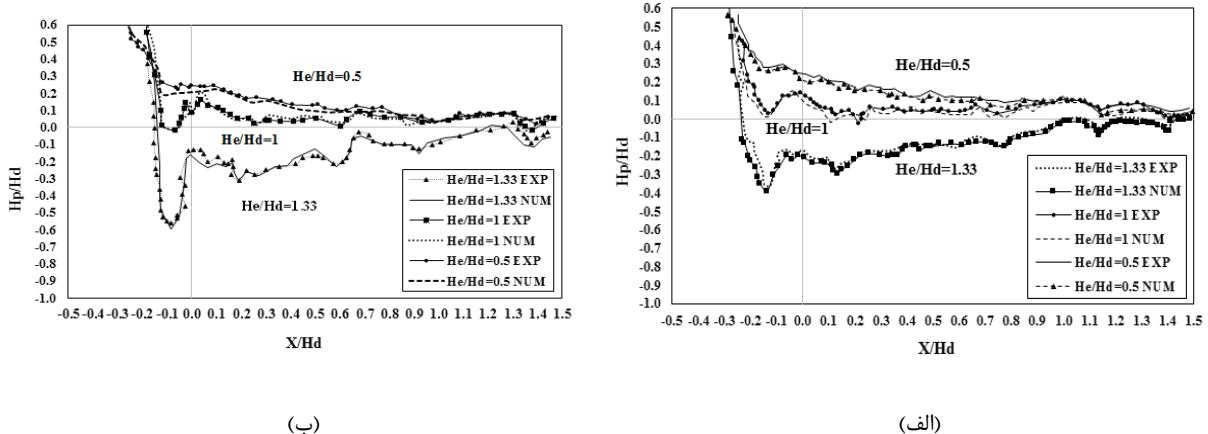
می‌آید و منجر به ایجاد یک فروافتادگی ناگهانی در پروفیل فشار استاتیکی در ناحیه تاج سرریز می‌شود که این فروافتادگی در شکل ۷ نشان داده شده است. از آنجایی که این محدوده فشار منفی می‌تواند منجر به پدیده مخرب کاویتاسیون بر روی سرریز شود، بنابراین بررسی میدان فشار روی سرریز به ازای هد جریان بیشتر از هد طراحی برای مهندسین هیدرولیک از اهمیت بیشتری برخوردار است و در صورت لزوم تعییه هواده جهت جلوگیری از پدیده کاویتاسیون بر روی سرریز ضروری می‌باشد.

بالاتری فراهم می‌شود. همچنین شبیدار کردن وجه بالادست سرریز، باعث تغییر در ضریب تخلیه و در نهایت میزان دبی عبوری جریان از روی سرریز می‌شود. در ادامه، نتیجه حاصل از مدل عددی سرریز اوجی با تاج بیضی‌گون  $\frac{H_e}{H_d} = 1.33$  در شکل ۶ نشان داده شده است. شکل ۶-الف نتیجه پارامتر سرعت و شکل ۶-ب فشار استاتیکی می‌باشد. همان‌طور که مشاهده می‌شود چنانچه هد جریان روی سرریز از هد طراحی بیشتر باشد؛ محدوده فشار منفی بر روی تاج سرریز تشکیل می‌شود. این محدوده فشار منفی، بهدلیل جدایی خطوط جریان در اثر برخورد با تاج سرریز به وجود



شکل ۶- پرائنس (الف) سرعت و (ب) فشار هیدرولاستاتیکی جریان بر روی سرریز اوجی با تاج بیضی‌شکل و دیواره شبیدار به ازای

$$\frac{H_e}{H_d} = 1.33$$

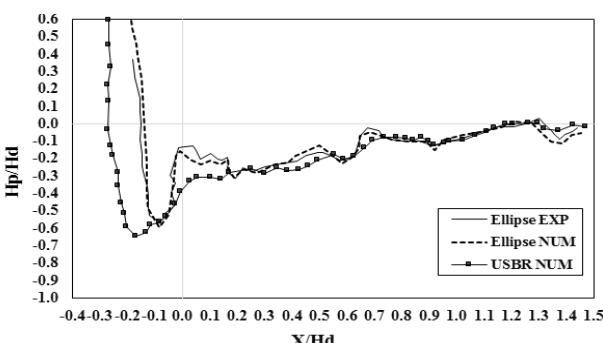


شکل ۷- تغییرات ارتفاع معادل فشار در طول سرریز با تاج بیضی‌شکل و با (الف) دیواره قائم و (ب) دیواره شبیدار با شبیب  $3V:3H$

سرریز اوجی با تاج بیضی‌گون در دو حالت قائم و شبیدار و مقایسه آن با نتایج آزمایشگاهی ماینورد (EXP) را نشان می‌دهد. همان‌طور که نشان داده شده است،

در ادامه بهمنظور بررسی پارامتر فشار بر روی سرریز، نتایج مقایسه‌ای از سرریزها در شکل ۷ ارائه شده است. در این شکل، نتایج مدل‌سازی عددی (NUM)

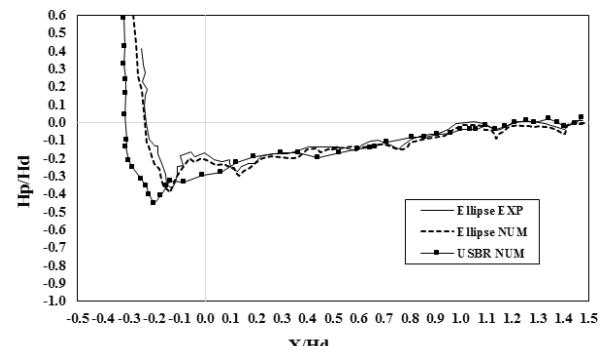
USBR با یکدیگر مورد مقایسه قرار گرفتند. در شکل ۸-الف تغییرات ارتفاع معادل فشار در تاج‌های بیضی‌شکل (Ellipse) و USBR با دیواره قائم و در شکل ۸-ب تغییرات ارتفاع معادل فشار در تاج‌های بیضی‌شکل (Ellipse) و USBR با دیواره وجه بالادست شیبدار با شیب  $H_e : 3H_d = 1.33$  به ازای هد نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل مشخص است، در هر دو حالت دیواره سرریز مقدار فشار منفی ایجاد شده درابتدا تاج سرریز USBR نسبت به مقادیر فشار منفی تاج سرریز بیضی‌شکل، بیشتر است که علت آن عدم پیوستگی در تاج سرریز USBR و جدایی بیشتر خطوط جریان از روی آن است. با ایجاد تغییرات در انحنای تاج سرریز، می‌توان اثر این فشار منفی را کاهش داد. بنابراین USBR سرریز با تاج بیضی‌گون نسبت به سرریز با تاج سرریز، باعث تغییر در ضریب تخلیه و نهایتاً میزان دبی عبوری جریان از روی سرریز می‌شود.



(ب)

سازگاری خوبی بین نتایج مدل عددی Flow-3D و نتایج آزمایشگاهی ماینورد برقرار است که این موضوع، بیان گر قابلیت بالای مدل بر تحلیل میدان جریان می‌باشد. همچنین ملاحظه می‌شود که در ارتفاع هد برابر هد طراحی ( $\frac{H_e}{H_d} = 1$ )، فشارها نزدیک فشار اتمسفر می‌باشند و فشار منفی روی تاج سرریز ایجاد نشده است. این موضوع نشان‌گر این است که تاج، بهدرستی با سطح زیرین پروفیل جریان تناسب دارد؛ اما در هدهای بالاتر از هد طراحی ( $\frac{H_e}{H_d} > 1$ ) بهدلیل جدایی خطوط جریان از روی تاج سرریز، فشار روی سطح سرریز کاهش می‌یابد تا جایی که فشار منفی ایجاد می‌شود. در واقع در هدهای بالاتر از هد طراحی بهعلت جدایی جریان در اثر برخورد با تاج سرریز، یک فروافتادگی ناگهانی در پروفیل فشار استاتیکی در ناحیه تاج سرریز رخ داده است. در نتیجه فشار منفی تاج، جریان بیشتری از روی سرریز عبور می‌کند و راندمان سرریز بالا می‌رود، در صورتی که در ارتفاع پایین‌تر از ارتفاع طراحی، دبی کمتر است.

در ادامه بهمنظور تاثیر شکل تاج سرریز بر الگوی فشار روی سرریز، پروفیل طولی فشار در حالت بیضی و



(الف)

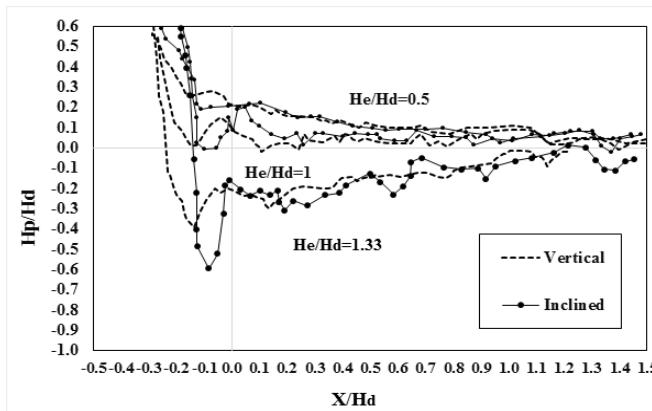
شکل ۸- تغییرات ارتفاع معادل فشار در تاج‌های بیضی‌شکل و USBR با دیواره (الف) قائم و (ب) بالادست شیبدار با شیب  $3V:3H$  به ازای  $\frac{H_e}{H_d} = 1.33$

شیبدار در هر سه هد جریان، در ناحیه تاج سرریز می‌باشد و در هدهای بالاتر از هد طراحی، این تفاوت بیشتر می‌شود. در هر دو حالت سرریز (قائم و مایل) در هد طراحی فشارها نزدیک فشار اتمسفر هستند و با

توزیع فشار بر روی سرریز بیضی‌شکل در هر دو حالت عمودی و شیبدار با شیب  $3V:3H$  برای سه هد مختلف در شکل ۹ نشان داده شده است. در این شکل، تفاوت عمده توزیع فشار روی سرریز در دو حالت قائم و

پشت دیواره دارد و مانع تشکیل گردابهای بزرگ قبل از سرریز می‌شود و همین امر باعث افزایش سرعت و کاهش فشار روی تاج می‌شود در نتیجه جریان بیشتری را از خود عبور می‌دهد.

افزایش هد جریان، فشار روی سطح سرریز کاهش یافته و فشار منفی در نزدیکی تاج سرریز ایجاد شده است. فشار منفی زیاد روی سرریز شبیدار، قابل انتظار می‌باشد؛ زیرا وجه شبیدار، تمایل به جلوگیری از چرخش جریان در



شکل ۹- تغییرات ارتفاع معادل فشار بر روی سرریز بیضی‌شکل در دو حالت قائم و شبیدار به ازای هدهای مختلف

شبیدار، اوجی با تاج USBR و دیواره قائم، اوجی با تاج بیضوی و دیواره شبیدار در نرم‌افزار Solidwork ساخته شد و سپس در نرم‌افزار Flow-3D به ازای سه هد مختلف، شبیه‌سازی گردید و در ادامه نتایج روش تحلیل عددی با نتایج تجربی ماینورد مقایسه شد. همچنین به‌منظور صحتسنجی نتایج، از نتایج آزمایشگاهی ماینورد استفاده شد. نتایج کلی این پژوهش شامل موارد زیر است:

۱. مدل عددی به کار رفته در این مقاله از کارآیی خوبی در شبیه‌سازی جریان روی انواع سرریز اوجی برخوردار است و نتایج با دقت قابل قبولی را ارائه می‌دهد.

۲. درصد خطای نسبی هر یک از مدل‌های عددی در مقایسه با مدل آزمایشگاهی، کمتر از چهار درصد بوده است و میانگین خطای نسبی، نیز کمتر از سه درصد می‌باشد.

۳. در سرریز بیضی‌شکل در دو حالت قائم و شبیدار با شبیه 3V:3H در ارتفاع برابر ارتفاع طراحی، فشارها نزدیک فشار اتمسفر می‌باشند و سطح نوسانات فشار در این ارتفاع جریان، حداقل می‌باشد و فشار منفی بر روی تاج ایجاد نمی‌شود؛ اما با افزایش هد جریان روی سرریز مقدار فشار در

همان‌طور که در تمامی حالات مدل‌سازی سرریز با تاجی بیضی‌شکل و سرریز اوجی با دیواره‌های قائم و مایل در شکل‌های ۶ تا ۹ نشان داده شده است؛ منطقه حائز اهمیت از نظر فشار منفی و شبکه‌گیری پدیده مخرب کاویتاسیون، محدوده تاج سرریز می‌باشد. هرچه از تاج به سمت پایین‌دست سرریز حرکت می‌شود؛ هد فشار روی سرریز به سمت صفر میل می‌کند. به‌طور مثال به ازای هدهای بالاتر از هد طراحی، با حرکت در طول سرریز و فاصله گرفتن از ناحیه تاج، فشارهای منفی روی سرریز تمایل بیشتری به سمت صفر شدن دارند و بالعکس برای هدهای کمتر از هد طراحی، هرچه از ناحیه تاج سرریز به سمت پایین‌دست سرریز حرکت صورت گیرد؛ از هد فشار مثبت روی سرریز کاسته می‌شود و به صفر شدن تمایل نشان می‌دهد.

### ۳- نتیجه‌گیری و جمع‌بندی

هدف اصلی این پژوهش، بررسی تاثیر هندسه تاج سرریز، شبیه انجای وجه بالادست سرریز و ارتفاع آب پشت سرریز بر میدان جریان و توزیع فشار روی تاج سرریز بوده است. بدین‌منظور چهار نمونه سرریز اوجی با تاج بیضوی و دیواره قائم، اوجی با تاج بیضوی و دیواره

۷. در تمامی حالات سرریز با هر نوع شیب وجه بالادست، هر چه از ناحیه تاج سرریز به سمت پایین دست سرریز حرکت صورت گیرد؛ تمایل به شکل‌گیری فشار نزدیک به صفر بر روی سرریز بیشتر می‌شود.

در انتهای می‌توان بیان داشت از آن جایی که سرریزهای اوجی در بسیاری از حالات بهمنظور کنترل بهتر جریان به صورت دریچه‌دار مورد استفاده قرار می‌گیرند؛ پژوهش بر روی موضوعاتی نظری میدان جریان سرریزهای اوجی دریچه‌دار و جریان‌های ثانویه عرضی حاصل از برخورد جریان با پایه سرریز می‌تواند به عنوان پیشنهادات آتی تحقیق حاضر مورد استفاده محققین قرار گیرد.

طول سرریز، کاهش یافته و باعث ایجاد فشار منفی بر روی تاج می‌شود.

۴. تغییر در ساختار تاج سرریز باعث تغییر در توزیع فشار بر روی سرریز و دبی عبوری می‌شود. به طوری که با تغییر شکل تاج یک سرریز اوجی از USBR به بیضوی، مقادیر فشار منفی کمتری در محدوده تاج سرریز تشکیل می‌شود. همچنین آب‌گذری از روی سرریز نیز به میزان خیلی کمی افزایش می‌یابد.

۵. همان‌طور که ملاحظه شد با به کارگیری سرریز بیضی‌شکل و کاهش فشارهای منفی، امکان عبور دبی بیشتر با اینمی باالترا فراهم می‌شود.

۶. شیبدار کردن وجه بالادست سرریز باعث تغییر در ضریب تخلیه و نهایتاً میزان دبی عبوری جریان از روی سرریز می‌شود.

## مراجع

- [1] U.S. Bureau of Reclamation, (1977). "Design of small dams". U.S. Government Priming Office, Washinton, D.C, 904, 383-415.
- [2] Mousavimehr, S. M., Aminoroayaie Yamini, O., & Kavianpour, M.R. (2021). "Performance Assessment of Shock waves of Chute Spillways in Large Dams", *Journal of Shock and Vibration*, vol. Article ID 6634086, 1-17.
- [3] Bruce, M., Savage, M., Johson, Members, C., & ASCE, (2001). "Flow over ogee spillway: physical and numerical model case study", *J. Hydr. Eng. (ASCE)*, 127(8), 640-649.
- [4] Barzegari, M., Sobhkhiz Foumani, R., Isari, M., Tarinejad, R., & Alavi, S.A. (2019) "Numerical Investigation of Cavitation on Spillways. A Case Study: Aydoghmush dam", *NMCE*, 4(1), 1-9.
- [5] Parsaie, A., Dehdar-Behbahani, S., & Haghabi, A.H. (2016). "Numerical modeling of cavitation on spillway's flip bucket", *Journal of Front. Struct. Civ. Eng.*, 10, 438–444.
- [6] Dargahi, B. (2006). "Experimental Study and 3D Numerical Simulations for a Free-Overflow Spillway". *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 132(9).
- [7] Bhajantri, M.R., Eldho T.I., & Deolalikar, P.B. (2006). "Hydrodynamic modeling of flow over a spillway using a two-dimensional finite volume-based numerical model", *Journal of Sadhana*, 20(1), 743-754.
- [8] Cassidy, J. (1970). "Designing spillway crests for high-head operation", *Journal of Hydr. Eng. (ASCE)*, 96(3), 745-753.
- [9] Maynard, S.T. (1977). "Hydraulic Design Criteria", Revision 17, U.S. Army Corps of Engineers, Vicksburg.
- [10] Maynard, S.T. (1948). "Studies of Crests of Overfall Dams", Boulder Canyon final reports, Bureau of Reclamation, U.S. Department of the Interior, Washington DC.
- [11] Cassidy JJ (1965). "Irrational flow over spillways of finite height", *Journal of Eng. Mech. Div. ASCE.*, 91(6), 155-173.
- [12] Olsen, N.R.B., & Kjellesvig, H.M. (1998). "Three Dimensional Numerical Flow Modeling for Estimation of Spillway Capacity", *Journal of Hydr.Res*, 36(5), 775-784.
- [13] Burgisser, M.F., & Rutschmann, P., (1999). "Numerical Solution of Viscous 2D Vertical Free Surface Flows: Flow Over Spillway Crests", *Proc. 28th Iahr Congr.*, Technical University Graz, Graz, Austria.
- [14] Tufi, M.A. (2001). "Solution for Spillway Flow by Finite Difference Method", *Journal of Hydraulic Researcs*, 39(3), 241-247.
- [15] Savage, B.M., and Johnson, M.C. (2001). "Flow Over Ogee Spillway: Physical and Numerical Model Case Study", *Journal of Hydraulic Engineering Asce*, 127(8), 640-649.

- [16] Shishegaran, A., Mohammadkhani, M.R., & Tavakoli, M.A. (2020). "Determination of Discharge Flow in Unit Width for the Distinction of Nappe and Skimming Flow in Stepped Spillway Using Flow 3d (Case Study: Siah Bishe Dam)", *Civil and Environmental Researches, Civil Infrastructure Researches*, 5(2), 165-177.
- [17] Aydin, M.C., & Ozturk, M. (2009). "Verification and validation of a computational fluid dynamics (CFD) model for air entrainment at spillway aerators" *Can. J. Civ. Eng.*, 36, 826-836.
- [18] Morales, V., Tokyay, T.E., & Garcia, M. (2012). "Numerical Modeling of Ogee Crest Spillway and Tainter Gate Structure of a Diversion Dam on Canar River", *Ecuador, XIX International Conference on Water Resources*.
- [19] Murphy, T.E. (1973). "Spillway crest design", Misc. Paper H-73-5, U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg.
- [20] Reese, A.J., & Maynord, S.T. (1987) "Design of spillway crests", *Journal of Hydraulic Engineering*, 15, 476-490.
- [21] Rouse, H., & Reid, L. (1935). "Model research on spillway crests", *J. Civ. Eng.*, 5(1), 11-16.
- [22] Melsheimer, E.S., &, Murphy T.E., (1970). "Investigations of Various Shapes of the Upstream Quadrant of the Crest of a High Spillway", Research report H-70-1, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg.
- [23] Karimi Pirmoosaei, F., Mardookhpour, A.R., & Tavakoli, M.A. (2020) "Numerical Simulation of Cavitation Phenomenon in the Stepped Spillway with Fluent Software", *Civil Infrastructure Researches*, 6(1), 127-1.
- [24] Maynord, S.T. (1985). "General Spillway Investigation", Technical report HL 85-1, U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg.
- [25] Farzin, S., Karami, H., Yahyavi, F., & Nayyer, S. (2018). "Numerical study of hydraulic characteristics around the vertical and diagonal sharp crested weirs using Flow3D simulation", *Civil and Environmental Researches, Civil Infrastructure Researches*, 4(1), 15-24.
- [26] Andrew, j., Reese, M. ASCE., Stephen, T., and Maynord, A.M. ASCE. (1987). "Design of Spillway Crests". *Journal of Hydraulic Engineering, (ASCE)*, 15, 476-490.
- [27] Flow Science Inc. (2002). FLOW-3D user's manual.
- [28] Versteeg, H. K., & Malalasekera, W. (2007). "An Introduction to Computational Fluid Dynamics".
- [29] Heydari, M. (2003). "Flow simulation on ogee spillway using fluent package", MSc Thesis, Faculty of Engineering, Iran.
- [30] Emami, S., & Parsa, J. (2019) "Numerical Investigating of Flow and Discharge Coefficient Over the Duckbill and Oblique Weirs", *Civil and Environmental Researches*, 5(1), 135-145.
- [31] Hirt, C. W., & Nichols, B. D. (1981). "Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries", *Journal of Computational Physics*, 39, 201-225.
- [32] Szymkiewicz, R. (2010). "Numerical modeling in open channel hydraulics", 83 Springer Science & Business Media, <https://doi.org/10.1007/978-90-481-3674-2>.
- [33] Gourbesville, P., Cunge, J. A., & Caignaert, G. (2015). "Advances in Hydroinformatics": *SIMHYDRO 2014*. Springer.

## بررسی پارامترهای خاک رس با پلاستیسیته کم آلووده به سرب و روی و تثبیت شده با متاکائولن

آلودگی خاک در اثر عوامل مختلف یکی از معضلات دنیا در کشورهای مختلف به خصوص کشورهای صنعتی است که مورد توجه بسیاری از محققان قرار گرفته است. در این تحقیق از متاکائولن برای تثبیت خاک رس با خاصیت خمیری کم (CL) آلووده به نیترات سرب و نیترات روی استفاده شده است. پژوهش حاضر شامل دو مرحله اصلی است. مرحله اول به بررسی آزمایش‌های شناسایی و مقاومتی خاک پایه با هدف شناسایی بحرانی ترین غلظت خاک آلووده و خاک آلووده به نیترات سرب و نیترات روی به نسبت ۱:۱ و با غلظت‌های ۱۰۰۰، ۵۰۰۰ و ppm ۱۰۰۰۰ با مدت زمان عمل آوری ۷ روز میپردازد. نتایج به دست آمده در مرحله اول نشان داد افزایش غلظت آلاینده بر روی پارامترهای ژئوتکنیکی خاک اثر منفی می‌گذارد که از این موارد می‌توان به کاهش حداکثر مقاومت فشاری تک محوری و کاهش نسبت باربری کالیفرنیا (CBR) خاک اشاره کرد. هدف این مرحله شناسایی بحرانی ترین غلظت خاک آلووده بود که میزان ppm ۱۰۰۰۰ بدست آمد. مرحله دوم به بررسی نتایج آزمایش‌های انجام شده بر روی خاک آلووده به غلظت ppm ۱۰۰۰۰ و تثبیت آن با متاکائولن با میزان ۵٪ وزنی و با مدت زمان عمل آوری ۷ و ۱۴ و ۲۸ روز میپردازد. منظور از مدت زمان عمل آوری، بررسی تاثیر زمان بر پارامترهای مختلف خاک نظری PL، LL، PI و وزن مخصوص خشک. در مدت زمان حضور متاکائولن در خاک می‌باشد. به طور کلی با توجه به نتایج بدست آمده از این آزمایشات، حداکثر مقاومت فشاری تک محوری و نسبت باربری کالیفرنیا (CBR) خاک با افزایش زمان عمل آوری افزایش یافته است. با افزایش مدت زمان عمل آوری چسبندگی خاک افزایش می‌یابد و به تبع آن مقاومت فشاری خاک افزایش می‌یابد.

**واژگان کلیدی:** نیترات سرب، نیترات روی، متاکائولن، پوزولان، آلودگی خاک، تثبیت خاک.

### میکائیل کاظمزاده

گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد واحد تهران مرکزی، تهران، ایران.  
پست الکترونیک: michaelsazdeh1@gmail.com

### \* امیرعلی زاد

استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد واحد تهران مرکزی، تهران، ایران.  
پست الکترونیک: a.zad@iauctb.ac.ir

### مریم بزدی

استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد واحد تهران مرکزی، تهران، ایران.  
پست الکترونیک: yazdi\_ma@yahoo.com

### علی چمنی

گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد واحد تهران مرکزی، تهران، ایران.  
پست الکترونیک: alichamani100@yahoo.com

دارند در پژوهه‌های تحقیقاتی از اهمیت بالایی برخوردار هستند. از طرف دیگر با توجه به مطالعات انجام شده ورود آلاینده‌ها به ویژه فلزات سنگین به خاک علاوه بر مشکلات متعدد زیست محیطی باعث تغییر در پارامترهای مختلف خاکها می‌شوند. ورود این آلاینده‌ها به خاک به واسطه احداث کارخانه‌ها، نشت مواد پتروشیمی و موارد دیگر می‌تواند ایجاد گردد، با توجه به سوابق تحقیقات انجام شده این آلاینده‌ها می‌تواند بر روی خواص شیمیایی و پارامترهای ژئوتکنیکی خاک اثرات مثبت و منفی داشته باشد. در حوزه‌ی بررسی تأثیر آلاینده‌ها فلز سنگین بر خصوصیات ژئوتکنیکی خاکهای رسی و نحوه تثبیت

با توجه به وجود مناطق صنعتی در نقاط مختلف دنیا، ورود آلاینده‌ها به خاک و به تبع آن تغییر رفتار خاک از اهمیت بالایی برخوردار است. خاکهای رسی با توجه به ساختار ویژه و همچنین ویژگی‌های خاصی که

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۰/۱۶/۱۴۰۰، بازنگری ۲۴/۰۳/۱۴۰۱، پذیرش ۲۵/۰۳/۱۴۰۱ DOI: 10.22091/cer.2022.7756.1349

است. بررسی اثر ماتاکائولن بر هدایت هیدرولیکی و رفتار مکانیکی رس دریابی بهسازی شده با سیمان نشان میدهد که با افزایش درصد ماتاکائولن از ۳ به ۵٪ هدایت هیدرولیکی ۱۰ الی ۱۰۰ برابر کاهش یافته است [۴].<sup>۵</sup> السوئیدانی<sup>۶</sup> و همکارا اثر پوزولان طبیعی روی خواص ژئوتکنیکی خاک رس تثبیت شده با آهک را در مطالعه ای مورد بررسی قرار دادند. در این مطالعه خاک با ۰ تا ۲٪ پوزولان و ۰ تا ۸٪ آهک تثبیت شد. نتایج بدست آمده از این مطالعه نشان داد با افزودن پوزولان طبیعی، نسبت باربری کالیفرنیا (CBR) افزایش و شاخص خمیری خاک تثبیت شده با آهک کاهش می یابد [۵]. محققان اثر ماتاکائولن فعال قلیابی بر مقاومت فشاری و ساختار ذرات ملات عمل آوری شده در دماهای ۲۳ و ۶۰ درجه سانتیگراد را مورد بررسی قرار دادند. نتایج این مطالعه نشان داد که با افزایش درصد ماتاکائولن و دمای عمل آوری، مقاومت فشاری نمونه ها افزایش می یابد و در ساختار ذرات ملات عمل آوری شده ژل سیلیکات و آلومینات به وضوح دیده میشود [۶]. قدیر و رنجبر درباره تثبیت خاکهای رسی با استفاده از سیمان پرتلند و ژئوپلیمر پژوهشی انجام دادند. در این پژوهش محققان به مقایسه عملکرد مکانیکی تثبیت خاک رسی با استفاده از خاکستر آتشفسانی ژئوپلیمر Va و سیمان پرتلند معمولی OPC پرداختند. مشاهده شده است که تثبیت با ژئوپلیمر در شرایط خشک (DC) کارآمدتر است در حالی که سیمان پرتلند در محیط مرطوب (OC) عالی است [۷]. هریچین<sup>۷</sup> و همکاران اثر آهک و مواد پوزولانی را بر روی خاک رسی مورد مطالعه قرار دارند و یافتن افزودن آهک موجب کاهش شاخص خمیری میشود و باعث افزایش رطوبت بهینه خاک نیز میشود. همچنین افزودن آهک اثر قابل توجهی را در افزایش اصطکاک داخلی و چسبندگی خاک باگذشت زمان عمل آوری میگذارد [۸].

این خاک ها تحقیقات فراوانی صورت گرفته است. از روش های تثبیت خاک ها و ملات های مختلف خاکی می توان به تثبیت با استفاده از پوزولان های طبیعی، تثبیت با استفاده از ماتاکائولن و تثبیت با استفاده از آهک اشاره کرد. باتیس<sup>۲</sup> و همکاران در مطالعه ای اثر افزودن ماتاکائولین بر مقاومت خوردگی ملات سیمان را مورد بررسی قراردادند و به این نتیجه رسیدند که ماتاکائولن استحکام فشاری را بهبود میبخشد و استفاده از ماتاکائولن، چه به عنوان جایگزین شن و ماسه و چه به عنوان جایگزین سیمان رفتار خوردگی نمونه های ملات را بهبود می بخشد [۱]. سکر<sup>۳</sup> و همکاران در پژوهشی اثر آهک بر روی خاک رس نرم را بررسی کردند و متوجه شدند که همچنین با افزودن ۲٪ آهک پس از شصت روز، مقاومت فشاری محصور نشده خاک حدود هفت برابر افزایش یافته است و حد خمیری و روانی خاک افزایش یافته است اما این مقادیر باگذشت زمان عمل آوری کمتر میشود. همچنین آنها میزان اثرگذاری قابل توجه آهک در خاک را ۳٪ اعلام کردند اما به صورت کلی با افزودن ۲٪ آهک خاک مورد مطالعه تثبیت شده است [۲]. پژوهشگران در بررسی ای دیگر ضمن انجام آزمایش‌های حدود اتربرگ، پروکتور استاندارد، تراکم، تک محوری، مقاومت کششی، مدول الاستیسیته و نسبت باربری کالیفرنیا (CBR)، خواص مهندسی رس های تثبیت شده با پوزولان ها و ضایعات صنعتی را مورد مطالعه قرار دادند. نتایج نشان داد با افزودن همزمان این مواد، مقاومت و دوام نمونه های تثبیت شده افزایش می یابد [۳]. کولوز<sup>۴</sup> و همکاران در مطالعه ای دیگر محققان خواص مکانیکی خاک سیمان (اصلاح شده با ماتاکائولن) را مورد بررسی قرار دادند. در این مطالعه بهینه سازی طرح اختلاط خاک سیمان و رفتار مکانیکی آن به طور تجربی بررسی شده و نتایج بیانگر بهبود خواص مکانیکی خاک سیمان بوده

<sup>2</sup> Batis<sup>3</sup> Sakr<sup>4</sup> Kolovos<sup>5</sup> Al-Swaidani  
<sup>6</sup> Harichane

براساس نتایج این پژوهش ضریب تحکیم با افزایش غلظت سرب افزایش می یابد، نفوذپذیری خاک رسی با افزایش غلظت سرب افزایش یافته و استحکام خاک رسی در اثر آلودگی با سرب کاهش می یابد [۱۰]. لی<sup>۱۰</sup> و همکاران با توجه به گستردگی فلزات سنگین از قبیل سرب و روی در اکثر مناطق چین، به بررسی رفتار خاکهای آلوده با سرب در این مناطق پرداختند. غلظت های نیترات سرب ۱۰۰۰، ۵۰۰۰ و ۱۰۰۰۰ ppm انتخاب شده بود. نمونه ها در رطوبت بهینه و تراکم حداقل ساخته شده و به مدت دو روز تحت عمل آوری قرار گرفته اند. نتایج نشان میدهد که حد روانی و نشانه خمیری با افزایش غلظت آلاینده کاهش یافته است. همچنین افزایش غلظت آلاینده سبب کاهش ضخامت آب لایه دوگانه و کاهش حد روانی میگردد [۱۱]. در تحقیقی دیگر تاثیر غلظت های مختلف آلاینده های هیدروکربنی بر روی رفتار سیلت رسی و رس سیلتی مورد بررسی قرار گرفت. نتایج نشان داد تغییر پارامترهایی از قبیل غلظت آلاینده و نوع خاک بیشترین اثر را بر خصوصیات فیزیکی، شیمایی و مکانیکی خاک دارد. آلودگی خاک با آلاینده های هیدروکربنی سبب افزایش اندازه ذرات خاک و ضریب تحکیم میگردد. همچنین افزایش غلظت آلاینده موجب کاهش ضریب نفوذ پذیری، وزن مخصوص دانه ها، حدروانی، حد خمیری و رطوبت بهینه میگردد. این در حالی است که افزایش غلظت تاثیر چندانی بر روی دانسیته ماکریزم نمی گذارد. از دیگر نتایج بدست آمده میتوان به کاهش میزان چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی با افزایش غلظت آلاینده های هیدروکربنی اشاره کرد [۱۲]. عبیدوی<sup>۱۱</sup> و همکاران در مطالعه ای دیگر به بررسی اثر نیترات سرب بر روی لایه های راهسازی پرداختند. بررسی دوره عمل آوری و غلظت آلاینده بر روی برخی پارامترهای فیزیکی ماسه رس دار از اهداف اصلی در این تحقیق بوده است.

<sup>10</sup> Li  
<sup>11</sup> Abidoye

در زمینه آلودگی خاک و تثبیت خاک های آلوده پژوهش های متعددی صورت گرفته است. الپاسلان و یوکسلن<sup>۷</sup> درباره از بین بردن خاک آلوده به سرب با استفاده از روش تثبیت با سیمان تحقیقاتی را انجام دادند. برای رسیدن به این هدف، چندین آزمایش برای مخلوط مواد افزودنی مختلف (آهک، کربن فعال، خاک رس، شن و ماسه و سیمان) با خاک مصنوعی آلوده (پراکنده) خاک<sup>۸</sup> نمونه ها مطابق با روش شستشوی مشخصه TCLP توسعه یافته توسط ایالات متحده آمریکا EPA<sup>۹</sup> انجام گردید. نتایج پژوهش نشان داد که افزودنی های امتحان شده نظیر کربن فعال، زئولیت، ماسه و رس برای تثبیت آلودگی با سرب تاثیر زیادی ندارند و آهک و سیمان به ترتیب با کارایی ۸۸٪ در نسبت ۱:۲۱ آهک: خاک و کارایی ۹۹٪ در نسبت ۱:۱۵ سیمان: خاک بر عکس موارد فوق در تثبیت خاک آلوده شده با سرب به میزان چشمگیری موثر بودند. [۹]. در مطالعه ای دیگر روی خواص مکانیکی لاینرهای رسی در معرض شیرایه مطالعه شد. محققان متذکر شدند که سرب یکی از رایج ترین فلزات سنگین در شیرایه است که غلظت آن در مناطق مختلف بین ۱۰۰۰ ppm تا ۱۱۰۰ ppm متغیر است. در این تحقیق هدف باقتن نتایج حاصل از آزمایشهای حدود سازگاری، شاخص تورم آزاد، خصوصیات مقاومتی، تحکیم و نفوذپذیری است. برای این منظور دو نوع خاک مختلف رسی با خاصیت خمیری متوسط CL با عنوان گروه A و رس با خاصیت خمیری بالا CH با عنوان گروه B در نظر گرفته شد. خاکها به طور مصنوعی با محلول نمک نیترات سرب با غلظت های ۱۰۰۰ ppm، ۵۰۰ ppm، ۲۰۰ ppm و ۱۰۰ ppm مخلوط شدند. درنهایت پژوهشگران به این نتیجه رسیدند که با افزایش غلظت سرب در خاک، حد روانی و حد خمیری به طور چشمگیری کاهش میابد.

<sup>7</sup> Alpaslan, B., & Yukselen

<sup>8</sup> -Toxicity Characterization Leaching Procedure

<sup>9</sup> -Environmental Protection Agency

برای اطمینان از جامدسانی مطلوب و تثبیت آلاینده‌ها در محصولات پایه رس-تثبیت کننده/جامدکننده مورد نیاز است<sup>[۱۶]</sup>. وانگ و همکاران در پژوهشی دیگر، کارایی و نقش مکانیکی متاکائولن، گل قرمز<sup>۱۵</sup> و تفاله کوره بلند<sup>۱۶</sup> بر تثبیت/جامدسانی رسوبات آلوده به آرسنیک را مورد بررسی قرار دادند. نتایج بدست آمده از این پژوهش نشان داد که نمونه‌های آلوده تثبیت شده با متاکائولن کمترین کارایی و نمونه‌های تثبیت شده با گل قرمز دارای بیشترین کارایی موجود در تثبیت سازی/جامدسانی رسوبات آلوده به آرسنیک را داشتند<sup>[۱۷]</sup>. در مطالعه‌ای دیگر، پتانسیل تثبیت/جامدسانی ژئوپلیمرهای برپایه متاکائولن-گل قرمز برای تثبیت آرسنیک در کانی لولینزیت<sup>۱۷</sup> مورد بررسی قرار دادند و نتایج پژوهش فوق نشان داد که غلظت آرسنیک از حدود ۱۰ تا ۲۰ درصد در طول مرحله هیدراتاسیون بین ۷ تا ۲۸ روز عمل آوری افزایش یافت<sup>[۱۸]</sup>.

در پژوهش حاضر خاک مورد استفاده به منظور بررسی آزمایشگاهی از نزدیکی یک منطقه صنعتی در اطراف شهر تهران جمع آوری است که ابتدا آزمایشات پایه بر روی این خاک‌ها انجام شده و سپس در ادامه پژوهش این خاک‌ها به وسیله آلاینده با غلظت و زمان تاثیر حداکثری آلوده شده و پس از گذشت زمان متناسب، تثبیت کننده با زمان عمل آوری مختلف به خاک اضافه و خواص ژئوتکنیکی و مقاومتی خاک را مورد بررسی قرار گرفته است. نوآوری این پژوهش، آلوده کردن خاک ریزدانه از نوع CL و سپس تثبیت خاک آلوده شده با بهینه ترین درصد متاکائولن براساس پژوهش‌های گذشته می‌باشد.

## ۲- مواد و مصالح

نتایج نشان میدهد، افزایش غلظت نیترات سرب و دوره عمل آوری باعث کاهش دانسیته ماقزیمم و افزایش ظرفیت باربری کالیفرنیا در نمونه‌های آلوده می‌شود. همچنین افزایش دوره عمل آوری و غلظت نیترات سرب به ترتیب باعث افزایش و کاهش رطوبت بهینه گردیده است<sup>[۱۳]</sup>. چو<sup>۱۲</sup> و همکاران در یک بررسی آزمایشگاهی به بررسی و تخمین پارامترهای مقاومت برشی در خاکهای آلوده با استفاده از ضربیت هدایت الکتریکی پرداختند. برای این منظور خاک با سه فلزسنگین سرب، روی و کادمیم آلوده شده و نمونه‌های آلوده به مدت ۴۸ ساعت در دمای اتاق قرار گرفته اند. نتایج نشان میدهد فلزات سنگین باعث افزایش مقاومت برشی و چسبندگی در خاک می‌شود. همچنین با افزایش غلظت آلاینده‌ها تغییرات بیشتری در پارامترهای مقاومتی حاصل می‌شود. نتایج آزمایشگاهی مقاومت الکتریکی نیز نشان میدهد که با افزایش غلظت آلاینده‌ها مقاومت الکتریکی کاهش می‌یابد<sup>[۱۴]</sup>. در پژوهشی دیگر از دوزهای مختلفی سرباره کاربید<sup>۱۳</sup> و متاکائولین برای تثبیت خاک آلوده به مس مطابق با درجه آلودگی آن استفاده گردید. نتایج پژوهش این محققان نشان میداد که PH خاک با با افزایش میزان سرباره کاربید (CA) و کاهش محتوای متاکائولن افزایش می‌یابد<sup>[۱۵]</sup>. وانگ<sup>۱۴</sup> و همکاران در مطالعه‌ای به بررسی نقش آهک و سنگ آهک در هیدراتاسیون کانی‌های رسی و بررسی اثربخشی کانی‌های رسی برای تثبیت/جامد سازی همزمان As (آرسنیک) و Pb (سرب) در خاک آلوده پرداختند. به طور کلی پژوهش فوق یک روش بدون استفاده از سیمان برای تثبیت/جامدسانی خاک آلوده به AS و Pb را با استفاده از مواد معدنی خاک رس به عنوان مواد اتصال کم کردن ارائه داد و نتایج این پژوهش ثابت کرد که مواد معدنی خاک رس به طور موثر عناصر سمی را تثبیت کرده اما لازم به ذکر است که مقدار کافی آهک

<sup>15</sup> Red mud

<sup>16</sup> blast-furnace slag

<sup>17</sup> lollingite

<sup>12</sup> Chu

<sup>13</sup> carbide slag

<sup>14</sup> Wang

آلوده کننده مورد استفاده در این پژوهش، نیترات سرب و نیترات روی می باشد که با نسبت ۱:۱ به صورت محلول در آب به خاک اضافه می شوند. مشخصات فیزیکی و شیمیایی نیترات سرب و نیترات روی مورد استفاده در آزمایشات در جدول ۱ ارائه شده است.

به منظور تثبیت خاک آلوده از تثبیت کننده متاکائولن در این پژوهش استفاده شده است. متاکائولن به میزان ۵٪ وزنی با زمان های عمل آوری ۷ و ۱۴ و ۲۸ روز به خاک آلوده شده به عنوان تثبیت کننده اضافه می شود. در جدول ۲ ترکیبات شیمیایی و در جدول ۳ مشخصات فیزیکی متاکائولن مورد استفاده در پژوهش فوق نشان داده شده است.

خاک استفاده شده در این تحقیق برگرفته از منطقه ای در نزدیکی شهرک صنعتی سهند واقع در چهاردانگه تهران است. چهاردانگه شهری است که در جنوب غربی شهر تهران واقع شده است و دارای دو شهرک صنعتی است. شرکتهای صنعتی ایران خودرو دیزل، سدید، کیان تایر، لوله سازی، سینجرگاز، یاران و شرکت های متعدد دیگر در این شهر قرار گرفته اند و خطر ورود آلاینده ها و پسماندهای صنعتی شرکت های ذکر شده به خاک منطقه فوق وجود دارد. بخشی از منطقه فوق که تازه تاسیس بوده و خطر آلودگی در آن وجود نداشت به منظور نمونه برداری تعیین شد.

جدول ۱-مشخصات آلوده کننده های مورد استفاده

نام مشخصات	نیترات روی	نیترات سرب
فرمول شیمیایی	Zn(NO <sub>3</sub> ) <sub>2</sub>	Pb(NO <sub>3</sub> ) <sub>2</sub>
وزن مولکولی (gr/mol)	۱۸۹/۳۶	۳۳۱/۲
وزن مخصوص (gr/cm <sup>3</sup> )	۲/۰۶۵	۴/۵۳

جدول ۲-ترکیبات شیمیایی متاکائولن مورد استفاده

درصد وزنی (%)	فرمول شیمیایی
۴۸	SiO <sub>2</sub>
۴۱	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>
۱/۳	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>
۳/۱	CaO
۱/۸	MgO
۰/۲ + ۰/۱۶	K <sub>2</sub> O + Na <sub>2</sub> O
۰/۲	SO <sub>3</sub>

جدول ۳-مشخصات فیزیکی متاکائولن مورد استفاده

۲/۳۸	وزن مخصوص (gr/cm <sup>3</sup> )
۹۱۶۹	(cm <sup>2</sup> /gr) بلین
۱/۰	افت ناشی از احتراق (LOI) (درصد)

استاندارد (D-2166) CBR و ASTM استاندارد (D-2166) CBR و روی خاک پایه انجام شد و سپس خاک با غلظت های ۱۰۰۰ و ۵۰۰۰ ppm با مدت زمان عمل آوری ۷ روز، آلوده می شود. آلودگی با فلزات سنگین نیترات سرب و نیترات روی با نسبت ۱:۱ بوده است. خاک با درصد رطوبت ۳۵٪ آماده سازی شد، به صورتی که خاک کاملا در حالت مایع و روان باشد. سپس نیترات سرب و نیترات روی در آب حل شده و بعد محلول به خاک اضافه می شوند؛ روش ذکر شده براساس روش های مورد استفاده در پژوهش های قبلی است [۱۱، ۱۲ و ۱۳]. نمونه ها را در داخل کیسه های پلاستیکی درب دار (زیپ کیف) قرار داده، به صورتی که داخل هر کیسه ۱ کیلوگرم از نمونه خاک قرار میگیرد. بعد از گذشت مدت زمان عمل آوری خاک را خشک کرده و بر روی نمونه های خاک آلوده شده آزمایش تعیین حدود اتر برگ، تراکم، آزمایشهای تک محوری و CBR خاک پایه انجام شد. نتایج کلیه آزمایشات انجام شده بر روی نمونه های مختلف به طور کلی در جدول ۴ ارائه شده است. بعد از انجام آزمایش ها و براساس نتایج ارائه شده در جدول ۱ غلظتی که ضعیفترین نتایج را نشان داده بود به عنوان نمونه منتخب برای مرحله بعدی انتخاب شد که در این بخش غلظت منتخب نمونه ای با ۱۰۰۰ ppm آلودگی است. در مرحله بعدی پژوهش نمونه خاک با ۱۰۰۰ ppm سرب و روی با نسبت ۱:۱ و با مدت زمان عمل آوری ۷ روز آلوده شد تا اثر حضور همزمان سرب و روی در خاک به میزان برابر و اثر مدت زمان عمل آوری ۷ روز نیز مورد بررسی قرار گیرند. پس از مدت زمان عمل آوری نمونه های خاک خشک شدند. در ادامه این مرحله متاکائولن به میزان ۵٪ وزنی با زمان های عمل آوری ۷، ۱۴ و ۲۸ روز و با درصد رطوبت بهینه خاک پایه (۱۵/۳٪) به خاک آلوده شده به عنوان تثبیت کننده اضافه شد که این روش و درصد رطوبت بهینه مورد استفاده برگرفته از تحقیقات گذشته می باشد [۱۳ و ۱۵]. نمونه ها در داخل کیسه های پلاستیکی درب دار نگهداری شدند و بعد از گذشت مدت

مشخصات فیزیکی و شیمیایی متاکائولن براساس استاندارد ASTM C618-2012 و با استفاده از آزمایش XRF<sup>۱۸</sup> ارائه شده است.

### ۳- روش و آزمایشات انجام شده

بر روی خاک پایه ابتدا آزمایش توده ویژه ( $G_s$ ) براساس استاندارد (D-854) ASTM با استفاده از پمپ خلا و در دمای ۲۴ درجه سانتی گراد انجام شد و توده ویژه خاک پایه در نهایت ۲/۷۶ بدست آمد.

پس از آزمایش توده ویژه، بر روی خاک پایه آزمایش دانه بندی به روش الک براساس استاندارد (D-421) ASTM انجام شد. براساس نتایج بدست آمده درصد عبوری از الک شماره ۲۰۰ برابر با ۹۴/۶٪ می باشد بنابر این بیش از ۵۰٪ خاک از الک ۲۰۰ عبور کرده و با توجه به طبقه بندی خاک به روش USCS خاک مورد نظر ریزدانه است. پس از آزمایشات ذکر شده بر روی خاک پایه آزمایش هیدرومتری براساس استاندارد (D-422) ASTM انجام گشت؛ در نهایت، با توجه به نتایج آزمایش های دانه بندی و هیدرومتری، نمونه خاک دارای ۵/۴٪ ماسه و ۴۴/۲٪ رس و ۵/۱٪ سیلت می باشد.

آزمایش تراکم بر روی ۵ کیلوگرم از خاک خشک عبوری از الک شماره ۴، با ۵ درصد رطوبت مختلف (۱۰/۲، ۱۳/۱، ۱۵/۳، ۲۰/۴ و ۲۲/۷٪) انجام گرفت. پس از انجام آزمایش تراکم درصد رطوبت بهینه و وزن مخصوص خشک حداکثر خاک پایه محاسبه شد. آزمایش تراکم به روش اصلاح شده انجام شده است.

آزمایش های پژوهش حاضر شامل دو مرحله اصلی است. مرحله اول به بررسی آزمایشهای شناسایی و مقاومتی خاک پایه و خاک آلوده میپردازد. در این مرحله ابتدا آزمایشهای شناسایی و مقاومتی (تراکم مطابق استاندارد (D-1557) ASTM، تک محوری براساس

<sup>۱۸</sup> X-ray fluorescence

CBR، تراکم ، تک محوری و اتر برگ گرفته شد.

زمان عمل آوری نمونه ها، از هر نمونه آزمایش های

جدول ۴- نتایج بدست آمده از آزمایشات انجام شده

LL (%)	PL (%)	PI (%)	$\gamma_{d,max}$ (gr/cm <sup>3</sup> )	$\omega_{opt}(\%)$	CBR(%)	$\sigma$ (Kg/cm <sup>2</sup> ) مقاومت فشاری تک محوي خاک	پارامترهای خاک	
							نوع خاک	نوع خاک
۳۲/۵	۱۶/۷	۱۵/۸	۱/۷۷۳	۱۵/۳	۴۰/۸	۴/۱۵	خاک پایه	
۲۹/۴	۱۵/۸	۱۳/۶	۱/۷۸۵	۱۴/۸	۳۸/۱	۳/۸۳	خاک آلوده ۱۰۰۰ ppm عمل آوری شده در مدت زمان ۷ روز	
۲۵/۶	۱۵/۲	۱۰/۴	۱/۸۱۵	۱۴/۱	۳۶/۷	۳/۶۸	خاک آلوده ۵۰۰۰ ppm در مدت زمان ۷ روز	
۲۲/۸	۱۴/۱	۸/۷	۱/۸۵۶	۱۳/۱	۳۲/۲	۳/۱۸	خاک آلوده ۱۰۰۰۰ ppm در مدت زمان ۷ روز	
۲۳/۲	۱۴/۶	۸/۶	۱/۸۴۷	۱۳/۵	۴۵/۱	۴/۷۷	خاک آلوده ۱۰۰۰۰ ppm تثبیت شده با ٪۵ وزنی متاکائولن و عمل آوری شده در مدت زمان ۷ روز	
۲۳/۸	۱۵/۱	۸/۷	۱/۸۳۰	۱۴/۴	۵۰/۱	۵	خاک آلوده ۱۰۰۰۰ ppm تثبیت شده با ٪۵ وزنی متاکائولن و عمل آوری شده در مدت زمان ۱۴ روز	
۲۴/۲	۱۵	۹/۲	۱/۸۲۳	۱۴/۷	۵۵/۴	۵/۱۵	خاک آلوده ۱۰۰۰۰ ppm تثبیت شده با ٪۵ وزنی متاکائولن و عمل آوری شده در مدت زمان ۲۸ روز	

سرب و روی نشان می دهد که حد روانی در غلظت های ۲۱/۲۳، ۹/۵۳٪، ۹/۵۳٪ و ۵۰۰۰ ppm ۱۰۰۰۰ به ترتیب ۲۹٪ و ۲۹٪ و ۱۸٪ نسبت به خاک پایه کاهش یافته است و حد خمیری خاک آلوده در غلظت های ۱۰۰۰، ۱۰۰۰ و ۵۰۰۰ ppm ۱۰۰۰۰ به ترتیب ۱۵/۵۶٪ و ۸/۹۸٪ و ۰/۵/۳۸٪ نسبت به خاک پایه کاهش یافته است. در نهایت، که نشانه خمیری خاک آلوده در غلظت های ۱۰۰۰، ۱۰۰۰ و ۵۰۰۰ ppm ۱۰۰۰۰ به ترتیب ۴۴/۹۳٪، ۳۴/۱۷٪ و ۱۳/۹۲٪ نسبت به خاک پایه کاهش یافته است. از مقایسه نتایج بدست آمده آزمایش اتربرگ بر روی خاک پایه و خاک آلوده استنبط می شود که بحرانی ترین حالت بین این سه غلظت خاک آلوده مورد بررسی غلظت ۱۰۰۰ ppm است. نتایج فوق در شکل ۱ ارائه شده است. یکی از ویژگی های معمول خاک های رسی، ارتباط مستقیم بین تغییرات حد روانی با ضخامت لایه دو گانه پراکنش اطراف ذره های رسی است. افزایش غلظت آلاینده ، دافعه بین ذرات رس را کاهش می دهد که باعث حرکت آزادانه

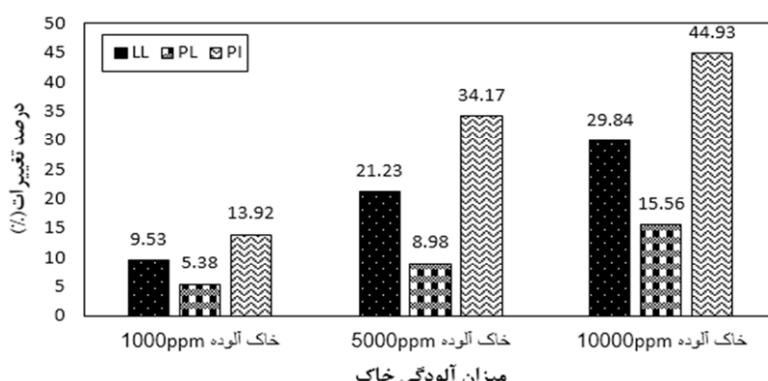
#### ۴- نتایج آزمایشات

##### ۱- حدود اتربرگ

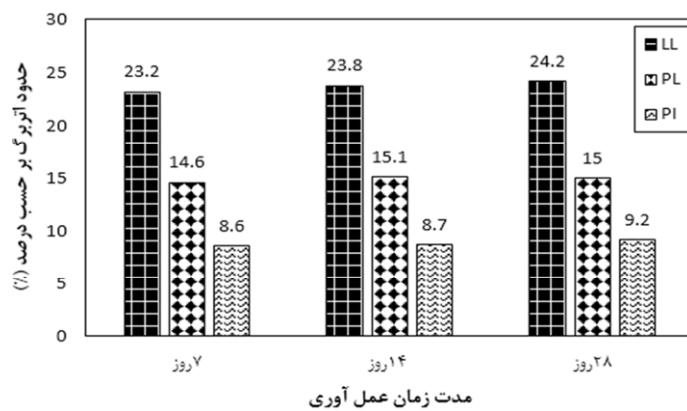
آزمایش حد روانی بر روی ۲۵۰ گرم خاک خشک عبوری از الک ۴۰ انجام گرفته که با توجه به نتایج به دست آمده حد روانی خاک پایه برابر با  $LL=35/5$  است. پس از آزمایش حد روانی، آزمایش حد خمیری بر روی خاک پایه انجام شده است. با توجه به نتایج بدست آمده حد خمیری خاک پایه  $PL=16/7$  می باشد. براساس رابطه  $PI=LL-PL$  نشانه خمیری خاک پایه برابر با  $PI=15/8$  است. با استفاده از نتایج بدست آمده از آزمایش اتربرگ خاک پایه از نوع CL (رس با خاصیت خمیری کم) است. سپس، آزمایش اتربرگ بر روی خاک آلوده به نیترات سرب و نیترات روی با سه غلظت ۱۰۰۰، ۵۰۰۰ و ۱۰۰۰۰ ppm و با مدت زمان عمل آوری ۷ روز انجام شد و پس از آن مقایسه نتایج میان آزمایش حدود اتربرگ انجام گرفته بر روی خاک پایه و خاک آلوده به نیترات

متاکائولن در زمان های عمل آوری ۷ و ۱۴ و ۲۸ روز به ترتیب ۳/۵۴، ۷/۰۹ و ۶/۳۸٪ نسبت به خاک آلوده افزایش یافته است. حد خمیری خاک در ۱۴ روز نسبت به ۷ روز افزایش یافته سپس در ۲۸ روز تقریباً ثابت مانده است. نشانه خمیری خاک آلوده ppm ۱۰۰۰۰ تثبیت شده با ۰.۵٪ متاکائولن در زمان های عمل آوری ۷ روز ۱/۱۴٪ نسبت به خاک آلوده افزایش داشته و در زمان ۱۴ روز برابر خاک آلوده می باشد و در ۲۸ روز ۵/۷۴٪ افزایش یافته است. با افزایش مدت زمان عمل آوری ضخامت لایه دوگانه اطراف ذرات رسی افزایش می یابد و دافعه بین ذرات افزایش یافته که باعث حرکت آزادانه ذرات در مقدار آب بیشتری می شود و در نتیجه حد روانی و حد خمیری خاک افزایش می یابد.

ذرات در مقدار آب کمتری می شود [۱۱] و در نتیجه حد روانی و حد خمیری کاهش می یابد. پس از آلوده شدن خاک به نیترات سرب و نیترات روی به غلظت ppm ۱۰۰۰۰ و با مدت زمان ۷ روز، خاک آلوده با متاکائولن به میزان ۵٪ با مدت زمان عمل آوری ۷ و ۱۴ و ۲۸ روز تثبیت شده سپس آزمایش اتربرگ بر روی نمونه های خاک انجام شد. نتایج بدست آمده از آزمایشات اتربرگ انجام گرفته بر روی خاک آلوده تثبیت شده متاکائولن در شکل ۲ ارائه شده است. تفسیر نتایج بدست آمده نشان دهنده این است که حد روانی خاک آلوده ppm ۱۰۰۰۰ تثبیت شده با ۰.۵٪ متاکائولن در زمان های عمل آوری ۷ و ۱۴ و ۲۸ روز به ترتیب ۱/۷۵ و ۴/۳۸ و ۶/۱۴٪ نسبت به خاک آلوده افزایش یافته است. حد خمیری خاک آلوده ppm ۱۰۰۰۰ تثبیت شده با ۰.۵٪



شکل ۱- مقایسه تغییرات حدود اتربرگ در برابر میزان آلودگی های مختلف خاک



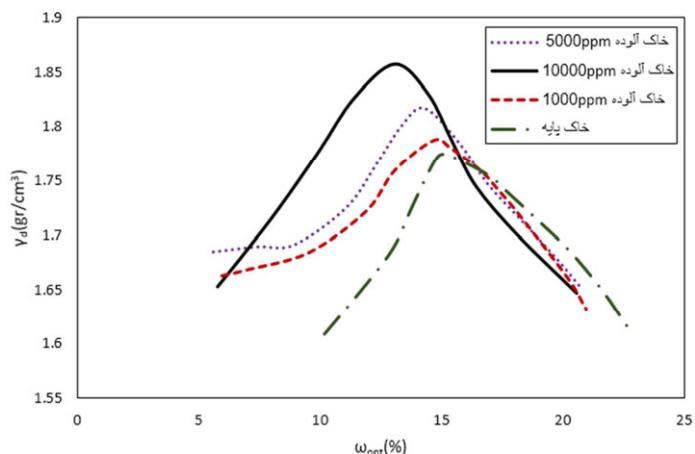
شکل ۲- مقایسه تغییرات حدود اتربرگ خاک آلوده با ۰.۵٪ متاکائولن در برابر مدت زمان عمل آوری

با استناد به نتایج بدست آمده درصد رطوبت بهینه خاک پایه برابر ۱۵/۳٪ و وزن مخصوص خشک حداکثر خاک برابر  $gr/cm^3$  ۱/۷۷۳ می باشد. پس از مدت زمان

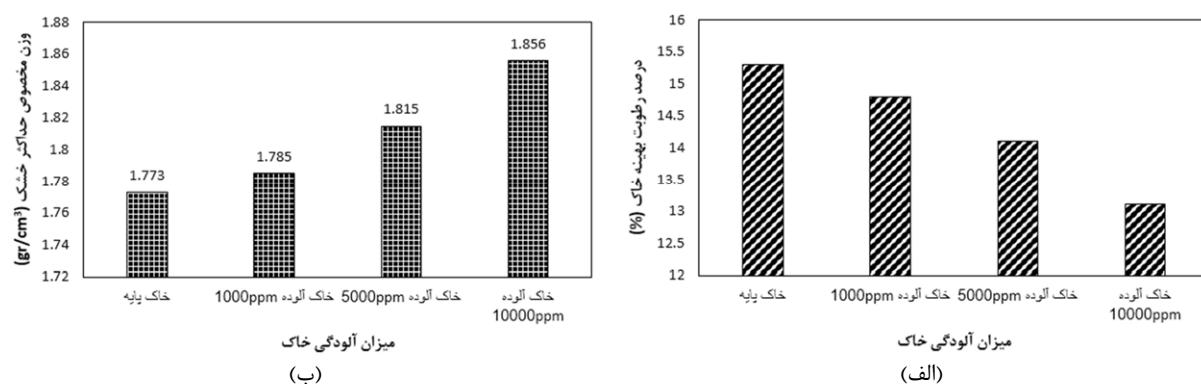
#### ۴-۲- آزمایش تراکم

افزایش غلظت آلاینده درصد رطوبت بهینه خاک در غلظت های ۱۰۰۰، ۵۰۰۰ و ۱۰۰۰۰ ppm به ترتیب ۳/۲۶، ۷/۸۴ و ۱۴/۳۷٪ نسبت به خاک پایه کاهش یافته است. همچنین نتایج شکل ۴- ب نشان می دهد که با افزایش غلظت آلاینده وزن مخصوص خشک حداکثر خاک در غلظت های ۱۰۰۰، ۵۰۰۰ و ۱۰۰۰۰ ppm به ترتیب ۰/۶۷، ۲/۳۶ و ۴/۶۸٪ نسبت به خاک پایه افزایش یافته است.

عمل آوری خاک به مدت ۷ روز، بر روی خاک آلوده به غلظت های ۱۰۰۰، ۵۰۰۰ و ۱۰۰۰۰ ppm ۱ آزمایش تراکم انجام گرفت. منحنی تراکم بدست آمده از آزمایش انجام شده بر روی خاک پایه و خاک آلوده با غلظت های مختلف که در مدت زمان ۷ روز عمل آوری شده در شکل ۳ ارائه شده است. مقایسه میان نتایج بدست آمده از خاک پایه و خاک آلوده عمل آوری شده در مدت زمان ۷ روز که در شکل ۴- الف ارائه شده است نشان می دهد که با



شکل ۳- مقایسه منحنی تغییرات دانسیته خشک حداکثر در مقابل درصد رطوبت برای خاک پایه و خاک آلوده با غلظت های مختلف



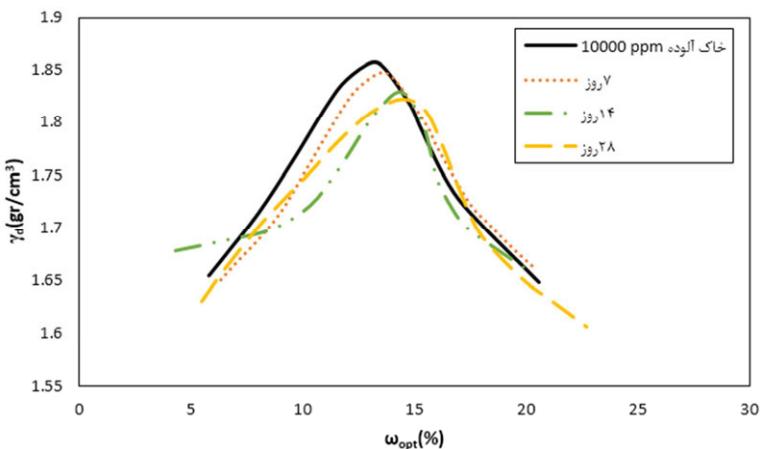
شکل ۴- تغییرات (الف) درصد رطوبت بهینه و (ب) وزن مخصوص خشک حداکثر خاک در مقابل میزان آلودگی خاک

ثبت شده با ۵٪ متاکائولن در زمان های ۱۴، ۷ و ۲۸ روز به ترتیب ۳/۰۵، ۹/۹۲ و ۱۲/۲۱٪ نسبت به خاک آلوده ۱۰۰۰۰ ppm افزایش یافته است و از سوی دیگر مطابق با نتایج شکل ۶- ب با افزایش زمان عمل آوری وزن مخصوص خشک حداکثر خاک آلوده ثبت شده با متاکائولن در زمان های ۱۴، ۷ و ۲۸ روز به ترتیب ۰/۴۸،

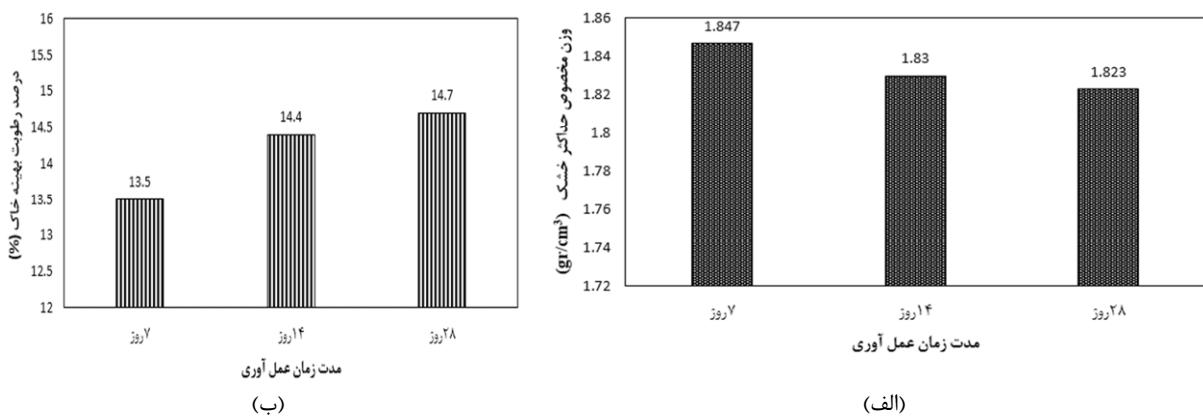
پس از آلوده شدن خاک به نیترات سرب و نیترات روی به غلظت ۱۰۰۰۰ ppm با مدت زمان ۷ روز، خاک آلوده با متاکائولن به میزان ۵٪ با مدت زمان عمل آوری ۷، ۱۴ و ۲۸ روز ثبت شده سپس آزمایش تراکم بر روی نمونه های خاک انجام شد و منحنی های آزمایش فوق در شکل ۵ ارائه شده است. با توجه به نتایج شکل ۶- الف با افزایش زمان عمل آوری درصد رطوبت بهینه خاک آلوده

کاهش یافته است.

۱/۴۰ و ۱/۷۷٪ نسبت به خاک آلوده ppm ۱۰۰۰



شکل ۵- مقایسه منحنی تراکم ۱۰۰۰ ppm با خاک ثبیت شده با ۵٪ متاکائولن در برابر مدت زمان عمل آوری



شکل ۶- نمودار تغییرات (الف) وزن مخصوص خشک حداکثر و (ب) درصد رطوبت بهینه خاک آلوده ثبیت شده با ۵٪ متاکائولن در برابر مدت زمان عمل آوری

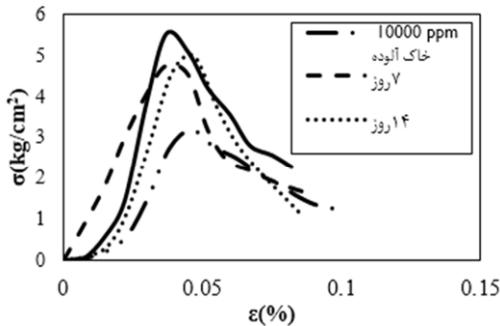
مقاومت فشاری حداکثر خاک در غلظت های ۱۰۰۰، ۵۰۰ و ۱۰۰۰ ppm به ترتیب ۷/۷۱، ۱۱/۳۲ و ۰/۲۳/۳۷٪ نسبت به خاک پایه کاهش می یابد. خاک آلوده به غلظت ۱۰۰۰ ppm بحرانی ترین حالت نسبت به غلظت های دیگر می باشد. با حضور نیترات سرب و نیترات روی در خاک رس، واکنش های تبادل یونی بین کانی های روی و سرب و روی اتفاق می افتد، در اثر این واکنش ها، با افزایش غلظت آلاینده چسبندگی خاک کاهش یافته و حداکثر مقاومت فشاری خاک کاهش می یابد.

بعد از آلوده شدن خاک به نیترات سرب و نیترات روی به غلظت ۱۰۰۰ ppm با مدت زمان ۷ روز، خاک آلوده با متاکائولن به میزان ۰/۵٪ وزنی با مدت زمان عمل آوری ۷، ۱۴ و ۲۸ روز و با درصد رطوبت بهینه خاک

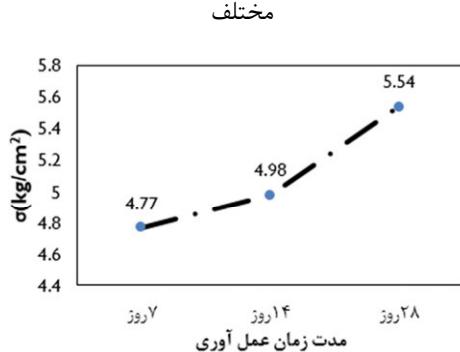
### ۳-۴- مقاومت تک محوری

آزمایش تک محوری بر روی ۱ kg خاک خشک عبوری از الک ۴ با درصد رطوبت بهینه خاک انجام گرفت. براساس نتایج بدست آمده از حداکثر مقاومت فشاری خاک پایه برابر با  $15\text{ kg/cm}^2$  می باشد. سپس، آزمایش تک محوری بر روی خاک آلوده به سرب و روی به غلظت های ۱۰۰۰، ۵۰۰ و ۱۰۰۰ ppm با مدت زمان عمل آوری ۷ روز و با درصد رطوبت بهینه خاک پایه انجام شد و منحنی تنش کرنش بدست آمده از آزمایشات فوق در شکل ۷ نشان داده شده است. همچنین، نمودار تغییرات حداکثر مقاومت فشاری تک محوری خاک پایه و خاک آلوده با غلظت های مختلف در شکل ۸ ارائه شده است. با توجه به شکل ۸، با افزایش غلظت آلاینده

و با توجه به نتیجه به دست آمده از آزمایش فوق و همچنین مقادیر بار استاندارد در آزمایش CBR، مقدار خاک پایه برابر  $40/8\%$  بدست آمده است.



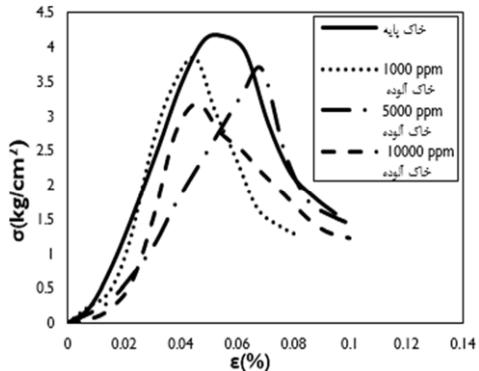
شکل ۹- مقایسه منحنی-تنش کرنش خاک آلوده ppm با خاک آلوده تثبیت شده با  $5/5\%$  متاکائولن در زمان های مختلف



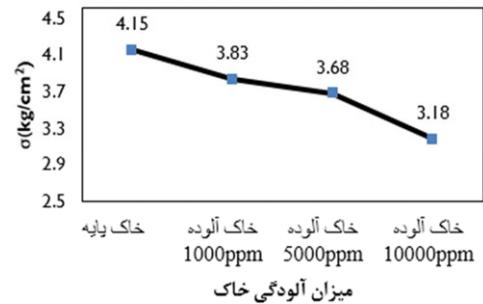
شکل ۱۰- تغییرات مقاومت تک محوری خاک در برابر مدت زمان عمل آوری

سپس، آزمایش CBR بر روی خاک آلوده در غلظت‌های  $1000$ ،  $5000$  و  $10000$  ppm با مدت زمان عمل آوری  $7$  روز به اندازه درصد رطوبت بهینه خاک پایه انجام شد و منحنی میزان نفوذ در برابر بار باری خاک پایه و خاک آلوده با غلظت‌های مختلف در شکل ۱۱ ارائه شده است. بر همین اساس مقادیر حاصله از آزمایش CBR خاک آلوده به نیترات سرب و روی در غلظت‌های  $1000$ ،  $5000$  و  $10000$  ppm با مدت زمان  $7$  روز در شکل ۱۲ نمایش داده شده است. با توجه به شکل ۱۲ با افزایش غلظت آلاینده مقدار ظرفیت باربری خاک در غلظت‌های  $1000$ ،  $5000$  و  $10000$  ppm به ترتیب  $10/04$ ،  $6/61$  و  $21/07\%$  نسبت به خاک پایه کاهش پیدا کرده به طوری که بحرانی ترین حالت بین  $3$  غلظت مورد

پایه تثبیت شده سپس آزمایش تک محوری بر روی نمونه‌های خاک انجام شد.



شکل ۷- مقایسه منحنی تنش کرنش خاک پایه با خاک آلوده در غلظت‌های مختلف



شکل ۸- تغییرات مقاومت تک محوری خاک در برابر میزان آلودگی

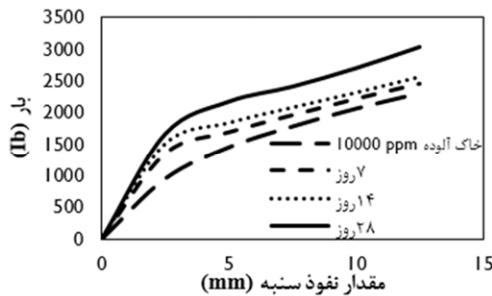
منحنی تنش- کرنش آزمایشات ذکر شده در شکل ۹ نمایش داده شده است. تحلیل نتایج بدست آمده و ارائه شده در شکل ۱۰ نشان می دهد حداقل مقاومت فشاری خاک تثبیت شده با  $5/5\%$  متاکائولن در زمان های  $7$ ،  $14$  و  $28$  روز به ترتیب  $1/5$ ،  $1/65$  و  $1/74$  برابر نسبت به خاک آلوده  $10000$  ppm رشد داشته است.

به طور کلی با توجه به نتایج بدست آمده از این آزمایش، حداقل مقاومت فشاری تک محوری با افزایش زمان عمل آوری افزایش یافته است. با افزایش مدت زمان عمل آوری چسبندگی خاک افزایش می یابد و به تبع آن مقاومت فشاری خاک افزایش یافته است.

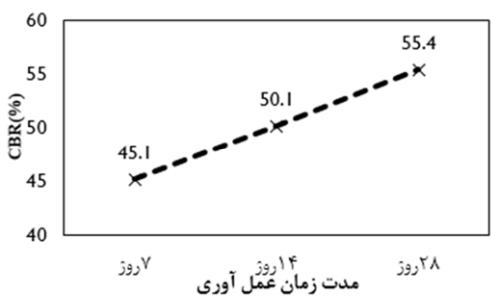
#### ۴-۴- نسبت باربری کالیفرنیا (CBR)

آزمایش CBR بر روی  $5$  کیلوگرم خاک خشک عبوری از الک  $4$  با درصد رطوبت بهینه خاک انجام گرفت

نتایج ارائه شده در شکل ۱۴ نشان دهنده این است که مقاومت CBR آلوده تثبیت شده با ۵٪ ماتاکائولن با افزایش زمان عمل آوری در زمان های ۷، ۱۴ و ۲۸ روز به ترتیب  $40/06$ ،  $55/59$  و  $72/04$ ٪ نسبت به خاک آلوده  $10000$  ppm افزایش یافته است. افزایش CBR را می‌توان ناشی از شکل گیری تدریجی ترکیبات سیمان در خاک به عنوان یک نتیجه از واکنش پوزولانیک بین ماتاکائولن و خاک رس دانست.



شکل ۱۳- مقایسه منحنی CBR خاک آلوده  $10000$  ppm با خاک تثبیت شده با ۵٪ ماتاکائولن در مدت زمان عمل آوری متفاوت

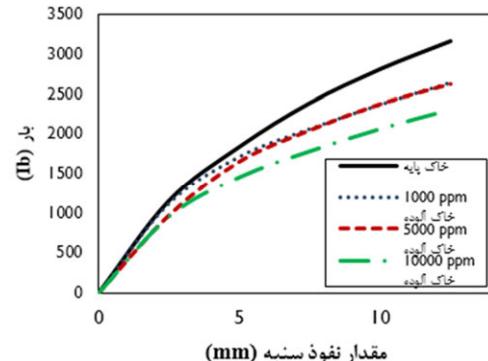


شکل ۱۴- نمودار تغییرات CBR خاک در مقابل مدت زمان عمل آوری

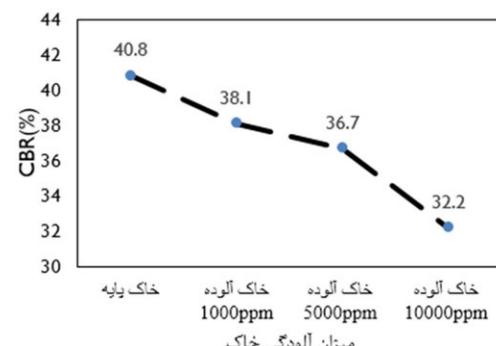
## ۵- مقایسه و بحث

مقایسه نتایج بدست آمده از پژوهش حاضر با پژوهش انجام گرفته توسط لی و همکاران نشان دهنده این بود که روند تغییرات مشاهده شده در مقادیر حدود اتربرگ خاک آلوده مشابه بود؛ نتایج هر دو پژوهش بیانگر کاهش حد روانی و حد خمیری خاک رسی با افزایش غلظت آلوده کننده (نیترات سرب) بود. همچنین، نتایج پژوهش حاضر و پژوهش انجام گرفته توسط توسط لی و همکاران نشان دهنده افزایش وزن مخصوص خشک و

بررسی، خاک آلوده  $10000$  ppm می‌باشد. وجود نیترات سرب و روی در خاک باعث به وجود آمدن فعالیت‌های شیمیابی و واکنش‌های تبادل یونی بین کانی‌های رسی و سرب و روی می‌شود. صفحات کانی‌های رسی که دارای بار منفی هستند کاتیون‌های موجود در محیط را به طرف خود جذب می‌کنند، با افزایش غلظت آلاینده چسبندگی خاک کاهش یافته و ظرفیت باربری خاک کاهش می‌یابد.



شکل ۱۱- مقایسه منحنی CBR خاک پایه و خاک آلوده در غلظت‌های مختلف



شکل ۱۲- تغییرات CBR خاک در برابر میزان آلودگی

پس از آلوده شدن خاک به نیترات سرب و نیترات روی به غلظت  $1000$ ،  $5000$  و  $10000$  ppm با مدت  $5$  روز، خاک آلوده با ماتاکائولن به درصد میزان  $5\%$  وزنی با مدت زمان عمل آوری  $14$ ،  $7$  و  $28$  روز و با درصد رطوبت بهینه خاک پایه تثبیت شده سپس آزمایش CBR بر روی نمونه‌های خاک انجام شد. منحنی میزان نفوذ در برابر بار برای خاک آلوده  $10000$  ppm  $10000$  و نمونه‌های خاک آلوده تثبیت شده با  $5\%$  ماتاکائولن در مدت زمان عمل آوری مختلف در شکل ۱۳ ارائه شده است؛ تحلیل

خاک اثر منفی می گذارد و حد روانی، حد خمیری و نشانه خمیری خاک کاهش می یابد به طوری که بحرانی ترین حالت بین این سه غلظت خاک آلوده ppm ۱۰۰۰۰ می باشد. با افزایش مدت زمان عمل آوری در ۵٪ تثبیت کننده LL، PL و PI خاک روند رشد اندکی داشته اند. افزودن تثبیت کننده به خاک آلوده بر روی حدود اتربرگ خاک به طور کلی اثر مثبت می گذارد و مقادیر حدود اتربرگ خاک تثبیت شده را به خاک پایه نزدیک می کند. بدین معنا که با افزودن متاکائولن به خاک پایه و افزایش مدت زمان عمل آوری نمونه، با افزایش مقادیر حدود اتربرگ، میزان رطوبت بیشتری لازم است تا خاک از حالت نیمه جامد به خمیری و از حالت خمیری به حالت مایع درآید. به طور کلی می توان گفت که هر چقدر حد روانی و حد خمیری خاک بالاتر باشد، میزان ریزدانه موجود در خاک بیشتر بوده و در نتیجه میزان جذب آب بالاتر است.

- مطابق با نتایج به دست آمده از آزمایش تراکم بر روی خاک های آلوده به سه غلظت مختلف، با افزایش غلظت آلاینده درصد رطوبت بهینه خاک کاهش یافته و وزن مخصوص خشک حداکثر خاک افزایش پیدا کرده است؛ به طوری که بحرانی ترین حالت خاک آلوده ppm ۱۰۰۰۰ می باشد که نسبت به خاک پایه درصد رطوبت بهینه خاک در این غلظت ۱۴/۳۲٪ کاهش یافته و وزن مخصوص خشک حداکثر خاک ۴/۶۸٪ افزایش پیدا کرده است. به طور کلی حضور آلاینده در خاک بر روی رطوبت بهینه خاک اثر منفی می گذارد در حالی که باعث بهبود حداکثر وزن مخصوص خشک خاک می شود. هم چنین نتایج آزمایش های تراکم انجام گرفته بر روی خاک آلوده تثبیت شده، نشان دهنده این است که با

کاهش درصد رطوبت بهینه خاک رسی با افزایش غلظت آلوده کننده بود.

مقایسه نتایج بدست آمده از تحقیق حاضر و پژوهش انجام شده توسط هریچین و همکاران بیانگر این موضوع بود که به طور مشابه، افزودن متاکائولن و پوزولان طبیعی به خاک رسی ریزدانه از نوع CL باعث افزایش حد روانی و حد خمیری خاک می شود؛ اما از سوی دیگر، نتیجه پژوهش محققان نشان دهنده کاهش شاخص خمیری خاک رسی با افزایش میزان پوزولان طبیعی بود. البته نکته قابل توجه این است که در پژوهش انجام شده توسط هریچین و همکاران میزان افزایش حد روانی و حد خمیری نسبت به پژوهش حاضر چشمگیرتر بوده که این را می توان به عدم حضور آلوده کننده در خاک رسی مورد استفاده در پژوهش انجام شده توسط هریچین و همکاران مرتبط دانست.

بررسی و مقایسه میان نتایج بدست آمده از پژوهش حاضر و تحقیق انجام گرفته توسط سان و همکاران نشان دهنده این بود که افزودن متاکائولن به خاک آلوده باعث افزایش مقاومت فشاری تک محوری خاک شده است؛ البته شایان ذکر است که آلوده کننده مورد استفاده در پژوهش سان و همکاران از نوع نیترات مس بوده است.

## ۶- نتایج

مطالعه حاضر مبتنی بر تحلیل های آزمایشگاهی بوده و به منظور بررسی اثر متاکائولن در بهبود خواص مکانیکی و ژئوتکنیکی خاک رس آلوده به سرب و روی می باشد. آزمایش ها به منظور یافتن مدت زمان عمل آوری بهینه متاکائولن برای بهبود خواص مقاومتی خاک آلوده انجام شد. بر اساس نتایج به دست آمده می توان موارد ذیل را بیان کرد:

- طبق نتایج آزمایش اتربرگ بر روی خاک های آلوده به غلظت ۱، ۱۰۰۰، ۵۰۰۰ و ppm ۱۰۰۰۰ افزایش غلظت آلاینده بر روی حدود اتربرگ

CBR خاک افزایش می‌یابد. وجود متاکائولن در خاک چسبندگی خاک را افزایش داده و بر روی ظرفیت باربری خاک تاثیر مثبت می‌گذارد. بدین معنا که با افزایش CBR خاک، مقدار بار بیشتری لازم خواهد بود تا نفوذ ۲/۵ میلیمتر در خاک مدنظر انجام شود. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که خاک با CBR بالاتر متراکم‌تر بوده و باربری بیشتری دارد.

- با توجه به گستردگی شهرک صنعتی سهند و احتمال وجود خاک با مشخصات مختلف در منطقه ذکر شده، از عیوب پژوهش فوق می‌توان به خاک برداری انجام شده از یک ناحیه اشاره کرد. پیشنهاد می‌گردد که در پژوهش‌های آتی شناسایی‌های زیرزمینی و مطالعات ژئوتکنیکی به منظور شناسایی پروفیل‌های خاک موجود در منطقه صورت گرفته سپس با نمونه برداری از خاک‌های موجود به بررسی وجود آلودگی یا آلوده سازی و سپس تثبیت نمونه‌ها پرداخته شود.

- با توجه به وجود صنایع مختلف در نزدیکی محل خاک برداری، برای پژوهش‌های بعدی پیشنهاد می‌شود که نوع آلوده کننده مورد استفاده برای آلوده کردن خاک نیز تغییر کرده تا اثر آلاینده‌های مختلف بر خاک موجود بر منطقه نیز بررسی شود. همچنین، با توجه به نتایج پژوهش فوق و تاثیر مثبت افزودن متاکائولن به خاک آلوده، لازم تاثیر استفاده از تثبیت کننده‌های آلوده، دیگر بر روی خاک فوق نیز مورد مطالعه قرار گیرد تا بهترین تثبیت کننده موجود با توجه به شرایط استفاده گردد.

افزایش مدت زمان عمل آوری در یک درصد تثبیت کننده مشخص، درصد رطوبت بهینه خاک افزایش یافته و وزن مخصوص خشک حداکثر خاک کاهش می‌یابد.

- آزمایش تک محوری بر روی خاک آلوده با سه غلظت مختلف نشان می‌دهد که با افزایش غلظت آلاینده حداکثر مقاومت فشاری خاک کاهش یافته است به طوری که خاک آلوده به غلظت ppm ۱۰۰۰۰ بحرانی ترین حالت نسبت به غلظت‌های دیگر است. در این غلظت مقاومت فشاری حداکثر خاک نسبت به خاک پایه ۲۳/۳۲٪ کاهش یافته است. حضور آلاینده در خاک باعث کاهش چسبندگی خاک شده و به تبع آن بر روی حداکثر مقاومت فشاری خاک اثر منفی می‌گذارد. مطابق با نتایج آزمایش فشاری تک محوری با افزایش مدت زمان عمل آوری در یک درصد مشخص مقاومت فشاری خاک افزایش می‌یابد. به طور کلی با اضافه شدن متاکائولن به خاک مقاومت فشاری حداکثر خاک بیشتر شده و چسبندگی خاک افزایش می‌یابد.

- با توجه به نتایج به دست آمده از آزمایش CBR بر روی خاک آلوده، با افزایش غلظت آلاینده مقدار CBR خاک کاهش می‌یابد به طوری که خاک آلوده ppm ۱۰۰۰۰ بحرانی ترین غلظت می‌باشد. در این غلظت مقدار CBR خاک نسبت به خاک پایه حدود ۲۱٪ کاهش یافته است. وجود آلاینده در خاک چسبندگی خاک را کاهش می‌دهد و باعث می‌شود ظرفیت باربری خاک کاهش یابد. هم چنین آزمایش CBR نشان داد که با افزایش مدت زمان عمل آوری مقاومت

## مراجع

[1] Batis, G., Pantazopoulou, P., Tsivilis, S., & Badogiannis, E. (2005). The effect of metakaolin on the corrosion behavior of cement mortars. Cement and concrete composites, 27(1), 125-130.

- [2] Sakr, M. A., Shahin, M. A., & Metwally, Y. M. (2009). Utilization of lime for stabilizing soft clay soil of high organic content. *Geotechnical and Geological Engineering*, 27(1), 105-113.
- [3] Hossain, K. M. A., & Mol, L. (2011). Some engineering properties of stabilized clayey soils incorporating natural pozzolans and industrial wastes. *Construction and building Materials*, 25(8), 3495-3501.
- [4] Kolovos, K. G., Asteris, P. G., Cotsovos, D. M., Badogiannis, E., & Tsivilis, S. (2013). Mechanical properties of soilcrete mixtures modified with metakaolin. *Construction and Building Materials*, 47, 1026-1036.
- [5] Al-Swaidani, A., Hammoud, I., & Meziab, A. (2016). Effect of adding natural pozzolana on geotechnical properties of lime-stabilized clayey soil. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 8(5), 714-725.
- [6] Wianglor, K., Sinthupinyo, S., Piyaworapaiboon, M., & Chaipanich, A. (2017). Effect of alkali-activated metakaolin cement on compressive strength of mortars. *Applied Clay Science*, 141, 272-279.
- [7] Ghadir, P., & Ranjbar, N. (2018). Clayey soil stabilization using geopolymers and Portland cement. *Construction and Building Materials*, 188, 361-371.
- [8] Harichane, K., Ghrici, M., & Kenai, S. (2018). Stabilization of Algerian clayey soils with natural pozzolana and lime. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 62(1), 1-10.
- [9] Alpaslan, B., & Yukselen, M. A. (2002). Remediation of lead contaminated soils by stabilization/solidification. *Water, Air, and Soil Pollution*, 133(1), 253-263.
- [10] Resmi, G., Thampi, S. G., & Chandrakaran, S. (2011). Impact of lead contamination on the engineering properties of clayey soil. *Journal of the Geological Society of India*, 77(1), 42-46.
- [11] Li, J. S., Xue, Q., Wang, P., & Li, Z. Z. (2015). Effect of lead (II) on the mechanical behavior and microstructure development of a Chinese clay. *Applied Clay Science*, 105, 192-199.
- [12] Karkush, M. O., & Al-Taher, T. A. A. (2017). Geotechnical evaluation of clayey soil contaminated with industrial wastewater. *Archives of civil engineering*, 63(1).
- [13] Abidoye, A. O., Afolayan, O. D., & Akinwumi, I. I. (2018). Effects of lead nitrate on the geotechnical properties of lateritic soils. *International Journal of Civil Engineering and Technology*, 9(7), 522-530.
- [14] Chu, Y., Liu, S., Wang, F., Cai, G., & Bian, H. (2017). Estimation of heavy metal-contaminated soils' mechanical characteristics using electrical resistivity. *Environmental Science and Pollution Research*, 24(15), 13561-13575.
- [15] Sun, Y. J., Ma, J., Chen, Y. G., Tan, B. H., & Cheng, W. J. (2020). Mechanical behavior of copper-contaminated soil solidified/stabilized with carbide slag and metakaolin. *Environmental Earth Sciences*, 79(18), 1-13.
- [16] Wang, L., Cho, D. W., Tsang, D. C., Cao, X., Hou, D., Shen, Z., ... & Poon, C. S. (2019). Green remediation of As and Pb contaminated soil using cement-free clay-based stabilization/solidification. *Environment international*, 126, 336-345.
- [17] Wang, L., Chen, L., Tsang, D. C., Zhou, Y., Rinklebe, J., Song, H., ... & Ok, Y. S. (2019). Mechanistic insights into red mud, blast furnace slag, or metakaolin-assisted stabilization/solidification of arsenic-contaminated sediment. *Environment international*, 133, 105247.
- [18] Zhou, X., Zhang, Z. F., Yang, H., Bao, C. J., Wang, J. S., Sun, Y. H., ... & Su, C. (2021). Red mud-metakaolin based cementitious material for remediation of arsenic pollution: Stabilization mechanism and leaching behavior of arsenic in lollingite. *Journal of Environmental Management*, 300, 113715.



## طرح مخلوط‌های آسفالتی حاوی تراشه به روش طرح اختلاط متعادل شده

حسن زیاری\*

استاد، دانشکده عمران، دانشگاه

علم و صنعت ایران.

پست الکترونیک:

h.ziari@iust.ac.ir

مجتبی حاجیلو

دانشکده عمران، دانشگاه علم و

صنعت ایران.

پست الکترونیک:

M\_hajiloo@civileng.iust.ac.ir

یکی از مهم‌ترین عواملی که بر عملکرد یک مخلوط آسفالتی تأثیرگذار است طرح اختلاط می‌باشد. اهمیت ارزیابی عملکرد مخلوط‌های آسفالتی در کنار پارامترهای حجمی باعث شکل‌گیری روش جدیدی به نام طرح اختلاط متعادل شده (BMD) گردیده است. در این روش پارامترهای حجمی به عنوان معیار اولیه مدل نظر قرار می‌گیرد. معیار نهایی به منظور تعیین یک بازه مناسب برای درصد قیر بهینه، عملکرد مناسب مخلوط آسفالتی در برابر شیارشدنگی و ترک خوردگی می‌باشد. در این تحقیق با به کارگیری دو درصد ۲۵ و ۵۰ درصد تراشه و روغن گیاهی به عنوان جوانساز، طرح اختلاط پنج مخلوط آسفالتی مختلف، ابتدا به روش سوپرپیو انجام شده است. در ادامه با در نظر گرفته سه درصد قیر مختلف برای هر مخلوط، طرح اختلاط مخلوط‌ها با روش BMD انجام شده است. آزمایش شیارشدنگی هامبورگ و آزمایش I-FIT به ترتیب به منظور ارزیابی مقاومت در برابر شیارشدنگی و ترک خوردگی در طرح مخلوط‌ها به روش BMD مورد استفاده گرفته است. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که درصد قیر بهینه بدست آمده از روش BMD متفاوت از درصد قیر بهینه حاصله از روش سوپرپیو می‌باشد. بیشترین مقادیر تغییر درصد قیر بهینه مربوط به نمونه حاوی ۲۵ و ۵۰ درصد تراشه بدون جوانساز می‌باشد. درصد قیر حاصله از روش BMD نسبت به روش سوپرپیو برای مخلوط حاوی ۲۵ و ۵۰ درصد تراشه بدون جوانساز، به ترتیب ۹/۵۶ و ۲۲/۱۸ درصد افزایش یافته است. از نظر عملکردی مقدار درصد قیر بهینه حاصل از روش سوپرپیو برای مخلوط‌های حاوی تراشه و جوانساز مناسب نیست.

وازگان کلیدی: طرح اختلاط متعادل شده (BMD)، تراشه، جوانساز، سوپرپیو، آزمایش شیارشدنگی هامبورگ، ترک خوردگی.

### ۱- مقدمه

مشکلات استفاده از تراشه برهمنوردن تعادل بین آسفالت<sup>۲</sup> و مالتن<sup>۳</sup> در قیر به دلیل پدیده پیرشدنگی<sup>۴</sup> می‌باشد [۳]. در سال‌های اخیر استفاده از جوانسازها<sup>۵</sup> با خصوصیات فیزیکی و شیمیایی متفاوت به منظور تبدیل خصوصیات قیر پیرشده به قیر تازه رشد چشمگیری داشته است [۴، ۵].

در سال‌های اخیر افزایش حجم تراشه‌های آسفالتی، مزیت‌های اقتصادی و زیستمحیطی باعث استفاده مجدد از تراشه در مخلوط‌های آسفالتی شده است [۱]. استفاده از تراشه‌های آسفالت در درصدهای مختلف رشد چشمگیری در سال‌های اخیر داشته است [۲]. یکی از

<sup>2</sup> Asphaltene

<sup>3</sup> Maltene

<sup>4</sup> Aging

<sup>5</sup> Rejuvenators

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۱۲/۰۷، بازنگری ۱۴۰۱/۰۳/۰۴، پذیرش ۱۴۰۱/۰۳/۲۵

(DOI): 10.22091/cer.2022.7959.1366

در سال‌های اخیر روش BMD در تحقیقات مختلفی با اهداف گوناگون مورد استفاده قرار گرفته است [۱۳-۱۵]. پوهشگران از روش BMD بهمنظور تعیین درصد قیر بهینه مخلوطهای آسفالتی حاوی تراشه و تعیین درصد بهینه جوانساز استفاده کرده‌اند. نتایج این تحقیق نشان داد که روش BMD می‌تواند به انتخاب دقیق‌تر درصد جوانساز بهینه کمک کند [۱۶].

باروس<sup>۱۲</sup> و همکاران در تحقیقی عملکرد متعادل شده مخلوطهای آسفالتی حاوی سه درصد مختلف را مورد بررسی قرار داده‌اند. افزایش درصد تراشه‌های آسفالتی در مخلوطها باعث افزایش نرخ رشد ترک و افزایش مقاومت در برابر شیارشدنگی می‌شود. نویسنده‌گان این تحقیق معتقدند که انجام آزمایش‌های عملکردی می‌تواند منجر تضمین طرح مخلوطهای حاوی تراشه شود [۱۷].

صبوری در تحقیقی درصد قیر بهینه مخلوطهای حاوی ۰، ۲۰ و ۴۰ درصد تراشه را ابتدا با روش سوپرپیو و سپس با روش BMD تعیین کرده است. بهمنظور ارزیابی خصوصیات خستگی و شیارشدنگی به ترتیب از مدل آسیب‌پیوسته ویسکوالاستیک ساده شده<sup>۱۳</sup> و جاروب تنش سه محوری<sup>۱۴</sup> استفاده شده است. مهم‌ترین دستاوردهای تحقیق این است که مقدار قیر بهینه حاصله از روش BMD از مقدار قیر بهینه محاسبه شده به روش سوپرپیو کمتر است [۱۸].

تحقیقان در پژوهشی با رسم نمودارهای تعامل طراحی مخلوط متعادل<sup>۱۵</sup> درصد جوانساز بهینه را بهمنظور رسیدن به مخلوط با عملکرد مناسب تعیین کرده‌اند. از نتایج این تحقیق می‌توان به این نکته اشاره کرد که

یکی از چالش‌های استفاده از تراشه<sup>۶</sup> و جوانساز در مخلوطهای آسفالتی، طرح اختلاط مخلوط بهمنظور رسیدن به بهترین عملکرد می‌باشد [۶]. پیمانکاران، مهندسان مشاور و محققان معمولاً از روش سطح یک سوپرپیو<sup>۷</sup> بهمنظور طرح مخلوطهای حاوی تراشه استفاده می‌کنند [۷]. در روش سوپرپیو مقدار قیر بهینه مخلوطهای آسفالتی بر اساس خصوصیات حجمی مخلوط تعیین می‌شود. به کارگیری افزودنی‌های مختلف از قبیل تراشه و جوانسازها صلاحیت روش طراحی بر اساس روابط وزنی حجمی در سطح یک سوپرپیو را با تردید مواجه می‌کند [۸].

اهمیت ارزیابی عملکرد مخلوطهای آسفالتی در کنار پارامترهای حجمی باعث شکل‌گیری روش جدیدی به نام طرح اختلاط متعادل (BMD<sup>۸</sup>) شده مخلوط شده است [۹]. هدف طرح متعادل شده، متعادل کردن مقاومت در برابر شیارشدنگی و ترک‌خوردگی مخلوطهای آسفالتی می‌باشد. در روش BMD پارامترهای حجمی به عنوان معیار اولیه مدنظر قرار می‌گیرد. معیار نهایی بهمنظور تعیین یک بازه مناسب برای درصد قیر بهینه، عملکرد مناسب مخلوط آسفالتی در برابر شیارشدنگی و ترک‌خوردگی می‌باشد [۱۰]. اگرچه می‌توان گفت که مفهوم طرح اختلاط متعادل شده در دهه ۱۹۸۰ بیان شد [۱۱]. اما در سال ۲۰۰۶ مفهوم BMD توسط موسسه حمل و نقل تگزاس آمریکا<sup>۹</sup> در یک گزارش معرفی شد. در آن گزارش، از آزمایش شیارشدنگی هامبورگ<sup>۱۰</sup> بهمنظور ارزیابی مقاومت شیارشدنگی و از آزمایش ارزیابی روکش<sup>۱۱</sup> برای ارزیابی مقاومت ترک‌خوردگی ناشی از خستگی استفاده شده است [۱۲].

<sup>12</sup> Barros

<sup>13</sup> Simplified Viscoelastic Continuum Damage (S-VECD)

<sup>14</sup> Triaxial Stress Sweep (TSS)

<sup>15</sup> Balanced mix design interaction plots

<sup>6</sup> Reclaimed asphalt pavement (RAP)

<sup>7</sup> Superpave

<sup>8</sup> Balanced mix design (BMD)

<sup>9</sup> Texas Transportation Institute (TTI)

<sup>10</sup> Hamburg Wheel Tracking Test

<sup>11</sup> Overlay tester (OT)

باشد باید از روش BMD استفاده شود و صرفاً به روش‌های طرح اختلاط حجمی<sup>۲۲</sup> اکتفا نشود [۲۲].

مروری بر تحقیقات کم انجام شده در زمینه BMD نشان می‌دهد جای کار بسیاری در زمینه طرح مخلوط‌های حاوی تراشه و جوانسانز به روش BMD وجود دارد. در این تحقیق با به‌کارگیری دو درصد پایین (۲۵ درصد) و بالای تراشه (۵۰ درصد) و جوانسانز گیاهی طرح اختلاط پنج مخلوط آسفالتی مختلف ابتدا به روش سوپرپیو انجام شده است. در ادامه با در نظر گرفته سه درصد قیر مختلف (درصد قیر حاصله از روش سوپرپیو و ۰/۶ درصد بالا و پایین آن) برای هر مخلوط، طرح اختلاط مخلوط‌ها با روش BMD انجام شده است. آزمایش شیارشده‌گی هامبورگ به‌منظور ارزیابی مقاومت در برابر شیارشده‌گی و آزمایش شاخص انعطاف‌پذیری ایلینویز (I-FIT)<sup>۲۳</sup> به‌منظور ارزیابی مقاومت در برابر ترک‌خوردگی در طرح مخلوط‌ها به روش BMD مورد ارزیابی قرار گرفته است.

## ۲- مواد و مصالح

### ۲-۱- مصالح سنگی

مصالح سنگی مورد استفاده در این تحقیق از جنس آهکی می‌باشد. مشخصات سنگدانه‌های مصرفی در جدول ۱ ارائه شده است. تصویری از مصالح سنگی مصرفی در شکل ۱ نشان داده شده است.

### ۲-۲- قیر

نوع قیر به‌کاررفته در این پژوهش قیر خالص با درجه نفوذ ۶۰-۷۰ می‌باشد. در جدول ۲ مشخصات قیر مورد استفاده در این تحقیق آورده شده است.

استفاده از روش BMD دوام<sup>۱۶</sup> مخلوط آسفالتی را تضمین خواهد کرد [۱۹].

زامینس<sup>۱۷</sup> و همکاران در تحقیقی مخلوط حاوی ۱۰۰ درصد تراشه آسفالتی را ابتدا به روش مارشال طراحی کرده‌اند. این مخلوط پارامترهای حجمی مورد نیاز در روش مارشال را برآورده نکرده است. سپس با روش BMD درصد قیر بهینه مخلوط را با انجام آزمایش شیارشده‌گی فرانسوی<sup>۱۸</sup> به‌منظور ارزیابی شیارشده‌گی و شاخص انعطاف‌پذیری (FI<sup>۱۹</sup>) به‌منظور ارزیابی مقاومت در برابر ترک‌خوردگی تعیین کرده‌اند. از نظر آن‌ها مخلوط حاوی ۱۰۰ تراشه که با روش BMD طرح شده باشد برای جاده‌های که حداقل ۳۰۰ بار هم‌ارز<sup>۲۰</sup> در روز دارند قابل استفاده می‌باشد [۲۰].

پژوهشگران در تحقیقی طراحی مخلوط‌های حاوی ۳۰ و ۵۰ درصد تراشه به روش BMD انجام داده‌اند. آن‌ها مخلوط‌هایی با درصد قیر مختلف بدون توجه به پارامترهای حجمی آن ساخته‌اند و بر اساس عملکرد مقاومت در برابر ترک‌خوردگی و شیار شده‌گی درصد قیر بهینه را تعیین کرده‌اند. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که استفاده از روش سوپرپیو در طرح اختلاط مخلوط‌های حاوی تراشه عملکرد مناسب این مخلوط‌ها را تضمین خواهد کرد [۲۱].

در مقاله‌ای دیگر، درصد قیر بهینه چهار مخلوط ایالت مینیسوتا<sup>۲۱</sup> با درصد تراشه ۲۰ و ۲۵ و دانه‌بندی مختلف را به روش BMD تعیین گردید. محققان مخلوط‌ها را با سه درصد قیر (قیر بهینه و قیر بهینه  $\pm ۰/۵$  درصد) مورد آزمایش شیارشده‌گی هامبورگ و آزمایش I-FIT قرار داده‌اند. در آن تحقیق توصیه شده است برای اینکه مخلوط‌های آسفالتی دوام و پایداری قابل قبولی داشته

<sup>16</sup> Durable

<sup>17</sup> Zaumanis

<sup>18</sup> French rutting test

<sup>19</sup> Flexibility index (FI)

<sup>20</sup> Equivalent single axle loads

<sup>21</sup> Minnesota Asphalt Mixtures

<sup>22</sup> volumetric mix design approach

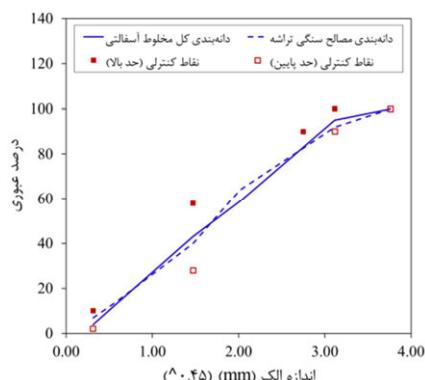
<sup>23</sup> Illinois flexibility index test (I-FIT)

جدول ۱- مشخصات سنگدانه‌های مصرفی

استاندارد	حدود مجاز	مقادیر		خواص فیزیکی
		سنگدانه تراشه	سنگدانه تازه	
ASTM C127	-	۲/۵۹۳	۲/۶۵۹	وزن مخصوص مصالح درشتدانه (gr/cm <sup>۳</sup> )
ASTM C128	-	۲/۴۶۴	۲/۶۳۹	وزن مخصوص مصالح درشت ریزدانه (gr/cm <sup>۳</sup> )
ASTM C131	حداکثر ۲۵	۲۳/۵	۲۱/۵	درصد سایش به روش لس آنجلس (%)
ASTM D5821	حداقل ۵۰	۹۷	۹۸	شکستگی در یک سمت (%)
ASTM D5821	حداقل ۸۰	۹۴	۹۵	شکستگی در دو سمت (%)
ASTM C127	حداکثر ۲/۵	۰/۸	۰/۷	جذب آب (%)
ASTM D2419	حداقل ۵۰	۶۹	۷۲	ارزش ماسه‌ای (%)



شکل ۱- (الف) روغن گیاهی، (ب) مصالح سنگی آهکی معدن اسب چران تهران و (ج) تراشه آسفالتی حاصل از تراش لایه رویه آزادگان تهران



شکل ۲- دانه‌بندی مصالح سنگی تراشه و ترکیب مصالح سنگی کل مخلوط آسفالتی

در جدول ۳ مشخصات جوانساز مورد استفاده آورده شده است. در شکل ۱ تصویری از جوانساز مصرفی نشان داده شده است.

### ۳- روش تحقیق

شکل ۳-۲- تراشه

تراشه مورد استفاده از تراش لایه رویه آزادگان تهران تهییه شده است. عمر تقریبی این تراشه حدود ده سال برآورد شده است. در شکل ۲ نمودار دانه‌بندی تراشه و دانه‌بندی ترکیب مصالح سنگی مخلوط آسفالتی، نشان داده شده است. درصد قیر تراشه ۵/۶ درصد می‌باشد. مشخصات سنگدانه‌های تراشه در جدول ۱ و مشخصات قیر استخراج شده از تراشه در جدول ۲ آورده شده است. همچنین تصویری از تراشه مورد استفاده در شکل ۱ نشان داده شده است.

### ۴- جوانساز

در این تحقیق از روغن گیاهی خوارکی به عنوان جوانساز استفاده شده است.

طرح اختلاط پنج مخلوط آسفالتی مختلف ابتدا به روش سوپرپیو انجام شده است.

در این تحقیق با به کارگیری دو درصد پایین (۲۵ درصد) و بالای تراشه (۵۰ درصد) و جوانساز روغن گیاهی

جدول ۲- مشخصات قیر تازه و قیر پیرشده استخراج شده از تراشه

استاندارد	حدود مجاز	مقادیر		خصوصیات
		قیر تراشه	قیر تازه	
ASTM D-70	-	۱/۰۴	۱/۰۳	وزن مخصوص (gr/cm <sup>۳</sup> )
ASTM D-5	۷۰-۶۰	۲۹	۶۶	درجہ نفوذ (دهم میلی متر)
ASTM D-36	۵۶-۴۹	۶۱	۵۰	نقاطه نرمی (درجہ سانتی گراد)
ASTM D-113	بیشتر از ۱۰۰	۳۴	۱۰۰ <sup>+</sup>	خاصیت انگشتی (سانتی متر)
ASTM D-92	بزرگ‌تر از ۲۳۲	۲۸۰	۳۰۵	نقاطه اشتعال (درجہ سانتی گراد)
AASHTO T 316	کمتر از ۳	۲/۷۸۳	۰/۳۶۰	ویسکوزیتی در دمای ۱۳۵ درجه سانتی گراد (Pa.s)

جدول ۳- مشخصات جوانساز مورد استفاده

مشخصات	استاندارد	روغن گیاهی (V)	نوع جوانساز
cSt گرانروی کینماتیک در ۱۰۰ درجه سانتی گراد،	ASTM D 445	۱۵/۵	
نقاطه اشتعال	ASTM D 92	۲۹۰	
رنگ	-	زرد شفاف	
وزن مخصوص در ۱۵ درجه سانتی گراد، Kg/m <sup>۳</sup>	ASTM D 1298	۹۲۵	

توجه شده است و درصد جوانسازهای بهینه به شرح زیر تعیین شده‌اند.

به‌منظور تعیین درصد جوانساز بهینه ابتدا بایستی قیر پیرشده تراشه از مصالح تراشه استخراج و بازیابی شود. ابتدا توسط دستگاه اکسترکشن<sup>۲۴</sup> مطابق استاندارد AASHTO T164 با استفاده از حلال تری کلرواتیلن<sup>۲۵</sup> قیر از سنگدانه‌های تراشه جدا می‌شود. سپس با استفاده از دستگاه تغکیک کننده گریز از مرکز<sup>۲۶</sup> فیلر موجود در محلول جدا می‌شود. قدم بعدی جداسازی کامل حلول از قیر می‌باشد که این کار با دستگاه تبخیر کننده چرخان<sup>۲۷</sup> مطابق استاندارد ASTM D5404 و سپس دستگاه ابسون<sup>۲۸</sup> مطابق استاندارد ASTM 1856 انجام خواهد

در ادامه با در نظر گرفته سه درصد قیر مختلف (درصد قیر حاصله از روش سوپرپیو و ۰/۶ درصد بالا و پایین آن) برای هر مخلوط طرح اختلاط مخلوط‌ها با روش طرح اختلاط متعادل شده (BMD) انجام شده است. از آزمایش شیارشده‌گی هامبورگ به‌منظور ارزیابی مقاومت در برابر شیارشده‌گی و آزمایش I-FIT به‌منظور ارزیابی مقاومت در برابر ترک‌خوردگی استفاده شده است.

### ۳-۱-۳- تعیین درصد جوانساز بهینه

اولین قدم در ساخت مخلوط‌های آسفالتی حاوی جوانساز تعیین درصد بهینه جوانساز می‌باشد. یک از روش‌های بسیار مرسوم، در دسترس و کم‌هزینه به‌منظور تعیین درصد جوانساز بهینه استفاده از آزمایش درجه نفوذ و نقاطه نرمی می‌باشد. بسیاری از محققان به‌منظور تعیین درصد جوانساز بهینه، جوانساز را صرفاً به قیر پیرشده اضافه می‌کنند و نقش قیر جدید را در جوانسازی قیر پیر شده در نظر نمی‌گیرند اما در این تحقیق به این مهم

<sup>24</sup> Extraction

<sup>25</sup> Trichloroethylene

<sup>26</sup> Centrifuge

<sup>27</sup> Rotary evaporator

<sup>28</sup> Abson

## طرح مخلوطهای آسفالتی حاوی تراشه به روش طرح اختلاط متعادل شده

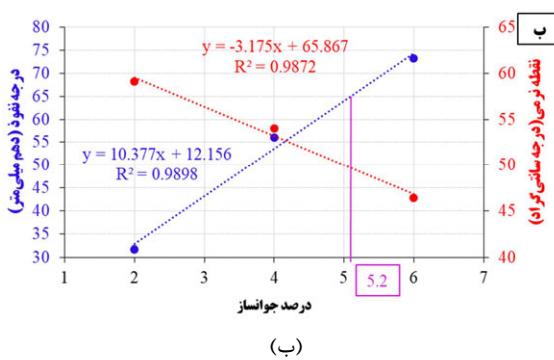
مقدار بهینه جوانساز تعیین گردیده است. ترکیب‌های قیری مختلف ساخته شده به صورت زیر است:

(الف) ترکیب ۲۵ درصد قیر پیر شده بازیابی شده از تراشه به اضافه ۷۵ درصد قیر جدید.  
(۲۵% RAPB+۷۵% VB)

(ب) ترکیب ۵۰ درصد قیر پیر شده بازیابی شده از تراشه به اضافه ۵۰ درصد قیر جدید.  
(۵۰% RAPB+۵۰% VB)

درصد جوانسازی که درجه نفوذ دو ترکیب مختلف قیر را به مقدار قیر شاهد (جدید) رسانده و درجه نرمی آن در بازه نقطه نرمی قیر شاهد (۱۴۶) تا ۱۵۲ درجه سانتی‌گراد) قرار گیرد به عنوان درصد جوانساز بهینه انتخاب می‌شود.

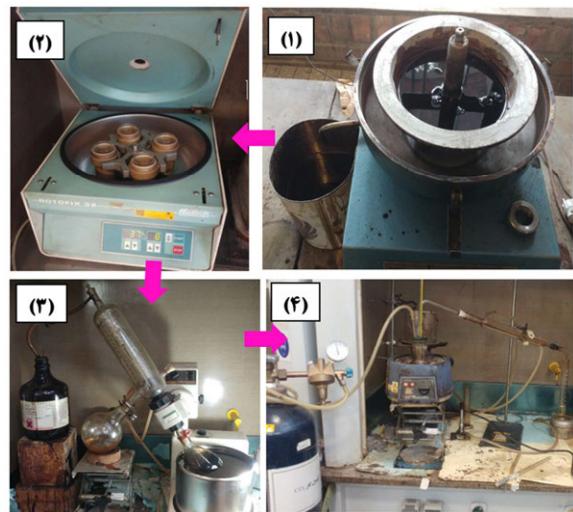
در شکل ۴ نحوه تعیین درصد بهینه‌ی جوانساز برای هر ترکیب قیر نشان داده شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، درصد جوانساز بهینه برای ترکیب الف و ب، به ترتیب ۴/۱ و ۵/۲ درصد بدست آمده است.



شکل ۴- تعیین درصد جوانساز بهینه، (الف) ترکیب حاوی ۲۵ درصد قیر پیر شده و (ب) ترکیب حاوی ۵۰ درصد قیر پیر شده

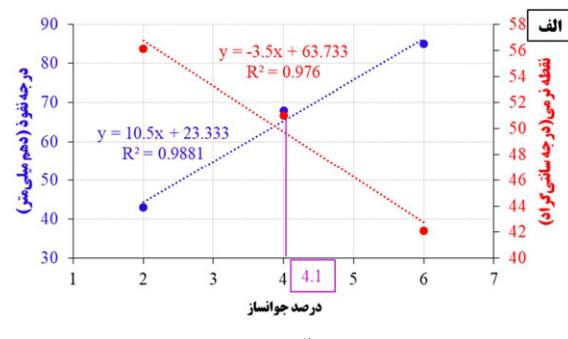
برای داشتن مخلوط مناسب از نظر پارامترهای ۰۰۲ حجمی و عملکردی استفاده از تراشه در درصدهای بالای ۵۰ درصد را توصیه نکرده است [۲۶]. بنابراین در این تحقیق، تراشه در دو درصد ۲۵ و ۵۰ درصد کل مخلوط آسفالتی مورد استفاده قرار گرفته است. درصد ۲۵ بهمنظور مرز میان حد پایین و بالای تراشه مورد استفاده و درصد ۵۰ نیز باهدف استفاده از درصد بالای تراشه مصرفی انتخاب گردیده است. همچنین از رونمایی به

شد. تصویری از دستگاه‌های مورد استفاده در شکل ۳ آورده شده است.



شکل ۳- مراحل استخراج و بازیابی قیر از صالح سنگی تراشه، (۱) دستگاه اکسترکشن، (۲) دستگاه سانترفیوژ، (۳) دستگاه تبخیرکننده دورانی و (۴) دستگاه ایسون

پس از بازیابی قیر پیر شده تراشه دو ترکیب مختلف قیر پیر شده و قیر جدید آمده شده و سپس درصدهای مختلف جوانساز به صورت جداگانه به آن‌ها اضافه شده و



(الف)

## ۲-۳- آماده‌سازی نمونه‌ها

در تحقیقات مختلف، بسته به هدف تحقیق، تراشه در درصدهای مختلفی مورد استفاده قرار می‌گیرد. اکثر منابع مرز بین درصد پایین و بالای استفاده از تراشه آسفالتی را ۲۵ درصد معرفی کرده‌اند [۲۳، ۲۴]. از طرفی تحقیقاتی استفاده بیشتر از ۵۰ درصد تراشه را توصیه نکرده‌اند [۲۵]. به عنوان مثال گزارش FHWIA-ICT-12-

[۲۸] انجام شده است. تعداد دوران اولیه، طراحی و ماکریم به ترتیب ۸، ۱۰۰ و ۱۶۰ در نظر گرفته شده است. دمای اختلاط و تراکم به ترتیب برابر ۱۴۷-۱۵۳ و ۱۳۸-۱۴۲ درجه سانتی گراد تعیین شده است. مطابق استاندارد AASHTO R30، قبل از تراکم مخلوطهای آسفالتی برای تعیین درصد قیر بهینه، نمونه‌ها دو ساعت در دمای تراکم قرار داده شده‌اند. در جدول ۵ معیارهای طرح مخلوطهای آسفالتی به روش سوپرپیو آورده شده است.

عنوان جوانساز استفاده شده است. در این تحقیق جوانساز در درصد بهینه خود به تراشه آسفالتی که دو ساعت در دمای اختلاط قرار گرفته است اضافه خواهد شد. در مجموع پنج مخلوط معرفی شده در جدول ۴ مورد ارزیابی قرار گرفته است.

### ۳-۳- طرح اختلاط به روش سوپرپیو

در این تحقیق طراحی اولیه نه مخلوطهای آسفالتی به روش طرح اختلاط سطح یک سوپرپیو مطابق AASHTO [۲۷] و M323 استانداردهای AASHTO

جدول ۴- نام‌گذاری مخلوط‌ها

ردیف	درصد تراشه مخلوط	نام‌گذاری مخلوط
۱	نمونه شاهد	C
۲	مخلوط حاوی ۲۵ درصد تراشه بدون جوانساز	25% RAP
۳	مخلوط حاوی ۲۵ درصد تراشه و جوانساز روغن گیاهی	25%RAP+V
۴	مخلوط حاوی ۵۰ درصد تراشه بدون جوانساز	50% RAP
۵	مخلوط حاوی ۵۰ درصد تراشه و جوانساز روغن گیاهی	50% RAP+V

جدول ۵- معیارهای طرح اختلاط به روش سوپرپیو

مشخصات حجمی	معیارها
Va	۴ درصد
VMA	۱۴ درصد حداقل
VFA	۷۵-۶۵ درصد
(F/Pbe) به قیر	۱/۲-۰/۶
Gmm@Nini=8	کوچکتر یا مساوی ۸۹ درصد
Gmm@Nmax=160	کوچکتر یا مساوی ۹۸ درصد



شکل ۵- تصویری از دستگاه متراکم کننده ژیراتوری مورد استفاده در این تحقیق (دستگاه آزمایشگاه قیر و مخلوطهای آسفالتی دانشگاه علم و صنعت ایران)

(دانشگاه علم و صنعت ایران)

تصویری از دستگاه متراکم کننده ژیراتوری مورد استفاده در این تحقیق که متعلق به آزمایشگاه قیر و مخلوطهای آسفالتی دانشگاه علم و صنعت ایران می‌باشد در شکل ۵ آورده شده است.

پارامترهای حجمی و درصد قیر بهینه مخلوطها در جدول ۶ آورده شده است. همان‌طور که از نتایج مشخص است، استفاده از ۲۵ و ۵۰ درصد تراشه، درصد قیر بهینه را به ترتیب ۱۰ و ۱۹ درصد افزایش داده است.

در صد قیر بهینه نسبت به حالتی که جوانساز استفاده نمی‌شود کاهش خواهد یافت. سایر پارامترها در محدوده مورد نظر طرح اختلاط به روش سوپرپیو (جدول ۵) می‌باشد.

دلیل افزایش درصد قیر بهینه، وجود قیر پیرشده در تراشه می‌باشد، که نمی‌تواند نقش قیر تازه را در مخلوط ایفا کند. اما با استفاده از جوانساز درصد قیر بهینه مخلوط کاهش می‌یابد. چراکه جوانساز موجب رساندن مشخصات قیر پیر شده به قیر تازه خواهد شد و در نتیجه

جدول ۶- نتایج طرح اختلاط به روش سوپرپیو

F/Pbe	VFA	VMA	Gmb	Gmm	Pb	مخلوط	ردیف
۰/۸۹	۷۲/۱۶	۱۴/۳۷	۲/۳۸۵	۲/۴۸۴	۴/۹۱	C	۱
۰/۸۰	۷۳/۹۴	۱۵/۳۵	۲/۳۴۰	۲/۴۳۸	۵/۴۲	25% RAP	۲
۰/۸۱	۷۳/۸۰	۱۵/۲۷	۲/۳۴۰	۲/۴۳۷	۵/۲۹	25% RAP+V	۳
۰/۷۸	۷۴/۳۲	۱۵/۵۷	۲/۳۱۶	۲/۴۱۳	۵/۸۶	50% RAP	۴
۰/۸۱	۷۳/۴۶	۱۵/۰۷	۲/۳۱۹	۲/۴۱۶	۵/۴۲	50% RAP+V	۵

### ۳-۴- طرح اختلاط متعادل شده

- در صد قیر بهینه (B)
- در صد قیر بهینه به اضافه ۰/۶ درصد (B+0.6)
- در صد قیری که معیارهای مورد نظر برای آزمایش‌های شیارشده و ترک‌خوردگی را به صورت همزمان برآورده سازد، به عنوان در صد قیر بهینه مخلوط گزارش خواهد شد. معیارهای مورد نظر هر آزمایش در جدول ۷ آورده شده است.

### ۴- آزمایش‌ها

در این قسمت آزمایش‌های انجام شده در این تحقیق شرح داده شده است.

#### ۱- آزمایش FTIR

در این تحقیق از آنالیز<sup>۳۰</sup> FTIR به منظور شناسایی جوانسازها و همین‌طور تعیین گروههای عاملی که در قیر وجود دارند و می‌توانند در عملکرد پیرشده تأثیرگذار باشند استفاده شده است. با استفاده از نتایج FTIR می‌توان درک بهتری از تعامل بین قیر و جوانساز داشت.

در این تحقیق از روش طراحی حجمی با بهینه‌سازی عملکرد<sup>۲۹</sup> مذکور در استاندارد AASHTO PP 105 [۲۹] به منظور طرح اختلاط متعادل شده مخلوطهای آسفالتی استفاده شده است. مراحل طرح اختلاط متعادل شده مورد استفاده در این تحقیق به صورت گام‌به‌گام عبارت است:

- ۱- ابتدا در صد قیر بهینه به روش سوپرپیو تعیین می‌گردد.

۲- از مجموعه آزمایش‌های بیان شده در استاندارد AASHTO MP 46 [۳۰]، آزمایش‌های مذکور در جدول ۷ به منظور ارزیابی مقاومت در برابر شیارشده و ترک‌خوردگی انتخاب شده است. جزئیات مربوط به این آزمایش‌ها در بند ۴ شرح داده شده است.

۳- هر مخلوط با سه در صد قیر ذکر شده در زیر ساخته می‌شود و تحت آزمایش‌های مذکور در گام دوم قرار می‌گیرند.

- در صد قیر بهینه منهای ۰/۶ درصد (B-0.6)

<sup>30</sup> Fourier transform infrared (FTIR)

<sup>29</sup> volumetric design with performance optimization

جدول ۷- آزمایش‌های انتخابی از آزمایش‌های مورد تأیید در استاندارد AASHTO MP 46

نام آزمایش	هدف آزمایش	معیار	دماهی آزمایش	استاندارد
شیارشدنگی هامبورگ	ارزیابی مقاومت در برابر شیارشدنگی	عمق شیارشدنگی پس از ۱۰ هزار سیکل کمتر از ۱۲/۵ میلی‌متر باشد	۵۰ درجه سانتی‌گراد	AASHTO T 324
I-FIT	ارزیابی مقاومت در برابر ترک‌خوردنگی	$FI \geq 5$	۲۵ درجه سانتی‌گراد	AASHTO TP 124

اگرچه تجزیه و تحلیل ترکیب شیمیایی و تغییرات ساختاری قیر بسیار پیچیده است، یک رویکرد ساده و پرکاربرد این است که قیر به صورت مخلوطی از چهار جزء آسفالتن<sup>۳۴</sup>، آروماتیک<sup>۳۵</sup>، رزین<sup>۳۶</sup> و ترکیبات اشباع<sup>۳۷</sup> در نظر گرفته شود [۲]. آزمایش<sup>۳۸</sup> SARA با هدف تعیین درصد این چهار جزء مطابق استاندارد ASTM D4124 انجام می‌شود. در این تحقیق این آزمایش بر روی قیر تازه، قیر پیرشده و قیر پیرشده حاوی تراشه انجام شده است.

قیرهایی که به‌طور معمول برای ساخت مخلوط‌های آسفالتی مورد استفاده قرار می‌گیرند از دو فاز روغنی<sup>۳۹</sup> و غیرروغنی<sup>۴۰</sup> تشکیل شده‌اند. آسفالتن و مالتن به ترتیب مهم‌ترین اجزای بخش غیر روغنی و روغنی می‌باشند.

برطبق مدل کلوئیدی<sup>۴۱</sup> که محبوب‌ترین مدل در بین مدل‌های شناخت اجزای داخلی قیر می‌باشد، قیر کلوئیدی است که حاوی میسل‌ها<sup>۴۲</sup> است. بر طبق این مدل، آسفالت‌ها در مرکز میسل قرار دارند و توسط لایه‌ای از هیدروکربن‌هایی با وزن مولکولی پایین‌تر احاطه شده‌اند و در فاز روغنی پراکنده شده‌اند. بنابراین خاصیت ویسکوالاستیک به صورتی چشمگیری وابسته به نرخ

افزایش غلظت نسبی دو گروه عاملی کربونیل<sup>۴۳</sup> و سولفوکسید<sup>۴۴</sup> توسط محققین بسیاری به عنوان شاخص‌های اکسیداسیون و پیرشدنگی مورد استفاده قرار می‌گیرند. مساحت زیر هر عدد موج مربوط به یک گروه عاملی مشخص نسبت به مساحت کل به عنوان شاخص‌هایی بهمنظور مقایسه عملکرد پیرشدنگی قیرهای مختلف مورد استفاده قرار می‌گیرند [۲]. شاخص‌های کربونیل و سولفوکسید مطابق روابط ۱ و ۲ محاسبه و مورد استفاده قرار گرفته‌اند.

$$\text{Carbonyl Index}(I_{C=O}) = \frac{A_{1700}}{\sum A} \quad (1)$$

$$\text{Sulfoxide Index}(I_{S=O}) = \frac{A_{1032}}{\sum A} \quad (2)$$

که در این روابط  $\sum A$  عبارت است از:

$$\sum A = A_{1700} + A_{1600} + A_{1460} + A_{1377} + A_{1032} + A_{956} + A_{866} + A_{814} + A_{723}$$

دو گروه عاملی مهم کربونیل و سولفوکسید معیار اکسیداسیون نسبی در طول فرآیند پیرشدنگی می‌باشند. به مجموع شاخص کربونیل و سولفوکسید شاخص قطبی گفته می‌شود و از این شاخص نیز بهمنظور ارزیابی پیرشدنگی قیرها استفاده می‌شود [۲].

#### ۲-۴- آزمایش استاندارد جداسازی قیر به چهار بخش (SARA)

<sup>33</sup> asphaltene

<sup>34</sup> aromatic

<sup>35</sup> resin

<sup>36</sup> saturate

<sup>37</sup> saturate, aromatic, resin, and asphaltene (SARA)

<sup>38</sup> oily phase

<sup>39</sup> non-oily phase

<sup>40</sup> colloidal model

<sup>41</sup> micelles

<sup>31</sup> carbonyl

<sup>32</sup> sulfoxide

## طرح مخلوطهای آسفالتی حاوی تراشه به روش طرح اختلاط متعادل شده

همراه تصویر یک نمونه بعد از انجام آزمایش در شکل ۶ نشان داده شده است.



شکل ۶- (الف) دستگاه شیارشدنگی هامبورگ آزمایشگاه فنی و مکانیک خاک (برند tanifuji مدل TR-332) و (ب) تصویر یک نمونه بعد از آزمایش

### ۴-۴- آزمایش ترکخوردگی I-FIT

این آزمایش به منظور ارزیابی ترکخوردگی در دمای ۲۵ درجه سانتی گراد، مطابق استاندارد AASHTO TP124 [۳۴] بر روی نمونه های SCB<sup>۴۴</sup> انجام شده است. قبل از تراکم، عمل آوری کوتاه مدت (۴ ساعت در دمای ۱۳۵ درجه سانتی گراد) مطابق استاندارد AASHTO R30 بر روی نمونه ها اعمال شده است. نمونه ها با درصد فضای خالی ۷ درصد ساخته شده اند. قطر، ضخامت و عمق ترک (ناچ) نمونه های SCB به ترتیب ۱۵۰، ۵۰ و ۱۵ میلی متر می باشد. نمونه ها تحت بارگذاری مونوتونیک با نرخ ثابت ۵۰ میلی متر بر دقیقه قرار می گیرند تا شکسته شوند. تصویری از دستگاه بارگذاری مونوتونیک ۶۰۰ کیلونیوتونی دانشکده صنایع دانشگاه علم و صنعت ایران که در این تحقیق مورد استفاده قرار گرفته است، به همراه تصویری از نمونه و شرایط بارگذاری در شکل ۷ نشان داده شده است.

<sup>۴۴</sup> Semi-circular bending (SCB)

آسفالت نسبت به سایر اجزای قیر مانند مالتن ها می باشد. هنگامی که قیر پیر می شود آروماتیک های قطبی <sup>۴۲</sup> به آسفالت تبدیل می شوند. علاوه بر این، در فرایند پیرشدنگی آروماتیک های نفتیکی به آروماتیک های قطبی تبدیل می شوند که متعاقباً اکسید می شوند و به آسفالت تبدیل می شوند. در طی این فرایند بخش مالتن کاهش و بخش آسفالت افزایش می یابد [۳۱]. (نرخ آسفالت به مالتن افزایش می یابد)

یکی از شاخص هایی که در این آزمایش مورد بررسی قرار می گیرد شاخص کلولیدی <sup>۴۳</sup> (CII) می باشد. این شاخص به صورت نسبت مجموع دو جزء آروماتیک و رزین به مجموع دو جزء آسفالت و ترکیبات اشباع تعريف می شود. هر چه این شاخص بزرگ تر باشد نشان دهنده آن است که پیرشدنگی قیر مورد نظر کمتر است [۲].

### ۴-۳- آزمایش شیارشدنگی هامبورگ

این آزمایش مطابق استاندارد AASHTO T324 [۳۲] انجام شده است. قبل از تراکم، عمل آوری کوتاه مدت (۴ ساعت در دمای ۱۳۵ درجه سانتی گراد) مطابق استاندارد AASHTO R30 [۳۳] بر روی مخلوط ها اعمال شده است. نمونه ها با درصد فضای خالی ۷ درصد، قطر ۱۵۰ میلی متر و ارتفاع حدود ۶۰ میلی متر ساخته شده اند. برای هر مخلوط دو تکرار در نظر گرفته شده است. این آزمایش در دمای ۵۰ درجه سانتی گراد انجام شده است. در این تحقیق به منظور ارزیابی مقاومت در برابر شیار شدنگی مخلوط های آسفالتی در طرح اختلاط به روش متعادل شده، از معیار حداکثر عمق شیارشدنگی ۱۲/۵ میلی متر بعد از ۱۰ هزار سیکل (۰ هزار عبور چرخ) استفاده شده است. تصویری از دستگاه شیارشدنگی هامبورگ مورد استفاده در این تحقیق که متعلق به آزمایشگاه فنی و مکانیک خاک استان تهران می باشد به

<sup>42</sup> polar aromatics

<sup>43</sup> colloidal instability index (CII)

### ۱-۵- آزمایش FTIR

طیف FTIR مربوط به روغن گیاهی مورد استفاده در این تحقیق در شکل ۸-الف نشان داده شده است. همچنین طیف FTIR قیر تازه، قیر پیرشده استخراج شده از تراشه، قیر پیرشده حاوی روغن گیاهی، در شکل ۸-ب نشان شده است.

جوانسازهایی که جزو دسته تری گلیسرید/ فتای اسید<sup>۴۶</sup> قرار می‌گیرند پیک‌های قوی در ۱۱۶۲ و ۱۷۴۴ دارند. روغن گیاهی خوراکی مورد استفاده در این تحقیق در دسته تری گلیسرید/ فتای اسید قرار دارد. این دو پیک در شکل ۸ به خوبی قابل تشخیص است. وجود پیک در موج ۱۱۶۲ و ۱۷۴۴ احتمالاً به ترتیب مربوط به دی‌الکیل / آریل سولفون‌ها<sup>۴۷</sup> و استر/آلدوئید<sup>۴۸</sup> می‌باشد. پیک‌های دیگر که مختص جوانسازهای گیاهی می‌باشند و با دیدن آن‌ها می‌توان به تری گلیسرید/ فتای اسید بودن جوانساز پی برد عبارت‌اند از: ۱۰۹۷، ۷۲۰، ۱۲۴۰ و ۳۰۰۸ [۳]، که همه این پیک‌ها در نمودار FTIR مربوط به روغن گیاهی خوراکی مورد استفاده در این تحقیق قابل تشخیص است.

پیرشدنگی باعث افزایش شاخص کربونیل و سولفوکسید می‌شود. شاخص‌های کربونیل و سولفوکسید و شاخص قطبی ساختاری برای قیرهای مورد نظر از نمودارهای FTIR محاسبه شده و در شکل ۹ آورده شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود مطابق انتظار شاخص کربونیل و سولفوکسید و مجموع آن‌ها در قیر پیر شده بزرگ‌تر از قیر شاهد می‌باشد. شاخص کربونیل قیر شاهد نزدیک به صفر می‌باشد. با پیر شدن قیر شاخص‌های معرف پیرشدنگی افزایش می‌یابد. به عنوان مثال مجموع شاخص کربونیل و سولفوکسید قیر پیرشده نسبت به قیر تازه ۳/۷ برابر شده است. استفاده جوانساز منجر به



شکل ۷- دستگاه بارگذاری مونوتونیک ۶۰۰ کیلونیوتونی دانشکده صنایع دانشگاه علم و صنعت ایران به همراه نمونه SCB و شرایط بارگذاری.

برای هر مخلوط ۴ نمونه SCB مورد آزمایش قرار گرفته است. القادی<sup>۴۹</sup> در سال ۲۰۱۹ بیان کرد که قراردادن نمونه‌ها به مدت ۳ روز در دمای ۹۵ درجه سانتی‌گراد با هدف اعمال پیرشدنگی بلندمدت، همانند قراردادن آن‌ها به مدت ۵ روز در دمای ۸۵ درجه سانتی‌گراد (معیار استاندارد AASHTO R30) است [۳۵]. به دلیل صرفه‌جویی در وقت و انرژی در این تحقیق نمونه‌های SCB قبل از آزمایش به منظور اعمال پیرشدنگی بلندمدت، ۳ روز در دمای ۹۵ درجه سانتی‌گراد قرار داده شده‌اند. شاخص (FI) نمونه‌ها از رابطه ۳ محاسبه شده است:

$$FI = \frac{G_f}{|m|} * 0.01 \quad (3)$$

که در این رابطه FI شاخص انعطاف‌پذیری،  $G_f$  انرژی شکست و  $m$  مقدار شیب در نقطه عطف قسمت دوم منحنی بارگذاری می‌باشد.

### ۵- نتایج و بحث در آن‌ها

<sup>46</sup> Triglyceride/fatty acid

<sup>47</sup> dialkyl/aryl sulfones

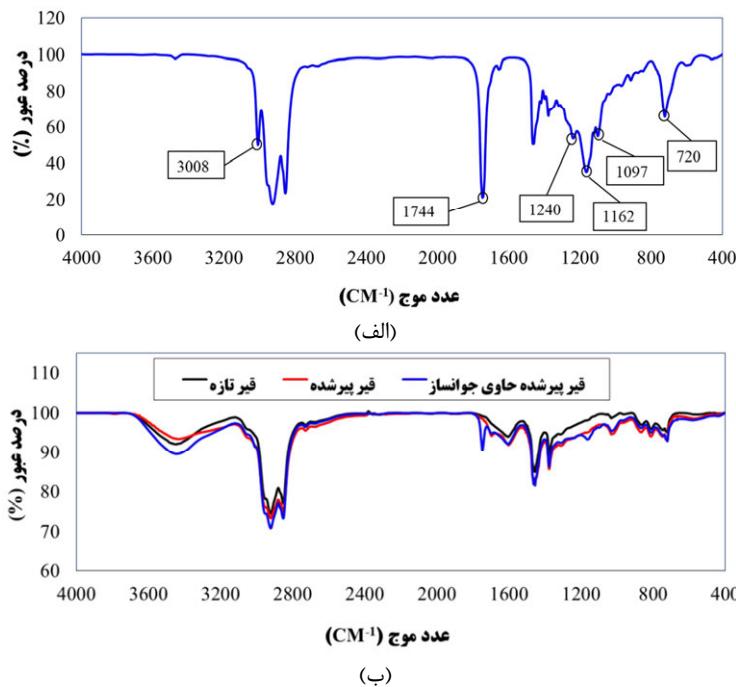
<sup>48</sup> ester/aldehyde

<sup>45</sup> Al-Qadi

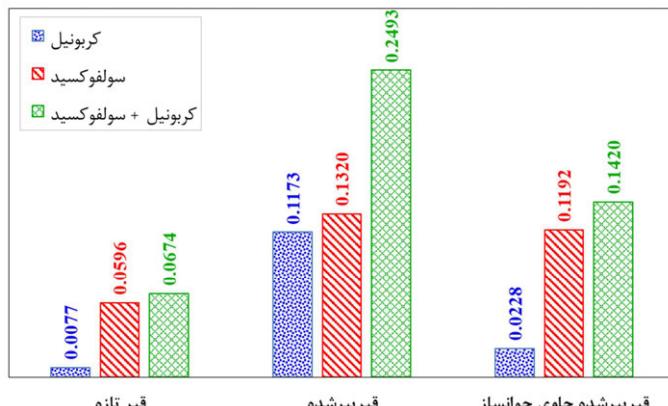
## طرح مخلوطهای آسفالتی حاوی تراشه به روش طرح اختلاط متعادل شده

توانایی بازیابی ترکیب شیمیایی قیر پیر شده را داشته است.

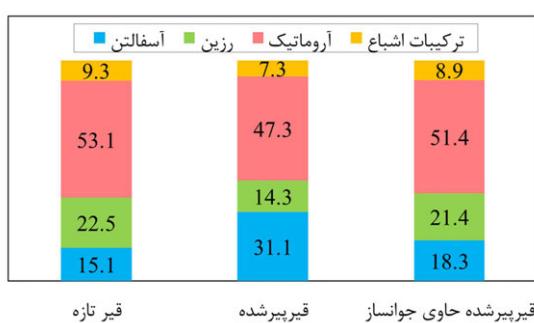
کاهش شاخصهای معرف پیرشدگی قیر شده است. این مهم نشان دهنده آن است که استفاده روغن گیاهی



شکل ۸- نمودار FTIR (الف) روغن گیاهی مورد استفاده به عنوان جوانساز و (ب) قیر تازه، قیر پیرشده و قیرپیرشده حاوی جوانساز



شکل ۹- شاخصهای کربونیل، سولفوکسید و مجموع آن دو حاصله از نمودار FTIR



شکل ۱۰- نتایج آزمایش SARA قیر تازه، قیر پیرشده و قیر پیرشده حاوی جوانساز

## ۲-۵ آزمایش SARA

چهار جز تفکیک شده قیر تازه، قیرپیرشده و قیر پیرشده حاوی جوانساز در شکل ۱۰ نشان داده شده است. همان‌طور که از شکل مشخص است قیر پیرشده مقدار آسفالت بیشتری نسبت به قیر تازه دارد. با استفاده از جوانساز مقدار آسفالت کاهش و محتوای مالتن افزایش یافته است. بنابراین می‌توان گفت استفاده از روغن گیاهی به عنوان جوانساز موجب بازیابی ترکیبات شیمیایی قیر پیرشده می‌شود.

افزایش مقدار آسفالتن و کاهش آروماتیک در طی فرآیند پیرشدگی برابر  $1/6$  شده است که نسبت به قیر تازه  $48/3$  درصد کاهش یافته است.

همچنین مقدار شاخص کلولئیدی در جدول ۸ محاسبه شده است. مقدار این شاخص برای قیر تازه برابر  $3/1$  می باشد. این شاخص برای قیر پیرشدہ تراشه به دلیل

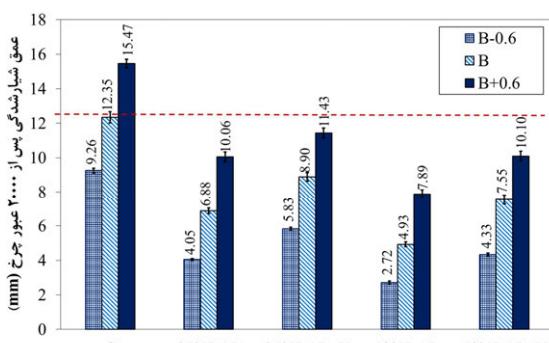
جدول ۸- مقدار پارامتر CII

CII	آسفالتن+ ترکیبات اشاع	آروماتیک+ رزین	نوع قیر
۳/۱۰	۲۴/۴	۷۵/۶	قیر تازه
۱/۶۰	۳۸/۴	۶۱/۶	قیرپیرشدہ
۲/۶۸	۲۷/۲	۷۲/۸	قیرپیرشدہ حاوی جوانساز

قیر پیرشدہ در مخلوط و در نتیجه افزایش سختی مخلوط می باشد.

استفاده از جوانساز به دلیل آنکه باعث کاهش سختی قیر پیرشدہ می شود، عمق شیارشدگی مخلوط را نسبت مخلوطهای حاوی تراشه بدون جوانساز افزایش داده است. به عنوان مثال عمق شیارشدگی مخلوطهای حاوی  $5/0$  درصد تراشه و جوانساز نسبت به نمونه بدون جوانساز  $5/3$  درصد افزایش یافته است.

با استفاده از جوانساز مقدار آسفالتن کاهش یافته و درصد آروماتیک و رزین افزایش می یابد، این مهم باعث می شود مقدار شاخص کلولئیدی افزایش یافته به مقدار  $2/68$  برسد. به عبارتی مقدار شاخص کلولئیدی قیرپیرشدہ حاوی جوانساز نسبت به قیر پیرشدہ  $6/7$  درصد افزایش یافته است. نتایج نشان می دهد که استفاده روغن گیاهی توانایی بازیابی ترکیب شیمیایی قیر پیر شده را داشته است.



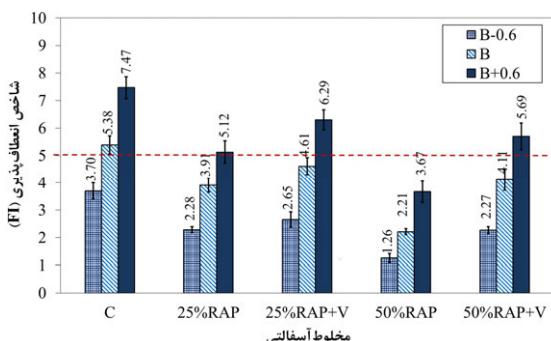
شکل ۱۱- عمق شیارشدگی حاصل از آزمایش شیارشدگی هامبورگ

در نمونه های حاوی تراشه و جوانساز بیشترین عمق شیارشدگی مربوط به نمونه  $25\%RAP+V$  در درصد قیر  $B+0.6$  است که برابر  $11/43$  میلی متر می باشد. استفاده همزمان از جوانساز و قیر بیشتر باعث شده تا اثر روان سازی افزایش یابد و عمق شیارشدگی افزایش یابد. تنها نمونه ای که عمق شیارشدگی آن از حد آستانه  $12/5$  میلی متر بالاتر رفته است نمونه شاهد در درصد قیر  $B+0.6$  که برابر  $15/47$  میلی متر است.

### ۳-۵- عمق شیارشدگی

استفاده از تراشه در مخلوطهای آسفالتی مقاومت در برابر شیارشدگی را افزایش می دهد. دلیل آن این است که قیر پیرشدہ موجود در تراشه سختی مخلوط را افزایش می دهد و در نتیجه آن، تغییر شکل های ماندگار در مخلوط کاهش می یابد [۳۶]. عمق شیارشدگی مخلوطهای آسفالتی در درصد قیرهای مختلف، بعد از  $10$  هزار سیکل ( $20$  هزار عبور) در شکل ۱۱ نشان داده شده است. در این تحقیق عمق شیارشدگی مخلوطهای حاوی  $25$  و  $50$  درصد تراشه در هر سه درصد قیر، نسبت به نمونه شاهد کاهش یافته است. به طوری که در درصد قیر بهینه، عمق شیارشدگی مخلوط حاوی  $25$  و  $50$  درصد تراشه بدون جوانساز نسبت به نمونه شاهد به ترتیب  $44$  و  $60$  کاهش یافته است. با افزایش درصد تراشه مقاومت در برابر شیارشدگی افزایش یافته است که دلیل آن وجود بیشتر

شکست سریع‌تر و در نتیجه افزایش مقدار شیب می‌شود. این مساله باعث کاهش مقدار FI می‌شود. استفاده از جوانساز موجب افزایش نرمی مخلوط و در نتیجه کاهش مقدار شیب می‌شود. در بین نمونه‌های حاوی جوانساز و تراشه بیشترین مقدار FI برابر  $6/29$  است که مربوط به نمونه حاوی  $25$  درصد تراشه و جوانساز در درصد قیر  $B+0.6$  می‌باشد. در همه مخلوطها با افزایش درصد قیر به دلیل کاهش سختی مخلوط مقدار FI افزایش یافته است. در درصد قیر یکسان مقدار شاخص FI در همه نمونه کمتر از نمونه شاهد می‌باشد. این روند در تحقیق دیگری نیز بیان شده است [۴۲].



شکل ۱۲- شاخص FI حاصل از آزمایش ترکخوردگی I-FIT

#### ۵-۵- طرح اختلاط متداول شده

درصد قیر بهینه حاصله از روش سوپرپیو مبتنی خصوصیات حجمی مخلوط می‌باشد. در این قسمت درصد قیر بهینه همه مخلوطها با استفاده از روش BMD محاسبه شده است. برای این منظور تأثیر تغییر قیر بهینه بر عملکرد شیارشدنگی و ترکخوردگی مورد ارزیابی قرار گرفته است که نتایج آن در بند ۱-۵ و ۲-۵ بیان شده است. پنج مخلوط مورد نظر در این تحقیق با سه درصد قیر (قیر بهینه (B)، قیر بهینه با اضافه  $0/6$  درصد قیر (B+0.6) و قیر بهینه منهای  $0/6$  درصد قیر (B-0.6) ساخته شده‌اند و مورد ارزیابی عملکردی قرار گرفته‌اند. در شکل ۱۳ نمودار BMD مربوط به مخلوط شاهد نشان داده شده است. مطابق این نمودار، بازه مناسب درصد قیر برای اینکه عمق شیارشدنگی مخلوط شاهد کمتر از  $12/5$  میلی‌متر و شاخص FI بزرگ‌تر از  $5$  باشد  $4/74$  تا  $4/94$ .

در درصد قیرهای مشابه، عمق شیارشدنگی همه مخلوطها از نمونه شاهد کمتر است. به عبارتی از آنجایی که جوانساز گیاهی در درصد بهینه مورد استفاده قرار گرفته است، اثر نرم‌کنندگی آن در سطح قابل قبول است و منجر به بدتر شدن رفتار شیارشدنگی نسبت به نمونه شاهد نمی‌شود.

افزایش درصد قیر، موجب افزایش نرمی مخلوط شده و درنتیجه در دمای بالا موجب کاهش سختی و کاهش مقاومت در برابر شیارشدنگی می‌شود. این روند در همه مخلوطها مشاهده می‌شود. به عنوان مثال افزایش  $1/2$  درصد قیر منجر به افزایش حدود  $67$  درصدی عمق شیارشدنگی در نمونه شاهد شده است.

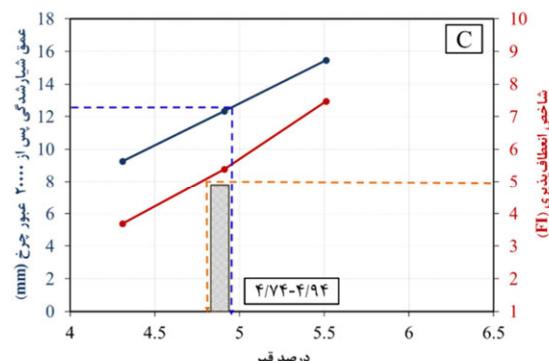
#### ۴-۵- شاخص انعطاف‌پذیری (FI)

شاخص FI شاخصی توانمند در تعیین عملکرد ترکخوردگی مخلوطهای آسفالتی می‌باشد [۳۷]. این شاخص به تغییرات درصد تراشه، جوانساز و سایر افزودنی‌ها حساس است [۳۸].

همان‌طور که در شکل ۱۲ نشان داده شده است استفاده از تراشه موجب کاهش شاخص FI می‌شود. به صورتی که مقدار شاخص FI در نمونه حاوی  $25$  و  $50$  درصد تراشه بدون جوانساز نسبت به نمونه شاهد به ترتیب  $27$  و  $59$  درصد کاهش یافته است. دلیل این امر آن است که قیر پیر شده موجود در تراشه موجب افزایش شکنندگی و کاهش انعطاف‌پذیری مخلوط می‌شود. با افزایش درصد تراشه، مقدار قیر پیر شده موجود در مخلوط افزایش می‌یابد و در نتیجه سطح پیرشدنگی بیشتر می‌شود، که نتیجه آن کاهش شاخص FI خواهد بود [۳۹]. استفاده از تراشه موجب افزایش سختی مخلوط و در نتیجه کاهش مقاومت در برابر ترکخوردگی می‌شود [۴۰]. استفاده از جوانساز موجب افزایش شاخص FI و در نتیجه موجب افزایش مقاومت در برابر ترکخوردگی می‌شود [۴۱]. یکی از پارامترهای اثرگذار در محاسبه FI مقدار شیب می‌باشد. افزایش سختی مخلوط موجب

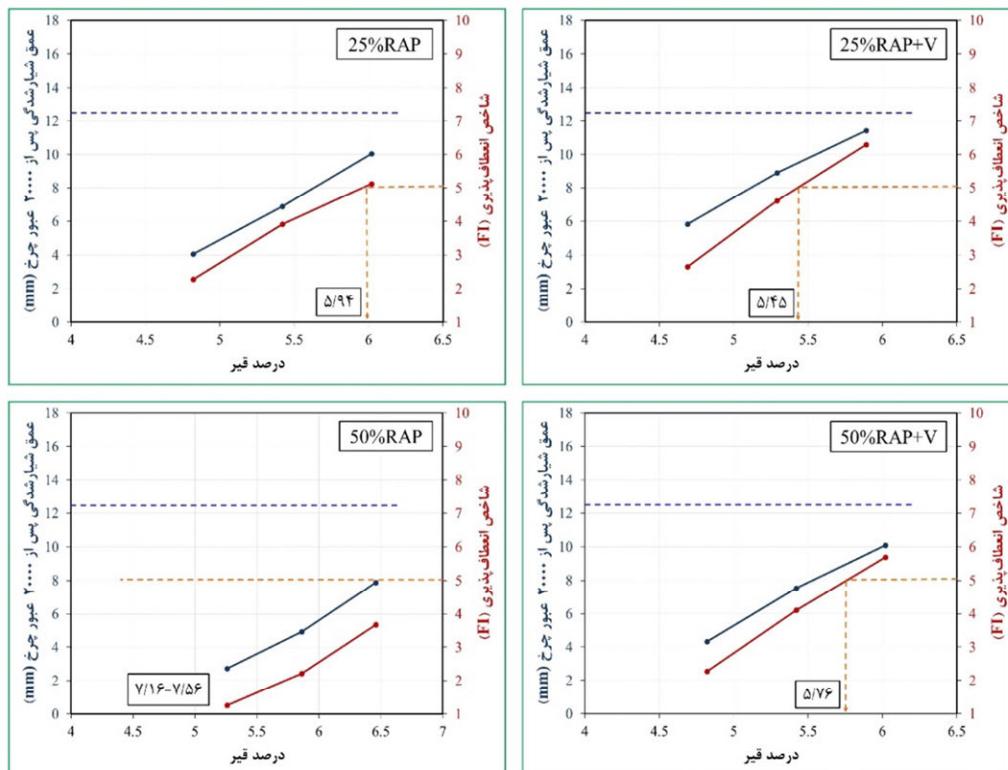
تعیین شده است. در نمونه حاوی ۵۰ درصد تراشه بدون جوانساز (50% RAP)، مقدار FI در هر سه درصد قیر کمتر از ۵ است. بنابراین درصد قیر بهینه در خارج از بازه  $B \pm 0.6$  قرار دارد. بنابراین در این مخلوط درصد قیر متعادل شده با استفاده از برونو یا می محاسبه شده است. مقادیر درصد قیر بهینه حاصل از روش BMD در نمودارها نشان داده شده است. همچنین در جدول ۹ درصد قیر حاصله از روش سوپرپیو و BMD در کنار هم آورده شده است و مقدار تغییر درصد قیر نشان داده شده است. بیشترین مقادیر تغییر قیر مربوط به نمونه حاوی ۲۵ و ۵۰ درصد تراشه بدون جوانساز می باشد که به ترتیب برابر  $9/56$  و  $22/18$  می باشد. بنابراین می توان گفت از نظر عملکردی مقدار درصد قیر بهینه حاصل از روش سوپرپیو برای مخلوطهای حاوی تراشه و جوانساز مناسب نیست. خصوصاً برای مخلوطهایی که در آنها از جوانساز استفاده نمی شود. بنابراین توصیه می شود درصد قیر بهینه مخلوطهای حاوی تراشه از روش BMD تعیین گردد.

درصد می باشد. این درصد به مقدار جزئی کمتر از درصد قیر بهینه محاسبه شده از روش سوپرپیو می باشد. اما در سایر مخلوطها درصد قیر محاسبه شده در روش BMD از روش سوپرپیو بزرگتر است.



شکل ۱۳- نمودار BMD مخلوط شاهد

نمودار BMD مخلوطهای حاوی تراشه و جوانساز در شکل ۱۴ نشان داده شده است. در همه مخلوطها به غیر از نمونه شاهد عمق شیارشدنگی در هر سه درصد قیر، کمتر از حد  $12/5$  میلی متر می باشد بنابراین در این مخلوطها عمق شیارشدنگی کنترل کننده نمی باشد. در این مخلوطها درصد قیر متعادل شده بر حسب شاخص FI



شکل ۱۴- نمودار BMD مخلوطهای حاوی تراشه و جوانساز:

جدول ۹- مقایسه درصد قیر حاصله از روش سوپرپیو و روش BMD

مقدار تغییر	درصد قیر بهینه		نام مخلوط
	BMD	روش سوپرپیو	
۳/۴۶ درصد کاهش یافته	۴/۷۴-۴/۹۴	۴/۹۱	C
۹/۵۹ درصد افزایش یافته	۵/۹۴	۵/۴۲	25%RAP
۳/۰۲ درصد افزایش یافته	۵/۴۵	۵/۲۹	25%RAP+V
۲۲/۱۸ درصد افزایش یافته	۷/۱۶-۷/۵۶	۵/۸۶	50% RAP
۶/۲۷ درصد افزایش یافته	۵/۷۶	۵/۴۲	50% RAP+V

## ۶- نتیجه‌گیری

- افزایش درصد قیر، موجب افزایش نرمی مخلوط شده و درنتیجه در دمای بالا موجب کاهش مقاومت در برابر شیارشدنگی می‌شود.
- حضور تراشه در مخلوط منجر به کاهش انعطاف‌پذیری مخلوط و در نتیجه کاهش شاخص FI در آزمایش مقاومت در برابر ترک‌خوردگی می‌شود. بهصورتی‌که مقدار شاخص FI در نمونه حاوی ۲۵ و ۵۰ درصد تراشه بدون جوانساز نسبت به نمونه شاهد به ترتیب ۲۷ و ۵۹ درصد کاهش یافته است
- بهکارگیری جوانساز، نرمی قیر و بهتیع آن شاخص FI افزایش می‌یابد و در نتیجه موجب افزایش مقاومت در برابر ترک‌خوردگی می‌شود. در بین نمونه‌های حاوی جوانساز و تراشه بیشترین مقدار FI برابر ۶/۲۹ است که مربوط به نمونه حاوی ۲۵ درصد تراشه و جوانساز در درصد قیر ۰.۶ B+0.6 می‌باشد.
- در همه مخلوطها با افزایش درصد قیر با دلیل کاهش سختی مخلوط مقدار FI افزایش یافته است.
- در درصد قیر یکسان مقدار شاخص FI در همه نمونه کمتر از نمونه شاهد می‌باشد.
- درصد قیر بهینه حاصله از روش BMD در نمونه شاهد اندکی کمتر از روش سوپرپیو می‌باشد. اما در سایر مخلوطها درصد قیر بدست آمده از روش BMD بزرگ‌تر از روش سوپرپیو می‌باشد.

در این تحقیق ابتدا درصد قیر بهینه پنج مخلوط مختلف، شامل مخلوط شاهد، مخلوط حاوی ۲۵ و ۵۰ درصد تراشه با و بدون جوانساز ابتدا با روش سوپرپیو بدست آمده است. در ادامه با به کارگیری روش طرح اختلاط متعادل شده درصد قیر بهینه مخلوطها بر اساس عملکرد مخلوطها بدست آمده است. برای این منظور از آزمایش شیارشدنگی هامبورگ و ترک‌خوردگی I-FIT بهمنظور ارزیابی عملکرد شیارشدنگی و ترک‌خوردگی استفاده از شده است. در ادامه نتایج این تحقیق بهصورت خلاصه بیان شده است.

- استفاده از تراشه به دلیل افزایش سختی مخلوط، مقاومت در برابر شیارشدنگی را افزایش می‌دهد. بهطوری‌که در درصد قیر بهینه، عمق شیارشدنگی مخلوط حاوی ۲۵ و ۵۰ درصد تراشه بدون جوانساز نسبت به نمونه شاهد به ترتیب ۴۴ و ۶۰ کاهش یافته است.
- استفاده از جوانساز منجر به کاهش سختی مخلوط و در نتیجه افزایش عمق شیارشدنگی می‌شود، اما در درصد قیرهای مشابه، عمق شیارشدنگی همه مخلوطها از نمونه شاهد کمتر است. عمق شیارشدنگی مخلوطهای حاوی ۵۰ درصد تراشه و جوانساز نسبت به نمونه بدون جوانساز ۵۳ درصد افزایش یافته است.

مناسب نیست. خصوصاً برای مخلوطهایی که در آنها از جوانساز استفاده نمی‌شود. بنابراین بهتر است درصد قیر مخلوطهای حاوی تراشه از روش تعیین گردد. BMD نتایج آزمایش‌های FTIR و SARA نشان می‌دهد که استفاده روغن گیاهی توانایی بازیابی ترکیب شیمیایی قیر پیر شده را داشته است.

- بیشترین افزایش درصد قیر حاصله از روش BMD نسبت به روش سوپرپیو، مربوط به نمونه حاوی ۲۵ و ۵۰ درصد تراشه بدون جوانساز می‌باشد. درصد قیر حاصله از روش BMD نسبت به روش سوپرپیو برای مخلوط حاوی ۲۵ و ۵۰ درصد تراشه بدون جوانساز، به ترتیب ۹/۵۶ و ۲۲/۱۸ درصد افزایش یافته است.

- از نظر عملکردی مقدار درصد قیر حاصل از روش سوپرپیو برای مخلوطهای حاوی تراشه و جوانساز

## مراجع

- [1] Haghshenas, H., et al., *Research on high-rap asphalt mixtures with rejuvenators and WMA additives*. 2016, Nebraska Department of Transportation Research Reports. 146: Nebraska - Lincoln.
- [2] Haghshenas, H., et al., *Research on High-RAP Asphalt Mixtures with Rejuvenators-Phase II*. 2019, Nebraska Department of Transportation Research Reports. 217: Nebraska - Lincoln.
- [3] Haghshenas, H.F., et al., *Chemical Characterization of Recycling Agents*. Journal of Materials in Civil Engineering, 2020. 32(5): p. 060.٢٠٠٠
- [4] Behnood, A., *Application of rejuvenators to improve the rheological and mechanical properties of asphalt binders and mixtures: A review*. Journal of Cleaner Production, 2019. 231(Sep): p. 171-182.
- [5] Haghshenas, H.F., et al., *Effect of softening additives on the moisture susceptibility of recycled bituminous materials using chemical-mechanical-imaging methods*. Journal of Materials in Civil Engineering, 2018. 30(9): p. 04018207.
- [6] Zhou, F., et al., *High RAP mixes design methodology with balanced performance*. FHWA/TX-11/0-6092-2 2011, United States. Federal Highway Administration: Texas Transportation Institute, College Station, Texas. .
- [7] Parnell, N.D., *The Development of Initial Asphalt Mixture Acceptance Criteria Using the SCB test and the I-FIT Test*. 2019: University of Arkansas.
- [8] Zaumanis, M., L. Poulikakos, and M. Partl, *Performance-based design of asphalt mixtures and review of key parameters*. Materials & Design, 2018. 141: p. 185-201.
- [9] Yin, F., et al., *Performance Testing for Quality Control and Acceptance of Balanced Mix Design*, NCAT Report 20-02. 2020, National Center for Asphalt Technology (NCAT): Auburn University, Auburn, Alabama.
- [10] Newcomb, D. and F. Zhou, *Balanced Design of Asphalt Mixtures*, MN/RC 2018-22. 2018, Minnesota Department of Transportation Research Services & Library: Minnesota.
- [11] Monismith, C., J. Epps, and F. Finn, *Improved asphalt mix design (with discussion)*, in *Association of Asphalt Paving Technologists Proc.* 1985, Association of Asphalt Paving Technologists (AAPT), Vol. 54. p. 340-406.
- [12] Zhou, F., S. Hu, and T. Scullion, *Integrated asphalt (overlay) mixture design, balancing rutting and cracking requirements*, FHWA/TX-06/0-5123-1. 2006, Texas Transportation Institute, Texas A & M University System: College Station, Texas
- [13] Dong, W. and S. Charmot, *Proposed tests for cold recycling balanced mixture design with measured impact of varying emulsion and cement contents*. Journal of Materials in Civil Engineering, 2018. 31(2): p. 04018387.
- [14] Zhou ,Z., et al., *Rutting and fatigue cracking performance of SBS-RAP blended binders with a rejuvenator*. Construction and Building Materials, 2019. 203(Apr): p. 294-303.
- [15] Ali, U.M., et al. *Three-dimensional balanced mix design for asphalt concrete*. in *International Airfield and Highway Pavements Conference 2019: Design, Construction, Condition Evaluation, and Management of Pavements*. 2019. American Society of Civil Engineers (ASCE).
- [16] Im, S., P. Karki, and F. Zhou, *Development of new mix design method for asphalt mixtures containing RAP and rejuvenators*. Construction and Building Materials, 2016. 115(Jul): p. 727-734.
- [17] Barros, L., et al., *Implications of Including Reclaimed Asphalt Pavement Materials to Performance of Balanced Asphalt Concrete Mixes*. Transportation Research Record, 2019: p. 0361198119875666.
- [18] Sabouri, M., *Evaluation of performance-based mix design for asphalt mixtures containing Reclaimed Asphalt Pavement (RAP)*. Construction and Building Materials, 2020. 235(Feb): p. 117545.

- [19] Espinoza-Luque, A.F., I.L. Al-Qadi, and H. Ozer, *Optimizing rejuvenator content in asphalt concrete to enhance its durability*. Construction and Building Materials, 2018. 179(Aug): p. 642-648.
- [20] Zaumanis, M., et al., *Performance-based design of 100% recycled hot-mix asphalt and validation using traffic load simulator*. Journal of Cleaner Production, 2019. 237(Nov): p. 117679.
- [21] Meroni, F., et al., *Application of balanced mix design methodology to optimize surface mixes with high-RAP content*. Materials, 2020. 13(24): p. 5638.
- [22] Al-Khayat, H., et al., *Evaluation of the Minnesota Asphalt Mixtures Based on Balanced Mix-Design Approach*. Journal of Transportation Engineering, Part B: Pavements, 2021. 147(3): p. 04021045.
- [23] Izaks, R., et al., *Hot mix asphalt with high RAP content*. Procedia Engineering, 2015. 114(2015): p. 676-684.
- [24] Zaumanis, M. and R.B. Mallick, *Review of very high-content reclaimed asphalt use in plant-produced pavements: state of the art*. International Journal of Pavement Engineering, 2015. 16(1): p. 39-55.
- [25] Saride, S., D. Avirneni, and S.C.P. Javvadi, *Utilization of reclaimed asphalt pavements in Indian low-volume roads*. Journal of Materials in Civil Engineering, 2016. 28(2): p. 04015107.
- [26] Al-Qadi, I.L., et al., *Impact of high RAP contents on structural and performance properties of asphalt mixtures*, Report No: FHWA-ICT-12-002 2012, Illinois Center for Transportation, Rantoul, IL.
- [27] AASHTO, *Standard Specification for Superpave Volumetric Mix Design*. AASHTO M 323 ,۲۰۱۸ . AASHTO: Washington, D.C.
- [28] AASHTO, *Standard Practice for Superpave Volumetric Design for Asphalt Mixtures*. AASHTO R 35. 2015, AASHTO: Washington, DC.
- [29] AASHTO-PP105, *Standard Practice for Balanced Design of Asphalt Mixtures* 2020, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC:AASHTO.
- [30] AASHTO, *Standard Specification for Balanced Mix Design*. AASHTO MP 46. 2020, AASHTO: Washington, DC.
- [31] Chen, A., et al., *Research on the aging and rejuvenation mechanisms of asphalt using atomic force microscopy*. Construction and Building Materials, 2018. 167: p. 177-184.
- [32] AASHTO-T324, *Standard Method of Test for Hamburg Wheel-Track Testing of Compacted Asphalt Mixtures* 2017, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC:AASHTO.
- [33] AASHTO-R30, *Standard Practice for Mixture Conditioning of Hot Mix Asphalt (HMA)* 2015, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC:AASHTO.
- [34] AASHTO-TP124, *Standard Method of Test for Determining the Fracture Potential of Asphalt Mixtures Using Semicircular Bend Geometry (SCB) at Intermediate Temperature* 2016, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC:AASHTO.
- [35] Al-Qadi ,I.L., et al., *Development of long-term aging protocol for implementation of the Illinois flexibility index test (I-FIT)*.FHWA-ICT-19-009. 2019, Illinois Center for Transportation/Illinois Department of Transportation, Urbana.
- [36] Yousefi, A., et al., *Performance evaluation of asphalt mixtures containing warm mix asphalt (WMA) additives and reclaimed asphalt pavement (RAP)*. Construction and Building Materials, 2021. 268: p. 121200.
- [37] Ozer, H., et al., *Evaluation of I-FIT results and machine variability using MnRoad test track mixtures*. 2017, Illinois Center for Transportation.
- [38] Chen, C., *Validation of Laboratory Cracking Tests for Field Top-down Cracking Performance*. 2020, Auburn University.
- [39] Zhou, Z., et al., *Investigation of the oxidation ageing of RAP asphalt blend binders and mixtures*. International Journal of Pavement Engineering, 2022. 23(3): p. 571-587.
- [40] Bajaj, A., et al., *Evaluation and classification of recycling agents for asphalt binders*. Construction and Building Materials, 2020 :۲۶۰ . p. 119864.
- [41] Xie, Z., et al., *Laboratory evaluation of effect of addition methods of rejuvenators on properties of recycled asphalt mixtures*. Journal of Materials in Civil Engineering, 2020. 32(5): p. 04020101.
- [42] Yin, F., et al., *Characterising the long-term rejuvenating effectiveness of recycling agents on asphalt blends and mixtures with high RAP and RAS contents*. Road Materials and Pavement Design, 2017. 18(sup4): p. 273-292.

## بررسی آزمایشگاهی مشخصات هندسی بلوک‌ها بر هوادهی و نرخ استهلاک انرژی جریان عبوری از شوت مانع دار

در تحقیق حاضر با استفاده از مدل‌های آزمایشگاهی، به بررسی تاثیر مشخصات هندسی بلوک‌های روی شوت در میزان هوادهی و استهلاک انرژی جریان پرداخته شد. بدین منظور، آزمایش‌ها بر روی یک شوت و با پنج شکل هندسی مختلف از بلوک‌ها و در چهار فواصل طولی و عرضی مختلف نسبت به هم در شرایط هیدرولیکی مختلف انجام شد. نتایج تحقیق نشان داد که ایجاد بلوک بر روی شوت باعث ایجاد سطح مقاومتی در برابر جریان شده و با افزایش آشفتگی باعث انتقال نقطه شروع هوادهی به بالادست شوت و افزایش نرخ استهلاک انرژی نسبت به شوت بدون مانع می‌شود. بطور متوسط ایجاد بلوک بر روی شوت باعث افزایش  $5/8$  برابر طول اختلاط آب و هوا و افزایش  $21$  تا  $61$  درصدی در میزان نرخ استهلاک انرژی در مقایسه با شوت بدون مانع می‌گردد. در تمامی مدل‌ها میزان استهلاک انرژی در دی‌های کم، بیشتر بوده و با افزایش دی، میزان استهلاک انرژی کاهش می‌یابد. با افزایش فاصله طولی و عرضی بین بلوک بر روی شوت، میزان استهلاک انرژی در تمامی مدل‌ها کاهش یافت. بطوریکه در مدل M2 به عنوان مدل برتر، افزایش فاصله طولی و عرضی بین بلوک‌ها به ترتیب باعث کاهش  $3/1$  و  $4/57$  درصد در میزان نرخ استهلاک انرژی می‌گردد. تاثیر فاصله طولی در میزان اختلاط آب و هوا و نرخ استهلاک انرژی جریان عبوری از شوت مانع دار بیشتر از فاصله عرضی آن می‌باشد.

**واژگان کلیدی:** شوت مانع دار، استهلاک انرژی، نقطه شروع هوادهی، فاصله بین بلوک‌ها، مدل آزمایشگاهی.

### رسول دانشفراز\*

استاد، گروه مهندسی عمران،  
دانشکده فنی و مهندسی،  
دانشگاه مراغه، مراغه، ایران.

پست الکترونیک:  
[daneshfaraz@maragheh.ac.ir](mailto:daneshfaraz@maragheh.ac.ir)

### امیر قادری

دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه  
زنجان، زنجان، ایران.

پست الکترونیک:  
[amir\\_ghaderi@znu.ac.ir](mailto:amir_ghaderi@znu.ac.ir)

### علیرضا باقری

دانشکده فنی و مهندسی،  
دانشگاه مراغه، مراغه، ایران.

پست الکترونیک:  
[alirezab57@yahoo.com](mailto:alirezab57@yahoo.com)

جریانی با انرژی جنبشی بالا و دارای قدرت تخریب قابل توجهی است که ممکن است سازه هیدرولیکی مورد نظر را زیر سوال ببرد، بنابراین باید به طریقی انرژی جریان مذکور مستهلك شود [۱]. برای استهلاک انرژی، مستهلك‌کننده‌های مختلفی وجود دارد که از جمله می‌توان انواع حوضچه‌های آرامش و پرتاپ‌کننده جامی اشاره کرد. همچنین در صورتی که بخش عمده‌ای از انرژی در طول شوت سرریز و قبل از رسیدن به پنجه سرریز و رودخانه پایین‌دست آن، مستهلك شود، کاهش ابعادی مستهلك‌کننده‌های مذکور و یا حتی حذف آن را موجب خواهد شد که باعث ساده‌تر و کم هزینه‌تر شدن مسائل فنی و اقتصادی می‌شود [۱]. بطور کلی سازه‌های مستهلك‌کننده انرژی به دو دسته کلی

### ۱- مقدمه

شوت سرریزها برای عبور مطمئن و ایمن جریان پر انرژی آب طراحی می‌شوند. هنگامی که آب از هر نوع سرریزی، توسط شوت از ارتفاع بالا به پایین سرازیر می‌شوند، مقدار زیادی از انرژی پتانسیل آن در تاج سرریز به انرژی جنبشی در پنجه سرریز تبدیل می‌شود و هر چه اختلاف ارتفاع سرریز و پایاب بیشتر باشد، تبدیل انرژی شدیدتر و در نتیجه سرعت جریان بالاتر خواهد بود. چنین

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۱۰/۱۴، بازنگری ۱۴۰۱/۰۴/۲۳، پذیرش ۱۴۰۱/۰۵/۰۲.  
DOI: [10.22091/cer.2022.8061.1381](https://doi.org/10.22091/cer.2022.8061.1381)

می‌شود. یکی از مستهلك‌کننده‌های نوع ضربه‌ای استفاده از شوتهای مانع دار است که کاربرد نسبتاً زیادی در شبکه‌های زهکشی روباز دارند [۳]. شکل ۱ نمایی از شوت مانع دار اجرا شده در کانال‌های آبیاری سد درودزن استان فارس را نشان می‌دهد.

مستهلك‌کننده‌های نوع پرش هیدرولیکی و مستهلك‌کننده‌های نوع ضربه‌ای تقسیم می‌شوند [۲]. کاتورانی و کاشفی‌پور، مستهلك‌کننده‌های نوع ضربه‌ای آب را به مانع‌هایی هدایت می‌کنند که باعث انحراف جریان از مسیر مستقیم خود شده و با ایجاد سطوح بالایی از آشفتگی در جریان باعث استهلاک انرژی جریان



شکل ۱- اجرای شوت مانع دار در سیستم آبیاری سد درودزن استان فارس، ایران

کاتورانی و کاشفی‌پور و عملکرد شوتهای همراه با بلوک‌های دندانه‌ای با سرریز پلکانی در میزان استهلاک انرژی جریان توسط جم و همکاران اشاره کرد [۱، ۲ و ۱۱].

دورسان<sup>۴</sup> و همکاران با استفاده از روش رگرسیون غیرخطی، روابطی را برای پیش‌بینی طول نقطه شروع هوادهی بر روی شوتهای همراه با مانع ارائه دادند. نتایج آنان نشان داد که ناحیه هوادهی بر روی شوت همراه با مانع نسبت به سرریز پلکانی بزرگ‌تر بوده و اختلاط آب و هوای بیشتری اتفاق می‌افتد [۱۲]. گرگر<sup>۵</sup> و همکاران با استفاده از چند مدل پیشرفتۀ محاسبات نرم، سعی در پیش‌بینی طول نقطه شروع هوادهی بر روی شوتهای همراه با بلوک در اشکال مختلف از طریق داده‌های آزمایشگاهی داشتند. نتایج آنان نشان داد که تقریباً اکثر مدل‌های محاسبات نرم می‌تواند بعنوان ابزاری کارآمد در پیش‌بینی ویژگی‌های هوادهی بر روی شوتهای مانع دار باشند [۱۳]. راشکی قلعه‌نو و همکاران، استهلاک انرژی در تندا آب همراه با موانع استوانه‌ای مستغرق را بررسی

طراحی فعلی شوتهای مانع دار مبتنی بر مدل‌های فیزیکی توسعه یافته در سال‌های ۱۹۶۰ توسط سازمان احیای اراضی آمریکا و مشاهده پروژه‌های تکمیل شده در طول ۶۰ سال گذشته می‌باشد. با این حال می‌توان با استفاده از روش‌های نوین محاسبات نرم، به طراحی بهینه سازه‌های هیدرولیکی و شوتهای مانع دار پرداخت [۴-۸]. اولین مطالعات انجام شده بر روی شوتهای مانع دار توسط پیترکا و رهون<sup>۶</sup> انجام گردید. مطالعات آنان نشان داد ساختار و ابعاد هر بلوک می‌تواند مقدار دبی در واحد عرض طراحی را کنترل کند و منحنی‌های طراحی برای ابعاد بلوک‌های روی شوت ارائه دادند [۹ و ۱۰]. در دهه اخیر نیز مطالعاتی بر روی این نوع از شوتهای مانع دار انجام شده است که می‌توان به بررسی تغییرات فشارهای هیدرولاستاتیکی در شیب‌شکن‌های مایل همراه با بلوک توسط صمدی‌رحیم و همکاران، میزان هوادهی ایجاد شده ناشی از برخورد جریان با بلوک‌های تعییشده بر روی شوت توسط کایا و امیراوغلو<sup>۷</sup>، تاثیر فاصله بلوک‌های تعییشده بر روی شوت بر میزان استهلاک انرژی توسط

<sup>4</sup> Dursun

<sup>5</sup> Gerger

<sup>2</sup> Peterka and Rhone

<sup>3</sup> Kaya and Emiroglu

بلوکهایی بر روی شیب شکن، عمق پایین دست و میزان استهلاک انرژی جریان افزایش می‌یابد. همچنین عدد فرود ورودی به حوضچه آرامش از محدوده ۷/۵-۴/۷ به ۳/۳۶-۱/۴۵ کاهش می‌یابد [۱۸].

با بررسی تحقیقات پیشین انجام شده در خصوص شوت‌ها و شیب‌شکن‌های مایل و ضرورت کاربرد این نوع سازه‌ها در کانال‌های آبیاری و زهکشی برای تبدیل شیب تند زمین به شیب طراحی، می‌توان گفت یکی از معایب این سازه‌ها افزایش انرژی جنبشی در پایین دست آن‌ها می‌باشد. لذا ایجاد بلوک بر روی کف این نوع از سازه‌ها می‌تواند عملکرد آن‌ها را در برابر افزایش میزان استهلاک انرژی بهبود بخشد. آنچه در طراحی شوت‌های منع‌دار مهم است، بررسی پارامترهای هندسی و هیدرولیکی موثر بر عملکرد این نوع از سازه‌ها می‌باشد که متاسفانه توجه کمی در این موضوع انجام شده است و اکثر توجه طراحان به نمودارهای طراحی ارائه شده در دهه‌های گذشته می‌باشد. بنابراین در پژوهش حاضر تاثیر اشکال مختلفی از بلوک‌ها در فواصل مختلف طولی و عرضی شوت بر مشخصات هیدرولیکی جریان عبوری از شوت منع‌دار بررسی گردید. هدف اصلی این تحقیق، بررسی میزان استهلاک انرژی و نقطه شروع هواده‌ی بر روی شوت‌های منع‌دار با در نظر گرفتن اشکال مختلفی از بلوک‌ها در فواصل مختلف طولی و عرضی شوت و در دیهای مختلف جریان می‌باشد.

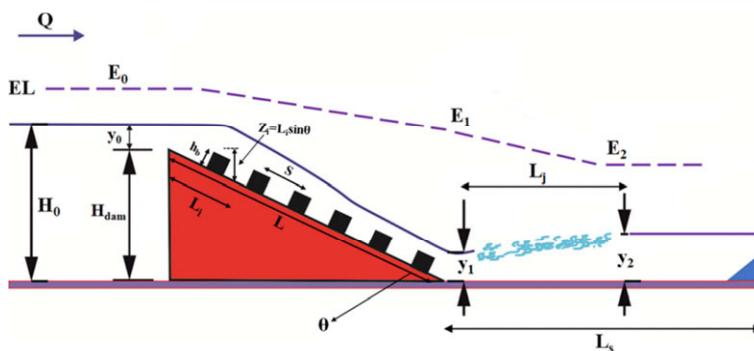
## ۲- مواد و روش‌ها

### ۲-۱- آنالیز ابعادی

به منظور دستیابی به اهداف تحقیق، ابتدا به شناخت پارامترهای مؤثر بر استهلاک انرژی جریان در پایین دست شوت منع‌دار اقدام نموده و با تجزیه و تحلیل ابعادی رابطه کلی، شامل پارامترهای بدون بعد استخراج شد. در شکل (۲) پارامترهای هندسی و هیدرولیکی مؤثر بر استهلاک انرژی شوت منع‌دار ارائه شده است.

کردند. نتایج آنان نشان داد که مقدار افت انرژی در همه شیب‌های تندا آب با افزایش عمق نسبی بحرانی دارای روند نزولی می‌باشد. همچنین در مدل‌های با موانع بسته، میزان استهلاک انرژی از ۱۶ تا ۳۹ درصد نسبت به مدل شاهد افزایش داشته است [۱۴]. نوگرهو<sup>۶</sup> و همکاران با تغییر در محل بلوک‌ها در راستای طولی شوت، مقدار استهلاک انرژی جریان را نسبت به شوت بدون مانع بررسی و مقایسه کردند. نتایج آنان نشان داد که ایجاد مانع بر روی شوت، باعث ایجاد آشفتگی زیاد در طول شوت می‌شود. میزان استهلاک انرژی جریان بر روی شوت منع‌دار در مقایسه با شوت بدون مانع بیشتر است. بیشترین استهلاک انرژی زمانی اتفاق می‌افتد که عمق جریان برابر با ارتفاع بلوک‌ها باشد. طول پرش هیدرولیکی در حوضچه آرامش با شوت منع‌دار بین ۳۰ تا ۵۰ درصد کاهش می‌یابد [۱۵]. کریمی چهار طاقی تاثیر زاویه دیواره شوت بافل دار در میزان استهلاک انرژی جریان و مقدار آبستگی در پایین دست شوت پرداختند. مشاهده کردند که با افزایش زاویه دیواره شوت، میزان استهلاک انرژی افزایش می‌یابد. همچنین با افزایش عدد فرود، مقدار عمق آبستگی در پایین دست برای تمامی زوایای دیواره افزایش می‌یابد [۱۶]. دانشفراز و همکاران تاثیر ایجاد المان‌های ایجاد شده بر روی شیب‌شکن مایل را بر مشخصات هیدرولیکی جریان عبوری از آن بررسی کردند. مشاهده کردند که ایجاد المان بر روی شیب‌شکن مایل تا ۸۸ درصد میزان انرژی جریان عبوری را مستهلك می‌کند. همچنین با افزایش عمق نسبی بحرانی، عمق پایاب و طول پرش هیدرولیکی در پایین دست شیب‌شکن مایل همراه با المان افزایش می‌یابد [۱۷]. همچنین محققان بصورت عددی تاثیر پارامترهای هندسی بلوک‌های تعییه شده بر روی شیب‌شکن مایل را در میزان استهلاک انرژی جریان مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان داد که با تعییه

<sup>۶</sup> Nugroho



شکل ۲- پارامترهای هندسی و هیدرولیکی شوت مانع دار

در این رابطه،  $Fr$  عدد فرود بالادست شوت می‌باشد. برای محاسبه استهلاک انرژی، می‌بایست انرژی مخصوص در مقاطع مختلف جریان (i) محاسبه شود. که براساس رابطه (۳) قابل محاسبه است.

$$E_i = y_i + \frac{(V_i^2)}{2g} \quad (3)$$

در این رابطه،  $E_i$  انرژی مخصوص (متر)،  $V_i$  سرعت آب (متر بر ثانیه) و از رابطه  $V_i = \frac{q}{A}$  قابل محاسبه است،  $y_i$  عمق آب و  $g$  شتاب گرانش (متر بر مجدور ثانیه) می‌باشد. همچنین برای محاسبه عمق آب در پایین دست شوت، از طریق روابط بین اعمق مزدوج پرش هیدرولیکی در حوضچه آرامش و برای محاسبه عدد فرود در پنجه شوت از روابط زیر استفاده گردید [۲۱].

$$E_0 = H_{dam} + 1.5y_c \quad (4)$$

$$\frac{y_1}{y_2} = \frac{1}{2}(\sqrt{1+8Fr_2^2} - 1) \quad (5)$$

$$Fr_1 = \frac{q}{y_1\sqrt{gy_1}} \quad (6)$$

رابطه (۷) نشان‌دهنده میزان استهلاک انرژی ناشی از بلوک‌های روی شوت می‌باشد.

$$\Delta E_0 = E_0 - E_1 \quad (7)$$

## ۲-۲- مدل‌ها و تجهیزات آزمایشگاهی

آزمایش‌ها این تحقیق در یک فلوم آزمایشگاهی با مقطع مستطیلی به طول ۱۲، عرض ۱/۲، ارتفاع ۰/۸ متر

در این شکل (Q) دبی جریان (لیتر بر ثانیه)، ( $y_c$ ) عمق بحرانی (متر)، ( $H_{dam}$ ) ارتفاع شوت (متر)، ( $L$ ) طول شوت (متر)، ( $H$ ) ارتفاع بلوک (متر)، ( $S$ ) فاصله طولی بلوک‌ها (متر)، ( $S_w$ ) فاصله عرضی بلوک (متر)، ( $E_0$ ) انرژی در بالادست شوت (متر)، ( $E_1$ ) انرژی جریان در پنجه شوت (متر)، ( $\theta$ ) زاویه شوت سریز،  $\sigma$  کشش سطحی (نیوتن بر مترمربع)، ( $p$ ) چگالی آب (کیلوگرم بر مترمکعب)، ( $\mu$ ) لزوجت دینامیکی (مترمربع بر ثانیه) و (g) شتاب گرانش زمین (متر بر مجدور ثانیه) می‌باشد. با استفاده از روش پی-باکینگهام تحلیل ابعادی صورت گرفت. سه پارامتر ( $y_c$ ) عمق آب پایین‌دست سریز، ( $\mu$ ) لزوجت دینامیکی و (g) شتاب گرانش زمین به عنوان پارامتر تکراری انتخاب شدند و معادله بدون بعد زیر، حاصل گردید.

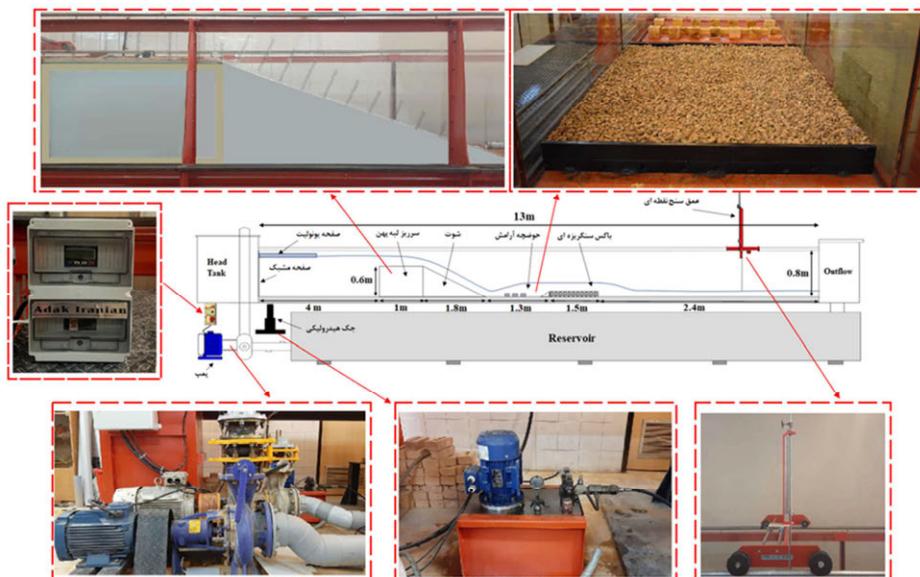
$$f_2\left(\frac{\Delta E}{E_1}, \frac{H_{dam}}{y_c}, \frac{L}{y_c}, \frac{H}{y_c}, \frac{S_l}{y_c}, \frac{S_w}{y_c}, Fr, Re, We, \theta\right) = 0 \quad (1)$$

با توجه به اینکه زاویه شوت، طول شوت و ارتفاع بلوک‌ها در تحقیق حاضر ثابت می‌باشد، می‌توان از رابطه بالا حذف شوند. همچنین با توجه به اینکه ارتفاع آب بر روی لبه شوت در تمامی مدل‌ها بیشتر از ۴ سانتی‌متر می‌باشد، از تاثیر کشش سطحی و در نتیجه عدد وبر می‌توان صرف‌نظر کرد [۱۹ و ۲۰]. به دلیل ماهیت آشفته جریان از تاثیر لرجت نیز صرف‌نظر می‌شود. لذا رابطه (۱) به رابطه (۲) خلاصه می‌شود:

$$\frac{\Delta E}{E_0} = f_3(Fr, \frac{H_{dam}}{y_c}, \frac{S_l}{y_c}, \frac{S_w}{y_c}) \quad (2)$$

شده در ابتدای فلوم استفاده شد. عمق جریان توسط عمق سنج نقطه‌ای با دقت  $0/1$  میلی‌متر و دبی جریان ورودی کanal توسط دبی‌سنج التراسونیک با دقت  $0/01$  لیتر بر ثانیه که بر روی لوله ورودی جریان به فلوم نصب شده بود اندازه‌گیری شد.

و با کف فلزی و دیواره‌هایی از جنس شیشه به ضخامت  $1$  سانتی‌متر که رفتار جریان به خوبی قابل مشاهده و عکس‌برداری باشد، انجام شد. جریان مورد نیاز توسط پمپی با توان  $55$  لیتر بر ثانیه از مخزن اصلی به کanal هدایت می‌شود. برای جلوگیری از تلاطم جریان در مقطع ورودی به کanal از چند لایه صفحه مشبک (توری) تعییه



شکل ۳- شماتیک کلی از فلوم آزمایشگاهی و جاگذاری شوت مانع‌دار در داخل آن

جلوگیری از فرسایش در پایین‌دست حوضچه آرامش و ایجاد پرش در داخل حوضچه آرامش از یک باکس سنگریزهای به طول  $1/5$  متر طول و عرض  $1/2$  متر و با ضخامت  $0/08$  متر پر شده از ذرات با قطر متوسط  $50\text{ }\mu\text{m}$  برابر  $0/025$  متر در نظر گرفته شد [۲۴]. آزمایش‌ها در  $5$  مدل شوت مانع‌دار و در دو فاصله طولی و عرضی مختلف و براساس نسبتی از ارتفاع بلوك (H) انجام گردید و نتایج آن‌ها با یکدیگر مقایسه شد. شکل ۴ نمایی از مدل‌های بلوك تعییه شده بر روی شوت و نحوه چیدمان آن‌ها را نشان می‌دهد. مشخصات هیدرولیکی جریان در آزمایش‌ها تحقیق حاضر در جدول ۱ ارائه شده است.

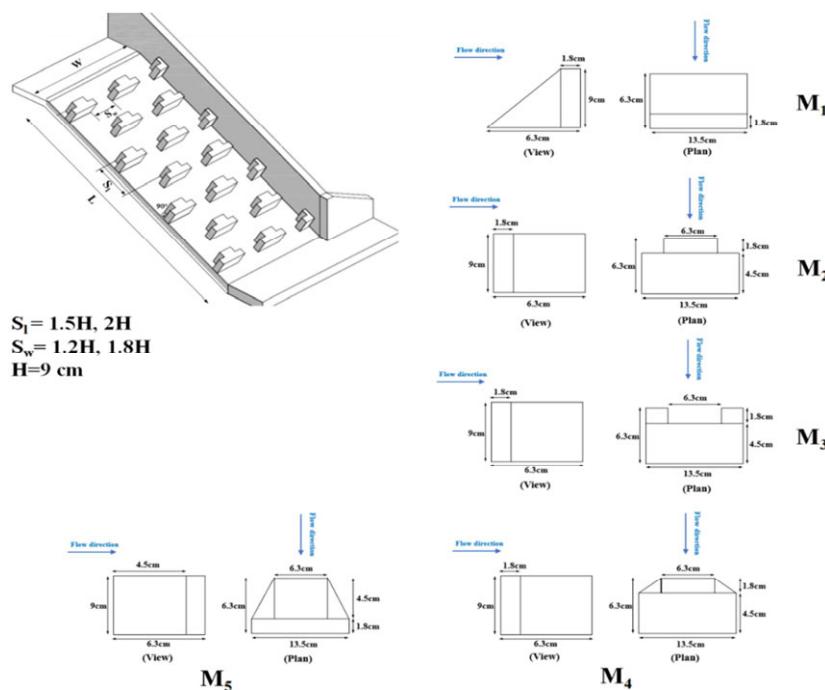
### ۳- بحث و بررسی نتایج

#### ۱-۳- مشخصات هواهدی بر روی شوت مانع‌دار

تمامی آزمایش‌ها بر روی مدل یک شوت با شیب  $26/6$  درجه و ارتفاع و طول به ترتیب  $0/6$  و  $1/34$  متر ساخته شده از جنس فوم فشرده نسبتاً سخت (به دلیل امكان برش دقیق و راحت) با ضخامت  $0/015$  متر انجام شد. سرریز لبه‌پهن به طول و ارتفاع به ترتیب  $1$  و  $0/6$  متر و هم عرض کanal برای کنترل دبی استفاده شد [۲۲]. برای تشکیل پرش هیدرولیکی در پایین‌دست مدل‌های شوت مانع‌دار، یک حوضچه آرامش تیپ ۳ براساس معیارهای طراحی USBR و برای جریان ورودی با عدد  $1/3$  فرود  $8$  طراحی شد. از این رو حوضچه آرامش دارای  $1/2$  متر طول،  $1/2$  متر عرض و با سه ردیف بلوك‌های غیرممتد مکعبی شکل از جنس چوب به ارتفاع  $0/045$  متر (در ردیف‌های اول و سوم هفت بلوك و در ردیف دوم شش بلوك) در یک شیب افقی و با آب‌پایه‌ای انتهایی مثلثی شکل به ارتفاع  $0/08$  متر انجام گردید [۲۳]. جهت

شوت، همواره بر روی شوت نواحی اختلاط آب و هوا (جريان دو فازی) وجود دارد.

با توجه به عملکرد مستهلك کننده‌های نوع ضربه‌ای مانند شوت‌های مانع‌دار و انحراف جريان عبوری از روی شوت در اثر برخورد به بلوک‌های تعبييیه شده بر روی کف



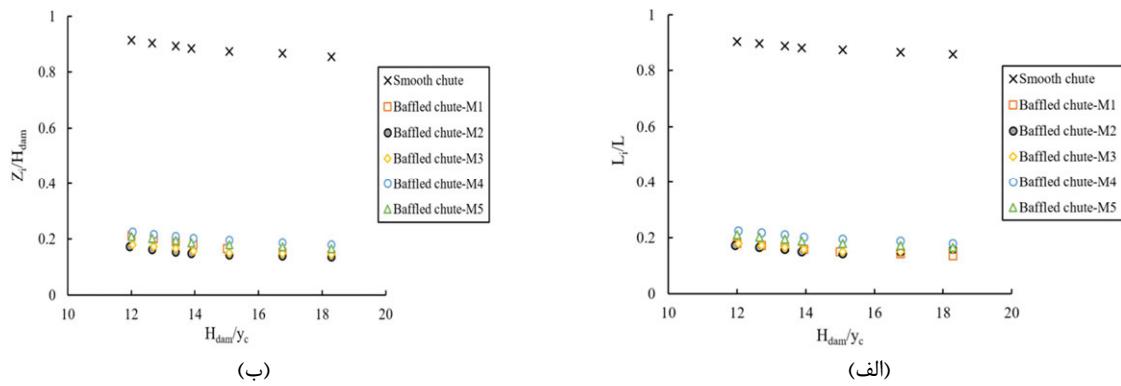
شکل ۴- مدل‌های بلوک استفاده شده بر روی شوت تحقیق حاضر

جدول ۱- پارامترهای مدل‌های آزمایشگاهی بررسی شده در تحقیق حاضر

شماره مدل	دی (Q-Lit/s)	شيب شوت (-°θ)	(y <sub>c</sub> -m)	عمق بالادست (H <sub>l-m</sub> )	عدد فرود (Fr)	فواصل طولی بلوک‌ها (S <sub>l-m</sub> )	فواصل عرضی بلوک‌ها (S <sub>w-m</sub> )
M1 M5	۵۳ ۲۵	۲۶/۶	۰/۰۵ تا ۰/۰۲۸	۰/۱۰۴ تا ۰/۰۶۲	۱۰/۷ تا ۳/۱	۰/۱۳۵ تا ۰/۱۸ و ۰/۱۶۲	۰/۱۰۸ و ۰/۱۶۲

بعد  $L_i/L$  برای تعیین طول شروع هواده‌ی و پارامتر بدون بعد  $Z_i/H_{\text{dam}}$  برای تعیین فاصله قائم با تاج شوت نسبت به پارامتر بدون بعد  $(H_{\text{dam}}/y_c)$  استفاده کرد.  $Z_i$  فاصله قائم نقطه شروع هواده‌ی از تاج شوت،  $H_{\text{dam}}$  ارتفاع شوت و  $y_c$  عمق بحرانی می‌باشد. در شکل ۵ نتایج برداشت شده داده‌های مربوط به نقطه شروع هواده‌ی برای شوت‌های با مانع و شوت بدون مانع ارائه گردید. مشاهده می‌شود که برای تمامی مدل‌ها، نسبت  $L_i/L$  و  $Z_i/H_{\text{dam}}$  با افزایش دبی (افزایش  $y_c$ ) افزایش می‌یابد. به عبارت دیگر با افزایش دبی، نقطه شروع هواده‌ی به سمت پایین دست شوت کشیده می‌شود.

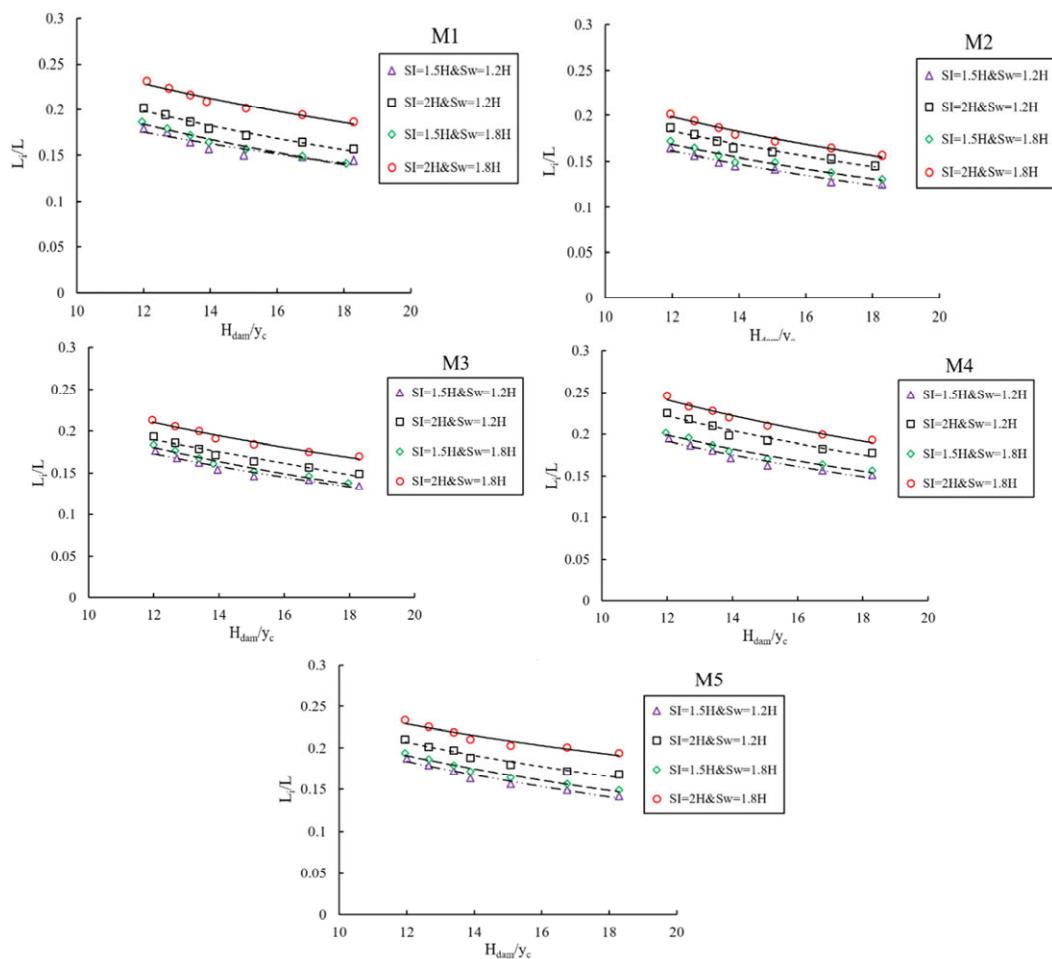
وجود نواحی دوفازی از ایجاد پدیده مخرب کاویتاسیون بر روی شوت و اطراف بلوک‌ها جلوگیری می‌کند. طول شوت ( $L$ ) را می‌توان به دو بخش: بخش اول طول هواده‌ی نشده ( $L_i$ ) و بخش دوم طول هواده‌ی شده ( $L_a$ ) تقسیم کرد. مرز بین این دو بخش از طریق نقطه شروع هواده‌ی تعیین می‌گردد. نقطه‌ای که حباب‌های هوا در داخل جريان قابل مشاهده می‌باشد. شناسایی طولی از شوت که اختلاط آب و هوا در آن محل اتفاق نمی‌افتد، برای جلوگیری از احتمال پدیده کاویتاسیون امری مهم می‌باشد [۲۵]. برای بررسی نقطه شروع هواده‌ی جريان عبوری از مدل‌های شوت مانع‌دار، می‌توان از پارامتر بدون



شکل ۵- تغییرات نسبت بی بعد (الف) طول و (ب) ارتفاع هوادهی نشده به ارتفاع نسبی شوت

هوادهی را در بین مدل‌ها دارد. در شکل ۶ تاثیر فواصل طولی و عرضی بلوک‌های روی شوت را بر روی نقطه شروع هوادهی نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که برای تمامی مدل‌ها و در یک فاصله عرضی ثابت از بلوک‌ها، با افزایش فاصله طولی بین بلوک‌ها، نقطه شروع هوادهی به پایین‌دست شوت کشیده می‌شود.

همچنین بر روی شوت بدون مانع، نقطه شروع هوادهی تقریباً در انتهای آن آغاز می‌شود. بطور متوسط ایجاد بلوک بر روی شوت باعث افزایش  $5/8$  برابری طول اختلاط آب و هوا بر روی شوت می‌گردد. در بین مدل‌های شوت همراه با مانع، مدل  $M_2$  نسبت به مدل‌های دیگر باعث اختلاط بیشتری از آب و هوا در طول شوت شده است. این در حالی است که مدل  $M_4$  کمترین طول



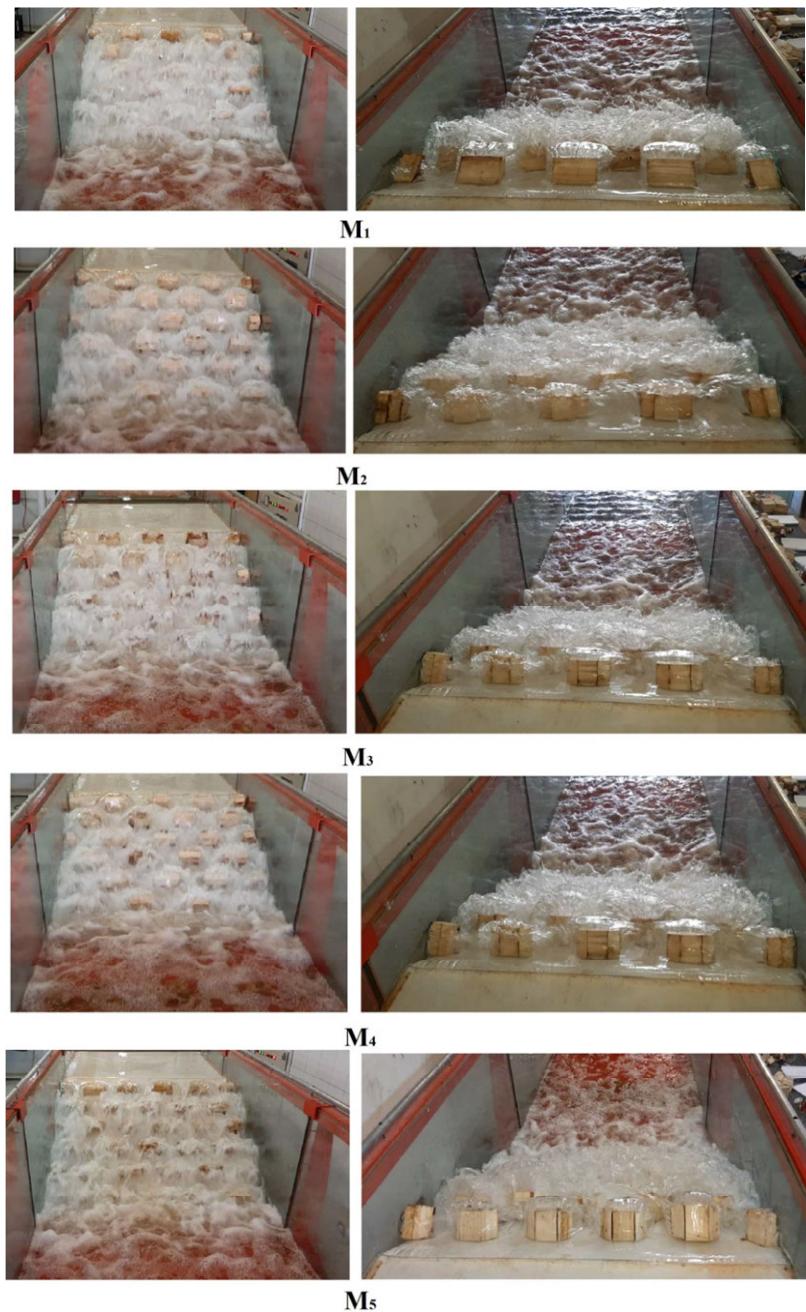
شکل ۶- مقایسه تاثیر فواصلی طولی و عرضی بلوک‌ها بر مشخصات هوادهی جریان روی شوت

M4 که در بین مدل‌ها کمترین طول اختلاط آب و هوا را دارد، افزایش می‌یابد. در تمامی مدل‌ها با افزایش دبی، نقطه شروع هوادهی به پایین‌دست شوت کشیده می‌شود.

### ۲-۳- استهلاک انرژی بر روی شوت مانع دار

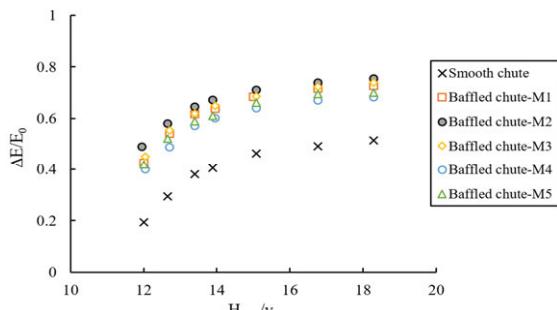
همانطور که در شکل ۷ مشاهده می‌شود، ایجاد بلوک بر روی شوت، باعث برخورد جریان با یلوک‌ها شده و در نتیجه شدت آشفتگی و اختلاط آب و هوا را در طول شوت افزایش می‌دهد.

به عبارت دیگر، با افزایش فاصله طولی بین بلوک‌ها، طول ناحیه هوادهی نشده افزایش می‌یابد. همچنین برای یک فاصله طولی ثابت بین بلوک‌ها، با افزایش فاصله عرضی بین آن‌ها، طول هوادهی بر روی شوت کاهش می‌یابد. برای یک مدل از شکل‌های بلوک‌ها، تاثیر فاصله بلوک‌های طولی بر طول اختلاط آب و هوا بیشتر از فاصله عرضی می‌باشد. در بین مدل‌ها، مدل M2 بیشتر از سایر مدل‌ها باعث اختلاط آب و هوا می‌گردد. بطوریکه در مدل M2 طول اختلاط آب و هوا ۱۸/۵۵ درصد نسبت به مدل



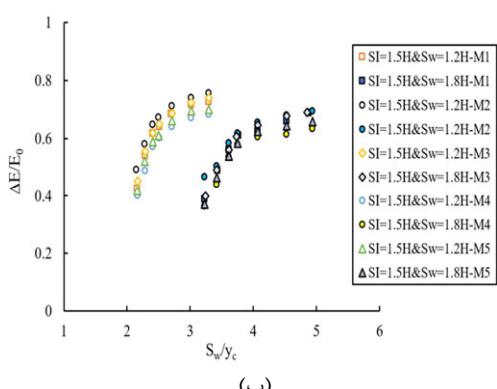
شکل ۷- جریان عبوری از مدل‌های شوت مانع دار و اختلاط آب و هوا بر روی شوت و حوضچه آرامش

بهترین عملکرد و مدل M4 ضعیفتر از سایر مدل‌ها در استهلاک انرژی جریان عبوری از روی شوت نقش داشتند.



شکل ۸- مقایسه میزان استهلاک انرژی جریان عبوری از مدل‌های شوت مانع دار و شوت بدون مانع

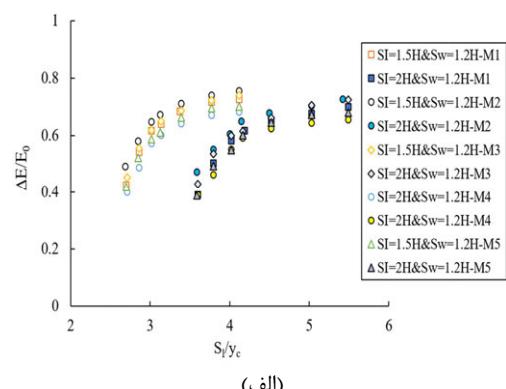
در شکل ۹ تاثیر فاصله‌های عرضی و طولی بلوک‌های روی شوت را بر روی استهلاک انرژی جریان نشان می‌دهد. در شکل ۹-الف مشاهده می‌شود، با افزایش فاصله بین بلوک‌ها در راستای طولی، میزان استهلاک انرژی برای تمامی مدل‌ها کاهش می‌یابد. علت آن می‌تواند کاهش تعداد بلوک‌ها با افزایش فاصله آن‌ها در یک طول مشخص و کاهش سطح برخورد جریان با M5 بلوک‌ها باشد. برای مثال برای مدل‌های M1 و M5 افزایش فاصله طولی بلوک‌ها از  $H = 2H$  (به  $1.5H$  بلوک) میزان استهلاک انرژی جریان به ترتیب  $5/33$  و  $4/28$  درصد کاهش یافت. با مشاهده شکل ۹-ب می‌توان گفت که برای یک فاصله ثابت طولی بین بلوک‌ها، با افزایش فاصله عرضی میان آنها، میزان استهلاک انرژی کاهش می‌یابد. نرخ کاهش استهلاک انرژی با افزایش دبی نیز افزایش می‌یابد.



شکل ۹- مقایسه استهلاک انرژی مدل‌های شوت مانع دار فواصل (الف) طولی و (ب) عرضی مختلف

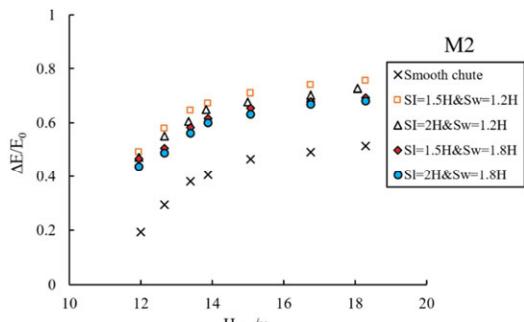
بطوریکه جریان به هنگام ورود به حوضچه آرامش همراه با حباب‌های هوا و کف می‌باشد. طبق نتایج مربوط به بخش هوادهی، تراکم و فواصل بین بلوک در راستای عرضی و طولی بر شدت هوادهی و اختلاط آب و هوا نقش مهمی دارد. لذا انتظار می‌رود که تراکم بین بلوک‌ها به عنوان عاملی در برابر جریان بر میزان استهلاک انرژی جریان عبوری از روی شوت مانع دار نیز تاثیرگذار باشد. لذا در این بخش ابتدا تاثیر ایجاد بلوک بر روی شوت در میزان استهلاک انرژی جریان با حالت شوت بدون مانع مقایسه می‌شود. سپس تاثیر فواصل عرضی و طولی بلوک‌ها بر عملکرد شوت‌های مانع دار در میزان استهلاک انرژی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

در شکل ۸، تغییرات مقدار استهلاک انرژی در برابر نسبت  $y_c/H_{\text{dam}}$  برای مدل شوت صاف و مدل‌های شوت مانع دار ارائه شده است. مشاهده می‌شود که ایجاد بلوک بر روی شوت باعث افزایش مقدار استهلاک انرژی نسبت به شوت بدون مانع می‌گردد. بطوریکه میزان اختلاف بین استهلاک انرژی مدل‌های شوت مانع دار با حالت بدون مانع، بین ۲۱ تا ۶۱ درصد متغیر می‌باشد. میزان استهلاک انرژی در دبی‌های کم، بیشتر بوده و با افزایش دبی (افزایش  $y_c$ ) میزان استهلاک انرژی در تمامی مدل‌ها کاهش می‌یابد. علت آن می‌تواند کاهش اثر بلوک‌ها بعنوان عاملی در برابر جریان و درنتیجه کاهش نیروی درگ باشد، که در نتیجه استهلاک کمتری اتفاق می‌افتد. با مقایسه اشکال مختلف بلوک‌ها بر روی شوت، مدل M2



(الف)

نشان می‌دهد. در این جدول می‌توان تاثیر ایجاد بلوک بر روی شوت و تاثیر هر کدام از فواصل طولی و عرضی بلوک‌ها را مشاهده کرد.



شکل ۱۰- مقایسه میزان استهلاک انرژی مدل شوت مانع دار برتر نسبت به شوت بدون مانع در فواصل طولی و عرضی مختلف

برای مثال، در مدل‌های M3 و M4 با افزایش فاصله عرضی بلوک‌ها از  $1.2H$  به  $1.8H$ ، میزان استهلاک انرژی جریان به ترتیب  $7/93$  و  $4/57$  درصد کاهش می‌یابد. با دقت در شکل ۱۰ می‌توان بیان کرد که تاثیر فاصله طولی در استهلاک انرژی جریان عبوری از شوت مانع دار بیشتر از فاصله عرضی آن می‌باشد. بطوریکه در مدل M2 عنوان مدل برتر در استهلاک انرژی جریان نسبت به سایر مدل‌ها، کاهش فاصله طولی بلوک‌ها از  $2H$  به  $1.5H$  باعث کاهش  $3/1$  درصد و کاهش فاصله عرضی بلوک‌ها از  $1.2H$  به  $1.8H$  باعث کاهش  $4/57$  درصد در میزان استهلاک انرژی جریان دارد.

در جدول ۲ خلاصه نتایج درصد افزایش استهلاک انرژی نسبی مدل M2 را نسبت به مدل شوت بدون مانع

جدول ۲- افزایش استهلاک انرژی (درصد) در مدل شوت مانع دار برتر نسبت به مدل بدون مانع

دی (لیتر بر ثانیه)							مدل M2
۵۴	۵۰	۴۵	۴۰	۳۵	۳۰	۲۵	
۶۱	۴۹/۳۱	۴۱/۰۹	۳۹/۷۷	۳۴/۶۳	۳۳/۵۰	۳۱/۹۷	$S_l=1.5H, S_w=1.2H$
۵۸/۸۸	۴۶/۶۳	۳۷	۳۷/۶۲	۳۱/۵۳	۳۰	۲۹/۲۶	$S_l=2H, S_w=1.2H$
۵۷/۸۴	۴۱/۷۵	۳۴/۶۸	۳۴/۲۸	۲۹	۲۷/۶۵	۲۵/۸۰	$S_l=1.5H, S_w=1.8H$
۵۵/۵۵	۳۹/۸۴	۳۲/۰۷	۳۲/۵۵	۵۰۲۶	۲۶/۴۱	۲۴/۶۰	$S_l=2H, S_w=1.8H$

#### افزایش قابل توجهی پیدا می‌کند. اهم نتایج تحقیق حاضر

به شرح زیر می‌باشد:

۱- نتایج مربوط به نقطه شروع هوادهی برای مدل‌های شوت با مانع و بدون مانع نشان داد که با افزایش دی، نقطه شروع هوادهی به سمت پایین‌دست شوت کشیده می‌شود. همچنین بر روی شوت بدون مانع نقطه شروع هوای تقریبا در انتهای آن آغاز می‌شود. بطور متوسط ایجاد بلوک بر روی شوت باعث افزایش  $5/8$  برابر طول اختلاط آب و هوا بر روی شوت می‌گردد.

۲- با افزایش فاصله طولی و عرضی بین بلوک‌ها، طول ناحیه هوادهی نشده افزایش می‌یابد. در بین مدل‌ها، مدل M2 بیشتر از سایر مدل‌ها باعث اختلاط آب و هوا شد. بطوریکه در مدل M2

هدف از تحقیق حاضر بررسی و مقایسه اثر بلوک‌های روی شوت بر میزان استهلاک انرژی جریان در شرایطی هندسی و هیدرولیکی مختلف نسبت به شوت بدون مانع می‌باشد. آزمایش‌ها در ۵ مدل مختلف از شکل هندسی بلوک‌ها و در چهار فواصل طولی و عرضی مختلف بین بلوک‌ها و بر روی شوت انجام شد. نتایج آزمایش‌ها بر روی مدل‌ها، نشان داد که ایجاد بلوک بر روی شوت باعث ایجاد سطح مقاومتی در برابر جریان شده و با برخورد جریان به بلوک‌ها و انحراف آن‌ها از مسیر موازی روی شوت، باعث افزایش آشفتگی و اختلاط آب و هوا می‌شود و در نتیجه نسبت به شوت بدون مانع نرخ استهلاک انرژی

#### ۴- نتیجه‌گیری

۵- با افزایش فاصله طولی و عرضی بین بلوك بر روی شوت، میزان استهلاک انرژی در تمامی مدل‌ها کاهش می‌یابد. بطوریکه در مدل M2 به عنوان مدل برتر، افزایش فاصله طولی و عرضی بین بلوك‌ها به ترتیب باعث کاهش ۳/۱ و ۴/۵٪ درصد در میزان نرخ استهلاک انرژی می‌گردد. علت آن کاهش تعداد بلوك در راستای طولی و عرضی شوت بوده که سطح برخورد جریان با بلوك‌ها و مقاومت در برابر جریان را کاهش می‌دهد.

۶- تاثیر فاصله طولی در میزان اختلاط آب و هوا و نرخ استهلاک انرژی جریان عبوری از شوت مانع دار بیشتر از فاصله عرضی آن می‌باشد. با توجه به نتایج به دست آمده فواصل طولی و عرضی موانع بر روی عملکرد هیدرولیکی شوت‌های مانع دار موثر هستند. لذا در مباحث بهینه‌سازی طراحی سازه‌های هیدرولیکی، می‌توان با بهره‌بردن از روش‌های نوین محاسبات نرم، فواصل طولی و عرضی بهینه بلوك‌ها، برای رسیدن به میزان استهلاک انرژی بیشتر جریان عبوری از شوت‌های مانع دار را در راستای ادامه تحقیق حاضر انجام داد.

طول اختلاط آب و هوا ۱۸/۵۵ درصد نسبت به مدل M4 که در بین مدل‌ها کمترین طول اختلاط آب و هوا را دارد، افزایش می‌یابد.

۳- در تمامی مدل‌های شوت همراه با مانع، استهلاک انرژی در تمامی دبی‌ها بیشتر از شوت بدون مانع بوده و اختلاف بین نرخ استهلاک انرژی در مدل‌های شوت با مانع نسبت به شوت بدون مانع، بین ۲۱ تا ۶۱ درصد می‌باشد. در تمامی مدل‌ها میزان استهلاک انرژی در دبی‌های کم، بیشتر بوده و با افزایش دبی، میزان استهلاک انرژی کاهش می‌یابد.

۴- برای هر مدل شوت همراه با مانع، اختلاف بیشتر بین نرخ استهلاک انرژی نسبت به شوت بدون مانع در دبی‌های بالا اتفاق می‌افتد. با مقایسه میزان استهلاک انرژی در بین اشکال هندسی مختلف بین بلوك‌ها، مدل M2 به دلیل موقعیت هندسی و جهت‌گیری بهتر در برابر جریان و با ایجاد مقاومت بیشتر در برابر جریان، بهترین عملکرد و مدل M4 ضعیف‌ترین عملکرد را از خود نشان دادند.

## مراجع

- [1] Kaya, N., and Emiroglu, M.E. (2010). Study of oxygen transfer efficiency at baffled chutes. *In Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Water Management*, 163(9), 447-456.
- [2] Katorani, S., Kashefipoor, S. (2014). Effect of the Geometric Characteristics of Baffled and Bed Slopes of Drop on Hydraulic Flow Conditions in Baffled Apron Drop. *Irrigation Sciences and Engineering*, 37(2), 51-59.
- [3] Rafiei, H., Bazargan, J., Babakhani, A. (2020). Numerical Study of the Effective Parameters on the Energy Dissipation Rate of the Baffled Chutes. *Iranian Journal of Irrigation & Drainage*, 14(3), 796-806.
- [4] Shafagh, M., Dezvareh, R. (2021). Support vector machine for classification and regression of coastal sediment transport. *Arabian Journal of Geosciences*, 14(19), 1-20.
- [5] Choubin, B., Darabi, H., Rahmati, O., Sajedi-Hosseini, F., Kløve, B. (2018). River suspended sediment modelling using the CART model: A comparative study of machine learning techniques. *Science of the Total Environment*, 615, 272-281.
- [6] Dezvareh, R. (2019). Application of Soft Computing in the Design and Optimization of Tuned Liquid Column–Gas Damper for Use in Offshore Wind Turbines. *International Journal of Coastal and Offshore Engineering*, 2(4), 47-57.
- [7] Dezvareh, R. (2019). Providing a new approach for estimation of wave set-up in Iran coasts. *Research in marine sciences*, 4(1), 438-448.
- [8] Shafagh, M., Dezvareh, R. (2020). Predicting the sediment rate of Nakhilo Port using artificial intelligence. *International Journal of Coastal and Offshore Engineering*, 4(2), 41-49.

- [9] Peterka, A. (1964). Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators. Engineering Monograph No 25 U.S. *Department of Interior Bureau of Reclamation*, 154-188.
- [10] Rhone, L.J. (1971). Studies to Determine the Feasibility of a Baffled Apron Drop as a Spillway Energy Dissipator-Conconully Dam Spillway-Okanogan Project. Washington U.S. *Bureau of Reclamation Report REC-ERC-71-29*.
- [11] Jam, M., Talebbeydokhti, N., Mardashti, A. (2014). Evaluation of Energy Dissipation over Dentate Blocks Spillway and Comparing the Energy Dissipation with Stepped Spillway. *Journal of Hydraulics*, 9(2), 1-10. doi: 10.30482/jhyd.2014.8548.
- [12] Dursun, O. F., Talu, M.F., Kaya, N., and Alcin, O.F. (2016). Length prediction of non-aerated region flow at baffled chutes using intelligent nonlinear regression methods. *Environmental Earth Sciences*, 75(8), 680.
- [13] Gerger, R., Kisi, O., Faruk Dursun, O., and Emin Emiroglu, M. (2017). Applicability of several soft computing approaches in modeling oxygen transfer efficiency at baffled chutes. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 143(5), 04016085.
- [14] Rashki Ghaleno, M., Azhdary Moghadam, M., Azizyan, G., Khalifehei, K. (2018). Numerical Simulation of Chute Energy Dissipation with Submerged Cylindrical Obstacle using Flow 3D Model. *Irrigation Sciences and Engineering*, 41(4), 17-28. doi: 10.22055/jise.2018.13748
- [15] Nugroho, J., Soekarno, I., & Soeharno, A. W. H. (2019). Experimental Study of Energy Dissipation at Baffled Chute Spillway. *Jurnal Teoretik dan Terapan Bidang Rekayasa Sipil*, 26(1), 33-37.
- [16] Karimi Chahartaghi, M., Nazari, S., and Babarsad, M. S. (2020). Investigating the Effects of the Block Geometries and Sidewall Divergences on the Local Scour Downstream of Baffled Chute Spillways. *Advances in Civil Engineering*.
- [17] Daneshfaraz, R., Aminvash, E., Bagherzadeh, M., Ghaderi, A., Kuriqi, A., Najibi, A., and Ricardo, A. M. (2021). Laboratory Investigation of Hydraulic Parameters on Inclined Drop Equipped with Fishway Elements. *Symmetry*, 13(9), 1643.
- [18] Daneshfaraz, R., Aminvash, E., Di Francesco, S., Najibi, A., and Abraham, J. (2021). Three-Dimensional Study of the Effect of Block Roughness Geometry on Inclined Drop. *Journal of Numerical Methods in Civil Engineering*, 6(1), 1-9.
- [19] Ghaderi, A., Daneshfaraz, R., Torabi, M., Abraham, J., and Azamathulla, H. M. (2020). Experimental investigation on effective scouring parameters downstream from stepped spillways. *Water supply*, 20(5), 1988-1998.
- [20] Shishegaran, A., MohammadKhani, M., Tavakoli, M. (2020). Determination of Discharge Flow in Unit Width for the Distinction of Nappe and Skimming Flow in Stepped Spillway Using Flow 3d (Case Study: Siah Bishe Dam). *Civil Infrastructure Researches*, 5(2), 165-177.
- [21] Daneshfaraz, R., Majedi-Asl, M., Mortazavi, S., Bagherzadeh, M. (2022). Laboratory evaluation of energy dissipation in the combined structure of the vertical drop with gabion. *Civil Infrastructure Researches*, 8(1), doi: 10.22091/cer.2022.7720.1344
- [22] Ghaderi, A., Abbasi, S. (2021). Experimental Study of Energy Dissipation over Stepped Spillway with Appendage Elements on the Steps. *Iranian Journal of Irrigation & Drainage*, 15(3), 494-509.
- [23] Ghaderi, A., Abbasi, S. (2022). The Effects of Modifying the Geometric Shapes of Steps in Stepped Spillway on Hydraulic Parameters and Energy Dissipation. *Iranian Journal of Soil and Water Research*, (In press), (In Persian). doi: 10.22059/ijswr.2022.342428.669257
- [24] Ghaderi, A., & Abbasi, S. (2021). Experimental and Numerical Study of the Effects of Geometric Appendage Elements on Energy Dissipation over Stepped Spillway. *Water*, 13(7), 957.
- [25] Boes R., and Hager, WH. (2003). Two-phase flow characteristics of stepped spillways. *Journal of Hydraulic Engineering ASCE*, 129(9): 661–670.

## ارزیابی عددی تأثیر استفاده از مصالح اساس حاوی مصالح خرده بتنی بر عملکرد روسازی‌های آسفالتی با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح

علیرضا غنیزاده\*

دانشیار، دانشکده عمران، دانشگاه

صنعتی سیرجان، کرمان، ایران.

پست الکترونیک:

ghanizadeh@sirjantech.ac.ir

### فرزانه فتحی زاده

دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی

سیرجان، کرمان، ایران.

پست الکترونیک:

Fathizade.farzane@gmail.com

در این تحقیق، تأثیر افزودن درصدهای مختلف مصالح خرده بتنی به مصالح لایه اساس سنگدانه‌ای بر روی عمر خستگی رویه آسفالتی و عمر شیارشده بستر روسازی مورد بررسی قرار گرفته است. در تحلیل‌های انجام شده از تحلیل غیرخطی توسط نرم‌افزار NonPAS استفاده شده است. برای این منظور ۶ مقطع روسازی چهار لایه با ضخامت لایه‌های متفاوت به ازای سه نوع خاک بستر رس خیلی نرم، نرم و متوسط تحلیل شدند. رفتار لایه آسفالت به صورت ارجاعی خطی، مصالح اساس و زیراساس به صورت ارجاعی غیرخطی با مدل Universal و مصالح بستر به صورت ارجاعی غیرخطی با مدل Bilinear فرض شدند. در کلیه مقاطع روسازی مورد بررسی، استفاده از صفر تا ۱۰۰٪ مصالح خرده بتنی به ازای کلیه بسترها، حداقل ۶۱/۶ درصد و حداً کمتر ۱۹۸/۵ درصد موجب افزایش عمر خستگی رویه آسفالتی و حداقل ۲۲/۶٪ و حداقل ۸۸/۴٪ موجب تغییر عمر شیارشده بستر شد. نتایج این تحقیق نشان داد که در بستر رسی خیلی نرم، در ضخامت‌های بالای ۲۰ سانتی‌متر برای لایه اساس و ضخامت‌های بالای ۳۰ سانتی‌متر برای لایه زیراساس امکان استفاده از مصالح خرده بتنی وجود دارد. در بستر رسی متوسط، در ضخامت‌های بالای ۱۵ سانتی‌متر برای لایه اساس، ضخامت‌های بالای ۲۰ سانتی‌متر برای لایه زیراساس و همچنین ضخامت‌های بالای ۱۵ سانتی‌متر برای لایه آسفالت امکان استفاده از مصالح بتنی بازیافتی وجود دارد. در بسترها سخت، نیاز به در نظر گرفتن ملاحظات خاص از نظر ضخامت لایه‌های روسازی جهت استفاده از مصالح خرده بتنی نیست.

**واژگان کلیدی:** اساس سنگدانه‌ای، مصالح خرده بتنی، تحلیل غیرخطی روسازی، خستگی رویه آسفالتی و شیارشده بستر.

روسازی مورداً استفاده قرار می‌گیرد [۲]. استفاده از مصالح بازسازی و نخاله‌های ساختمانی در لایه اساس و زیراساس روسازی توسط بسیاری از محققین پیشنهاد و بررسی شده است [۳]. تا سال ۲۰۱۷، ۶۹٪ از نخاله‌های ساختمانی و مصالح حاصل از تخریب در ایالات متحده، ضایعات بتنی با وزن تقریباً ۳۹۷ میلیون تن بودند [۴]. در مقیاس جهانی، میزان نخاله‌های ساختمانی و مصالح حاصل از تخریب که ۵۰ تا ۶۰ درصد آن را ضایعات بتنی تشکیل می‌دهد، بیش از ۳ میلیارد تن است [۵]. کمبود سنگدانه‌های طبیعی باکیفیت بالا منجر به تقاضای

### ۱- مقدمه

امروزه، نقش مسائل اقتصادی و زیست محیطی بر نگهداری روسازی‌ها بسیار ضرورت دارد [۱]. هر ساله بیش از یک بیلیون تن سنگدانه طبیعی (NA<sup>۲</sup>) تولید می‌شود و حدود ۷۵ درصد از این مقدار در ساخت و بازسازی

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۰/۱/۲۸، بازنگری ۱۰/۴/۲۷، پذیرش ۱۰/۴/۲۹.

(DOI): 10.22091/cer.2022.8110.1386

<sup>2</sup> Natural aggregate

آزمون‌های آزمایشگاهی، معیارهای موردنظر برای مصالح سنگدانه‌ای لایه زیراساس را برآورده می‌کنند و طبق نتایج آزمایش سه محوری دینامیکی، عملکرد رضایت‌بخشی را نشان می‌دهند [۱۰]. مصرف نامناسب منابع طبیعی و تولید بیش از حد ضایعات ناشی از ساخت‌وساز و تخریب ساختمان‌ها یکی از چالش‌های اقتصادی و زیست‌محیطی در جهان است. این زباله‌ها به مدافن‌های زباله انتقال داده می‌شوند و نیازمند مدیریت جهانی هستند. از آنجاکه میزان ضایعات حاصل از تخریب رو به افزایش است، بازیافت و استفاده مجدد از ضایعات تخریب برای حفظ مصالح طبیعی ضروری است. انتقال مصالح خرد بتنی به مدافن‌های زباله، تأثیر منفی در درازمدت بر محیط‌زیست می‌گذارد و همچنین منجر به هزینه‌های حمل و نقل بالا و افزایش مسائل ایمنی می‌گردد؛ بنابراین استفاده از سنگدانه‌های بتن بازیافتی یکی از راههای جایگزین برای حفاظت از محیط‌زیست است [۱۱]. مصالح خرد بتنی دارای خمیر سیمانی هستند و نسبت به سنگدانه‌های طبیعی دارای ظرفیت جذب آب بالاتر، چگالی کمتر و کاهش مقاومت در برابر سایش می‌باشند [۱۲]. پون<sup>۴</sup> و چان<sup>۵</sup> در سال ۲۰۰۴، امکان استفاده از سنگدانه‌های بتن بازیافتی و آجرهای رسی خردشده در لایه زیراساس را موربدبرسی قراردادند. نتایج کار آن‌ها نشان داد که استفاده از سنگدانه‌های بتن بازیافتی به جای مصالح طبیعی منجر به افزایش رطوبت بهینه و کاهش حداکثر چگالی خشک می‌شود. مقادیر نسبت باربری کالیفرنیا (CBR<sup>۶</sup>) خشک و اشباع برای نمونه‌های با سنگدانه‌های بتن بازیافتی در مقایسه با نمونه‌های با ۱۰۰٪ مصالح خرد بتنی افت محسوسی نشان می‌داد [۱۳]. غربیلو در سال ۱۳۹۱، به ارزیابی فنی استفاده از سنگدانه‌های بتن بازیافتی و مصالح بنایی بازیافتی در لایه زیراساس راه‌ها پرداخت. نتایج تحقیق نشان می‌دهد که

روزافزون برای مصالح بازیافتی جایگزین در ساخت روسازی مانند مصالح خرد بتنی (RCA) شده است. بازیافت بتن عبارت از شکستن، برداشت، خرد کردن و پردازش بتن سخت شده برای تولید سنگدانه بتن بازیافتی یا مصالح خرد بتنی است. این مصالح شامل سنگدانه‌های باکیفیت بالا (معمولًاً سنگدانه‌های معدنی) است که توسط خمیر سمنتاسیون سخت شده به هم چسبیده‌اند. مصالح خرد بتنی از طریق تخریب المان‌های بتن سیمانی پرتلند از جاده‌ها، باند فرودگاهها و سازه‌ها در هنگام بازسازی جاده، حفاری‌های خدمات شهری یا عملیات تخریب تولید می‌شوند. روسازی‌های بتنی، قابلیت ۱۰۰٪ بازیافت را دارند و به‌طور کلی منابع بسیار خوبی برای تولید مصالح خرد بتنی هستند، زیرا بتن آن‌ها از مشخصات کیفی لازم برخوردار است [۶].

در روسازی‌های انعطاف‌پذیر، لایه اساس سنگدانه‌ای، بین لایه آسفالت و بستر قرار می‌گیرد. وظیفه اصلی این لایه پشتیبانی از لایه آسفالت و محافظت از بستر در برابر تغییر شکل‌های ماندگار (شیارشده‌گی<sup>۷</sup>) روسازی است [۷]. با استفاده از مصالح سنگدانه‌ای مصرف ساخت روسازی، منابع طبیعی مصالح سنگدانه‌ای مصرف نمی‌شوند و حفظ می‌گردند و درنتیجه هزینه‌های ساخت روسازی و همچنین میزان ریختن نخاله‌های روسازی به مدافن‌های زباله<sup>۸</sup> کاهش می‌یابد [۸]. برای افزایش پایداری روسازی و کاهش تقاضا برای سنگدانه‌های طبیعی، مصالح خرد بتنی می‌توانند با مصالح سنگدانه‌ای بکر با درصدهای مختلف ترکیب شوند [۹] و درنتیجه، موج ب تغییر مشخصات این مصالح خواهد شد. از طرف دیگر ضرورت حفظ محیط‌زیست و کاهش هزینه‌های ساخت روسازی، استفاده از ترکیب مصالح خرد بتنی و مصالح اساس در ساخت لایه‌های روسازی را توجیه می‌کند. مصالح خرد بتنی با توجه به یک سری از نتایج

<sup>4</sup> Poon

<sup>5</sup> Chan

<sup>6</sup> California bearing ratio

<sup>1</sup> Recycled concrete aggregate

<sup>2</sup> Rutting

<sup>3</sup> landfills

برای ارزیابی این تأثیر می‌توان از روش‌های مکانیستیک-تجربی خصوصاً روش‌های مبتنی بر تحلیل غیرخطی مصالح استفاده کرد. با توسعه برنامه‌های ارجاعی خطی، مطالعه خصوصیات مصالح ارجاعی غیرخطی<sup>۵</sup> برای اساس دانه‌ای غیر چسبیده از اواخر دهه ۱۹۶۰ آغاز گردید.

با وجود تحقیقات انجام شده در خصوص ارزیابی مدول برجهندگی و تغییرشکل‌های ماندگار اساس سنگدانه‌ای حاوی مصالح خرده آسفالتی، تحقیقات اندکی در خصوص تأثیر استفاده از مصالح اساس سنگدانه‌ای حاوی درصدهای مختلف مصالح خرده بتنی بر روی افزایش عمر روسازی با استفاده از مدل‌سازی غیرخطی این مصالح انجام شده است. در این تحقیق، تأثیر جایگزینی درصدهای مختلف مصالح خرده بتنی به جای مصالح سنگدانه‌ای بکر قشر اساس بر روی عمر خستگی و عمر شیارشده‌گی روسازی (مطابق روابط انسنتیو آسفالت) مورد بررسی قرار گرفته است. در تحلیل‌های انجام‌شده از تحلیل غیرخطی توسط نرم‌افزار NonPAS استفاده شده است و شش مقطع روسازی با ضخامت لایه‌های متفاوت و با فرض سه نوع خاک بستر خیلی نرم، نرم و متوسط به ازای افزودن درصدهای مختلف صفر، ۲۵، ۵۰، ۷۵ و ۱۰۰٪ مصالح خرده بتنی در لایه اساس سنگدانه‌ای مورد تحلیل و بررسی قرار گرفته است. در تحلیل‌های انجام شده، لایه آسفالت به صورت ارجاعی خطی و لایه‌های اساس، زیراساس و خاک بستر به صورت ارجاعی غیرخطی در نظر گرفته شده‌اند.

## ۲- مدل‌های غیرخطی مدول برجهندگی

در پژوهه‌های راهسازی، یکی از ملزمات طراحی لایه‌های اساس و زیراساس روسازی، مدول برجهندگی است. مدول برجهندگی معیاری برای اندازه‌گیری سختی مصالح تحت بارگذاری تکراری است [۱۷]. مدول برجهندگی تعیین شده از آزمایش سه محوری تکراری

<sup>5</sup> Nonlinear elastic material

افزودن سنگدانه‌های بتن بازیافتی به سنگدانه‌های طبیعی منجر به افزایش CBR نمونه‌های خشک و همچنین نمونه‌های اشباع می‌شود. همچنین افزودن سنگدانه‌های بتن بازیافتی به سنگدانه‌های طبیعی باعث افزایش رطوبت بهینه و کاهش حداکثر چگالی خشک شده است [۱۴].<sup>۱</sup> Bennert<sup>۲</sup> و همکاران در سال ۲۰۰۵، مقادیر مدول برجهندگی<sup>۳</sup> و تغییرشکل‌های ماندگار مصالح را با استفاده از افزودن درصدهای مختلف مصالح خرده بتنی به لایه اساس سنگدانه‌ای، از طریق آزمایش سه محوری تکراری مورد بررسی قرار دادند. در این تحقیق، مصالح متشكل از ۱۰۰٪ مصالح خرده بتنی، بیشترین مقدار مدول برجهندگی و مصالح متشكل از ۱۰۰٪ سنگدانه‌های بکر، کمترین مقدار مدول برجهندگی را نشان دادند. همچنین مشخص شد که با افزایش درصد مصالح خرده بتنی در مصالح اساس، مقدار مدول برجهندگی افزایش می‌یابد. به علاوه، مصالح متشكل از ۱۰۰٪ مصالح خرده بتنی، حداقل کرنش ماندگار را نتیجه دادند [۱۵]. صابری و همکاران به توصیف خواص مکانیکی و فیزیکی مصالح خرده بتنی به عنوان مصالح لایه اساس پرداختند. در این تحقیق، مقدار ضریب تطویل<sup>۴</sup> و تورق<sup>۴</sup> و چگالی نسبی مصالح خرده بتنی نسبت به سنگدانه‌های طبیعی کمتر است. این تحقیق نشان داد که مصالح خرده بتنی در مقایسه با سنگدانه‌های طبیعی از مقاومت کافی برخوردار است. ظرفیت برابری مصالح خرده بتنی نسبت به مصالح سنگدانه‌ای کمتر و همچنین درصد تورم مصالح خرده بتنی ناچیز است [۱۶].

تغییر مدول برجهندگی مصالح اساس در اثر جایگزینی درصدی از مصالح خرده بتنی با مصالح سنگدانه‌ای بکر می‌تواند بر روی عمر خستگی رویه آسفالتی و عمر شیارشده‌گی بستر تأثیر داشته باشد که

<sup>1</sup> Bennert

<sup>2</sup> Resilient modules

<sup>3</sup> Elongation

<sup>4</sup> Flakiness

$$M_r = k_1 p_a \left( \frac{\theta}{P_a} \right)^{k_2} \left( \frac{\tau_{oct}}{P_a} \right)^{k_3} \quad (6)$$

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2} \quad (7)$$

که در این رابطه  $\tau_{oct}$ ، تنش برشی هشت‌وجهی است. در آیین‌نامه طراحی مکانیستیک-تجربی روسازی (MEPDG<sup>۵</sup>)، مدلی برای توصیف مدول برجهندگی مصالح سنگدانه‌ای شرح داده است. این معادله هم اثر سخت شدگی تنش حجمی و هم اثر نرم شدگی تنش برشی را باهم ترکیب می‌نماید؛ بنابراین مقادیر  $k_2$  باید مثبت باشند، زیرا افزایش تنش حجمی منجر به سخت شدگی مصالح می‌گردد. با این حال،  $k_3$  باید منفی شود تا اثر نرم شدگی را نمایش دهد [۲۲]. این مورد در خصوص مدل‌های Uzan و مدل Universal نیز صادق است. مدل MEPDG به صورت رابطه ۸ قابل‌بیان است.

$$M_r = k_1 p_a \left( \frac{\theta}{P_a} \right)^{k_2} \left( \frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1 \right)^{k_3} \quad (8)$$

مدل Semi-log یک مدل نیمه لگاریتمی است که به صورت رابطه ۹ بیان می‌شود [۲۳].

$$M_r = k_1 p_a k_2 \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right) k_3 \left( \frac{\sigma_d}{P_a} \right) \quad (9)$$

مدل NCHRP<sup>۶</sup> ۱-۲۸ یک مدل تمام لگاریتمی برای مصالح تثبیت‌شده بر حسب تنش انحرافی و تنش همه‌جانبه است که توسط NCHRP ۱-۲۸ توسعه داده شده است [۲۴]. این مدل به صورت رابطه ۱۰ قابل‌بیان است.

$$M_r = k_1 p_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^{K_2} \left( \frac{\sigma_d}{P_a} \right)^{K_3} \quad (10)$$

در این تحقیق با برازش هریک از مدل‌های ذکر شده به مقادیر اندازه‌گیری شده مدول برجهندگی مصالح اساس سنگدانه‌ای حاوی درصدهای مختلف مصالح خردہ بتنی، کفایت و دقت هریک از این مدل‌ها مورد ارزیابی

برابر با نسبت تنش انحرافی تکراری<sup>۱</sup> به کرنش محوری برگشت‌پذیر<sup>۲</sup> است [۱۸].

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (1)$$

مدول برجهندگی مصالح سنگدانه‌ای تابعی از تنش‌های اعمال شده است. به منظور بیان رابطه بین مدول برجهندگی و وضعیت تنش، مدل‌های مختلفی پیشنهاد شده است که در ادامه معرفی شده‌اند.

در مدل K-θ، مدول برجهندگی به صورت تابعی از تنش حجمی در نظر گرفته می‌شود و کاربرد آن برای مصالح سنگدانه‌ای است. این مدل به شکل رابطه ۲ قابل‌بیان است [۱۹].

$$M_r = k_1 \left( \frac{\theta}{P_a} \right)^{k_2} \quad (2)$$

$$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (3)$$

که در این روابط  $\theta$ ، تنش حجمی یا مجموع تنش‌های اصلی،  $k_1$  و  $k_2$ ، ضرایب ثابت مدل و  $P_a$  فشار اتمسفر مصالح از آنجاکه مدل K-θ برای بیان رفتار برشی مصالح سنگدانه‌ای کفایت نمی‌کند، اوزان<sup>۳</sup> تنش انحرافی را وارد مدل K-θ نمود [۲۰]. مدل Uzan به شکل رابطه ۴ قابل‌بیان است.

$$M_r = k_1 p_a \left( \frac{\theta}{P_a} \right)^{k_2} \left( \frac{\sigma_d}{P_a} \right)^{k_3} \quad (4)$$

$$\sigma_d = \sigma_1 - 0.5(\sigma_2 + \sigma_3) \quad (5)$$

که در این روابط  $\sigma_d$ ، تنش انحرافی و  $k_1$ ،  $k_2$  و  $k_3$  ضرایب ثابت مدل هستند.

تنش انحرافی در مدل اوزان از آزمایش سه محوری به دست می‌آید. در مدل Universal به جای تنش انحرافی از تنش برشی هشت‌وجهی<sup>۴</sup> استفاده شده است. این مدل مطابق رابطه ۶ هست [۲۱].

<sup>1</sup> Repeated axial deviator stress

<sup>2</sup> Resilient axial strain

<sup>3</sup> Uzan

<sup>4</sup> Octahedral shear stress

<sup>5</sup> Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide  
<sup>6</sup> National cooperative highway research program

در صد رطوبت بهینه برای نمونه با درصدهای مختلف مصالح خردہ بتی در محدوده ۵ الی ۷/۵ درصد متغیر است. آزمایش مدول برجهندگی بر روی نمونه‌های استوانه‌ای به قطر ۱۵۴/۲ و ارتفاع ۳۰۴/۸ میلی‌متر در درصد رطوبت بهینه و حداقل وزن مخصوص خشک براساس استاندارد AASHTO TP46-94 انجام شده است. جزئیات بیشتر در خصوص مصالح مورد استفاده و روش‌های آزمایشگاهی در تحقیق بنرت و همکاران ذکر شده است [۱۵].

داده‌های آزمایشگاهی مربوط به مدول برجهندگی مصالح اساس سنگدانه‌ای حاوی درصدهای مختلف مصالح خردہ بتی در جدول ۱ آورده شده است.

قرار گرفته است و در نهایت مدل بهینه غیرخطی برای این مصالح جهت تحلیل روسازی انتخاب شده است.

### ۳- داده‌های مدول برجهندگی لایه اساس

در این تحقیق از نتایج آزمایشگاهی بنرت و همکاران در سال ۲۰۰۰ جهت تعیین مدل‌های مدول برجهندگی مصالح اساس سنگدانه‌ای حاوی درصدهای مختلف مصالح خردہ بتی استفاده شده است. با توجه به منحنی دانه‌بندی، مصالح لایه اساس سنگدانه‌ای خوب دانه‌بندی شده دارای ۶/۷ درصد و مصالح خردہ بتی دارای ۳/۴ درصد ریزدانه بودند. بر روی نمونه‌های حاوی درصدهای مختلف خردہ بتی، آزمون تراکم پروکتور استاندارد به روش ASTM D698 انجام شده است.

جدول ۱- نتایج مدول برجهندگی اندازه‌گیری شده برای ترکیب‌های مختلف مصالح سنگدانه‌ای و مصالح خردہ بتی [۱۵].

Mr (kPa) (100% RCA)	Mr (kPa) (25% AB+75 % RCA)	Mr (kPa) (50% AB+50 % RCA)	Mr (kPa) (75% AB+25 % RCA)	Mr (kPa) (100% AB)	$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_1$ (kPa)	دفعات بارگذاری
۱۹۳۹۴۲	۱۶۶۲۲۶	۱۵۸۲۶۷	۹۴۲۱۶	۸۶۹۵۴	۲۰/۶۸	۴۱/۳۶	۱
۲۳۱۰۸۷	۱۷۰۹۵۳	۱۵۷۱۶۲	۱۰۶۱۳۹	۹۷۷۸۳	۲۰/۶۸	۶۲/۰۵	۲
۲۱۸۴۸۵	۱۹۹۴۵۶	۱۷۷۰۵۱	۱۲۵۵۸۴	۱۰۷۹۹۱	۲۰/۶۸	۸۲/۷۳	۳
۲۴۹۶۰۹	۲۱۲۴۴۴	۱۹۹۴۵۶	۱۱۹۵۷۱	۱۱۴۰۰۴	۳۴/۴۷	۶۸/۹۴	۴
۲۷۵۳۴۶	۲۳۷۸۵۷	۲۲۷۸۷۰	۱۴۵۴۹۹	۱۲۷۰۵۱	۳۴/۴۷	۱۰۳/۴۲	۵
۲۷۳۴۲۲	۲۴۹۶۰۹	۲۳۵۹۹۷	۱۶۹۷۵۹	۱۳۹۰۵۷	۳۴/۴۷	۱۳۷/۸۹	۶
۳۵۹۳۸۱	۳۱۹۰۱۱	۲۸۱۱۹۷	۱۶۷۳۹۶	۱۶۰۶۷۰	۶۸/۹۵	۱۳۷/۹۰	۷
۳۶۹۶۰۰	۳۳۰۳۸۹	۳۱۹۰۱۱	۲۰۹۴۸۷	۱۸۲۳۱۳	۶۸/۹۵	۲۰۶/۸۵	۸
۳۸۰۱۰۹	۳۳۰۳۸۹	۳۱۲۳۷۲	۲۰۶۵۷۱	۱۹۹۵۴۱	۶۸/۹۵	۲۷۵/۷۹	۹
۴۰۷۷۰۹	۳۴۴۵۸۱	۳۴۲۱۷۴	۱۹۳۹۴۲	۱۸۹۰۲۶	۱۰۳/۴۲	۱۷۲/۳۷	۱۰
۴۱۳۴۶۵	۳۴۹۴۴۵	۳۵۹۳۸۱	۲۳۷۶۵۷	۱۹۷۷۵۴	۱۰۳/۴۲	۲۰۶/۸۴	۱۱
۴۳۷۳۱۲	۳۷۲۲۰۰	۳۶۹۶۰۰	۲۳۵۹۹۷	۲۲۲۳۸۱	۱۰۳/۴۲	۳۱۰/۲۶	۱۲
۴۷۵۶۸۷	۴۱۶۳۷۳	۴۱۰۵۷۷	۲۵۸۵۱۲	۲۲۲۳۸۳	۱۳۷/۹	۲۴۱/۳۲	۱۳
۴۸۲۴۰۲	۴۴۰۳۸۸	۴۱۹۳۰۲	۲۴۹۶۰۹	۲۲۸۴۹۱	۱۳۷/۹	۲۷۵/۸۰	۱۴
۵۱۳۸۱۵	۴۴۶۶۰۵	۴۴۳۴۸۶	۳۱۲۳۷۲	۲۵۴۶۴۵	۱۳۷/۹	۴۱۳/۶۹	۱۵

مختلف مصالح خردہ بتی (RCA) به تعیین بهینه‌ترین مدل غیرخطی پرداخته شد. برای این منظور، مدل‌های MEPDG غیرخطی مختلف شامل مدل‌های k-θ و semi-log، NCHRP1-28، Uzan، Universal

با بهره‌گیری از نتایج آزمایشگاهی مدول برجهندگی مصالح اساس سنگدانه‌ای (GB<sup>۲۰</sup>) حاوی درصدهای

<sup>20</sup> Granular Base

نمی‌باشد. نتایج به دست آمده از کالیبراسیون مدل‌ها نشان می‌دهد که ترکیب مصالح اساس و مصالح خرد بتنی در اکثر موارد با افزایش تنفس حجمی، سخت شدگی و با افزایش تنفس‌های انحرافی یا تنفس‌های برشی هشت‌وجهی، نرم شدگی از خود نشان داده‌اند. در صورتی که در مورد مدل 1-28 NCHRP ضریب  $k_3$  در اکثر موارد مقداری مثبت است که نشان‌دهنده افزایش مدول برجهندگی مصالح با افزایش تنفس انحرافی است. این موضوع با رفتار مصالح سنگدانه‌ای انتباطی چندانی ندارد؛ زیرا انتظار می‌رود با افزایش تنفس انحرافی مقدار مدول کاهش یابد؛ بنابراین مدل 1-28 NCHRP نیز مدل مناسبی برای بیان رفتار غیرخطی ترکیب مصالح سنگدانه‌ای و مصالح خرد بتنی نیست.

براساس این داده‌های آزمایشگاهی کالیبره شدن و در مورد هر مدل با تعیین دو پارامتر  $R^2$  و RMSE نحوه برازش مدل به داده‌های آزمایشگاهی مورد ارزیابی قرار گرفت.

نتایج مربوط به کالیبراسیون مدل‌های غیرخطی مختلف با توجه به جایگزینی درصدهای مختلف مصالح خرد بتنی در جدول ۲ آورده شده است. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، برای ترکیب‌های مختلف مصالح اساس سنگدانه‌ای و مصالح خرد بتنی، مدل semi-log کمترین مقدار  $R^2$  را دارد. همچنین مدل  $k\text{-}\theta$  در درصدهای جایگزینی بالای مصالح خرد بتنی دارای دقت کافی جهت مدل‌سازی رفتار غیرخطی مصالح نیست؛ بنابراین مدل log و  $k\text{-}\theta$  مدل‌های مناسبی برای بیان رفتار غیرخطی مصالح اساس سنگدانه‌ای حاوی RCA

جدول ۲- نتایج کالیبراسیون مدل‌های غیرخطی به ازای افروزن درصدهای مختلف RCA به مصالح DGABC

Universal مدل					MEPDG مدل					ترکیب
RMSE	$R^2$	$K_3$	$K_2$	$K_1$	RMSE	$R^2$	$K_3$	$K_2$	$K_1$	
۸۷۲/۲	۰/۹۹۹۷	۰/۰۰۴	۰/۵۰۳	$۹/۶۵۲ \times 10^{-3}$	۹۰۵/۱	۰/۹۹۹۶	۰/۰۰۵	۰/۵۰۶	$۹/۵۶۶ \times 10^{-3}$	(100% AB)
۱۱۹۵۳/۵	۰/۹۶۲۱	۰/۰۶۶	۰/۴۵۸	$۱/۱۸۸ \times 10^{-3}$	۱۱۸۷۶/۷	۰/۹۶۲۶	۰/۱۳۱	۰/۴۸۶	$۱/۰۳۵ \times 10^{-3}$	(75%AB+2% RCA)
۸۲۷۲/۴	۰/۹۹۲۳	-۰/۱۰۷	۰/۶۲۱	$۱/۳۵۰ \times 10^{-3}$	۸۶۸۴/۸	۰/۹۹۱۴	-۰/۲۹۳	۰/۵۹۸	$۱/۷۰۵ \times 10^{-3}$	(50%AB+5% RCA)
۱۱۷۵۷/۸	۰/۹۸۳۴	-۰/۰۸۳	۰/۵۶۲	$۱/۵۳۲ \times 10^{-3}$	۱۱۳۵۰/۰	۰/۹۸۴۵	-۰/۲۶۳	۰/۵۵۴	$۱/۸۴۲ \times 10^{-3}$	(25%AB+7% RCA)
۸۷۱۹/۴	۰/۹۹۲۶	-۰/۱۰۲	۰/۵۵۶	$۱/۷۵۱ \times 10^{-3}$	۱۰۳۵۷/۷	۰/۹۸۹۵	-۰/۲۷۵	۰/۵۳۴	$۲/۱۸۳ \times 10^{-3}$	(100% RCA)
Uzan مدل					NCHRP1-28 مدل					ترکیب
RMSE	$R^2$	$K_3$	$K_2$	$K_1$	RMSE	$R^2$	$K_3$	$K_2$	$K_1$	ترکیب
۸۸۱/۹	۰/۹۹۹۷	۰/۰۰۴	۰/۵۰۳	$۹/۶۱۹ \times 10^{-3}$	۲۲۳۶/۶	۰/۹۹۸۰	۰/۱۷۴	۰/۳۳۴	$۱/۹۴۲ \times 10^{-3}$	(100% AB)
۱۱۹۲۳/۵	۰/۹۶۲۱	۰/۰۶۶	۰/۴۵۹	$۱/۱۳۰ \times 10^{-3}$	۱۱۷۸۹/۰	۰/۹۶۳۱	۰/۲۲۱	۰/۳۰۵	$۲/۱۴۴ \times 10^{-3}$	(75%AB+25% RCA)
۸۲۴۹/۳	۰/۹۹۲۳	-۰/۱۰۷	۰/۶۲۱	$۱/۴۶۴ \times 10^{-3}$	۷۶۳۶/۹	۰/۹۹۳۴	۰/۱۰۱	۰/۴۱۴	$۳/۴۸۶ \times 10^{-3}$	(50%AB+50% RCA)
۱۱۷۶۰/۵	۰/۹۸۳۴	-۰/۰۸۳	۰/۵۶۲	$۱/۶۳۰ \times 10^{-3}$	۱۱۶۰۹/۰	۰/۹۸۳۸	۰/۱۰۶	۰/۳۷۴	$۳/۵۷۴ \times 10^{-3}$	(25%AB+75% RCA)
۸۷۱۷/۶	۰/۹۹۲۶	-۰/۱۰۲	۰/۵۵۶	$۱/۸۹۱ \times 10^{-3}$	۷۱۹۲/۳	۰/۹۹۴۹	۰/۰۸۳	۰/۳۷۲	$۴/۱۱۶ \times 10^{-3}$	(100% RCA)
k-θ مدل					semi-log مدل					ترکیب
RMSE	$R^2$	$K_3$	$K_2$	$K_1$	RMSE	$R^2$	$K_3$	$K_2$	$K_1$	ترکیب
۸۹۵/۹	۰/۹۹۹۷	-	۰/۵۰۷	$۹/۷۰۲ \times 10^{-4}$	۱۵۵۷۷/۴	۰/۹۰۹۰	۱/۱۷۷	۱/۷۴۱	$۸/۸۸۰ \times 10^{-3}$	(100% AB)
۱۲۱۴۳/۸	۰/۹۶۰۸	-	۰/۵۲۰	$۱/۰۶۸ \times 10^{-5}$	۱۷۵۳۶/۶	۰/۹۱۸۵	۱/۲۰۵	۱/۷۳۰	$۹/۶۹۴ \times 10^{-3}$	(75%AB+25% RCA)
۱۴۲۳۹/۰	۰/۹۷۷۱	-	۰/۵۲۲	$۱/۶۶۱ \times 10^{-5}$	۲۴۹۶۷/۷	۰/۹۲۹۲	۱/۱۰۸	۱/۹۴۴	$۱/۵۲۰ \times 10^{-3}$	(50%AB+50% RCA)
۱۵۶۰۲/۹	۰/۹۷۰۷	-	۰/۴۸۶	$۱/۸۰۲ \times 10^{-5}$	۲۵۹۳۹/۳	۰/۹۱۹۳	۱/۱۰۵	۱/۸۳۹	$۱/۶۶۲ \times 10^{-3}$	(25%AB+75% RCA)
۱۵۴۷۹/۵	۰/۹۷۶۶	-	۰/۴۶۳	$۲/۱۳۲ \times 10^{-5}$	۲۵۳۳۳/۶	۰/۹۳۷۱	۱/۰۹۲	۱/۸۱۵	$۱/۹۶۴ \times 10^{-3}$	(100% RCA)

خطی، مصالح اساس و زیراساس به صورت ارجاعی غیرخطی (مدل Universal) و مصالح بستر به صورت ارجاعی غیرخطی (مدل Bilinear) فرض شدند. مشخصات و پارامترهای مصالح مختلف لایه‌های روسازی جهت تحلیل غیرخطی توسط نرم‌افزار NonPAS در جدول ۳ بیان شده است. در این تحقیق، از نتایج آزمایشگاهی پارک و همکاران در سال ۲۰۰۹، برای مدل‌سازی غیرخطی مصالح زیراساس سنگدانه‌ای استفاده شده است [۲۶]. برای این منظور از مدلول برجهندگی SB-4 آن تحقیق استفاده شده است. شش مقطع مورد بررسی در شکل ۱ نشان داده شده است. در هر کدام از مقاطع، موقعیت نقاط پاسخ و موقعیت نقاط تنش نمایش داده شده است. برای تحلیل این مقاطع روسازی در نرم‌افزار NonPAS، از محور منفرد با چرخ زوج در سه نقطه پاسخ مرکز چرخ، لبه چرخ و حدفاصل چرخ زوج از طریق نقطه تنش وسط لایه و اصلاح تنش دایره مورکولم استفاده شد. تنش قائم وارد از طرف هر چرخ برابر با  $104/22 \text{ kPa}$  و شعاع تماس هر چرخ برابر با  $mm 586$  در نظر گرفته شد. جهت تخمین عمر هریک از مقاطع روسازی مفروض به روش مکانیستیک-تجربی، حداکثر مقدار کرنش کششی افقی تار پایین لایه آسفالت و حداکثر کرنش فشاری روی خاک بستر محاسبه شد.

باید توجه داشت که مدل Uzan با فرض برابر بودن تنش‌های همه‌جانبه قابل استفاده است، درصورتی که مدل Universal با فرض نابرابر بودن تنش‌های همه‌جانبه قابل استفاده است. نتایج بررسی انجام‌شده نشان می‌دهد که دو مدل Universal و MEPDG از دیدگاه دقیق، مدل‌های مناسبی هستند. در تحقیق حاضر، مدل Universal به عنوان مدل غیرخطی ترکیب مصالح اساس سنگدانه‌ای و مصالح خردۀ بتونی مورداستفاده قرار گرفت.

#### ۴- تحلیل غیرخطی روسازی

در این تحقیق، به منظور ارزیابی عددی تأثیر استفاده از مصالح اساس حاوی مصالح خردۀ بتونی بر عملکرد روسازی‌های آسفالتی از نرم‌افزار NonPAS استفاده شده است. در این برنامه، هفت مدل غیرخطی از Uzan، NCHRP 1-28، Universal، MEPDG، جمله k-θ و semi-log تجزیه و تحلیل روسازی، از جمله تنش‌ها، کرنش‌ها و افت و خیزها در سه جهت اصلی، تنش‌های برشی، تنش‌ها و کرنش‌های اصلی، حداکثر تنش برشی، تنش برشی و کرنش برشی هشت‌وجهی و حداکثر تنش افقی در نقاط پاسخ مختلف محاسبه می‌گردند [۲۵].

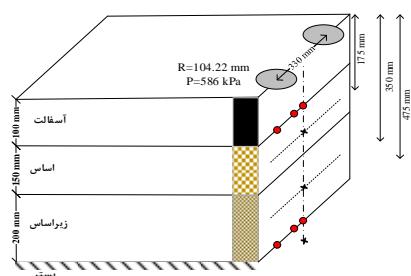
در این تحقیق شش مقطع روسازی چهار لایه مورد بررسی قرار گرفته است. لایه آسفالت به صورت ارجاعی

جدول ۳- مشخصات مصالح لایه‌های مختلف روسازی

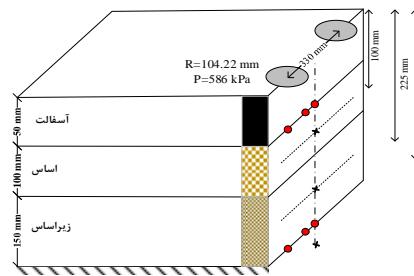
$\Phi$ (°)	$K_0$	ضریب پواسون (v)	چگالی (kN/m³)	Riftar مصالح	ضخامت (cm)	لایه‌ها
-	-	0/۳	21/195	ارجاعی خطی	۵	آسفالت
				$M_r$ (kPa)	10	
				$3/1 \times 10^6$	15	
					20	
40	0/357	0/35	19/81	ارجاعی غیرخطی: مدل Universal	10 15 20	اساس
				$k_3$		
				0/004		
				0/503		
				$9/652 \times 10^{-3}$		
				0/066		
				0/458		
				$1/188 \times 10^{-3}$	٪RCA	
				-0/107		
				0/621		
				$1/350 \times 10^{-3}$		
				-0/083		
				0/562	٪25RCA	
				$1/532 \times 10^{-3}$		
				-0/102	٪50RCA	
				0/556		
				$1/751 \times 10^{-3}$	٪75RCA	
				-0/101		
				0/551	٪100RCA	
				$1/751 \times 10^{-3}$		

جدول ۳- ادامه

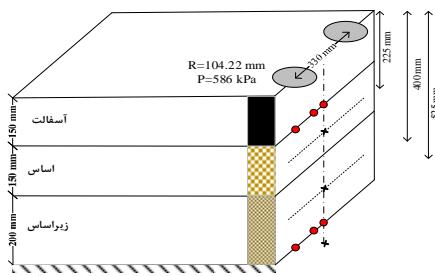
۲۸	۰/۶	۰/۳۵	۱۹/۶۱	ارتجاعی غیرخطی: مدل Universal				۱۵ ۲۰ ۳۰ ۴۰	زیراساس				
				$k_3$	$k_2$	$k_1$ (kPa)	ترکیب						
				-۰/۱۲۱	۰/۶۲۰	۷۸۷/۳۵	A-1-a (GW)						
ارتجاعی غیرخطی: مدل Bilinear													
به ازای هر سه نوع بستر و $K_3=۱۱۱$ ، $K_2=۴۲/۷۸$ و $K_4=۱۷۸$ است.													
نوع خاک بستر													
$k_1$ (kPa)								بستر					
مدول													
رس خیلی نرم													
رس نرم													
رس متوسط													
رس ۶۸۹۵													
رس ۲۰۸۲۲													
رس ۵۲۹۵۲													
رس ۴۸۲۶۳													



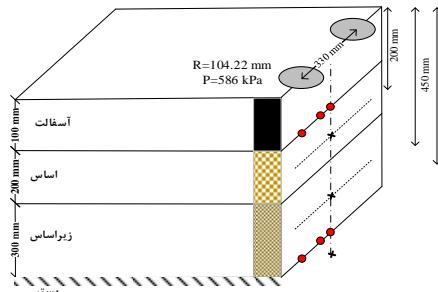
(ب) مقطع روسازی دوم (AC10-B15-SB20)



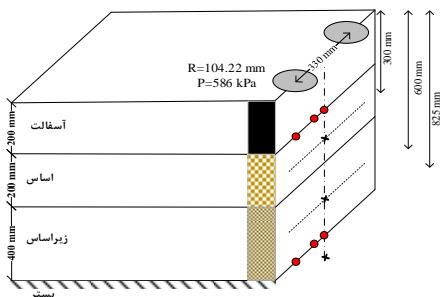
(الف) مقطع روسازی اول (AC5-B10-SB15)



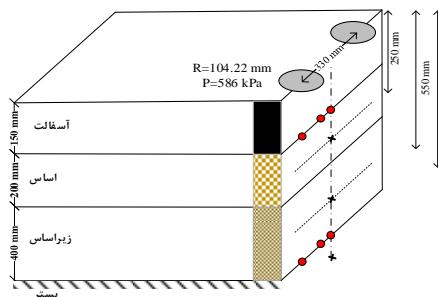
(ت) مقطع روسازی چهارم (AC15-B15-SB20)



(پ) مقطع روسازی سوم (AC10-B20-SB30)



(ج) مقطع روسازی ششم (AC20-B20-SB40)



(ث) مقطع روسازی پنجم (AC15-B20-SB40)

شکل ۱- شش مقطع روسازی مورد بررسی

مجاز برای جلوگیری از ترک خستگی ( $N_f$ ) وابسته به کرنش کششی در تار پایین لایه آسفالت ( $\epsilon_i$ ) و مدول ارجاعی لایه آسفالت ( $E_i$ ) بر حسب kPa است. معادله خرایی انستیتو آسفالت جهت پیش‌بینی عمر خستگی قشر

سپس از روابط تجربی انستیتو آسفالت برای تبدیل مقادیر کرنش‌های بحرانی به تعداد عبور مجاز خستگی و شیارشده‌گی بهره‌گیری شد. این روابط در ادامه بیان گردیده‌اند. در روش طراحی انستیتو آسفالت، تعداد عبور

## روسازی با مصالح خردہ بتی

تأثیر افرودن درصدهای مختلف مصالح خردہ بتی به مصالح اساس سنگدانه‌ای بر روی افزایش عمر خستگی رویه آسفالتی در شکل ۲ نشان داده شده است. همانگونه مشاهده می‌شود بدون توجه به اینکه چه مقطعی مورد نظر است، در هر سه نوع بستر با افزایش درصد مصالح خردہ بتی، عمر خستگی رویه آسفالتی افزایش یافته است.

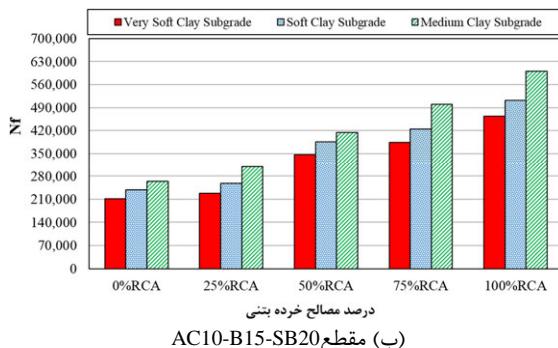
بن آسفالتی به صورت زیر است [۲۷]:

$$N_f = 0.414(\varepsilon_t)^{-3.291}(E_l)^{-0.854} \quad (12)$$

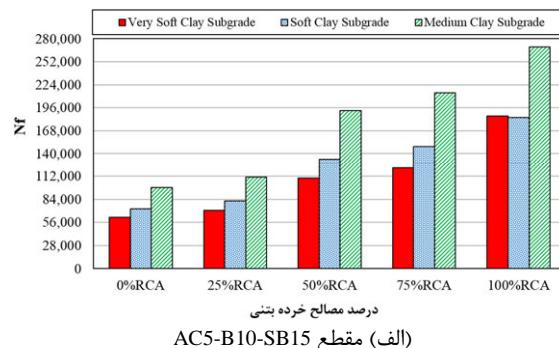
همچنین در روش طراحی انسٹیتو آسفالت، تعداد عبور مجاز برای جلوگیری از شیارشدنگی بستر ( $N_d$ ) وابسته به کرنش فشاری قائم روی خاک بستر ( $\varepsilon_c$ ) است. معادله خرابی انسٹیتو آسفالت جهت پیش‌بینی عمر شیارشدنگی روسازی به صورت زیر است [۲۸]:

$$N_d = 1.365 \times 10^{-9}(\varepsilon_c)^{-4.477} \quad (13)$$

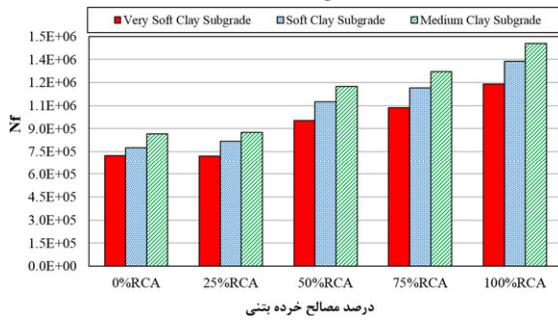
## ۵- ارزیابی عمر خستگی رویه آسفالتی در



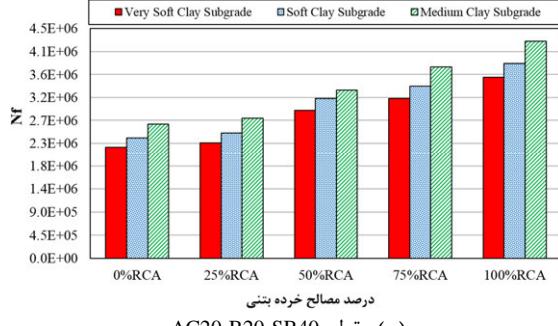
(ب) مقطع AC10-B15-SB20



(الف) مقطع AC5-B10-SB15



(ت) مقطع AC15-B15-SB20

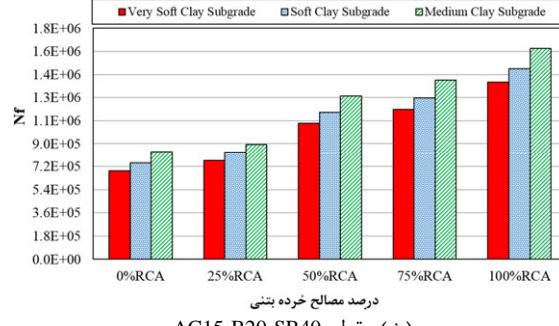


(ج) مقطع AC20-B20-SB40

شده است. با توجه به جدول، در کلیه مقاطع روسازی

مورد بررسی، استفاده از صفر تا ۱۰۰٪ مصالح خردہ بتی

به ازای کلیه بسترهای، حداقل ۶۱/۶٪ و حداکثر ۱۹۸/۵٪



(پ) مقطع AC10-B20-SB30

درصد افزایش عمر خستگی رویه آسفالتی مربوط به

هر سه نوع بستر به ازای افرودن درصدهای مختلف مصالح خردہ بتی به مصالح اساس سنگدانه‌ای در جدول ۴ آورده

کرنش کششی تار پایین لایه آسفالت با نسبت  $E_1$  به  $E_2$  رابطه مستقیم دارد، در نتیجه با کاهش نسبت  $E_1$  به  $E_2$  کرنش کششی تار پایین لایه آسفالت کاهش می‌یابد و در نهایت منجر به افزایش عمر خستگی رویه آسفالتی می‌گردد. در مقطع AC5-B10-SB15، ظرفیت باربری روسازی بسیار پایین است و بیشترین تأثیر بر روی عمر خستگی رویه آسفالتی با افزایش درصد مصالح خرده بتی در این مقطع رخ داده است.

موجب افزایش عمر خستگی رویه آسفالتی می‌شود. حداقل تأثیر در مورد مقطع AC20-B20-SB40 و حداکثر تأثیر در مورد مقطع AC5-B10-SB15 است. با افزایش درصد مصالح خرده بتی، مدول برجهندگی ترکیب مصالح خرده بتی و اساس سنگدانه‌ای افزایش می‌یابد. افزایش مدول برجهندگی مصالح اساس باعث می‌شود که نسبت مدول ارجاعی لایه آسفالت ( $E_1$ ) به مدول ارجاعی لایه اساس ( $E_2$ ) کاهش یابد. از آنجاکه

جدول ۴- مقایسه درصد افزایش عمر خستگی رویه آسفالتی به ازای افزایش درصدهای مختلف RCA

درصد افزایش مصالح خرده بتی در لایه اساس سنگدانه‌ای				مقاطع روسازی
%۱۰۰ صفر به	%۷۵ صفر به	%۵۰ صفر به	%۲۵ صفر به	
%۱۹۸/۵ الی ۱۵۴/۵	%۱۱۸/۹ الی ۹۶/۶	%۷۹/۰ الی ۲۵/۶	%۱۲/۹ الی ۱۲/۸	AC5-B10-SB15
%۱۲۷/۸ الی ۱۱۴/۶	%۸۹/۵ الی ۷۸/۱	%۶۳/۳ الی ۵۷/۰	%۱۷/۲ الی ۷/۷	AC10-B15-SB20
%۱۴۰/۰ الی ۱۳۵/۴	%۹۴/۱ الی ۹۰/۵	%۷۳/۰ الی ۲۰/۰	%۹/۰ الی ۸/۷	AC10-B20-SB30
%۷۲/۶ الی ۶۵/۰	%۵۰/۱ الی ۴۳/۳	%۳۸/۵ الی ۳۲/۰	%۵/۱ الی ۰/۳	AC15-B15-SB20
%۱۰۱/۰ الی ۹۶/۵	%۶۷/۰ الی ۵۲/۱	%۵۴/۶ الی ۵۲/۱	%۱۱/۸ الی ۷/۰	AC15-B20-SB40
%۶۲/۷ الی ۶۱/۶	%۴۳/۶ الی ۴۲/۸	%۳۲/۲ الی ۲۵/۲	%۴/۳ الی ۴/۰	AC20-B20-SB40

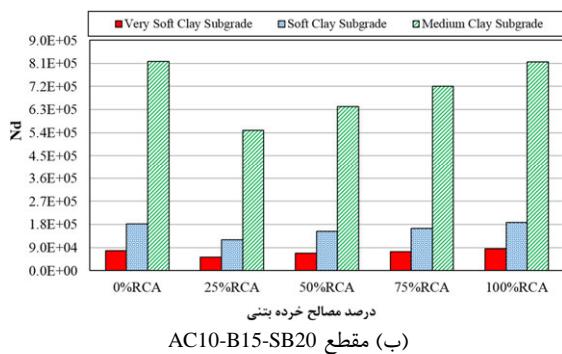
آسفالت و افزایش ضخامت لایه‌های اساس و زیراساس، افزایش درصد عمر خستگی رویه آسفالتی مشاهده می‌گردد.

در کلیه مقاطع مورد بررسی، نوع بستر رابطه مستقیمی با افزایش عمر خستگی رویه آسفالتی در اثر استفاده از مصالح خرده بتی ندارد. به عنوان مثال، حداکثر درصد افزایش عمر خستگی رویه آسفالتی با افزودن صفر تا ۱۰۰ درصد مصالح خرده بتی در مقطع AC10-B20- SB30 به ازای بستر خیلی نرم ۱۴۰/۰٪، در مقطع AC15-B15-SB20 به ازای بستر نرم ۷۲/۶٪ و در مقطع AC10-B15-SB20 به ازای بستر متوسط ۱۲۷/۸٪ می‌باشد. همان‌گونه که در جدول ۴ ملاحظه می‌گردد، درصد افزایش عمر خستگی رویه آسفالتی مربوط به هر سه نوع بستر به ازای افزودن درصدهای مختلف مصالح خرده بتی، بسیار به یکدیگر نزدیک است. به عنوان مثال، در مقطع AC10-B15-SB20 درصد افزایش عمر خستگی رویه آسفالتی به ازای افزودن صفر تا ۱۰۰

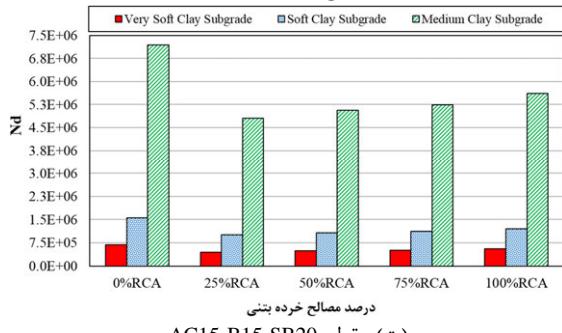
به منظور بررسی تأثیر افزایش ضخامت لایه آسفالت بر روی افزایش عمر خستگی رویه آسفالتی، از مقایسه دو مقطع AC10-B15-SB20 و AC15-B15-SB20 و همچنین دو مقطع AC20-B20 و AC15-B20-SB40 استفاده شد. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، در هر دو مورد با ثابت ماندن ضخامت لایه اساس و زیراساس و افزایش ضخامت لایه آسفالت، کاهش درصد عمر خستگی رویه آسفالتی در اثر جایگزینی مصالح بتی بازیافتی با مصالح سنگدانه‌ای طبیعی مشاهده می‌گردد. زیرا هرچه ضخامت آسفالت کمتر باشد، شدت تنش‌هایی که به لایه پایین‌تر می‌رسد کمتر است.

به منظور بررسی تأثیر افزایش ضخامت لایه اساس و زیراساس بر روی افزایش عمر خستگی رویه آسفالتی از مقایسه دو مقطع AC10-B20 و AC10-B15-SB20 و AC15-B15-SB20 و همچنین دو مقطع AC15-B20-SB40 استفاده شد. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، در هر دو مورد با ثابت ماندن ضخامت لایه

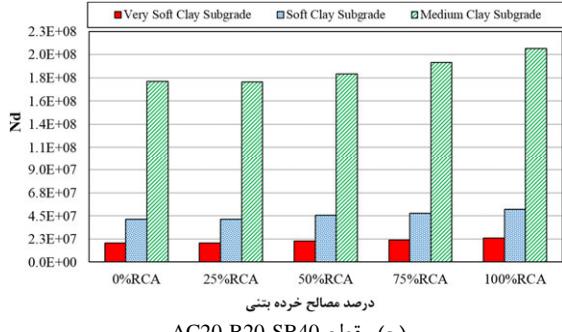
به مصالح اساس سنگدانه‌ای بر روی افزایش عمر شiarشدگی بستر در شکل ۳ نشان داده شده است. همانگونه که مشاهده می‌شود، تغییرات عمر شiarشدگی بستر با افزایش درصد مصالح خرده بتنی متفاوت است. درصد افزایش عمر شiarشدگی بستر مربوط به هر سه نوع بستر به ازای افروden درصدهای مختلف مصالح خرده بتنی به مصالح اساس سنگدانه‌ای در جدول ۵ آورده شده است.



(ب) مقطع



(ت) مقطع



(ج) مقطع

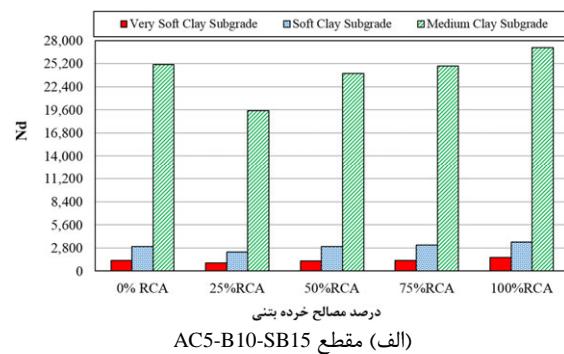
شکل ۳- تأثیر اضافه نمودن درصدهای مختلف مصالح خرده بتنی به مصالح اساس سنگدانه‌ای بر روی عمر شiarشدگی بستر

شود. همچنین با افزایش درصد مصالح خرده بتنی، کرنش فشاری روی خاک بستر کاهش و مدول برجهندگی بستر افزایش می‌یابد و در نتیجه منجر به افزایش عمر شiarشدگی بستر با افزایش درصد مصالح خرده بتنی می-

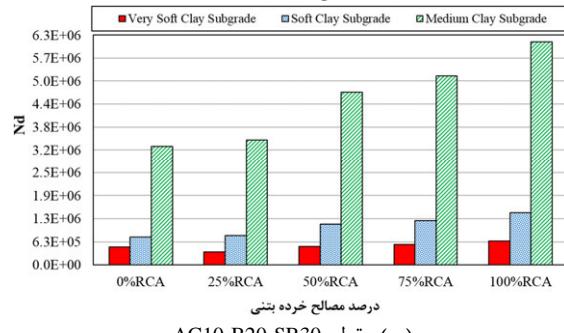
مصالح خرده بتنی در بستر خیلی نرم تا بستر متوسط از AC10-B20-114/6 به ۱۲۷/۸٪ و همچنین در مقطع SB30 از ۱۳۵/۴ به ۱۴۰/۰٪ افزایش یافته است. بنابراین تأثیر نوع بستر بر روی افزایش عمر خستگی رویه آسفالتی، چندان مشهود نیست.

## ۶- ارزیابی شiarشدگی بستر در روسازی با مصالح خرده بتنی

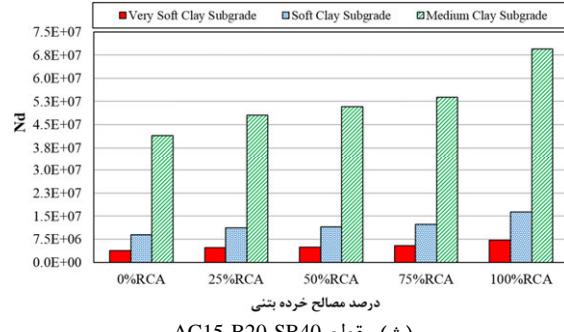
تأثیر افزودن درصدهای مختلف مصالح خرده بتنی



(الف) مقطع



(پ) مقطع



(ث) مقطع

همانگونه که ملاحظه می‌گردد، در کلیه مقاطع روسازی مورد بررسی، استفاده از صفر تا ۱۰۰ درصد مصالح خرده بتنی به ازای کلیه بسترهای حداقل ۲۲/۶٪ و حداقل ۸۸/۴٪ موجب افزایش عمر شiarشدگی بستر می-

دو مقطع AC20-B20-SB40 و AC15-B20-SB40

استفاده شد. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، در هر دو مورد با ثابت ماندن ضخامت لایه اساس و زیراساس و افزایش ضخامت لایه آسفالت، کاهش درصد عمر شیارشده‌گی بستر مشاهده می‌گردد.

شود.

بهمنظور بررسی تأثیر افزایش ضخامت لایه آسفالت بر روی افزایش عمر شیارشده‌گی بستر مصالح اساس حاوی درصدهای مختلف مصالح خردہ بتی از مقایسه دو مقطع AC15-B15-SB20 و AC10-B15-SB20 و همچنین

جدول ۵- مقایسه درصد افزایش عمر شیارشده‌گی بستر به ازای افزایش درصدهای مختلف RCA

درصد افزایش مصالح خردہ بتی در لایه اساس سنتگدانه‌ای				مقاطع روسازی
صفر به ۱۰۰٪	صفر به ۷۵٪	صفر به ۵۰٪	صفر به ۲۵٪	
٪۲۸/۲- ٪۸/۱	٪۶/۸- ٪۰/۷	٪۴/۵- ٪۰/۷	٪۲۳/۹- ٪۲۲/۳	AC5-B10-SB15
٪۰/۲- ٪۰/۸	٪۵/۵- ٪۱۱/۷	٪۱۵/۲- ٪۲۱/۴	٪۳۴/۱- ٪۳۲/۷	AC10-B15-SB20
٪۸۸/۴- ٪۳۲/۶	٪۵۹/۵- ٪۱۲/۴	٪۴۶/۱- ٪۲/۷	٪۲۷/۴- ٪۵/۷	AC10-B20-SB30
٪۱۹/۳- ٪۲۲/۶	٪۲۵/۶- ٪۲۸/۰	٪۲۸/۶- ٪۳۰/۵	٪۳۴/۷- ٪۳۳/۱	AC15-B15-SB20
٪۶۲/۸- ٪۴۵/۳	٪۴۲/۸- ٪۳۰/۵	٪۳۲/۷- ٪۲۳/۰	٪۲/۲- ٪۶/۱	AC15-B20-SB40
٪۲۷/۶- ٪۱۸/۱	٪۱۷/۱- ٪۱۰/۲	٪۱۱/۷- ٪۱۳/۹	٪۰/۴- ٪۰/۳	AC20-B20-SB40

روی افزایش عمر شیارشده‌گی بستر، متفاوت و حائز اهمیت است.

همچنین ملاحظه می‌گردد که درصد افزایش عمر شیارشده‌گی بستر در یکسری از مقاطع روسازی مورد بررسی به ازای افزودن درصدهای مختلف مصالح خردہ بتی منفی شده است. به عنوان مثال، در مقطع AC15-B15-SB20 درصد افزایش عمر شیارشده‌گی بستر به ازای افزودن صفر تا ۱۰۰٪ مصالح خردہ بتی در بستر خیلی نرم تا بستر متوسط از ۲۲/۶- ۱۹/۳٪ افزایش یافته است. این موضوع به این دلیل است که کرنش فشاری روی خاک بستر تابع مدول برجهندگی خاک بستر است. هنگامی که لایه‌های فوقانی سخت‌تر می‌شوند، خاک بستر تنش کمتری را تجربه می‌کند و در نتیجه مدول برجهندگی لایه بستر که غیرخطی و تابع تنش است، کاهش می‌یابد.

## ۷- ارزیابی تأثیر افزودن درصدهای مختلف بر عمر کلی روسازی RCA

مکانیسم خرابی غالب با توجه به کمترین مقدار از

بهمنظور بررسی تأثیر افزایش ضخامت لایه اساس و زیراساس بر روی افزایش عمر شیارشده‌گی بستر از مقایسه دو مقطع AC10-B20-SB30 و AC10-B15-SB20 و همچنین دو مقطع AC15-B15-SB20 و AC15-B20-SB40 استفاده شد. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، در هر دو مورد با ثابت ماندن ضخامت لایه آسفالت و افزایش ضخامت لایه‌های اساس و زیراساس، افزایش درصد عمر شیارشده‌گی بستر مشاهده می‌گردد.

همان‌گونه که در جدول ۵ ملاحظه می‌گردد، درصد افزایش عمر شیارشده‌گی بستر مربوط به هر سه نوع بستر به ازای افزودن درصدهای مختلف مصالح خردہ بتی، به یکدیگر نزدیک نیست. به عنوان مثال، در مقطع AC10-B20-SB30 درصد افزایش عمر شیارشده‌گی بستر به ازای افزودن ۱۰۰٪ مصالح خردہ بتی در بستر خیلی نرم تا بستر متوسط از ۳۲/۶٪ به ۸۸/۴٪ است. همچنین عمر روسازی در صورت استفاده از مصالح اساس حاوی ۱۰۰٪ مصالح خردہ بتی در مقطع AC15-B20-SB40 از ۱۸/۱٪ به ۴۵/۳٪ و در مقطع AC20-B20-SB40 از ۱۰/۲٪ به ۲۷/۶٪ افزایش یافته است. بنابراین تأثیر نوع بستر بر

خرده بتنی به مصالح اساس سنگدانه‌ای در بستر رسی خیلی نرم، نرم و متوسط در جدول ۶ آورده شده است.

بین عمر خستگی رویه آسفالت لایه آسفالت و عمر شیارشده‌گی بستر لایه بستر روسازی قبل از افزودن مصالح خرده بتنی و بعد از افزودن درصدهای مختلف مصالح

جدول ۶- مکانیسم خرابی غالب در بسترهاي رسی مختلف

مقاطع روسازی							افزوندی
AC20-B20-SB40	AC15-B20-SB40	AC15-B15-SB20	AC10-B20-SB30	AC10-B15-SB20	AC5-B10-SB15	بررسی مکانیسم خرابی غالب	
بستر رسی خیلی نرم							
FATIGUE	FATIGUE	RUTTING	FATIGUE	RUTTING	RUTTING	نوع	%RCA
۲۱۷۶۵۷۶	۶۸۶۴۸۲	۶۸۰۷۴۸	۲۵۲۶۱۷	۷۸۰۸۲	۱۲۶۶	N	
۲۲۶۲۹۱۶	۷۶۷۷۴۷	۴۴۸۲۱۴	۲۷۵۲۵۵	۵۱۸۶۷	۹۶۴	N	%۲۵RCA
۴	۱۲	-۳۴	۹	-۳۴	-۲۴	% افزایش	
۲۸۹۸۱۷۶	۱۰۶۱۴۵۵	۴۸۶۳۴۵	۴۳۶۹۸۲	۶۸۴۶۸	۱۲۲۷	N	%۵۰RCA
۳۳	۵۵	-۲۹	۷۳	-۱۲	-۳	% افزایش	
۳۱۲۶۱۴۸	۱۱۶۸۳۸۶	۵۰۶۵۸۹	۴۹۰۴۰۴	۷۳۸۰۲	۱۳۰۳	N	%۷۵RCA
۴۴	۷۰	-۲۶	۹۴	-۵	۳	% افزایش	
۳۵۴۱۰۲۰	۱۳۷۹۵۳۷	۵۴۹۳۹۱	۶۰۶۳۷۴	۸۴۹۹۴	۱۶۲۳	N	%۱۰۰RCA
۶۳	۱۰۱	-۱۹	۱۴۰	۹	۲۸	% افزایش	
بستر رسی نرم							
FATIGUE	FATIGUE	FATIGUE	FATIGUE	RUTTING	RUTTING	نوع	%RCA
۲۳۵۶۵۹۰	۷۴۵۸۲۰	۷۷۵۶۶۸	۲۶۹۲۹۶	۱۸۱۲۸۱	۲۹۶۱	N	
۲۴۵۳۶۸۱	۸۳۱۳۸۳	۸۱۵۵۶۰	۲۹۳۴۵۱	۱۱۹۵۳۲	۲۲۹۰	N	%۲۵RCA
۴	۱۱	۵	۹	-۳۴	-۲۳	% افزایش	
۳۱۲۸۶۶۳	۱۱۴۴۳۵۵	۱۰۷۴۴۴۸	۴۶۱۱۶۳	۱۵۳۷۸۸	۲۹۸۱	N	%۵۰RCA
۳۳	۵۳	۳۹	۷۱	-۱۵	۱	% افزایش	
۳۳۷۷۲۴۱۹	۱۲۵۸۰۴۰	۱۱۶۴۳۷۳	۵۱۶۳۸۱	۱۶۴۷۱۹	۳۱۶۳	N	%۷۵RCA
۴۳	۶۹	۵۰	۹۲	-۹	۷	% افزایش	
۳۸۱۸۴۹۶	۱۴۸۳۶۷۳	۱۳۳۸۸۲۳	۶۳۷۳۴۲	۱۸۸۵۱۰	۳۵۳۴	N	%۱۰۰RCA
۶۲	۹۹	۷۳	۱۳۷	۴	۱۹	% افزایش	
بستر رسی متوسط							
FATIGUE	FATIGUE	FATIGUE	FATIGUE	FATIGUE	RUTTING	نوع	%RCA
۲۶۲۷۰۵۶	۸۳۶۸۲۱	۸۶۶۶۴۳	۲۵۹۸۱۷	۲۶۳۹۳۵	۲۵۱۰۵	N	
۲۷۴۱۱۳۲	۸۹۵۰۳۷	۸۷۶۲۷۶	۲۸۲۳۹۱	۳۰۹۲۱۹	۱۹۵۰۰	N	%۲۵RCA
۴	۷	۱	۹	۱۷	-۲۲	% افزایش	
۳۲۸۸۲۸۸	۱۲۷۲۵۱۲	۱۱۷۵۱۳۶	۴۴۱۷۳۱	۴۱۴۴۹۰	۲۳۹۷۹	N	%۵۰RCA
۲۵	۵۲	۳۶	۷۰	۵۷	-۴	% افزایش	
۳۷۵۰۴۹۹	۱۳۹۷۰۹۱	۱۲۶۹۷۵۲	۴۹۴۸۴۱	۵۰۰۱۶۳	۲۴۹۳۲	N	%۷۵RCA
۴۳	۶۷	۴۷	۹۰	۹۰	-۱	% افزایش	
۴۲۴۶۵۲۴	۱۶۴۴۰۹۵	۱۴۵۵۱۶۱	۶۱۱۶۷۰	۶۰۱۱۴۱	۲۷۱۳۸	N	%۱۰۰RCA
۶۲	۹۶	۶۸	۱۳۵	۱۲۸	۸	% افزایش	

است، مکانیسم خرابی غالب در بستر رسی خیلی نرم، شیارشدنگی بستر است و در این حالت، افزودن مصالح خردہ بتی به مصالح اساس سنگدانه‌ای می‌تواند باعث کاهش عمر شیارشدنگی بستر شود.

در مجموع می‌توان دید که تأثیر استفاده از مصالح خردہ بتی در لایه اساس و زیراساس در بستر رسی خیلی نرم در ضخامت‌های بالای ۲۰ سانتی‌متر برای لایه اساس و ضخامت‌های بالای ۳۰ سانتی‌متر برای لایه زیراساس مثبت است و استفاده از مصالح خردہ بتی مجاز است. همچنین در بستر رسی متوسط، در ضخامت‌های بالای ۱۵ سانتی‌متر برای لایه اساس، ضخامت‌های بالای ۲۰ سانتی‌متر برای لایه زیراساس و همچنین ضخامت‌های بالای ۱۵ سانتی‌متر برای لایه آسفالت، استفاده از مصالح بتی بازیافتی مجاز است. به عبارتی در بسترهای سخت، نیاز به در نظر گرفتن ملاحظات خاص از نظر ضخامت لایه‌های روسازی جهت استفاده از مصالح بتی بازیافتی نیست. در حالی که در بسترهای رسی ضعیف، باید بررسی شود که آیا استفاده از مصالح خردہ بتی باعث تأثیر منفی بر روی عمر شیارشدنگی بستر می‌شود یا خیر.

#### ۸- نتیجه‌گیری

در کلیه مقاطع روسازی مورد بررسی، استفاده از صفر تا ۱۰۰٪ مصالح خردہ بتی به ازای کلیه بسترهای حدود ۶۱/۶ تا ۱۹۸/۵٪ موجب افزایش عمر خستگی رویه آسفالتی و حدود ۲۲/۶ تا ۸۸/۴٪ موجب تغییر عمر شیارشدنگی بستر می‌شود.

با افزایش ضخامت لایه آسفالت، درصد افزایش عمر شیارشدنگی بستر و عمر خستگی رویه آسفالتی ناشی از افزودن مصالح خردہ بتی در قشر اساس کاهش می‌یابد. با افزودن صفر تا ۱۰۰٪ مصالح خردہ بتی، حداقل درصد افزایش عمر خستگی رویه آسفالتی در مقطع AC10-B20-SB30 مربوط به بستر خیلی نرم و برابر با ۱۴۰/٪، در مقطع AC15-B15-SB20 مربوط به بستر

همان‌گونه که در جدول ۶ ملاحظه می‌شود، با افزایش مقاومت خاک بستر در مقاطع AC10-B15- SB20 و AC15-B15-SB20 مکانیسم خرابی از شیارشدنگی بستر به خستگی رویه آسفالتی تغییر یافته است. عمر خستگی رویه آسفالتی به ازای افزودن درصدهای مختلف مصالح خردہ بتی به مصالح اساس سنگدانه‌ای با افزایش مقاومت خاک بستر افزایش می‌یابد. در بستر رسی خیلی نرم، در صورت چشمپوشی از مقطع AC10-B15-SB20، AC5-B10-SB15 و AC15-B15-SB20 می‌توان چنین بیان کرد که افزودن ۲۵ درصد مصالح خردہ بتی به مصالح اساس سنگدانه‌ای، عمر کلی روسازی را به میزان حدود ۱۲-۴ درصد افزایش می‌دهد. این درصد افزایش عمر کلی برای درصدهای ۵۰، ۷۵ و ۱۰۰ درصد مصالح خردہ بتی به ترتیب در حدود ۷۳-۳۳ درصد، ۹۴-۴۴ درصد و ۱۴۰-۶۳ درصد است. در بستر رسی نرم، در صورت چشمپوشی از مقطع AC10-B15-SB20 و AC5-B10-SB15 می‌توان چنین بیان کرد که افزودن ۲۵ درصد مصالح خردہ بتی به مصالح اساس سنگدانه‌ای، عمر کلی روسازی را به میزان حدود ۱۱-۴ درصد افزایش می‌دهد. این درصد افزایش عمر کلی برای درصدهای ۵۰، ۷۵ و ۱۰۰ درصد مصالح خردہ بتی به ترتیب در حدود ۷۱-۳۳ درصد، ۹۲-۴۳ درصد و ۱۳۷-۶۲ درصد است.

در بستر رسی متوسط، در صورت چشمپوشی از مقطع AC5-B10-SB15، می‌توان چنین بیان کرد که افزودن ۲۵ درصد مصالح خردہ بتی به مصالح اساس سنگدانه‌ای، عمر کلی روسازی را به میزان حدود ۱۷-۱ درصد افزایش می‌دهد. این درصد افزایش عمر کلی برای درصدهای ۵۰، ۷۵ و ۱۰۰ درصد مصالح خردہ بتی به ترتیب در حدود ۷۰-۲۵ درصد، ۹۰-۴۳ درصد و ۶۲-۴۳ درصد است.

با وجود اینکه در مقاطع AC10-B15-SB20 و AC15-B15-SB20، ضخامت لایه‌های روسازی زیاد

و ضخامت‌های بالای ۳۰ سانتی‌متر برای لایه زیراساس مجاز است. در غیر این صورت استفاده از مصالح اساس حاوی خرده آسفالت می‌تواند سبب کاهش عمر شiarشندگی بستر شود. بر همین اساس، استفاده از مصالح خرده بتی در بستر رسی متوسط، در ضخامت‌های بالای ۱۵ سانتی‌متر برای لایه اساس، ضخامت‌های بالای ۲۰ سانتی‌متر برای لایه زیراساس و همچنین ضخامت‌های بالای ۱۵ سانتی‌متر برای لایه آسفالت مجاز است.

در مجموع با توجه به تحلیل‌های غیرخطی انجام شده می‌توان نتیجه‌گیری نمود که جایگزینی مصالح اساس سنگدانه‌ای با مصالح خرده بتی در تمامی حالاتها به دلیل افزایش مدول برجهندگی مصالح اساس، سبب کاهش کرنش کششی تار پایین لایه آسفالت و افزایش عمر خستگی رویه آسفالتی می‌شود. افزایش عمر خستگی رابطه مستقیم با درصد جایگزینی مصالح خرده بتی دارد. با این وجود در برخی مقاطع جایگزینی مصالح اساس سنگدانه‌ای با مصالح خرده بتی سبب کاهش عمر شiarشندگی بستر می‌شود که علت اصلی این امر افزایش سختی مصالح اساس سنگدانه‌ای و کاهش شدت تنفس در خاک بستر و در نتیجه افت مدول برجهندگی مصالح خاک بستر است.

AC10-B15-SB20 نرم و برابر با ۷۲/۶٪ و در مقطع مربوط به بستر متوسط و برابر با ۱۲۷/۸٪ است. همچنین حداکثر درصد افزایش عمر شiarشندگی بستر در مقطع AC10-B20-SB30 مربوط به بستر متوسط و برابر با ۸۸/۴٪، در مقطع AC15-B20-SB40 مربوط به بستر خیلی نرم و برابر با ۶۲/۸٪ و در مقطع AC20-B20-SB40 مربوط به بستر خیلی نرم و برابر با ۲۷/۶٪ است. این موضوع نشان می‌دهد، نوع بستر رابطه مستقیمی با افزایش عمر خستگی رویه آسفالتی و عمر شiarشندگی بستر در اثر استفاده از مصالح خرده بتی ندارد.

در مقطع AC10-B20-SB30 درصد افزایش عمر خستگی رویه آسفالتی به ازای افزودن صفر تا ۱۰۰٪ مصالح خرده بتی در بستر خیلی نرم تا بستر متوسط از ۱۱۴/۶ به ۱۲۷/۸٪ و درصد افزایش عمر شiarشندگی بستر از ۳۲/۶ به ۸۸/۴٪ افزایش یافته است. این موضوع نشان می‌دهد، نوع بستر بر روی افزایش عمر خستگی رویه آسفالتی تأثیر چندانی ندارد اما بر روی عمر شiarشندگی بستر، تأثیر متفاوت و حائز اهمیتی دارد.

براساس نتایج تحلیل غیرخطی، استفاده از مصالح خرده بتی در لایه اساس و زیراساس در بستر رسی خیلی نرم، در ضخامت‌های بالای ۲۰ سانتی‌متر برای لایه اساس

## مراجع

- [1] Rahrovan, M. (1395). "Assessment of reclaimed asphalt pavement material and subgrade soil mix stabilized with Portland cement and lime", M.S Thesis, Department of Civil Engineering, Yazd University.
- [2] USGS (United States Geologic Survey). (2019). "Mineral commodity summaries", U.S. Department of the Interior, U.S. Geological Survey, Reston, VA.
- [3] Lu, C., Chen, J., Gu, C., Wang, J., Cai, Y., Zhang, T & Lin, G. (2021). "Resilient and permanent deformation behaviors of construction and demolition wastes in unbound pavement base and subbase applications", Transportation Geotechnics, 28, 100541.
- [4] US EPA. (2020). "advancing sustainable materials management: 2018 fact sheet", Assessing Trends in Materials Generation and Management in the United States.
- [5] Akhtar, A. and Sarmah, A. K, (2018). "Construction and demolition waste generation and properties of recycled aggregate concrete: a global perspective", Journal of Cleaner Production, 186, 262–281.
- [6] American College Personnel Association (ACPA). (1993). "Concrete Paving Technology: Recycling Concrete Pavement", American Concrete Pavement Association: Skokie, Illinois.
- [7] Ashtiani, R. S. (2009). "Anisotropic characterization and performance prediction of chemically and hydraulically bounded pavement foundations", Ph.D. Thesis, Texas A&M University, College Station: Texas.
- [8] Williams, B. A., Copeland, A., & Ross, C. T. (2018). "Asphalt Pavement Industry Survey on Recycled Materials and Warm-Mix Asphalt Usage: 2017, Information Series 138 (8th edition)", In National Asphalt Pavement Association (NAPA): Lanham.
- [9] ACPA (American Concrete Pavement Association). (2019). "Why recycled concrete pavements?",

- <http://1204075.sites.myregisteredsite.com/downloads/TS/EB043P/TS043.1P.pdf>, last accessed 2019/10/2019.
- [10] Arulrajah, A., Piratheepan, J., Aatheesan, T., & Bo, M. W. (2011). "Geotechnical Properties of Recycled Crushed Brick in Pavement Applications", *Journal of Materials in Civil Engineering*, 23(10), 1444–1452.
- [11] Fraj, A. B., & Idir, R. (2017). "Concrete based on recycled aggregates—Recycling and environmental analysis: A case study of paris' region", *Construction and Building Materials*, 157, 952-964.
- [12] Butler, L., Tighe, S., West, J. (2013). "Guidelines for Selection and Use of Coarse Recycled-Concrete Aggregates in Structural Concrete", *Transportation Research Record*, 2335, 3-12.
- [13] Poon, C. S., & Chan, D.X. (2006). "Feasible use of recycled concrete aggregates and crushed clay brick as unbound road sub-base", *Construction and Building Materials*, 20(8), 578–585.
- [14] Gharibloo, A. (1391). "Technical evaluation of recycled concrete material and recycled construction material in sub-base layer of highways, M.S Thesis, Department of Civil Engineering, Imam Khomeini International University.
- [15] Bennert, T., Papp Jr, W. J., Maher, A., & Gucunski, N. (2000). "Utilization of construction and demolition debris under traffic-type loading in base and subbase applications", *Transportation Research Record*, 1714, 33–39.
- [16] Saberi, S. S., Mohamed, A., & Eltwati, A. S. (2021). "Mechanical And Physical Properties Of Recycled Concrete Aggregates For Road Base Materials", In *Journal of Physics: Conference Series*, IOP Publishing, 1973(1).
- [17] Gu, C., Ye, X., Cao, Z., Cai, Y., Wang, J., & Zhang, T. (2020). "Resilient behavior of coarse granular materials in three dimensional anisotropic stress state", *Engineering Geology*, 279, 105848.
- [18] Titi, H. h, Elias, M. b, & Helwany, S. (2006). "Determination of typical resilient modulus values for selected soils in Wisconsin (Final Report 0092-03-11)", Office of Research Services and Administration, University of Wisconsin-Milwaukee. [http://wisdotresearch.wi.gov/wp-content/uploads/0092-08-12\\_RFP1](http://wisdotresearch.wi.gov/wp-content/uploads/0092-08-12_RFP1).
- [19] Hicks, R. G., & Monismith, C. L. (1971). "Factors influencing the resilient response of granular materials", *Highway Research Record*, 345, 15–31.
- [20] Uzan, J. (1985). "Granular Material Characterization", *Transportation Research Record*, 1022, 52–59.
- [21] Witczak, M. W., & Uzan, J. (1998). "The Universal Airport Pavement Design System: Granular Material Characterization", In University of Maryland, Department of Civil Engineering: College Park, Md.
- [22] NCHRP. (2004). "Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures (Final Report for Project 1-37A)", In National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board: Washington, D.C.
- [23] Andrei, D., Witczak, M. W., Schwartz, C. W., & Uzan, J. (2004). "Harmonized resilient modulus test method for unbound pavement materials", *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1874(1), 29–37.
- [24] NCHRP. (1997). "aboratory Determination of Resilient Modulus for Flexible Pavement Design (Web Document 14 for Project 1-28)", In National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board: Washington, D.C.
- [25] Ghazizadeh, A. R., & Ziaie, A. (2015). "NonPAS : A Program for Nonlinear Analysis of Flexible Pavements", *International Journal of Integrated Engineering*, 7(1), 21–28.
- [26] Park, H. I., Kweon, G. C., & Lee, S. R. (2009). "Prediction of resilient modulus of granular subgrade soils and subbase materials using artificial neural network", *Road Materials and Pavement Design*, 10(3), 647–665.
- [27] Shook, J. F. (1982). "Thickness Design of Asphalt Pavements—The Asphalt Institute Method", Proceedings, 5th International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, Delft university of Technology, The Netherlands, 1, 17-44.
- [28] Asphalt Institute (AI). (1982). "Research and Development of the Asphalt Institute's Thickness Design (MS-1)", Research Rep. 82-2, 9th ed, Asphalt Institute.

## طراحی بهینه مقاطع فولادی کششی از طریق بهبود روابط آئین نامه در خصوص اصلاح ضریب تأخیر برشی

پدیده تأخیر برشی هنگامی رخ می‌دهد که تمام اجزای مقطع کششی در انتقال نیروی کششی سهیم نباشد، در نتیجه در نزدیکی اتصال عضو به ورق گاست تمرکز تنش رخ داده است و این پدیده موجب شکست مقطع می‌شود. این پدیده مدت‌هاست که در آئین نامه‌ها مورد توجه قرار دارد، لیکن ضوابط آئین نامه‌ای مورد استفاده تا حد زیادی محافظه‌کارانه بوده و به نظر می‌رسد که اصلاحاتی در مورد آنها باید صورت پذیرد. در این تحقیق تعدادی مقاطع قوطی با اتصال اصطلاحاً چاقویی بدون جوش برگشتی و اتصال از طریق دو بال و مقطع تسمه کششی به روش اجزای محدود با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS بررسی و مدل‌سازی شده و ظرفیت عضو با استفاده از سطح مقطع خالص آنها به دست آمده است، دیده می‌شود که در این خصوص، رابطه آئین نامه تا حدودی محافظه‌کارانه است و برای این منظور، روابط بهبود یافته‌ای ارائه شده است. پارامترهای مورد استفاده شامل طول اتصال، برون محوری نیروی محوری و اندازه جوش هستند. نتایج نشان می‌دهند طول اتصال، ضخامت گاست و همچنین برون محوری تأثیر محسوسی بر ضریب تأخیر برشی داشته و در ادامه نتایج به دست آمده با پیش‌بینی‌های آئین نامه مقایسه شده و روابط جایگزینی ارائه گردید.

**واژگان کلیدی:** تأخیر برشی، اعضای کششی، شکست مقطع خالص، مقطع قوطی، اتصال جوشی

لیدا شهربازی

دانشکده عمران، دانشگاه آزاد  
اسلامی واحد نور.  
پست الکترونیک:  
lidashahbazi88@gmail.com

\* سپیده رحیمی

استادیار، دانشکده عمران،  
دانشگاه آزاد اسلامی واحد نور.  
پست الکترونیک:  
sepideh.rahami@iau.ac.ir

محمد حسین زاده

استادیار، دانشکده عمران،  
دانشگاه آزاد اسلامی واحد نور.  
پست الکترونیک:  
m\_hoseinzadeh@iaunour.ac.ir

رمضان رضايان

استادیار، دانشکده رياضي،  
دانشگاه آزاد اسلامی واحد نور.  
پست الکترونیک:  
r\_rezaeyan@iaunour.ac.ir

### ۱- مقدمه

کششی عضو در بر اتصال دچار شکست می‌شود مهم‌ترین دلیل برای بروز شکست در مقطع خالص عدم مشارکت تمام اجزای مقطع در انتقال نیروی کششی به ورق گاست است. به همین جهت در مقطع بر اتصال تمرکز تنش رخداده و مقطع را مستعد شکست می‌کند که به چنین پدیده‌ای تأخیر برشی گفته می‌شود که هدف مقاله حاضر تحلیل پارامتری این پدیده در مقاطع تسمه و قوطی‌های مستطیلی است.

مطالعه روی اعضای کششی از اواسط قرن بیستم به صورت خاص آغاز شد که در ادامه خلاصه‌ای از

در طراحی اعضای کششی باید مودهای شکست مختلف در نظر گرفته شوند، این مودها عبارت است از تسلیم مقطع کلی عضو، شکست عضو در محل اتصال و شکست برشی و برش قالبی. در این مقاله تمرکز اصلی روی مود دوم قرار دارد در این مود شکست، مقطع

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۰۳/۲۵، پذیرش ۱۴۰۱/۰۵/۱۲  
DOI: 10.22091/cer.2022.8310.1406 شناسه دیجیتال

است. اوربیسون<sup>۴</sup> و همکاران در سال ۱۹۹۸ آزمایشاتی را روی اتصالات مقاطع WT و نبیشی‌های تک انجام دادند، مودهای شکست در این سری آزمایش‌ها برش قالبی، شکست مقطع خالص و تسلیم کلی عضو بوده است [۵]. براساس این آزمایش‌ها ضوابط آیننامه‌ای LRFD-AISC بهصورت میانگین برای WT‌ها محافظه‌کارانه است ولی با توجه به آزمایش‌ها، روابط آیننامه برای تک نبیشی‌ها نتایج کمی غیرمحافظه‌کارانه به دست می‌دهد. در این آزمایش‌ها تسلیم گسترده در طول صفحه برشی دیده نشد و تنها بهصورت موضعی در کنار پیچ‌ها این پدیده ملاحظه گردید. در مطالعه‌ای که در سال ۲۰۰۴ که توسط هامفریز<sup>۵</sup> و همکاران صورت گرفته است، عملکرد کششی اتصالات جوشی مقاطع مختلف نظیر ورق، ناودانی تک و دوبل با شکل‌های مختلف اتصال، نبیشی‌ها و HSS<sup>۶</sup> بررسی و مقایسه شده‌اند [۶]. در این مطالعه معلوم شد که ضوابط آیننامه‌ای موجود در خیلی از موارد محافظه‌کارانه بوده و برای رسیدن به طرح‌های اقتصادی‌تر نیاز به اصلاح دارند و نیز مشخص گردید که مقاطع ناودانی دوبل نسبت به مقطع قوطی عملکرد بهتری دارند.

آیننامه‌های موجود تمام مودهای شکست را پوشش می‌دهند. در این مقاله تمرکز اصلی روی حالت شکست مقطع خالص است. در حالت شکست مقطع خالص ابتدا باید ضربی ب نام ضربت تأخیر برشی تعیین شود. برای محاسبه این ضربت آیننامه‌های موجود بر پایه مطالعات گذشته فرمول‌هایی پیشنهاد کرده‌اند، این مطالعات به طور عمومی روی اتصالات پیچی و پرچی صورت گرفته است و براساس تحلیل‌های پارامتری اخیر برای اتصالات جوشی محافظه‌کارانه هستند، از طرفی این روابط، عواملی چون اثر تقارن را در نظر نمی‌گیرند. با توجه‌به این مسائل و استفاده گسترده از اتصالات کششی تسمه و مقطع قوطی، اثر عواملی چون طول اتصال، ابعاد

تحقیقات مرتبط با موضوع این مقاله آورده می‌شود. در سال ۱۹۶۳ مانس<sup>۷</sup> و همکاران اتصالات پرچی و پیچی را مورد مطالعه قرار داده و برای رسیدن به پارامترهای مؤثر در ضربت کاهش ظرفیت عضو آزمایش‌های زیادی را صورت دادند [۱]. اعضای مورد آزمایش شامل ورق، نبیشی‌های تک، نبیشی‌های دوبل با اتصال در یک طرف گاست و با اتصال با دو سوی مختلف گاست، اعضای I شکل ساخته شده و ناودانی تک و دوبل بوده است. در پایان نویسندها روابطی را برای طراحی اعضای کششی پیشنهاد دادند که بعدها مورد استفاده سایر محققین و آیننامه‌ها قرار گرفت. طی تحقیقی که در سال ۱۹۶۹ روی نبیشی‌های تک صورت گرفت، ظرفیت کششی و فشاری مومنان بررسی شد [۲]. طبق نظر نویسندها مقاله تارهای انتهایی مقطع تسلیم شده و در نتیجه خط اثر بار و در نتیجه برون محوری تغییرمکان می‌دهند. نویسندها براساس مشاهدات خود رابطه جدیدی را برای محاسبه مقطع خالص ارائه دادند. گایلورد<sup>۸</sup> و همکاران در تحقیقی که در سال ۱۹۹۲ صورت دادند برای محاسبه مقطع خالص مؤثر رابطه‌ای مؤثر که تابعی از چهار ضربت است ارائه دادند که در میان این ضرباب، ضربت تأخیر برشی مانند روابط مانس و همکاران است [۳]. در مطالعه دیگری که توسط محققان صورت گرفت اثر تأخیر برشی روی اتصالات جوشی بررسی گردید، در این سری آزمایش‌ها از ۲۷ نمونه آزمایشگاهی استفاده شد، این نمونه‌ها شامل ورق‌ها، نبیشی‌ها و ناودانی‌های با نورد گرم بودند که ناودانی‌ها بهصورت پشت‌به‌پشت به ورق گاست متصل شده بودند [۴]. با انجام آزمایش‌ها معلوم شد که تأخیر برشی روی مقاومت ورق‌ها و نبیشی‌ها مؤثر است ولی روی اتصالات ناودانی تأثیر چندانی ندارد. برای درنظر گرفتن برون محوری و نواقص اجرایی، مقدار ۰/۹ به عنوان حد بالای ضربت تأخیر برشی در نظر گرفته شده

<sup>4</sup> Orbison

<sup>5</sup> Humphries

<sup>6</sup> Hollow Structural Section

<sup>2</sup> Munse

<sup>3</sup> Gaylord

تأخیر برشی را بر روی اعضای کششی با اتصالات از طریق جوش گوشه روی ناودانی تک و دوبل مطالعه کردند. سپس نتایج با برآوردهای حاصل از آئین نامه AISC-LRFD مقایسه می‌شوند و معادلات جایگزین پیشنهاد می‌شوند [۲۳]. ملکی و قادری در سال ۲۰۲۰ شکست برشی قالبی در صفحات گاست جوشکاری شده تحت بارگذاری ترکیبی را بررسی کردند. نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که برای بارگذاری ترکیبی، صفحات شکست شیبدار امکان‌پذیر است و حالت تنش در چنین صفحاتی ترکیبی از تنش‌های کششی و برشی است که میزان آن متناسب با زاویه بارگذاری است. نتایج برای توصیف رفتار صفحات گسیختگی برش قالبی در چنین مواردی استفاده می‌شود. در نهایت، برای ارائه تخمین بهتری از مقاومت برشی قالبی در اتصالات جوشی تحت بارگذاری ترکیبی، معادله جدیدی پیشنهاد شده است [۲۴]. عابدین، محمد و همکاران اثرات تأخیر برشی را در ناودانی‌های جوش داده شده در هر دو ساق با در نظر گرفتن برون محوری اتصال، طول اتصال، ضخامت صفحه ضخامت، و طول بدون اتصال در مقاطع تک و دوبل جوش داده شده در هر دو ساق مورد مطالعه قرار داد. نتایج تجزیه و تحلیل‌های عددی نشان داد که در اتصالات با مقاطع تک، اثرات طول اتصال، برون محوری اتصال و ضخامت صفحه گاست محسوس‌تر است، در حالی که در اتصالات با مقاطع دوبل آخرین پارامتر خیلی مهم نیست [۲۵].

در این مقاله یک مطالعه پارامتری با مدل‌های اجزای محدود مدلسازی شده در نرم‌افزار آباکوس انجام شد که طیف وسیعی از پارامترها مانند طول اتصال و برون محوری از مرکز صفحه و همچنین اثر اندازه جوش روی مقاطع تسمه و قوطی با اتصال از طریق دو وجه را پوشش می‌دهد. در نهایت، با توجه به نتایج عددی، ملاحظات طراحی برای تعیین کمیت تأثیر تأخیر برشی بر مقاومت کششی اعضای کششی پیشنهاد شد.

## ۲- روابط آئین نامه برای طراحی کششی

مقطع، تقارن مقطع، طول عضو و اندازه جوش با استفاده از تحلیل پارامتری روی ضربی تأخیر برشی سنجیده می‌شود. ضربی تأخیر برشی (U) طبق فرمول زیر تعریف می‌شود.

$$U = P_u / F_u A_n \quad (1)$$

$F_u$  = تنش نهایی فولاد،  $A_n$  = سطح مقطع خالص،  $P_u$  = کشش نهایی عضو

فنگ<sup>۷</sup> و همکارانش اخیراً تأثیر تأخیر برشی بر رفتار و ظرفیت کشش نهایی نبشی کششی و اتصالات جوش شده را مورد مطالعه قرار داده‌اند [۷]. با این حال، تمام کارهای تحقیقاتی که در بالا توضیح داده شد و یافته‌های تحقیقات مربوطه به اعضای کششی ساخته شده از فولادهای معمولی (NS) با تنش تسلیم اسمی کمتر از ۴۶۰ MPa محدود شده است.

اخیراً تحولات و پیشرفت‌های تکنولوژیکی در صنعت متالورژی، قابلیت دسترسی و حیات اقتصادی فولادهای با استحکام بالا (HSSs) را با حداقل تنش تسلیم مشخص برابر یا بالاتر از ۴۶۰ MPa بهبود بخشیده است [۸].

جوامع تحقیقاتی همچنین اکتشافاتی را در رفتار مواد HSS، اتصالات HSS، اجزا و ساختارهای آغاز کرده‌اند [۹-۱۷]. ژانگ<sup>۸</sup> و همکاران تجزیه و تحلیل اثر تأخیر برشی در ناحیه لنگر منفی تیرهای کامپوزیت فولادی- بتنی تحت بار خستگی را انجام دادند. دو نمونه از تیرهای مرکب فولادی- بتنی با دو دهانه به ترتیب تحت بار خستگی و بار استاتیکی برای مقایسه تفاوت‌ها در ناحیه لنگر منفی مورد آزمایش قرار گرفتند. مشخص شد که روش‌های موجود در مشخصات می‌توانند اثر تأخیر برشی را در دال بتنی تحت بار استاتیکی بهتر تخمین بزنند، اما عرض بال موثر در ناحیه ممان منفی تحت بار خستگی دارای انحراف زیادی است [۲۲]. پژوهشگران اثر

<sup>7</sup> Fang

<sup>8</sup> Zhang

(ضریب پواسون ۰/۵) و یا نزدیک به آن باشد (ضریب پواسون بیش از ۰/۴۷۵). از آنجا که تنش فشاری در المان نامشخص است، بجز در مسائل تنش صفحه‌ای نمی‌توان از المان‌های معمولی برای بررسی رفتار مواد تراکم‌ناپذیر کمک گرفت و با روش انتگرال‌گیری کاوش یافته استفاده شده است. تحلیل به روش General static انجام می‌شود، اثرات غیرخطی هندسی و رفتار غیرخطی مربوط به مصالح نیز در محاسبات لحاظ شده است. برای شبیه‌سازی بارگذاری تحت کنترل جابه‌جایی به انتهای گاست، بار از نوع تغییرمکان به انتهای مقطع عضو اعمال می‌گردد، این جابه‌جایی به صورت خطی و تدریجی (با شیب ۴۵ درجه) تا حصول به تغییرمکان هدف به انتهای عضو وارد می‌شود. با توجه به اینکه هدف این مطالعه تنها بررسی ظرفیت گسیختگی عضو کششی است فرض می‌شود که شکست فقط در عضو اصلی رخ داده است و جوش و ورق گاست سالم باقی می‌مانند، با این فرض جابه‌جایی ایجاد شده در جوش و گاست نسبت به جابه‌جایی‌های ایجاد شده در عضو بسیار کمتر خواهد بود، از این‌رو جوش را می‌توان به صورت کشسان (به صورت یک المان Solid با مقطع مثلثی و مدول الاستیسیته بالاتر از فلز مادر که یک ساق آن به ورق گاست و ساق دیگر آن به عضو کششی از طریق قید Tie که درجهات آزادی دو صفحه از دو عضو را به یکدیگر مقید می‌کند) مدل کرد. رفتار عضو به صورت کشسان- مومسان با سخت‌شدگی ایزوتropیک مدل می‌شود برای مدل‌سازی شکست از روش Ductile Damage (راهنمای شده در آباکوس استفاده شده است. در این مدل شکست، به دو ورودی نیاز داریم یکی رابطه سه محوریت تنش با کرنش بحرانی در شروع شکست و دیگری جابه‌جایی نهایی ( $u_f$ ) که در ادامه به توضیح هر کدام پرداخته می‌شود. براساس مطالعه جوونگ<sup>۱۲</sup> رابطه کرنش بحرانی و سه محوریت تنش به صورت روابط (۵) تا (۷) فرض می‌شود [۲۰].

<sup>۱۲</sup> Jeong

در آینه نامه ۰-۰۵ AISC360-LRFD [۱۸] سه مود ارائه شده است:

الف- مود تسلیم کلی مقطع<sup>۹</sup>:

$$\varphi T_n = 0.9 A_g F_y \quad (۲)$$

ب- مود شکست مقطع خالص<sup>۱۰</sup>:

$$\varphi T_n = 0.75 A_e F_u, A_e = U A_n, = 1 - \frac{\bar{x}}{L} \quad (۳)$$

ج- مود شکست برشی و برش قالبی<sup>۱۱</sup>:

$$\begin{aligned} \varphi T_n &= \min\{0.6 F_y A_g, 0.75 * 0.6 F_u A_{nv}\} \\ \varphi T_n &= 0.75 U_{bs} F_u A_{nt} \\ &+ 0.75 \min\{(0.6 F_y A_{gv}, 0.6 F_u A_{nv})\} \end{aligned} \quad (۴)$$

مطلوب شکل ۱ در این روابط داریم:

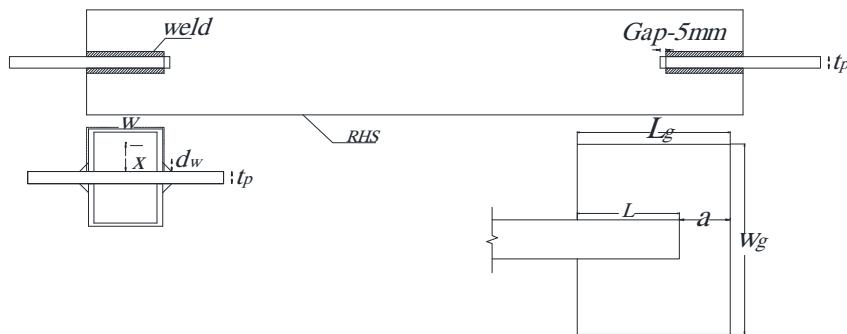
$A_n$ : سطح مقطع خالص  $A_g$ : سطح مقطع کلی  $A_{nt}$ : سطح مقطع خالص کششی  $A_{nv}$ : سطح خالص برشی  $\bar{x}$ : فاصله مرکز سطح مقطع تا ورق گاست  $A_{gv}$ : سطح برشی کلی،  $A_{nt}$ : سطح کششی خالص  $L$ : طول اتصال،  $W$ : محیط مقطع،  $T_n$  = بار کششی نهایی،  $F_y$  = تنش تسلیم فولاد،  $U_{bs}$ : ضربی تاخیر برشی،  $F_u$ : تنش نهایی فولاد.

### ۳- مدل‌سازی به روش اجزای محدود

Abaqus 6.18 مدل‌سازی با استفاده از نرم‌افزار می‌گیرد. با توجه به شکل پذیری زیاد مصالح و با فرض ثابت گرفتن حجم مصالح در تغییرشکل‌های زیاد در ساخت مدل از المان سه‌بعدی C3D8RH هشت گره‌ای با فرمولاسیون هیبریدی (براساس روابط ریاضی در این دسته از المان‌ها، فشار (در المان‌های Continuum) و نیروی محوری (برای المان‌های Truss و Beam) به عنوان یک مجهول اضافه در نظر گرفته می‌شود. این المان‌ها زمانی بکار گرفته می‌شوند که رفتار ماده تراکم‌ناپذیر

<sup>۹</sup> Gross section<sup>۱۰</sup> Net section fracture<sup>۱۱</sup> Shear rupture

فولادهای ساختمانی حدود ۰/۸ است. در رابطه (۶)،  $A_R$  درصد کاهش مساحت در ناحیه شکست است. در این حالت فرض شده است که شکست در اثر رشد، گسترش و به هم پیوستن حفره‌ها در ماده ایجاد می‌شود، کرنش در شروع فرایند خرابی به عنوان تابعی از وضعیت سه محوریت تنش در نظر گرفته می‌شود. همچنین با توجه به اهمیت شکست مقطع خالص در این پروژه و با توجه به تمرکز تنش در ناحیه اتصال مش این قسمت از عضو تا فاصله ۱۰ سانتیمتری از لبه ورق گاست نسبت به بقیه مدل ریزتر انتخاب می‌شود تا نتایج تحلیل قابل اطمینان‌تر شود.



شکل ۱- پارامترهای طراحی کششی

برای رسیدن به تنش‌های واقعی از این روابط تنها تا مرحله لاگرشدگی<sup>۱۳</sup> می‌توان استفاده کرد، زیرا پس از آن تنش و کرنش در یک نقطه تمرکز می‌یابد.

$$\sigma = K \varepsilon^m \quad (10)$$

باتوجه به نمودار مقدار  $m$  برابر ۰/۹۵ و  $K$  برابر ۸۴۱/۳۴ مگاپاسکال به دست می‌آید. با به دست آمدن موارد بالا رابطه تنش-کرنش واقعی به صورت شکل ۲ خواهد بود. براساس نمودار شکل ۲، مقادیر تنش تسليمی و نهایی برابر هستند با:  $F_u=506 \text{ MPa}$  و  $F_y=360 \text{ MPa}$

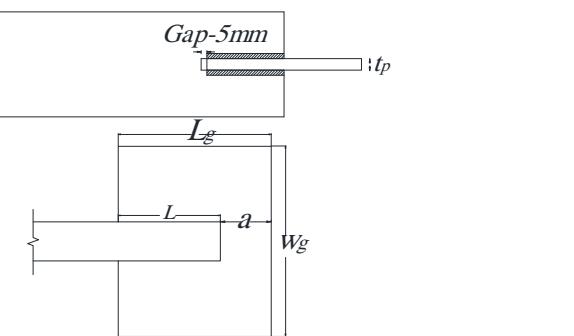
#### ۴- راستی آزمایی

$$\frac{\varepsilon_{pl}}{\varepsilon_D} = \begin{cases} \infty & \eta \leq -1/3 \\ \frac{C_1}{1+3\eta} & -\frac{1}{3} \leq \eta \leq 0 \\ C_1 + (C_2 - C_1)(\eta/\eta_0)^2 & 0 \leq \eta \leq \eta_0 \\ \frac{C_2 \eta_0}{\eta} & \eta \geq \eta_0 \end{cases} \quad (5)$$

$$C_2 = -\ln(1-A_R) \quad (6)$$

$$C_1 = C_2 \left(\frac{\sqrt{3}}{2}\right)^{1/m} \quad (7)$$

در رابطه (۵)،  $\eta$  ضریب سه محوری تنش است، مقدار  $C_2$  با رابطه (۶) از آزمایش نمونه استاندارد کششی مصالح مورد نظر به دست می‌آید که مقدار معمول آن برای



برای راستی آزمایی نتایج از مطالعات آزمایشگاهی مرجع [۱۹] استفاده شده است. در این آزمایش‌ها ظرفیت کششی ناودانی‌های دوبل با اتصال پشت‌به‌پشت بررسی شده است، در این مقاله از خواص مصالح این آزمایش‌ها استفاده شده است. برای مدل‌سازی در ABAQUS باید از تنش و کرنش واقعی استفاده شود، برای تبدیل تنش‌های مهندسی به واقعی از معادلات زیر استفاده گردیده است:

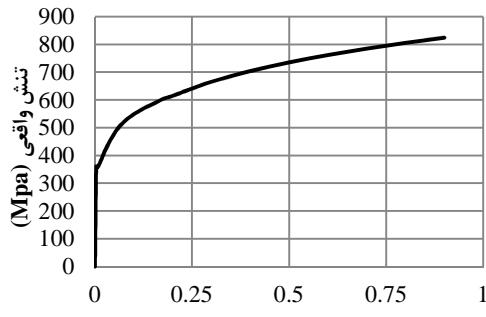
$$\bar{\sigma} = \sigma(1+\varepsilon) \quad (8)$$

$$\bar{\varepsilon} = \ln(1+\varepsilon) - \sigma/E \quad (9)$$

$E$ : مدول الاستیسیته،  $\sigma$ : تنش مهندسی،  $\varepsilon$ : کرنش مهندسی،  $\bar{\sigma}$ : تنش واقعی،  $\bar{\varepsilon}$ : کرنش واقعی.

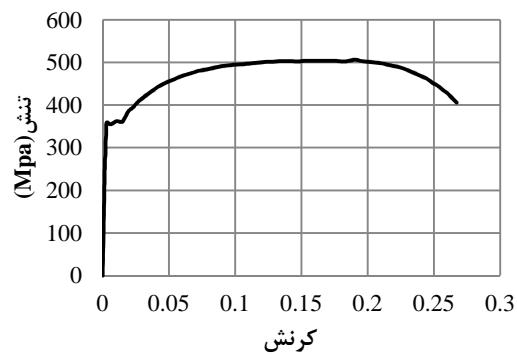
<sup>13</sup> Necking

آزمایشگاهی مرجع [۱۹] ساخته شده و نتایج تحلیل با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده‌اند. در نمودارهای شکل ۳ این مقایسه در مورد یکی از نمونه‌ها دیده می‌شود.

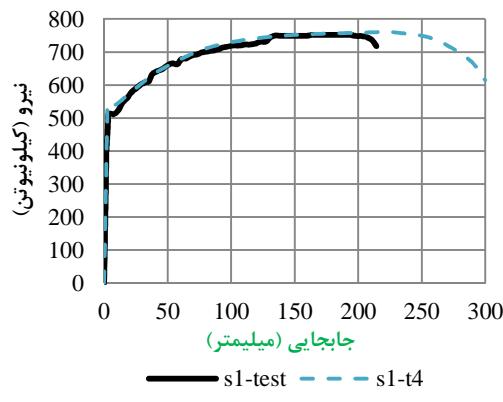


(ب)

شکل ۲- رابطه تنش- کرنش (الف) مهندسی و (ب) واقعی



(الف)

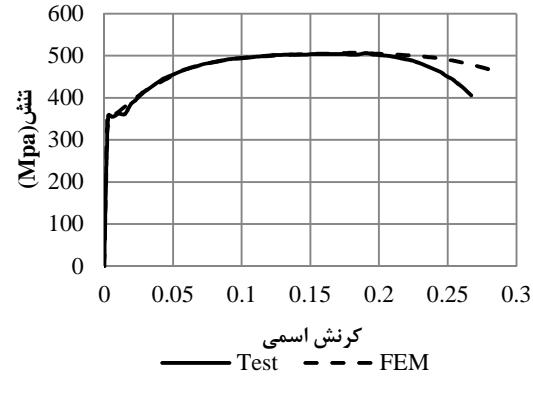


(ب)

شکل ۳- مقایسه (الف) رابطه تنش- کرنش و (ب) رفتار کششی نمونه آزمایشگاهی با تحلیل عددی

باریکشدنگی و کرنش‌های بالا در وسط عضو قابل تشخیص است. به دلیل اینکه در ناحیه وسیعی شکست رخ می‌دهد تحلیل به دلیل مشکلات عددی تا شکست کامل پیش نرفته و بسیار کند می‌شود و عموماً تا باریکشدنگی پیش نمی‌رود. از این‌رو، در صورت نزدیک بودن مقدار بار کششی موجود در عضو با حداقل مقدار قابل تحمل و مشاهده کرنش‌های مومنان حدود ۰/۲ می‌توان فهمید که شکست در مقطع کلی روی داده است (شکل ۴- ب).

#### ۳-۴- شکست برشی



(الف)

#### ۱-۴- شکست مقطع خالص

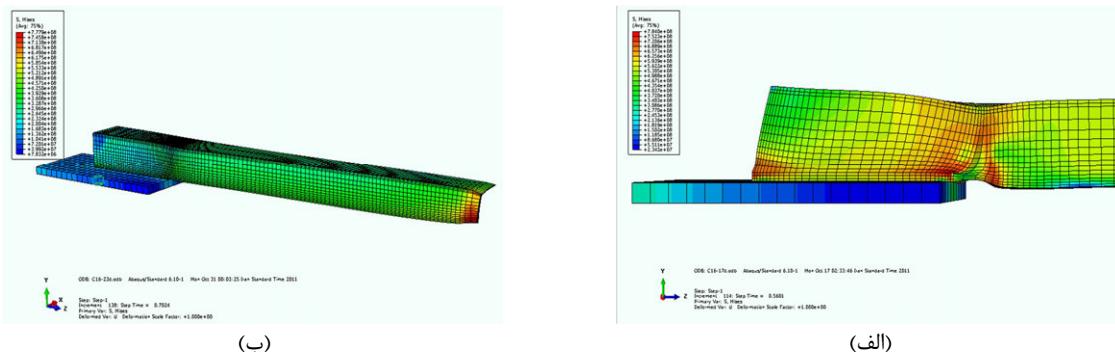
در این مود شکست از شروع جوش در مقطع شروع شده و در امتداد محیطی در مقطع گسترش می‌یابد در این ناحیه ابتدا تمرکز تنش و کرنش زیادی مشاهده می‌شود با افزایش تغییرشکل‌ها کرنش مومنان معادل به حدود ۰/۹ رسیده و تنش‌ها کاهش می‌یابند (شکل ۴- الف).

#### ۲-۴- شکست مقطع کلی

در این مود، شکست دور از اتصال و در کل مقطع عضو کششی رخ می‌دهد. این حالت با مشاهده

می‌دهد با مشاهده کاهش تنش در ابتدای جوش تحلیل متوقف می‌شود.

این مود شکست با مشاهده تمرکز تنش و کرنش در امتداد طولی جوش قابل تشخیص است، در ابتدای بارگذاری تمرکز تنش و کرنش در ابتدا و انتهای جوش رخ



شکل ۴- شکست مقطع (الف) خالص و (ب) کلی در مدل عددی

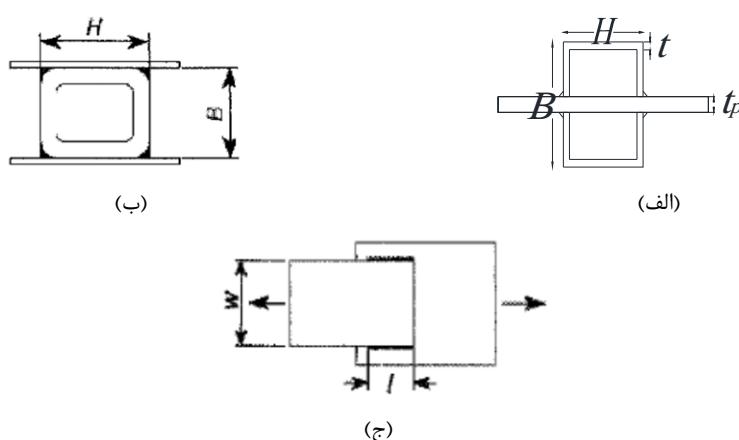
در تمام موارد به جز موارد ذکر شده در جدول‌ها طول آزاد عضو (فاصله آزاد بین دو گاست) برابر ۱۲۰ سانتیمتر، طول آزاد گاست (a) برابر ۱۰ سانتیمتر، بعد جوش (d<sub>w</sub>) برابر ۸ میلیمتر، ضخامت گاست (t) برابر ۱۵ میلیمتر و عرض گاست (W<sub>g</sub>) ۳۰ سانتیمتر است. طول اتصال (L) در جداول آورده شده است. در تمام مدل‌ها در انتهای شیار اتصال گاست ۵ میلیمتر فضای خالی وجود دارد. سایر پارامترها مانند محیط (w) مقطع در شکل نشان داده شده‌اند. فولاد مورداستفاده نیز دارای F<sub>y</sub> برابر ۳۶۰ و F<sub>u</sub> برابر ۵۰۶ مگاپاسکال است.

## ۵- تحلیل پارامتری و بررسی نتایج

جزئیات مدل‌های ساخته شده برای تحلیل قوطی در جدول ۱ و شکل ۵ و نتایج در جداول ۲ تا ۵ آورده شده است.

جدول ۱- مشخصات مقاطع

Section	B(mm)	H(mm)	t (mm)
HSS1	149	120	7
HSS2	189	160	7
HSS3	109	80	7
HSS4	189	120	7



شکل ۵- جزئیات مقطع (الف) اتصال چاقوبی (ب) اتصال از طریق دو بال و (ج) مقطع تسمه

جدول ۲- جزئیات مدل‌های بررسی پارامترهای طول جوش و بروون محوری نیرو.

Model	Section	L(cm)	مود شکست FEM	مود شکست AISC	P <sub>uFEM</sub> (KN)	P <sub>uAISC</sub> (KN)
HSS1-12	HSS1	12	SR	SY	1322.3	725.76
HSS1-15	HSS1	15	SR	NF	1566	1170.8

جدول ۲- ادامه

Model	Section	L(cm)	مود شکست FEM	مود شکست AISC	$P_u_{FEM}$ (KN)	$P_u_{AISC}$ (KN)
HSS1-17	HSS1	17	NF	NF	1661.6	1233
HSS1-20	HSS1	20	NF	NF	1708.4	1303
HSS1-23	HSS1	23	NF	NF	1747.8	1355
HSS1-25	HSS1	25	NF	NF	1752	1382.6
HSS1-27	HSS1	27	NF	NF	1756.5	1406
HSS2-12	HSS2	12	SR	SY	1289	725
HSS2-15	HSS2	15	SR	SY	1529	907
HSS2-17	HSS2	17	SR	SY	1678	1028
HSS2-20	HSS2	20	NF	NF	1957	1564
HSS2-23	HSS2	23	NF	NF	2104	1656
HSS2-27	HSS2	27	NF	NF	2169	1746
HSS3-12	HSS3	12	NF	NF	1322.3	833
HSS3-15	HSS3	15	NF	NF	1566	893
HSS3-17	HSS3	17	NF	NF	1661.6	921
HSS3-20	HSS3	20	NF	NF	1708	953
HSS3-23	HSS3	23	NF	Y	1747	976
HSS3-25	HSS3	25	NF	Y	1751	989
HSS3-27	HSS3	27	NF	Y	1756	1000
HSS4-15	HSS4	15	SR	NF	1478	1208
HSS4-17	HSS4	17	SR	NF	1753	1299
HSS4-23	HSS4	23	NF	NF	1864	1478
HSS4-25	HSS4	25	NF	NF	1938	1518

GF:Gross section Fracture (کلی) (شکست مقطع کلی)

NF: Net section Fracture (خاص) (شکست مقطع خالص)

SR:Shear Rupture (گسیختگی بر بشی) (گسیختگی بر بشی)

جدول ۳- جزئیات مدل های بررسی طول آزاد عضو با مقطع HHS

Model	Section	L(cm)	Free length(cm)	FEM failure mode	AISC failure mode	$P_u_{FEM}$ (KN)	$P_u_{AISC}$ (KN)
HSS1-15-S	HSS1	15	80	SR	NF	1600	1170.8
HSS1-15-M	HSS1	15	120	SR	NF	1589	1170.8
HSS1-15-L	HSS1	15	220	SR	NF	1628	1170.8
HSS3-17-S	HSS3	17	80	NF	NF	1660	921
HSS3-17-M	HSS3	17	120	NF	NF	1661	921
HSS3-17-L	HSS3	17	220	NF	NF	1660	921

جدول ۴- جزئیات مدل های بررسی پارامتر اندازه جوش -Error! No text of specified style in document.

Model	Section	L(cm)	$d_w$ (cm)	FEM failure mode	AISC failure mode	$P_u_{FEM}$ (KN)	$P_u_{AISC}$ (KN)
HSS2-15-w6	HSS2	15	0.6	SR	SY	1507	907
HSS2-15-w8	HSS2	15	0.8	SR	SY	1529	907
HSS2-15-w10	HSS2	15	1.0	SR	SY	1571	907
HSS1-17-w6	HSS1	17	0.6	NF	NF	1620	1233
HSS1-17-w8	HSS1	17	0.8	NF	NF	1619	1233
HSS1-17-w10	HSS1	17	1.0	NF	NF	1625	1233

جدول ۵- جزئیات مدل های بررسی پارامترهای طول اتصال و برون محوری نیرو

Model	Section	L(cm)	$U_{code}$	$U_{FEM}$	$U_{code}/U_{FEM}$
HSS1-12	HSS1	12	0.83	0.858341	1.03657
HSS1-15	HSS1	15	0.86	0.888	1.029955
HSS1-17	HSS1	17	0.88	0.899846	1.024147

جدول ۵- ادامه

Model	Section	L(cm)	U <sub>code</sub>	U <sub>FEM</sub>	U <sub>code</sub> / U <sub>FEM</sub>
HSS1-20	HSS1	20	0.90	0.921418	1.02741
HSS1-23	HSS1	23	0.91	0.947	1.039893
HSS1-25	HSS1	25	0.92	0.942205	1.026962
HSS1-27	HSS1	27	0.92	0.951	1.029674
HSS2-12	HSS2	12	0.79	0.791987	1.006636
HSS2-15	HSS2	15	0.83	0.838	1.010765
HSS2-17	HSS2	17	0.85	0.862	1.014158
HSS2-20	HSS2	20	0.87	0.882297	1.01174
HSS2-23	HSS2	23	0.89	0.914223	1.028665
HSS2-27	HSS2	27	0.91	0.956	1.055853
HSS3-12	HSS3	12	0.87	0.879	1.01158
HSS3-15	HSS3	15	0.90	0.921	1.029254
HSS3-17	HSS3	17	0.91	0.942	1.037748
HSS3-20	HSS3	20	0.92	0.956	1.03774
HSS3-23	HSS3	23	0.93	0.960	1.029971
HSS3-25	HSS3	25	0.94	0.957	1.020779
HSS3-27	HSS3	27	0.94	0.961	1.020413
HSS4-15	HSS4	15	0.81	0.816	1.010684
HSS4-17	HSS4	17	0.83	0.838	1.010053
HSS4-23	HSS4	23	0.87	0.891	1.019127
HSS4-25	HSS4	25	0.88	0.906	1.024699

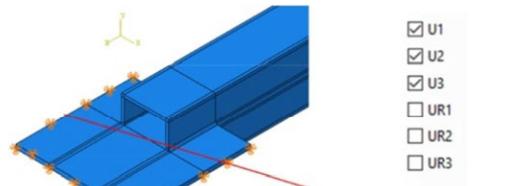
باتوجه به تقارن مقطع به نظر نمی‌رسد که طول آزاد عضو، تاثیری روی ظرفیت کششی داشته باشد برای اطمینان از این موضوع شش نمونه با طول‌های گوناگون بررسی شده است. بدیهی است که به دلیل وجود تقارن در مقطع و در نتیجه عدم خمش گاست، طول آزاد گاست (a) و ضخامت آن روی مقاومت کششی نهایی عضو مؤثر نمی‌باشند (شکل ۸).

## ۶- جمع‌بندی نتایج تحلیل‌ها و ارائه رابطه جدید برای U برای مقطع قوطی با اتصال جوشی چاقویی

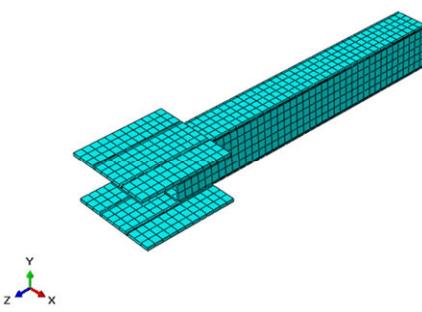
در نمودار شکل ۹ بازده اتصال در برابر نسبت برونو محوری به طول اتصال رسم شده است و با رابطه آیین‌نامه AISC مقایسه شده است. باتوجه به شکل دیده می‌شود که AISC، ۲۰ درصد محافظه‌کارانه‌تر بوده، لذا برای اقتصادی‌تر کردن طراحی معادلات (۱۱) و (۱۲) جهت محاسبه ضریب تأخیر برشی پیشنهاد می‌شوند:

$$\begin{cases} \bar{X} = \frac{B^3}{4(B+H)} \\ U = 1 - \frac{x'}{L} \end{cases} \quad (11)$$

شرايط مرزي در شکل ۶ و مشبندی در شکل ۷ نشان داده شده است.



شکل ۶- مدل اجزای محدود قوطی با اتصال چاقویی و نحوه اعمال شرایط مرزی

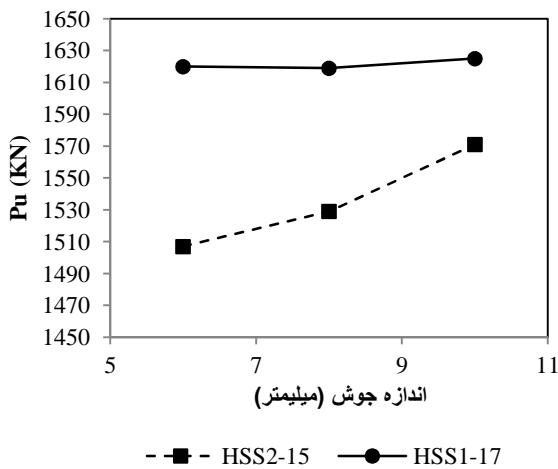


شکل ۷- مشبندی مدل اجزای محدود قوطی با اتصال از طریق دو جوش موازی در بال

## ۶- بررسی طول آزاد عضو و اثر اندازه جوش

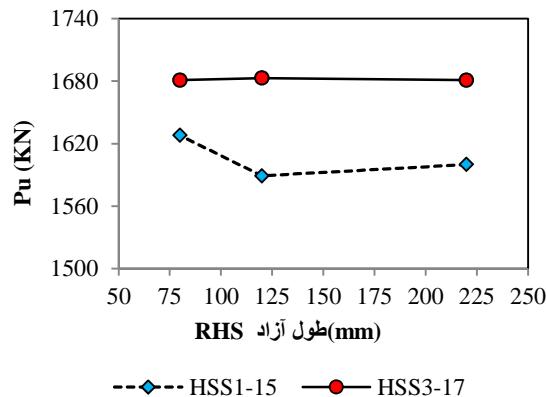
### ۶-۱- طول آزاد و بعد جوش

که در آن H و B ابعاد مقطع قوطی می باشند.



(ب)

شکل ۸- تأثیر (الف) طول آزاد عضو و (ب) اندازه جوش بر مقاومت کششی مقطع قوطی



(الف)

گاست و مقطع قوطی پیشنهاد گردیده است. هرچند در این خصوص به تعداد آنالیزهای بسیار بیشتری نیاز هست اما مطابق نتایج این مقاله، روابط با ضربی بهبود یافته‌ای نسبت به روابط ارائه شده در آئین نامه (هرچند خود آئین نامه اذعان دارد که ضربی آمده در روابطشان یقیناً بهینه نیست) ارائه شده است. در رابطه (۱۲) برای محاسبه  $x'$  از رابطه (۱۳) استفاده شده است. قوطی مستطیلی به صورت دو ناوданی جداگانه و با فرض کم شدن ضخامت گاست در نظر گرفته می‌شود، این در حالی است که رابطه پیشنهادی آئین نامه AISC-LRFD ضخامت گاست و قوطی را در نظر نمی‌گیرد و این موجب محافظه‌کارانه‌تر شدن محاسبات می‌شود، برای رفع این مشکل رابطه زیر جهت محاسبه  $x'$  پیشنهاد می‌گردد.

$$x' = \frac{b^2 + 2bh}{4(b+h)}, b = b - 2t \quad (13)$$

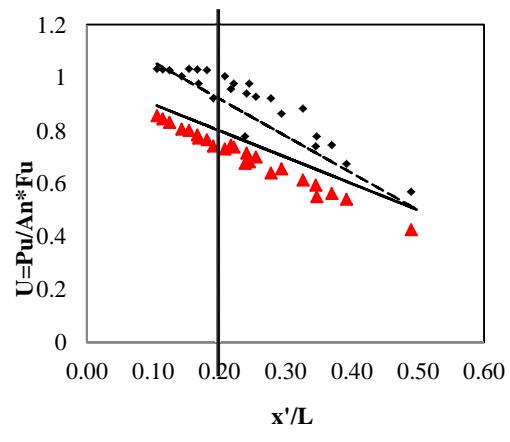
$$h = h - t_p$$

در این رابطه،  $t$  ضخامت مقطع و  $t_p$  ضخامت گاست می‌باشد.

۶-۳- جمع‌بندی نتایج تحلیل‌ها و ارائه رابطه بهبود یافته برای U برای مقطع قوطی با اتصال جوش از طریق دو بال

$$\begin{cases} U = 1, & \frac{x'}{L} < 0.2 \\ U = 1.2 - \frac{1.4x'}{L} \end{cases} \quad (12)$$

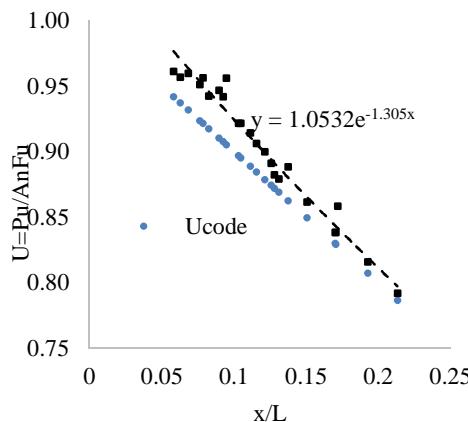
لازم به ذکر است رابطه (۱۱) اصولاً تنها برای مقاطع HSS داده نشده است و مطابق مطالعه گفته شده در کتاب طراحی سازه‌های فولادی دکتر ازهri و دکتر میرقادری صرفاً پیشنهاد شده است [۲۶].



شکل ۹- مقایسه نتایج تحلیل با پیش‌بینی AISC و رابطه پیشنهادی برای مقطع قوطی با اتصال چاقویی.

رابطه مذکور در این کتاب برای مقاطع قوطی با اتصال به کمک دو ورق بدون در نظر گرفتن ضخامت

نسبت به آیین‌نامه داشته و دلیل آن هم می‌تواند اتصال از طریق دو ورق باشد که در دو طرف مقطع مستطیلی از طریق جوش قرار می‌گیرد و باعث انتقال متقارن‌تر تنش‌ها می‌گردد؛ لذا اختلاف آن نسبتاً کمتر بوده ولی همچنان روابط آیین‌نامه محافظه‌کارانه‌تر هستند.

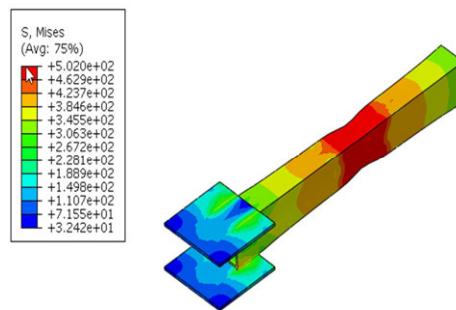


شکل ۱۱- مقایسه تحلیل مقطع قوطی با جوش از طریق دو ورق با پیش‌بینی AISC و رابطه پیشنهادی

#### ۴-۶- جمع‌بندی نتایج تحلیل‌ها و ارائه رابطه‌ای با ضرایب بهبود یافته برای $U$ در مقطع تسممه

در ادامه تعدادی مقطع تسممه با طول‌های مختلف اتصال بدون جوش برگشتی از طریق دو جوش موازی در دو سمت مخالف و روپروی هم مدل‌سازی شده و ظرفیت عضو با استفاده از سطح مقطع خالص آنها بهدست آمده است که در این مورد نیز روابط جایگزینی ارائه شده است. جزئیات مدل‌های ساخته شده برای تحلیل تسممه کششی با جوش موازی طولی در جدول ۶ آورده شده است.

در ادامه تحقیق، تعدادی مقطع قوطی مستطیلی با طول‌های مختلف اتصال و برونق محوری‌های مختلف و با اتصال اصطلاحاً چاقویی بدون جوش برگشتی از طریق دو ورق در دو سمت مخالف و روپروی هم مدل‌سازی شده (شکل ۱۰) و ظرفیت عضو با استفاده از سطح مقطع خالص آنها بهدست آمده است که در این مورد نیز رابطه‌ای با ضرایب بهبود یافته ارائه شده است.



شکل ۱۰- توزیع تنش تغییرشکل یافته مقطع قوطی با دو جوش موازی در نرم‌افزار اجزای محدود در انتهای بارگذاری (نیوتون بر میلی‌مترمربع)

با توجه به شکل ۱۱ دیده می‌شود که نمودار آیین‌نامه ۱/۵ درصد محافظه‌کارانه بوده (که به دلیل اختلاف کم رابطه آیین‌نامه در این موردنیاز به اصلاح ندارد)، برای اقتصادی‌تر کردن طراحی، معادلات (۱۴) جهت محاسبه ضریب تأخیر برشی پیشنهاد می‌شوند:

$$U = 1.0408 - \frac{1.1573x}{L} \quad (14)$$

Or

$$U = 1.0532e^{-1.305x}$$

در رابطه ارائه شده در مقایسه با مقاطع قوطی مستطیلی که اتصال آنها تنها به کمک یک ورق هم محور انجام می‌گیرد، مقادیر ضریب تأخیر برشی اختلاف کمتری

جدول ۶- جزئیات مدل‌های بررسی پارامترهای طول اتصال در مقطع تسممه

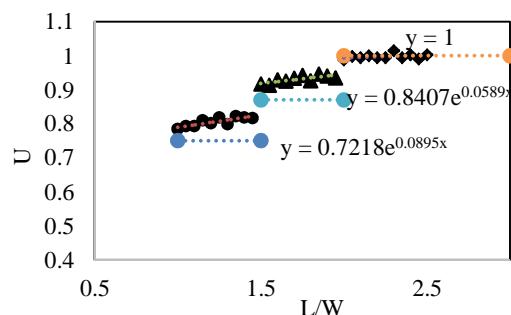
Model	Section	L(cm)	W(cm)	L/W	U_CODE	U_FEM	U_code/ U_FEM
P20X2-1	20X2	20	20	1	0.75	0.784571	1.046095
P20X2-1.05	20X2	21	20	1.05	0.75	0.792977	1.057303
P20X2-1	20X2	22	20	1.1	0.75	0.793174	1.057565
P20X2-1.15	20X2	23	20	1.15	0.75	0.809628	1.079504
P20X2-1.2	20X2	24	20	1.2	0.75	0.801562	1.068749
P20X2-1.25	20X2	25	20	1.25	0.75	0.818016	1.090688
P20X2-1.3	20X2	26	20	1.3	0.75	0.798124	1.064165
P20X2-1.35	20X2	27	20	1.35	0.75	0.822309	1.096412

جدول ۶- ادامه

Model	Section	L(cm)	W(cm)	L/W	U <sub>CODE</sub>	U <sub>FEM</sub>	U <sub>code</sub> / U <sub>FEM</sub>
P20X2-1.4	20X2	28	20	1.4	0.75	0.818285	1.091047
P20X2-1.45	20X2	29	20	1.45	0.75	0.816655	1.088873
P20X2-1.5	20X2	30	20	1.5	0.87	0.916792	1.053784
P20X2-1.55	20X2	31	20	1.55	0.87	0.912822	1.049221
P20X2-1.6	20X2	32	20	1.6	0.87	0.929347	1.068215
P20X2-1.65	20X2	33	20	1.65	0.87	0.925395	1.063672
P20X2-1.7	20X2	34	20	1.7	0.87	0.933694	1.073211
P20X2-1.75	20X2	35	20	1.75	0.87	0.941992	1.082749
P20X2-1.8	20X2	36	20	1.8	0.87	0.926195	1.064592
P20X2-1.85	20X2	37	20	1.85	0.87	0.946303	1.087705
P20X2-1.9	20X2	38	20	1.9	0.87	0.940542	1.081083
P20X2-1.95	20X2	39	20	1.95	0.87	0.934799	1.074482
P20X2-2	20X2	40	20	2	1	0.987566	0.987566
P20X2-2.05	20X2	41	20	2.05	1	0.997674	0.997674
P20X2-2.1	20X2	42	20	2.1	1	0.993704	0.993704
P20X2-2.15	20X2	43	20	2.15	1	1	1
P20X2-2.2	20X2	44	20	2.2	1	0.993946	0.993946
P20X2-2.25	20X2	45	20	2.25	1	0.994072	0.994072
P20X2-2.3	20X2	46	20	2.3	1	1.01461	1.01461
P20X2-2.35	20X2	47	20	2.35	1	0.994288	0.994288
P20X2-2.4	20X2	48	20	2.4	1	1.00255	1.00255
P20X2-2.45	20X2	49	20	2.45	1	0.990318	0.990318
P20X2-2.5	20X2	50	20	2.5	1	1.00269	1.00269

تغییرشکل یافته نمونه در شکل ۱۲ نشان داده شده است.

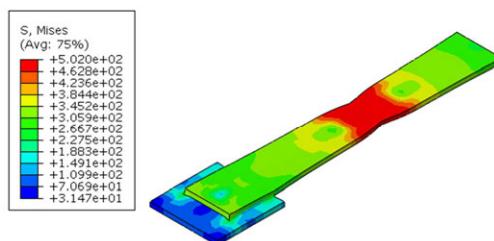
$$\begin{cases} U = 1 , \frac{L}{w} \geq 2 \\ U = 0.8407e^{0.0589\frac{1}{w}} \quad 1.5 < \frac{L}{w} < 2 \\ U = 0.7218e^{0.0895\frac{1}{w}} \quad 1 < \frac{L}{w} < 1.5 \end{cases} \quad (15)$$



شکل ۱۳- مقایسه نتایج تحلیل مقطع تسمه با جوش موازی با پیش‌بینی AISC و رابطه پیشنهادی

## ۷- نتیجه‌گیری

در این بررسی یک مجموعه مقاطع قوطی با اتصال از طریق دو بال و مقاطع تسمه کششی به روش اجزای محدود با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS بررسی و



شکل ۱۲- توزیع تنش تغییرشکل یافته مقطع تسمه با دو جوش موازی و نسبت L/w=1 در نرم‌افزار اجزای محدود در انتهای بارگذاری (نیوتون بر میلی‌مترمربع)

**Error! Reference** همچنین با توجه به **source not found**. نامه AISC برای نسبت های L/W کمتر ۲، محافظه کارانه بوده، لذا برای اقتصادی‌تر کردن طراحی معادلات زیر جهت محاسبه ضریب تأخیر برشی پیشنهاد می‌شوند:

مقاطع تسمه با نسبت  $\frac{L}{W} < 2$  می‌توان از روابط جایگزین استفاده نمود.

بدیهی است که به دلیل وجود تقارن در مقطع قوطی و در نتیجه عدم خمش گاست، طول آزاد گاست (a) و ضخامت آن روی مقاومت کششی نهایی عضو مؤثر نمی‌باشند.

در خصوص مقاطع تسمه با طول‌های مختلف اتصال بدون جوش برگشتی و اتصال از طریق دو جوش موازی در دو سمت مخالف و روبروی هم، ظرفیت عضو با استفاده از سطح مقطع خالص آنها به دست آمده است که در این مورد نیز روابط بهبود یافته‌ای، ارائه شده است. مشخص شد که روابط آئین نامه AISC برای نسبت های  $L/W$  کمتر از ۲، محافظه کارانه بوده، لذا برای اقتصادی‌تر کردن طراحی روابط بهینه شده برای محاسبه ضریب تأخیر برشی پیشنهاد گردید.

مدل‌سازی شده و ظرفیت عضو با استفاده از سطح مقطع خالص آنها به دست آمده است. با توجه به نتایج بدست آمده، روابط آئین نامه در مواردی نسبتاً محافظه کارانه است و برای این منظور، روابط با ضرایب بهینه‌شده براساس مطالعه انجام شده در این تحقیق ارائه شده است. پارامترهای مورد استفاده شامل طول اتصال، برون محوری نیروی محوری و اندازه جوش هستند.

با انجام این مطالعه پارامتری به این نتیجه می‌رسیم فرمول آئین نامه AISC برای محاسبه ضریب تأخیر برشی در مورد مقطع قوطی با اتصال از طریق دو بال قابل قبول بوده اما برای مقطع قوطی با اتصال چاقویی تا حدی محافظه کارانه است و به همین جهت برای اقتصادی‌تر شدن طراحی اعضای کششی روابط بهبود یافته‌ای، پیشنهاد شده است. لذا در خصوص مقاطع قوطی با اتصال از طریق دو بال می‌توان از همان روابط آئین نامه استفاده نمود اما برای مقاطع قوطی با اتصال جوشی چاقویی و

## مراجع

- [1] Munse W.H. & Chesson J.R., (1963). "Riveted and Bolted Joints: Net Section Design," *ASCE Journal of Structural Engineering*, 89.
- [2] Marsh, (1969). "Single Angles in Tension and Compression," *Journal of Structural Division, ASCE*, 95.
- [3] Gaylord E.H.Jr, Gaylord C.N., and Stallmeyer J.E., *Design of Steel Structures*, 3rd ed. New York: McGraw Hill, 1992.
- [4] Easterling W.S. & Gonzales L., (1993). "Shear Lag Effects in Steel Tension Members," *AISC Journal of Engineering*, 30(2), pp. 77-89.
- [5] Orbison J.G., Wagner M.E., & Fritz W.P., (Murch 1999). "Tension plane behavior in single-row bolted connections subject to block shear," *Journal of Constructional Steel Research*, 49(3), pp. 225-239.
- [6] Humphries Matthew J.R. & Birkemoe Peter C., (June 2004). "Shear lag effects in fillet-welded tension connection of channels and similar shapes," *Connections in Steel Structures*, vol. 5.
- [7] C. Fang, A.C.C. Lam, M.C.H. Yam, (2013). "Influence of shear lag on ultimate tensile capacity of angles and tees", *J. Constr. Steel Res.* 84, 49–61.
- [8] Orbison J.G., Wagner M.E., & Fritz W.P., (Murch 1999). "Tension plane behavior in single-row bolted connections subject to block shear," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 49, no. 3, pp. 225-239.
- [9] K.K. Adewole, L.H. Teh, (2017). "Predicting steel tensile responses and fracture using the phenomenological ductile shear fracture model", *J. Mater. Civ. Eng.* 29 (12), 06017019.
- [10] S. Chen, X. Qian, A. Ahmed, (2016). "Cleavage fracture assessment for surface-cracked plates fabricated from high strength steels", *Eng. Fract. Mech.* 161, 1–20.
- [11] A.M.G. Coelho, F.S.K. Bijlaard, (2007). "Experimental behaviour of high strength steel endplate connections", *J. Constr. Steel Res.*, 63 (9), 1228–1240.
- [12] P. Dusicka, G. Lewis, (2010). "High strength steel bolted connections with filler plates", *J. Constr. Steel Res.*, 66 (1), 75–84.
- [13] X. Qian, Y. Li, O. Zhao, (2013). "Ductile tearing assessment of high-strength steel X-joints under in-plane bending", *Eng. Fail. Anal.*, 28 (2), 176–191.
- [14] P. Može, D. Beg, (2010). "High strength steel tension splices with one or two bolts", *J. Constr. Steel Res.*, 66 (8), 1000–1010
- [15] J. Wang, S. Afshan, L. Gardner, (2017). "Axial behaviour of prestressed high strength steel tubular

- members”, *J. Constr. Steel Res.*, 133, 547–563.
- [16] K. Ke, Y. Chen, (2016). “Seismic performance of MRFs with high strength steel main frames and EDBs”, *J. Constr. Steel Res.*, 126, 214–228.
- [17] K. Ke, M.C.H. Yam, (2018). “A performance-based damage-control design procedure of hybrid steel MRFs with EDBs”, *J. Constr. Steel Res.*, 143, 46–61
- [18] AISC. (2005), Specifications for structural steel buildings, ANSI/-AISC360-05, Chicago.
- [19] GUO H. (2005), “Shear lag effects on welded hot-rolled steel channels in tension”, A thesis submitted to the faculty of graduate studies and research in partial fulfillment of requirements for the degree of master of science in the university of Alberta.
- [20] Yu H.L. and Jeong D.Y. (2010) "Application of a stress triaxiality dependent fracture criterion in the finite element analysis of unnotched charpy specimens," *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*, 54, 54-62.
- [21] American Society for Testing Materials (ASTM) (2001), “A370 standard test methods and definitions for mechanical testing of steel product”.
- [22] Abedin, Mohammad, Shervin Maleki, Nafiseh Kiani and Esmail Shahrokhinasab, (2019), "Shear Lag Effects in Channels Welded at Both Legs." Advances in Civil Engineering. 2019, Article ID 8041767, 10 pages, <https://doi.org/10.1155/2019/8041767>
- [23] Barkhori, M., Maleki, S., Mirtaheri, M., Nazeryan, M. and Kolbadi, S.M.S. (2020), “Investigation of shear lag effect on tension members fillet-welded connections consisting of single and double channel sections”, *Struct. Eng. Mech.*, 74(3), 445-455. <http://doi.org/10.12989/sem.2020.74.3.445>.
- [24] Zhang, J., Han, B., Xie, H., Yan, W., Li, W. and Yu, J. (2021), “Analysis of shear lag effect in the negative moment region of steel-concrete composite beams under fatigue load”, *Steel Compos. Struct.*, 39(4), 435. <http://doi.org/10.12989/scs.2021.39.4.435>.
- [25] Maleki, S., & Ghaderi-Garekani, M. (2020). Block shear failure in welded gusset plates under combined loading. *Journal of Constructional Steel Research*, 170, 106079.
- [26] Azhari M., Mirghaderi R. Design of Steel Structures. Based on the AISC Code, (2005), tenth Editing, Arkan-danesh Publications.

اسماعیل محمدی

دکتر

دانشکده مهندسی عمران،

دانشگاه علم و صنعت ایران.

پست الکترونیک:

esmaeil\_mohammadi@iust.ac.ir

وحید بروجردیان\*

دانشکده مهندسی عمران،

دانشگاه علم و صنعت ایران.

پست الکترونیک:

broujerdian@iust.ac.ir

## بررسی اثر ستون متکی در برآورد پاسخ‌های دیوارهای پایه- گهواره‌ای مرکزگرا تحت رکوردهای حوزه دور و نزدیک گسل

در این تحقیق به بررسی اثر ستون پی- دلتا (ستون متکی) در پاسخ قابهای ثقلی دارای سیستم باربر جانبی دیوار پایه- گهواره‌ای پرداخته است. سازه‌های مورد بررسی دارای تعداد طبقات ۴، ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه هستند. رفتار دینامیکی غیرخطی تحت ۲۲ رکورد لرزه‌ای دور و ۲۸ رکورد لرزه‌ای نزدیک گسل که نیمی از آن‌ها دارای پالس هستند، در نرمافزار OpenSees انجام شده است. رکوردهای موردنظر در دو سطح DBE و MCE مقیاس شده و به سازه اعمال می‌شوند. مدل‌سازی به صورت دوبعدی انجام گرفته است. در این تحقیق نشان داده شده است که ۱) اثر مودهای بالاتر با افزایش شدت زلزله افزایش می‌یابد، ۲) اثرات مودهای بالاتر به صورت افزایش خمنش و برش در دیوار در رکوردهای دور و نزدیک گسل بدون پالس بیشتر قابل مشاهده است، ۳) جابجایی‌های پسماند در دو سطح زلزله مورد بررسی ناچیز و قابل صرف نظر است، ۴) ستون پی- دلتا بیشتر در سازه‌ها تحت رکوردهای نزدیک گسل دارای پالس موثر بوده است، ۵) حدکش اثر ستون پی- دلتا در افزایش لنگر خمشی دیوار تحت زلزله نزدیک گسل دارای پالس است که مقدار آن ۱۲ درصد است و ۶) به صورت کلی اثر ستون پی دلتا در سازه‌های دیوار پایه- گهواره‌ای به صورت ویژه دیوارهای گام بردارم قابل صرف نظر است.

**واژگان کلیدی:** سیستم مرکزگرا، دیوار گهواره‌ای، تغییرشکل پسماند، اثر ستون متکی، اثر مودهای بالاتر.

نیروی بازگردانندگی در سیستم، بازگرداندن سازه تغییرشکل یافته تحت بارهای جانبی به موقعیت اولیه خود است. در سیستم‌های مرکزگرا برای تولید منحنی‌های نیروی جانبی- تغییرمکان دوخطی نیاز به مکانیزم مهم نیروی بازگردانندگی به همراه بازشوندگی در سیستم است [۱].

دیوارهای گهواره‌ای یکی از سیستم‌های متداول مرکزگرا هستند که در آن‌ها هر دو مکانیزم نیروی بازگردانندگی و جذب انرژی در سیستم تأمین می‌شود. مکانیزم نیروی بازگردانندگی در سیستم با استفاده از پیش‌تئیده کردن کابل‌های اتصالی دیوار به فونداسیون و یا بلوك‌های گهواره‌ای به یکدیگر تأمین می‌شود. کابل‌ها همواره با ایجاد نیروی بازگردانندگی و ایجاد بازشوندگی

### ۱- مقدمه

سیستم‌های مرکزگرا تحت بارهای جانبی، با خصوصیات رفتاری مشخص برای تحمل بارهای جانبی در نظر گرفته می‌شوند. این خصوصیت‌ها شامل ۱) تأمین مکانیزم نیروی بازگردانندگی<sup>۲</sup> و ۲) تأمین مکانیزم جذب انرژی<sup>۳</sup> هستند. هدف این دو مکانیزم در سازه، ایجاد منحنی‌های پرچمی شکل نیرو- جابجایی تحت بارهای جانبی رفت و برگشتی است. هدف استفاده از مکانیزم

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۶/۱۲/۱۴۰۰، بازنگری ۱۳/۰۵/۱۰، پذیرش ۱۹/۰۵/۱۴۰۱

(DOI): 10.22091/cer.2022.7994.1373

<sup>2</sup> Restoring Force Mechanism

<sup>3</sup> Energy Dissipation Options

استفاده شده است. نتیجه مهمی که در این تحقیق بدست آمد، کاهش غیریکنواختی در تغییرشکل نسبی طبقات مخصوصاً برای طبقات نرم احتمالی و کاهش نامنظمی در یک سازه نامنظم بود.

هنری و همکاران [۸] در دیوارهای مرکزگرای گهوارهای برای جلوگیری از خردشدنگی بتن در لبه‌ها، از خاموتهای اسپیرال و به منظور افزایش محصورشدنگی استفاده کردند. کرنش فشاری نهایی در نظر گرفته شده بتن برای محاسبه مقاومت خمشی دیوار گهواره‌ای، ۰/۰۰۵ پیشنهاد شده است. همچنین محققان [۹] نشان دادند این دیوارها می‌توانند مقاومت جانبی خود را، تا دریفت ۳ درصد بام، بدون ایجاد مفصل پلاستیک حفظ نمایند.

rstrepo<sup>۹</sup> و همکاران [۱۰] به طراحی سیستم دیوار برشی بتنی پیش‌ساخته با المان‌های پیش‌تینیده پرداختند. آنها نشان دادند که این سیستم، تحت زلزله‌های شدید نیز می‌تواند رفتار الاستیک خود را حفظ کند و همچنین در زلزله‌های بزرگ نیز تغییرمکان نسبی ماندگار این سیستم ناچیز است. پرز<sup>۱۰</sup> و همکاران [۱۱]، تلاش‌هایی برای تحلیل رفتار این سیستم با استفاده از روش فرم بسته<sup>۱۱</sup> انجام دادند و معیارهایی برای طراحی این سیستم‌ها ارائه کردند. در برخی از مطالعات عددی انجام شده، برای شبیه سازی رفتار این دیوارها، از فنرهای پیچشی استفاده شده است [۱۲]. با این حال هنری و همکاران [۱۳] نشان دادند که برای بررسی صحیح رفتار دیوارهای مرکزگرا می‌بایست رفتار واقعی اجزا در این سیستم‌ها در تحلیل‌ها لحاظ شود.

محققان [۱۴]، رفتار چرخه‌ای دیوارهای مرکزگرای گهوارهای با لحاظ پارامترهای مختلف دیوار بررسی شده است. نتایج تحقیق مذبور نشان داد که برای افزایش کارایی سیستم، بهتر است مساحت جاذب‌های انرژی

در سیستم با چرخش دیوار نسبت به فونداسیون و یا بلوك‌های دیوار نسبت به یکدیگر بر نیروی جانبی غلبه می‌کنند. فیوزهای جذب انرژی در سیستم‌های گهواره‌ای در موقعیت‌های مختلف هسته‌ی گهواره‌ای می‌توانند استفاده گردد. معمولاً این ابزار اتلاف‌گر انرژی در محل‌های بازشوندگی و یا در پیرامون دیوار در محل چرخش دیوار استفاده می‌گردد. این فیوزها می‌توانند از میلگرد معمولی، فیوز پروانه‌ای شکل، میراگر ویسکوز و غیره استفاده شوند [۱].

هاوسنر<sup>۴</sup> [۲] در سال ۱۹۶۳ مطالعات اولیه بر روی پاسخ دینامیکی حرکت گهواره‌ای بلوك‌های صلب و بر روی یک پایه تخت انجام داد. نتایج نشان داد، قابلیت واژگونی بلوك‌ها با مقطع مربع، با نسبت ارتفاع به عرض بلوك متناسب است. اسلام<sup>۵</sup> و همکاران [۳] در سال ۱۹۸۰ نشان دادند که برای افزایش مقاومت در حالت بلندشدنگی، می‌توان سازه صلب را به زمین مهار کرد. این مهارها می‌تواند به وسیله کابل‌های پیش‌تینیده انجام پذیرد که این موضوع باعث عملکرد مناسب سازه تحت تحریک‌های زلزله می‌شود. استفاده از دیوارهای با عملکرد گهواره‌ای در سازه‌ها، اولین بار توسط پریستلی<sup>۶</sup> و همکاران [۴] در سال ۱۹۹۱ صورت گرفت.

کوراما و پیسیکی<sup>۷</sup> [۵] میلگرد معمولی در پای دیوار را به عنوان جاذب انرژی استفاده کردند و نشان دادند که می‌توان بعد از زلزله به راحتی این فیوزها را تعویض کرد. پژوهشگران، انواع فیوزهای فلزی با شکل‌های مختلف را با تحلیل اجزای محدود مورد بررسی قرار دادند و رفتار فیوز بهینه را تعیین کردند [۶]. وادا<sup>۸</sup> و همکاران [۷] سازه با دیوارهای پایه مفصلی را بررسی کردند. در این تحقیق از میراگرهای فولادی برای اتلاف انرژی در سازه

<sup>4</sup> Housner

<sup>5</sup> Aslam

<sup>6</sup> Priestley

<sup>7</sup> Kurama and Pessiki

<sup>8</sup> Wada

<sup>9</sup> Restrepo

<sup>10</sup> Perez

<sup>11</sup> Closed-form

دارای پالس پرداختند. برای حل مسائل سیستم دیوار گهواره‌ای، حل فرم بسته پیشنهاد شده است. در این تحقیق نشان داده شد که ترکیب سیستم‌های متداول با سیستم‌های دیوار گهواره‌ای مرکزگرا و سیستم‌های دیوار گهواره‌ای با توزیع جاذب انرژی در ارتفاع، تحت رکوردهای نزدیک گسل دارای پالس موثر نیستند.

محققان [۲۰]<sup>۱۴</sup> به بررسی سیستم دیوار گهواره‌ای با ستون‌های انتهایی پرداختند. این تحقیق به صورت آزمایشگاهی با بکارگیری جاذب‌های انرژی O شکل پرداخته شده است. در این تحقیق جداسازی سقف طبقات و سیستم دیوار گهواره‌ای دوران کننده به درستی انجام شده است. سیستم‌های معرفی شده تا جابجایی نسبی ۵ درصد نیز می‌توانند مقاومت خود را حفظ نمایند. در پایان توصیه‌هایی برای جداسازی سیستم سازه‌ای دیوار گهواره‌ای و سقف ساختمان شده است.

اجرب<sup>۱۵</sup> و همکاران [۲۱]<sup>۱۶</sup>، دیوار پایه-گهواره‌ای را داخل یک سازه قاب خمی قرار داده و اثر عرض دیوار را بر روی جابجایی‌های نسبی طبقات بررسی کردند. نتایج نشان داد با افزایش عرض دیوار جابجایی‌های نسبی طبقات میانی یکنواخت‌تر می‌شود.

بروجردیان و محمدی ده‌چشم به بررسی رفتار احتمالاتی دیوارهای پایه-گهواره‌ای [۲۲]<sup>۱۷</sup> و دوگهواره‌ای [۲۳]<sup>۱۸</sup> مرکزگرا کوتاه و میان مرتبه پرداختند. سازه‌ها تحت سه نوع رکورد لرزه‌ای؛ دور از گسل، نزدیک گسل دارای پالس و بدون پالس، موردنبررسی قرار گرفت. هدف کلی این تحقیق‌ها، تعیین و کاهش اثرات مودهای بالاتر به صورت خمش و برش در هسته دیوار پایه-گهواره‌ای بوده است. به منظور کاهش اثرات مودهای بالاتر در سیستم‌های مورد نظر آنها دیوارهای گهواره‌ای دوگانه [۲۴]<sup>۱۹</sup>، گهواره‌ای چهارگانه [۲۵]<sup>۲۰</sup>، گهواره‌ای چندگانه [۲۶]<sup>۲۱</sup> و دوگهواره‌ای [۲۳]<sup>۲۲</sup> و [۲۶]<sup>۲۳</sup> را پیشنهاد دادند. در این تحقیقات سازه‌های موردنظر با ارتفاع‌های مختلف تحت

افزایش یابد. همچنین می‌توان دریافت سازه را با افزایش نسبت ابعادی دیوار و افزایش نسبت پیش‌تنیدگی اولیه، کاهش داد. با افزایش پیش‌تنیدگی کابل‌ها و یا افزایش سختی الاستیک کابل‌ها، می‌توان دوران بلوك گهواره‌ای و سرعت زاویه‌ای دیوار را کاهش داد. همچنین با افزایش میراگر در سیستم، ظرفیت استهلاک انرژی در سیستم افزایش می‌یابد [۱۵].

بادیکا و ویجی ویکراما<sup>۱۲</sup> [۱۶] به مقایسه دیوارهای گهواره‌ای مرکزگرا با دیوارهای متداول در دو سطح زلزله طرح و زلزله حداکثر محتمل پرداخته‌اند. دیوارهای گهواره‌ای مرکزگرا در مقایسه با دیوارهای متداول، آسیب‌های سازه‌ای کمتری را متحمل می‌شوند ولی جابجایی‌های حداکثر در این سیستم‌ها بیشتر است. علاوه بر این آسیب‌پذیری اجزای غیر سازه‌ای در دیوار گهواره‌ای، به علت ایجاد شتاب‌های زیاد بیشتر است. همچنین نشان داده شده است که اثر مؤلفه قائم زلزله در سیستم دیوار گهواره‌ای و دیوار برشی متداول بر روی پاسخ‌های سازه ناچیز است.

پژوهشگران [۱۷]<sup>۱۳</sup> نشان دادند در سیستم دیوارهای گهواره‌ای مرکزگرا به علت سختی بالای هسته گهواره‌ای، جابجایی ایجادشده در طبقات یکنواخت است. در بیشتر تحقیقات، خرابی‌ها به علت بازشدگی قسمت پایه دیوار است و آسیب‌دیدگی جزئی در پنجه و پاشنه دیوار محدود می‌شود. همچنین دوران دیوار، انتهای تیرها و دیافراگم متصل به آن را در طبقات ممکن است دچار خرابی کند. در این سیستم‌ها با افزایش جابجایی‌های جانبی، سختی غیرالاستیک سیستم کاهش می‌یابد. استفاده از دیوارهای گهواره‌ای مرکزگرا در سیستم‌های متداول سازه‌ای، می‌تواند از وقوع طبقه نرم جلوگیری کند [۱۸].

گیوو<sup>۱۴</sup> و همکاران [۱۹]<sup>۱۵</sup> به تحلیل ابعادی سیستم‌های دیوار مرکزگرا تحت رکوردهای نزدیک گسل

<sup>12</sup> Buddika and Wijeyewickrema

<sup>13</sup> Guo

پالس (NF-non Pulselike) پرداخته می‌شود. مدل‌سازی‌ها در نرم‌افزار به صورت دوبعدی و به صورت ریزمدل‌سازی انجام می‌شود. در پایان پاسخهای سازه‌ها در مقابل رکوردهای لرزه‌ای مختلف مورد بررسی قرار گرفته است.

## ۲- روش تحقیق

### ۱- نحوه مدل‌سازی سیستم‌های گهوارهای

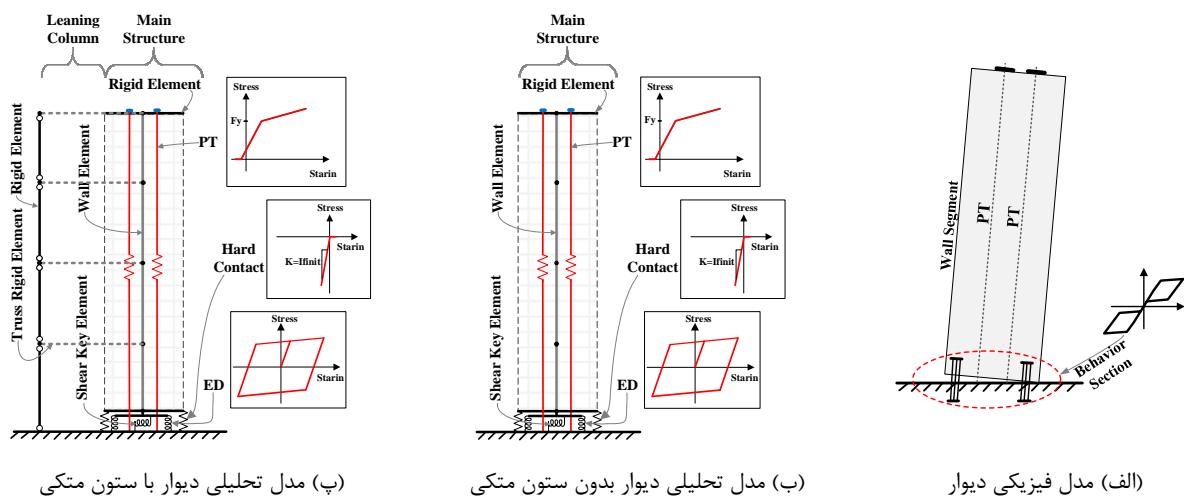
برای مدل‌سازی نرم‌افزاری می‌بایست یک سری فرضیات اولیه انجام شود و نیز مدل‌سازی به صورت ساده‌سازی تعریف گردد. شکل ۱-الف دیوار گهواره‌ای چندگانه را نشان داده است. در این دیوار محل قرارگیری و اتصال جاذبهای انرژی (ED) و کابل‌های پیش‌تنیده (PT) و همچنین اجزای دیوار نشان داده شده است. برای مدل‌سازی این سیستم در نرم‌افزار OpenSees ورژن v3.3.0 [۲۸] از مصالح و المان‌های مختلف استفاده می‌شود. شکل‌های ۱-ب و ۱-پ به ترتیب مدل‌سازی سازه دیوار گهواره‌ای بدون و با ستون متکی (ستون P-Delta) را نشان می‌دهد. در شکل‌های ۱-ب و ۱-پ مدل‌سازی هسته دیوار به صورت الاستیک در نظر گرفته شده است [۲۶]. با توجه به مقالات گذشته [۳۱-۲۹] چون در طراحی اجازه غیرخطی شدن بتنی داده نشده است می‌توان این فرض را صحیح دانست و سپس تنش در بتن مورد بررسی قرار گرفته و این موضوع اثبات شود. در انتهای دیوار جهت اتصال به یکدیگر و پایه با PHT و EDها و همچنین فنرهای تماسی سخت از المان‌های اتصال‌دهنده صلب استفاده شده است. برای مدل‌سازی سطوح تماس بلوک‌ها که به صورت فشاری به یکدیگر و پایه اتصال دارند، از فنرهای فشاری با سختی بینهایت استفاده شده است. کابل‌های پیش‌تنیده استفاده شده دارای رفتار مصالح بدون تحمل فشار و از نوع ElasticPPGGap با گپ صفر و پیش‌تنیدگی اولیه استفاده می‌شود. المان‌های EDها به صورت فتر Zero Length

بارگذاری‌های لرزه‌ای رکوردهای دور از گسل، نزدیک گسل دارای پالس و بدون پالس مورد بررسی قرار گرفت و سازه‌های بهینه در هریک از تحقیقات مشخص شد. در ادامه این تحقیقات آنها به بررسی اثرات مولفه‌ی دورانی زلزله بر روی آن سازه‌ها پرداختند [۲۷]. نتایج نشان داد لحاظ مؤلفه دورانی زلزله می‌تواند پاسخهای سازه را افزایش دهد. به طوری که حداکثر شتاب، جابجایی نسبی، خمشن، برش طبقات، جابجایی نسبی پسماند بام و نسبت تنش حداکثر کابل به ترتیب برابر با  $10/4$ ,  $9/3$ ,  $24/6$ ,  $9/6$  و  $11$  درصد با لحاظ مؤلفه دورانی زلزله به صورت حداکثر، افزایش یافته است.

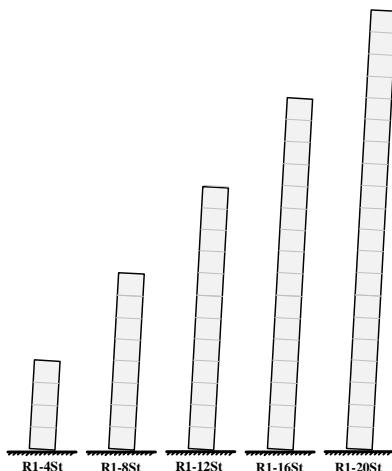
ستون پی- دلتا (ستون متکی) برای مدل‌سازی سازه‌هایی که دارای قاب‌های میانی ثقلی هستند، مورد استفاده قرار می‌گیرد. در اصل با استفاده از این ستون، اثرات سه بعدی قاب‌های دارای قاب میانی ثقلی را در تحلیل‌های دوبعدی می‌توان در نظر گرفت. ستون پی- دلتا با توجه به اینکه ناحیه غیرخطی سازه‌های مختلف را تحت تاثیر قرار می‌دهد، ممکن است که ناپایداری در سیستم به علت بارهای ثقلی بالا ناحیه میانی ایجاد کند. این موضوع نیز در تحقیقات مختلف دیوارهای گهواره‌ای مرکزگر در نظر گرفته شده است [۲۲ و ۲۷].

مدل‌سازی ستون پی- دلتا می‌تواند دارای پیچیدگی‌های خاص، افزایش زمان محاسباتی تحلیل‌ها، هدر رفتن زمان به علت برآورد نیروهایی اعمالی به این ستون و اشتباہات محاسباتی نیروها، می‌شود. در این تحقیق مدل‌های دیوارهای مرکزگرای گهواره‌ای (گام بردار) دارای طبقات ۴، ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ طبقه با لحاظ و بدون لحاظ اثر پی- دلتا با استفاده از نرم‌افزار OpenSees پرداخته است. تحلیل‌ها در این نرم‌افزار با در نظر گرفتن خواص غیرخطی مصالح و هندسه انجام شده است. تحلیل‌ها از نوع دینامیکی تاریخچه- زمانی بوده است. دیوارها تحت سه مجموعه شتابنگاشت شامل ۲۲ شتابنگاشت دور (FF)، ۱۴ شتابنگاشت نزدیک دارای پالس (NF-Pulselike) و ۱۴ شتابنگاشت نزدیک بدون

گهواره‌ای و پایه مورد استفاده قرار گرفته است.



شکل ۱- مدل نرم افزاری دیوار گهواره‌ای مرکزگرایی



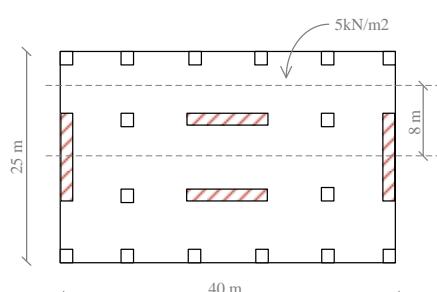
شکل ۳- دیوارهای گهواره‌ای چندگانه منظم در ارتفاع موردنظر  
این تحقیق [۲۲]

### ۳-۲- صحت سنجی روند مدل‌سازی عددی

صحت سنجی سیستم گهواره‌ای در تحقیق [۲۲] توسط نویسنده‌گان تحقیق حاضر، مطابق تحقیق [۳۳] انجام شده است. مشخصات نمونه‌ی آزمایشگاهی شامل: ضخامت دیوار ۱۲۵ میلی‌متر و مقاومت فشاری بتن  $f'_c = 45 MPa$  مشخصات آرماتورهای طولی و عرضی  $E_s = 200 GPa$  و  $f_y = 460 MPa$  همچنین کابل‌های  $E_s = 180 GPa$  و  $f_y = 1435 MPa$  پیش‌تینیده دارای نتایج حاکی از دقت مناسب است. در تحقیق [۲۲] در تحقیق حاکی از دقت مناسب مدل‌سازی است.

### ۲-۲- مشخصات مدل‌های عددی

مدل‌های عددی مورد بررسی در این مقاله، دارای ساختمان مشابه پلان شکل ۲ و دارای تعداد طبقات ۴، ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ است [۳۲]. مدل‌های مورد بررسی دارای ارتفاعهای مختلف مطابق شکل ۳ در نظر گرفته شده است. وزن مؤثر لرزه‌ای در مدل‌های دیوار برابر با ۲۵۰ تن نیرو در هر طبقه برای هر دیوار در نظر گرفته شده است. مشخصات مکانیکی بتن شامل  $f'_c = 40 MPa$  و  $E_c = 30 GPa$  است، مشخصات جاذبهای انرژی  $E_s = 210 GPa$  و  $f_y = 300 MPa$  همچنین کابل‌های  $E_s = 195 GPa$  و  $f_y = 1560 MPa$  پیش‌تینیده دارای ۳۵۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است.



شکل ۲- پلان سازه با دیوارهای دارای رفتار گهواره‌ای [۲۶]

**0.2T<sub>1</sub>** الى **1.5T<sub>1</sub>** میانه طیف رکوردها به طیف طراحی مقیاس می‌گردد.

### ۳- نتایج تحقیق

#### ۱-۱- حداکثر جابجایی نسبی میان طبقه‌ای

میانه حداکثر جابجایی نسبی میان طبقه‌ای سازه‌ها در سطح زلزله MCE با تعداد طبقات مختلف در شکل ۴ نشان داده شده است. این شکل رکوردهای مختلف در حالت بدون اثر پی- دلتا و با اثر پی- دلتا (نمودارهای دارای PD) را بیان می‌کند. در بیشتر سازه‌ها (به جزو سازه ۲۰ طبقه)، رکوردهای NF-non Pulselike مقادیر جابجایی نسبی بیشتری در سازه ایجاد می‌کنند. اختلاف نمودارهای با و بدون لحاظ اثر پی- دلتا در سطح زلزله MCE خیلی ناچیز است و این موضوع نیز در سطح DBE مشاهده می‌شود. لازم به ذکر است که اثر پی- دلتا همیشه باعث افزایش جابجایی نسبی طبقات نمی‌شود ولی به صورت کلی باعث افزایش جابجایی نسبی حداکثر طبقات می‌شود.

#### ۱-۲- حداکثر خمس طبقات

میانه حداکثر خمس طبقات دیوار تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای در سطح DBE و MCE در شکل ۵ و ۶ نشان داده شده است. با افزایش ارتفاع و همچنین افزایش شدت زلزله، اثرات مودهای بالاتر به صورت خمس در ارتفاع افزایش می‌یابد (بیشتر در نوع زلزله‌های f و NF- non Pulselike مشاهده می‌شود). مشابه جابجایی نسبی طبقات، لحاظ اثر پی- دلتا همیشه باعث افزایش خمس در دیوار نمی‌شود ولی به صورت کلی این تلاش با در نظر گرفتن اثر پی- دلتا، افزایش می‌یابد.

#### ۱-۳- حداکثر برش طبقات

میانه حداکثر برش طبقات دیوار تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای در سطح MCE در شکل ۷ نشان داده شده است.

صحت سنجی سیستم متدالوں آینه‌های در تحقیق [۱] توسط نویسندها تحقیق حاضر، مطابق تحقیق [۳۴] انجام می‌شود ضخامت دیوار گهواره‌ای موردنظر، ۱۰۲ میلی‌متر است. مشخصات مکانیکی بتن شامل  $E_c = 31.03 \text{ GPa}$  و  $f'_c = 42.8 \text{ MPa}$  و  $f_v = 434 \text{ MPa}$  و  $E_s = 200 \text{ GPa}$  استفاده شده است. در این مدل‌سازی از مقطع فایبر جهت مدل‌سازی مقطع دیوار استفاده شده است و در نواحی المان مرزی از بتن محصور شده استفاده شده است.

#### ۱-۴- رکوردهای لرزه‌ای مورد بررسی

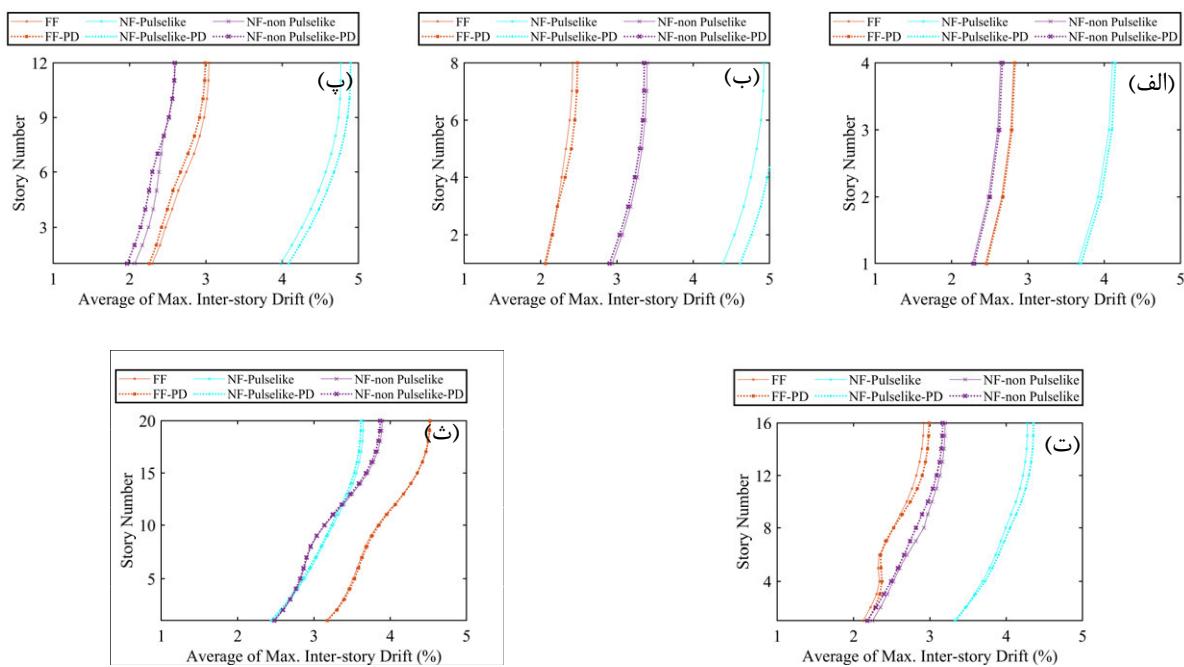
در این تحقیق از سه دسته رکورد دور (FF) و نزدیک گسل با پالس (NF-Pulselike) و بدون پالس (NF-non Pulselike) مطابق دستورالعمل FEMAP695 [۳۵] استفاده شده است. این رکوردها به تفکیک با مشخصات مربوطه در تحقیق [۲۲] نشان داده شده است. با توجه به این‌که رکوردهای افقی دارای دو مؤلفه می‌باشند و تحلیل‌های موردنظر این تحقیق دو بعدی است، از یک رکورد در تحلیل‌ها استفاده شده است. برای استفاده از رکوردهای دور از گسل در تحلیل‌ها، از رکورد با مؤلفه PGA بیشتر و رکوردهای نزدیک گسل، مؤلفه جهت عمود بر گسل انتخاب شده است [۳۶].

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

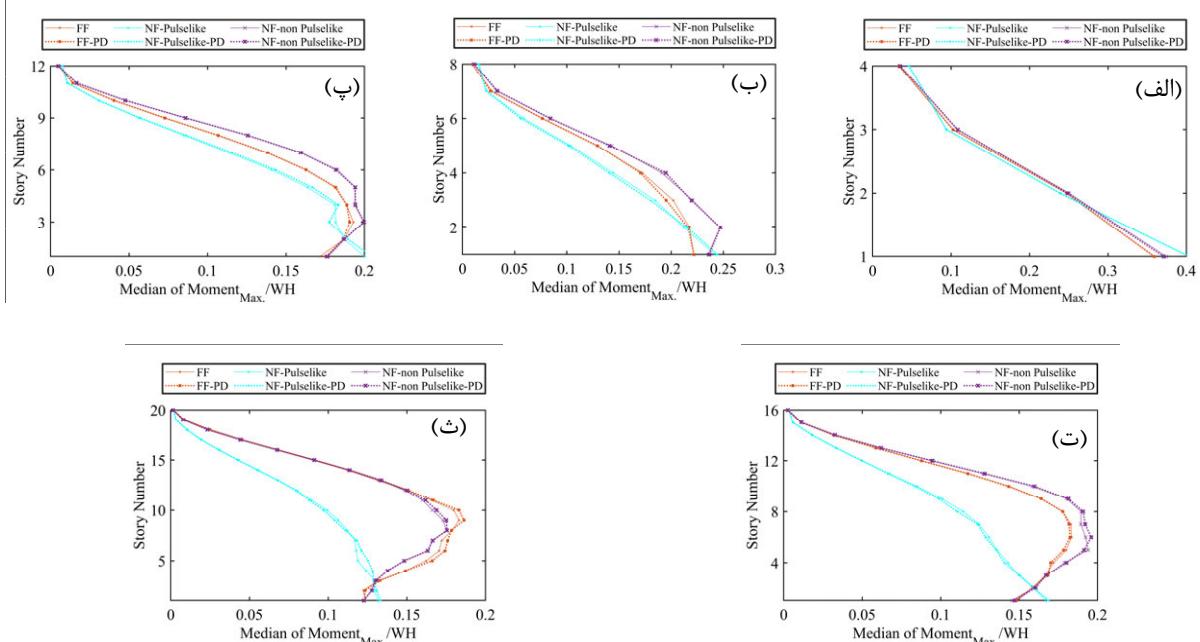
$$NM_i = \text{Mean}(PGV_{PEER,i}) / PGV_{PEER,i} \quad (1)$$

در رابطه فوق؛  $NM_i$  مربوط به ضریب نرمالایز رکورد آم،  $PGV_{PEER,i}$  ماکریم شتاب افقی رکورد آم و  $\text{Mean}(PGV_{PEER,i})$  میانه مجموعه رکوردهای افقی مورد نظر است.

در شبیه‌سازی‌های دو بعدی، برای مقیاس رکوردها، معمولاً مطابق آینه‌نامه ASCE7 [۳۷] در محدوده



شکل ۴- میانه حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ی تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای در سطح MCE مربوط به سازه‌های: (الف) ۴ طبقه، (ب) ۸ طبقه، (پ) ۱۲ طبقه، (ت) ۱۶ طبقه و (ث) ۲۰ طبقه



شکل ۵- میانه حداکثر خمس طبقات دیوار تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای در سطح DBE مربوط به سازه‌های: (الف) ۴ طبقه، (ب) ۸ طبقه، (پ) ۱۲ طبقه، (ت) ۱۶ طبقه و (ث) ۲۰ طبقه

افزایش برش در دیوار نمی‌شود ولی به صورت کلی این تلاش با در نظر گرفتن اثر پی-دلتا، افزایش می‌یابد.

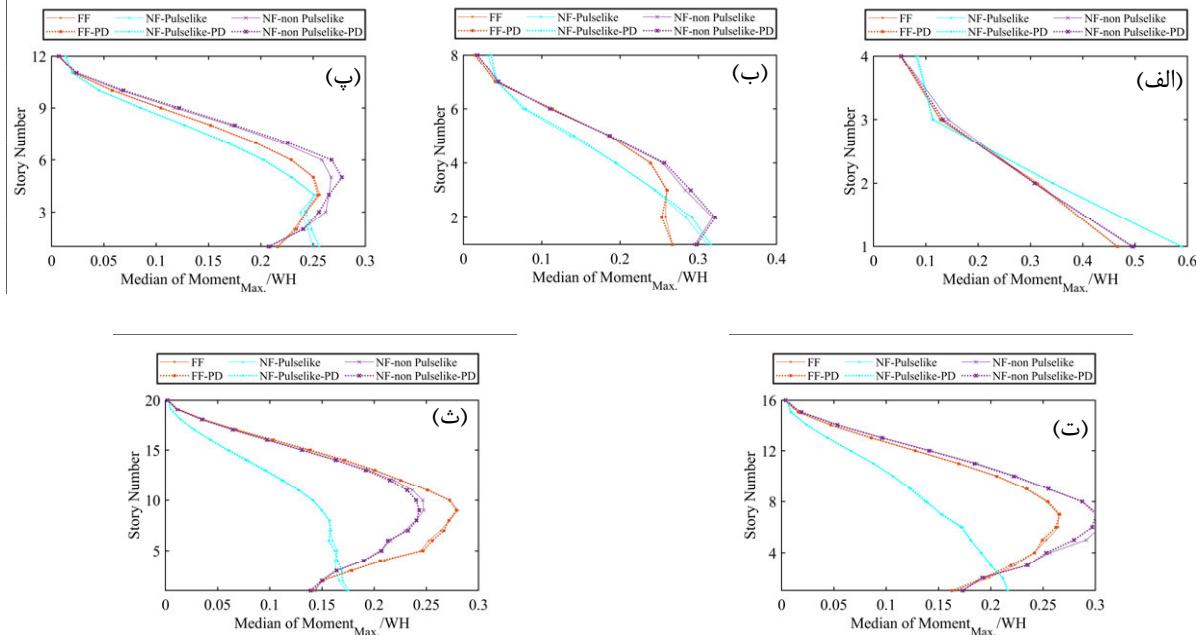
#### ۴-۳- جابجایی پسماند

با افزایش ارتفاع و هم‌چنین افزایش شدت زلزله، اثرات مودهای بالاتر به صورت برش در پایه و ارتفاع افزایش می‌یابد (بیشتر در نوع زلزله‌های FF و NF-Pulselike مشاهده می‌شود). مشابه جابجایی نسبی طبقات و خمس دیوارها، لحظه اثر پی- دلتا همیشه باعث

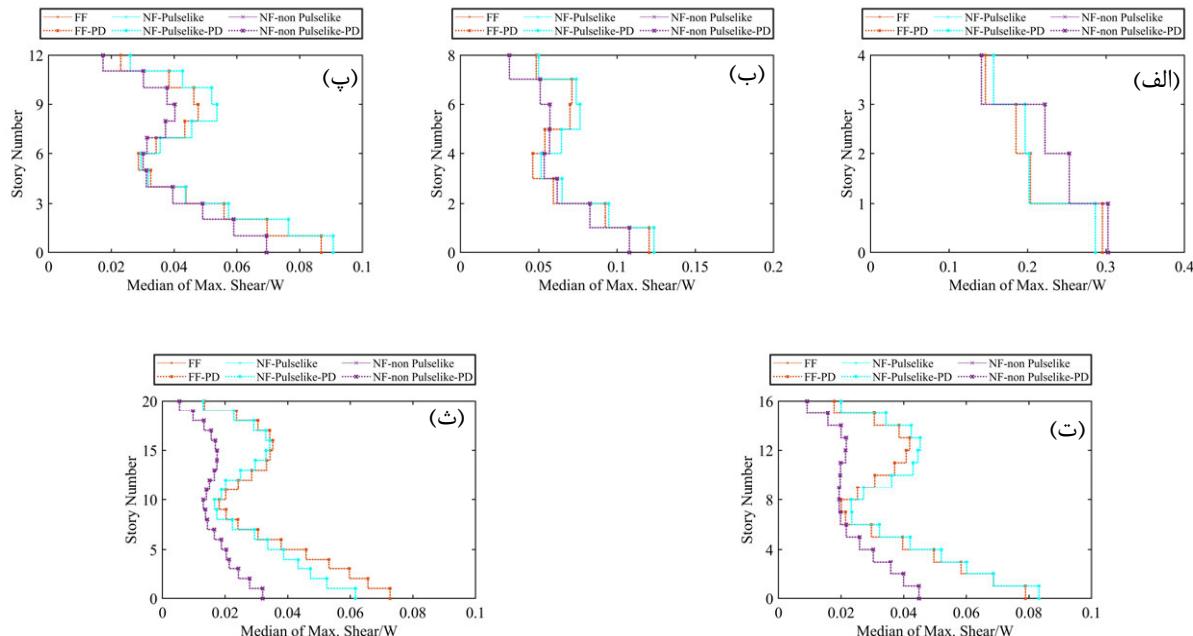
[۳۸] برابر با  $0/06$  درصد در نظر گرفته شده است.

حداکثر مقدار قابل قبول جابجایی نسبی میان

طبقه‌ای پسماند برای سیستم‌های مرکزگرا، مطابق تحقیق



شکل ۶- میانه حداکثر خمشش طبقات دیوار تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای در سطح MCE مربوط به سازه‌ای: (الف) ۴ طبقه، (ب) ۸ طبقه، (پ) ۱۲ طبقه، (ت) ۱۶ طبقه و (ث) ۲۰ طبقه

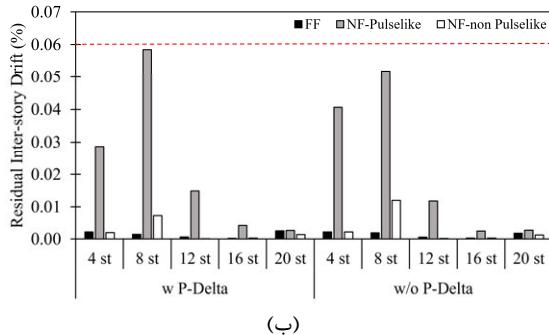


شکل ۷- میانه حداکثر برش طبقات دیوار تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای در سطح MCE مربوط به سازه‌ای: (الف) ۴ طبقه، (ب) ۸ طبقه، (پ) ۱۲ طبقه، (ت) ۱۶ طبقه و (ث) ۲۰ طبقه

طبقه‌ای پسماند از مقدار حداکثر قابل قبول ( $0/06$  درصد) کمتر است. همچنین لازم به ذکر است که مقادیر دریفت پسماند تحت رکورد NF-Pulslike در تمامی سازه‌ها تقریباً بیشتر است. اثر پی-دلتا در افزایش جابجایی نسبی

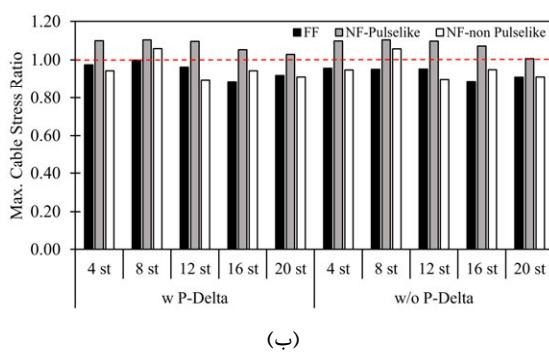
در شکل ۸ مقادیر میانه جابجایی نسبی میان طبقه‌ای پسماند برای دیوارهای مختلف و تحت زلزله‌های مختلف و در دو سطح عملکرد DBE و MCE نشان می‌دهد. مطابق این شکل مقادیر جابجایی نسبی میان

پسماند را افزایش می‌دهد. لازم به ذکر است که سازه‌ها با در نظر گرفتن اثر پی دلتا با P-Delta و سازه‌های w/o P-Delta بدون لحاظ اثر پی دلتا با w/o P-Delta نشان داده شده است.



شکل ۸- میانه جابجایی پسماند تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای در سطح زلزله (الف) و (ب) MCE و DBE

رکوردهای FF، تسلیم در کابل‌ها مشاهده نمی‌شود ولی تحت رکوردهای NF-Pulselike در تمامی سازه‌ها تسلیم در کابل‌ها مشاهده نمی‌شود. همچنین تحت رکوردهای NF-non Pulselike در یک سازه، تسلیم در کابل‌ها مشاهده شده است. اثر پی دلتا در افزایش نسبت تنش کابل‌ها تاثیر زیادی ندارد و مقدراً اثرباری آن ناچیز است.



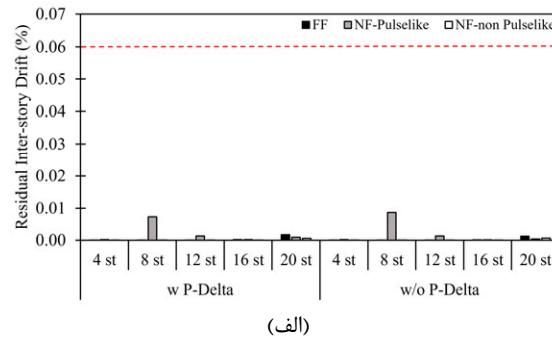
شکل ۹- میانه حداکثر نسبت تنش تاندن‌ها تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای در سطح زلزله (الف) و (ب) MCE و DBE

بیشتر از سایر رکوردها است. همچنین اثر پی دلتا در تمامی رکوردهای لرزه‌ای ناچیز است.

#### ۴- بحث در نتایج

در جدول ۱، تاثیر ستون پی دلتا بر پاسخ‌های سازه‌های مورد بررسی را نشان می‌دهد. همانطور که نشان

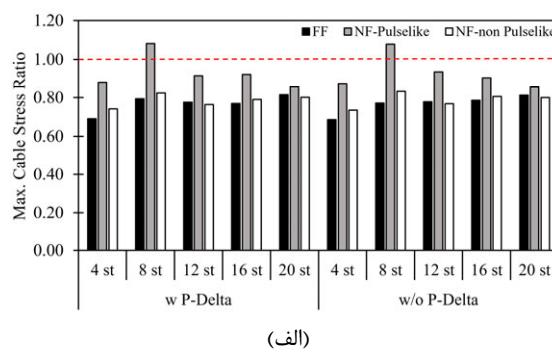
میان طبقه‌ای پسماند تاثیر زیادی ندارد. همچنین قابل مشاهده است که اثر پی دلتا گاهًا باعث کاهش میزان جابجایی نسبی میان طبقه‌ای پسماند شده است ولی به صورت کلی به مقدار ناچیز جابجایی نسبی میان طبقه‌ای



شکل ۸- میانه جابجایی پسماند تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای در سطح زلزله (الف) و (ب) MCE و DBE

#### ۵- نسبت تنش تاندن‌ها

حداکثر نسبت تنش در تاندن‌ها، در شکل ۹ در سازه‌ها مختلف و تحت رکوردهای مختلف در دو سطح زلزله MCE و DBE نشان داده شده است. در زلزله DBE مقادیر نسبت تنش معمولاً کمتر از عدد یک است (به جز یک مورد تحت زلزله NF-Pulselike). در سطح MCE مقادیر نسبت تنش کابل‌ها در بیشتر سازه‌ها بزرگتر از عدد یک است. در این سطح زلزله، تحت

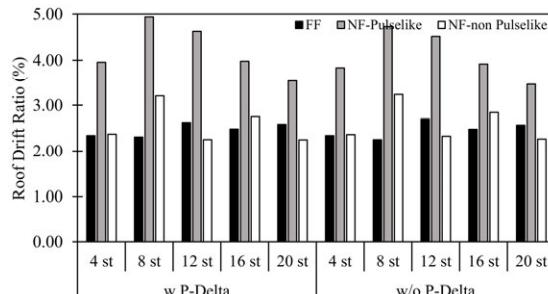


شکل ۹- میانه حداکثر نسبت تنش تاندن‌ها تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای در سطح زلزله (الف) و (ب) MCE و DBE

#### ۶- حداکثر جابجایی نسبی بام

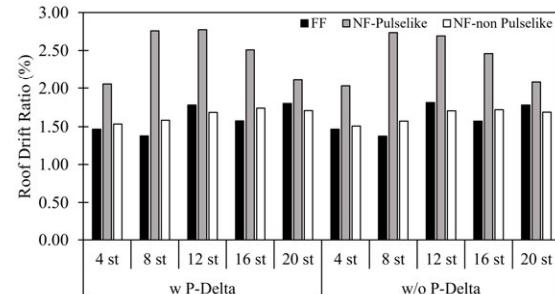
حداکثر جابجایی نسبی بام، در شکل ۱۰ در سازه‌ها مختلف و تحت رکوردهای مختلف در دو سطح زلزله MCE و DBE نشان داده شده است. در دو سطح زلزله دریفت پسماند بام تحت رکوردهای NF-Pulselike

کلی تاثیر اثر پی-دلتا تحت زلزله‌های شدیدتر بیشتر است. بیشتر اثر پی-دلتا تحت رکوردهای MCE حدود ۱۲ درصد تحت NF-Pulselike، پاسخ خمش‌ها را افزایش می‌دهد.



(ب)

داده شده است، معمولاً تحت رکوردهای NF-Pulselike مقدار اثر پی-دلتا بیشتر باعث افزایش پاسخ‌های سازه می‌شود. هم چنین اثر بی-دلتا در افزایش پاسخ‌های FF بیشتر از NF-non Pulselike است. هم چنین به صورت



(الف)

شکل ۱۰- میانه حداکثر جابجایی نسبی با م تحت رکوردهای مختلف لرزه‌ای در سطح زلزله (الف) DBE و (ب) MCE

جدول ۱- تاثیر ستون پی-دلتا بر پاسخ‌های سازه‌های مورد بررسی

حداکثر درصد افزایش تلاش ناشی از اثر پی-دلتا			سطح زلزله	پاسخ
NF-non Pulselike	NF-Pulselike	FF		
۲	۴	۳	DBE	دریفت
۱	۵	۳		
۳	۵	۲		
۴	۱۲	۲	MCE	خمش
۳	۳	۵	DBE	
۴	۴	۵	MCE	

در نوع تلاش خمشی بوده است. همچنین در بیشتر تلاش‌های مورد نظر، اثر پی-دلتا تحت رکوردهای NF-Pulselike بیشتر باعث افزایش پاسخ‌های سازه می‌شود. به طور کلی می‌توان گفت که در تحلیل‌های سازه‌های گامبردار مرکزگرا با توجه به حجم محاسباتی بالا و نیز پیچیدگی ستون پی-دلتا، می‌توان از آن صرف نظر کرد و پاسخ‌ها با دقت بالایی قابل قبول است.

سیستم‌های دوگهواره‌ای و گهواره‌ای چندگانه می‌توانند جزو سیستم‌های نوین لرزه‌ای و جایگزینی مناسب سیستم‌های سازه‌ای متدالوی آینه‌نمایی و حتی دیوارهای پایه-گهواره‌ای انتخاب گردد. اثر پی-دلتا در این سیستم‌ها نیز می‌تواند در نتایج تأثیرگذار باشد. سعی می‌شود در تحقیقات آتی به این موضوع پرداخته شود.

## ۵- نتیجه‌گیری

در این تحقیق به بررسی رفتار دیوارهای بتنی پایه-گهواره‌ای ۴، ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ طبقه پرداخته شده است. سازه‌های موردنظر تحت رکوردهای دور و نزدیک گسل دارای پالس و بدون پالس مورد تحلیل تاریخچه-زمانی قرار گرفته‌اند. تحلیل‌ها در نرمافزار OpenSees به صورت دوبعدی با در نظر گرفتن خواص غیرخطی مصالح و هندسه انجام شده است. سازه‌های موردنظر در دو سطح زلزله DBE و MCE مورد تحلیل قرار گرفته‌اند. مدل‌ها در دو صورت با و بدون در نظر گرفتن اثر پی-دلتا مورد بررسی قرار گرفته‌اند. به طور کلی اثرات پی-دلتا در افزایش پاسخ‌های سازه‌های گامبردار مرکزگرا ناچیز است. بیشترین تاثیر در پاسخ‌های سازه در سطح زلزله MCE

## مراجع

- [1] E. Mohammadi Dehcheshmeh and V. Broujerdiān, "Seismic Design Coefficients of Self-Centering Multiple Rocking Walls Subjected to Effect of Far and Near-Field Earthquakes," *Civ. Infrastruct. Res.*, vol. 7, no. Issue 1 (In progress), 2021, doi: 10.22091/cer.2021.7025.1257.
- [2] G. W. Housner, "The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes," *Bull. Seismol. Soc. Am.*, vol. 53, no. 2, pp. 403–417, 1963.
- [3] M. Aslam, W. G. Godden, and D. T. Scalise, "Earthquake rocking response of rigid bodies," *J. Struct. Div.*, vol. 106, no. 2, pp. 377–392, 1980.
- [4] M. J. N. Priestley, "Overview of PRESSS research program," *PCI J.*, vol. 36, no. 4, pp. 50–57, 1991.
- [5] Y. Kurama, D. Ph, S. Pessiki, and D. Ph, "Seismic Behavior and Design of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Walls," *PCI J.*, no. May-June, p. 18, 1999.
- [6] R. S. Henry, S. Aaleti, S. Sritharan, and J. M. Ingham, "Concept and Finite-Element Modeling of New Steel Shear Connectors for Self-Centering Wall Systems," *J. Eng. Mech.*, vol. 136, no. 2, pp. 220–229, Feb. 2010, doi: 10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000071.
- [7] A. Wada, Z. Qu, H. Ito, S. Motoyui, H. Sakata, and K. Kasai, "Seismic retrofit using rocking walls and steel dampers," in *Improving the seismic performance of existing buildings and other structures*, 2010, pp. 1010–1021.
- [8] R. S. Henry, N. J. Brooke, S. Sritharan, and J. M. Ingham, "Defining concrete compressive strain in unbonded post-tensioned walls," *ACI Struct. J.*, vol. 109, no. 1, pp. 101–112, 2012.
- [9] T. Holden, J. Restrepo, and J. B. Mander, "Seismic Performance of Precast Reinforced and Prestressed Concrete Walls," *J. Struct. Eng.*, vol. 129, no. 3, pp. 286–296, 2003, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:3(286).
- [10] J. I. Restrepo, J. Mander, and T. J. Holden, "New generation of structural systems for earthquake resistance," in *NZSEE 2001 Conference*, 2001.
- [11] F. J. Perez, S. Pessiki, and R. Sause, "Seismic Design of Unbonded Concrete Walls with Vertical Joint Connectors," *PCI J.*, vol. 49, no. 1, pp. 58–79, 2004, doi: 10.15554/pcij.01012004.58.79.
- [12] R. S. Henry, S. Sritharan, and J. M. Ingham, "Finite element analysis of the PreWEC self-centering concrete wall system," *Eng. Struct.*, vol. 115, pp. 28–41, 2016, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.02.029.
- [13] R. S. Henry, S. Sritharan, and J. M. Ingham, "Residual drift analyses of realistic self-centering concrete wall systems," *Earthq. Struct.*, vol. 10, no. 2, pp. 409–428, 2016, doi: 10.12989/eas.2016.10.2.409.
- [14] A. Gu, Y. Zhou, Y. Xiao, Q. Li, and G. Qu, "Experimental study and parameter analysis on the seismic performance of self-centering hybrid reinforced concrete shear walls," *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 116, pp. 409–420, 2019.
- [15] X. Hu, Q. Lu, and Y. Yang, "Rocking Response Analysis of Self-Centering Walls under Ground Excitations," *Math. Probl. Eng.*, 2018.
- [16] H. A. D. S. Buddika and A. C. Wijeyewickrema, "Seismic Performance Evaluation of Posttensioned Hybrid Precast Wall-Frame Buildings and Comparison with Shear Wall-Frame Buildings," *J. Struct. Eng.*, vol. 142, no. 6, 2016, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001466.
- [17] X. Lu, B. Yang, and B. Zhao, "Shake-table testing of a self-centering precast reinforced concrete frame with shear walls," *Earthq. Eng. Eng. Vib.*, vol. 17, no. 2, pp. 221–233, 2018, doi: 10.1007/s11803-018-0436-y.
- [18] T. Sun, Y. C. Kurama, P. Zhang, and J. Ou, "Linear-elastic lateral load analysis and seismic design of pin-supported wall-frame structures with yielding dampers," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 47, no. 4, pp. 988–1013, 2018, doi: 10.1002/eqe.3002.
- [19] G. Guo, L. Qin, D. Yang, and Y. Liu, "Dimensional response analysis of rocking wall-frame building structures with control devices subjected to near-fault pulse-like ground motions," *Eng. Struct.*, vol. 220, p. 110842, 2020.
- [20] Q. Liu, C. W. French, and S. Sritharan, "Performance of a Precast Wall with End Columns Rocking-Wall System with Precast Surrounding Structure," *Struct. J.*, vol. 117, no. 3, p. 103, 2020.
- [21] J. J. Ajrab, G. Pekcan, and J. B. Mander, "Rocking wall-frame structures with supplemental tendon systems," *J. Struct. Eng.*, vol. 130, no. 6, pp. 895–903, 2004.
- [22] V. Broujerdiān and E. Mohammadi Dehcheshmeh, "Development of fragility curves for self-centering base-rocking walls subjected to far and near field ground motions," *Sharif J. Civ. Eng.*, 2021, doi: 10.24200/j30.2021.57279.2897.
- [23] E. Mohammadi Dehcheshmeh and V. Broujerdiān, "Probabilistic Evaluation of Self-Centering Birocking Walls Subjected to Far-Field and Near-Field Ground Motions," *J. Struct. Eng.*, vol. 148, no. 9, p. 4022134, 2022.
- [24] V. Broujerdiān and E. Mohammadi Dehcheshmeh, "Investigation of the Behavior of Self-Centering Base-and Double-Rocking Walls Subjected to Far-Field and Near-Field Earthquakes," *Ferdowsi Civ. Eng.*, 2021, doi:

10.22067/jfcei.2021.68094.1008.

- [25] E. Mohammadi Dehcheshmeh and V. Broujerdiān, “Determination of optimal behavior of self-centering multiple-rocking walls subjected to far-field and near-field ground motions,” *J. Build. Eng.*, p. 103509, 2022, doi: <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.103509>.
- [26] V. Broujerdiān and E. Mohammadi Dehcheshmeh, “Locating the rocking section in self-centering bi-rocking walls to achieve the best seismic performance,” *Bull. Earthq. Eng.*, 2022, doi: 10.1007/s10518-022-01325-y.
- [27] E. Mohammadi Dehcheshmeh and V. Broujerdiān, “The effects of rotational components of near-fault earthquakes on self-centering base-rocking walls,” *Bull. Earthq. Sci. Eng.*, 2021.
- [28] Mazzoni S, McKenna F, Scott MH, Fenves GL, “Open System for earthquake engineering simulation (OpenSEES) user command-language manua,” *Pacific Earthq. Eng. Res. Center, Berkeley, CA, USA*, 2009.
- [29] L. Wiebe and C. Christopoulos, “Mitigation of higher mode effects in base-rocking systems by using multiple rocking sections,” *J. Earthq. Eng.*, vol. 13, no. 1 SUPPL. 1, pp. 83–108, 2009, doi: 10.1080/13632460902813315.
- [30] M. Khanmohammadi and S. Heydari, “Seismic behavior improvement of reinforced concrete shear wall buildings using multiple rocking systems,” *Eng. Struct.*, vol. 100, pp. 577–589, 2015, doi: 10.1016/j.engstruct.2015.06.043.
- [31] T. Li, J. W. Berman, and R. Wiebe, “Parametric study of seismic performance of structures with multiple rocking joints,” *Eng. Struct.*, vol. 146, pp. 75–92, 2017.
- [32] D. Pennucci, G. M. Calvi, and T. J. Sullivan, “Displacement-based design of precast walls with additional dampers,” *J. Earthq. Eng.*, vol. 13, no. S1, pp. 40–65, 2009.
- [33] J. I. Restrepo and A. Rahman, “Seismic Performance of Self-Centering Structural Walls Incorporating Energy Dissipators,” *J. Struct. Eng.*, vol. 133, no. 11, pp. 1560–1570, 2007, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:11(1560).
- [34] K. Orakcal and J. W. Wallace, “Flexural modeling of reinforced concrete walls-experimental verification,” *ACI Mater. J.*, vol. 103, no. 2, p. 196, 2006.
- [35] FEMA, *FEMA P695 :Quantification of building seismic performance factors*. US Department of Homeland Security, FEMA, 2009.
- [36] M. Archila, “Directionality effects of pulse-like near field ground motions on seismic response of tall buildings.” University of British Columbia, 2014.
- [37] ASCE/SEI 7, “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-10).,” 2010.
- [38] F. C. Blebo and D. A. Roke, “Seismic-resistant self-centering rocking core system with buckling restrained columns,” *Eng. Struct.*, vol. 173, pp. 372–382, 2018.

## حداقل ضخامت وجه ستون در اتصال گیردار تقویت‌نشده جوشی تیر به ستون جعبه‌ای فاقد ورق پیوستگی

فرزانه حامدی\*

استادیار، گروه مهندسی عمران،  
دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه  
بین‌المللی امام خمینی (ره).

پست الکترونیک:

hamedi@eng.ikiu.ac.ir

سید بنیامین ادیب‌زاده

گروه مهندسی عمران، دانشکده  
فنی مهندسی، دانشگاه بین‌  
المللی امام خمینی (ره).

پست الکترونیک:

adibzadeh@edu.ikiu.ac.ir

اتصال گیردار تقویت‌نشده جوشی (WUF-W) یکی از متداول‌ترین انواع اتصالات گیردار فولادی در قاب‌های خمشی است. با این وجود، به دلیل چالش‌های نصب ورق پیوستگی در ستون جعبه‌ای، توسعه روابط طراحی ستون‌های جعبه‌ای بدون ورق پیوستگی و ارائه راههای خلاقانه برای جایگزینی ورق پیوستگی در ستون جعبه‌ای همواره مورد توجه محققین، طراحان و سازندگان بوده است. با عنایت به رویکرد جدید آیینه‌هایی نظریه ۳۴۱-۱۶ AISC و مبحث دهم مقررات ملی ایران و ابهامات ایجاد شده درباره حداقل ضخامت وجه ستون جعبه‌ای فاقد ورق پیوستگی، در این پژوهش ۴۲ مدل اتصال گیردار WUF-W تحت بارگذاری چرخه‌ای و بارگذاری یکنواخت مورد مطالعه عددی قرار گرفتند. نتایج این پژوهش نشان داد که رویکرد ویرایش پنجم مبحث دهم از مقررات ملی ایران مبنی بر الزام نصب ورق پیوستگی مستقل از ضخامت وجه ستون جعبه‌ای سخت‌گیرانه بوده و با اعمال ضریب اصلاحی برابر با ۱/۷ به رابطه‌ی قبلی در ویرایش چهارم مبحث دهم و یا آیینه‌های ۳۴۱-۱۰ AISC می‌توان به حاشیه اطمینان مناسب جهت طراحی اتصال بدون ورق پیوستگی در ستون جعبه‌ای دست یافت.

**واژگان کلیدی:** اتصال WUF-W، ستون جعبه‌ای، گیرداری، بارگذاری چرخه‌ای، ورق پیوستگی.

### ۱- مقدمه

استفاده از اتصال گیردار WUF-W بیشتر مورد توجه قرار بگیرد [۲]. مطالعه شریفی و اسدی در ۱۳۹۷ نیز نشان‌دهنده عملکرد مناسب ستون جعبه‌ای نسبت به ستون بال پهن خصوصاً برای تیرهای مورب است [۳]. یکی از اجزای مهم ستون جعبه‌ای ورق پیوستگی است.

#### ۱-۱- ورق پیوستگی

از ورق پیوستگی که در محاذات بال‌های تیر در داخل مقطع ستون نصب می‌گردد، به منظور افزایش سختی خمشی وجه ستون در مقابل کشش یا فشار استفاده می‌گردد [۱]. ساخت ستون جعبه‌ای به عنوان متداول‌ترین مقطع ستون فولادی در ایران و در آسیا، با چالش‌های مهمی همراه است که یکی از مهمترین آنها نصب ورق پیوستگی در داخل ستون جعبه‌ای است [۱، ۴]

یکی از متداول‌ترین انواع اتصال گیردار در سازه‌های فولادی اتصال گیردار تقویت‌نشده جوشی (WUF-W) است و اصغری در ۱۳۹۷ بیان نموده است که اجرای درختی این اتصال در سطح بسیار وسیعی مورد استفاده قرار می‌گیرد [۱]. خصوصاً با توجه به محدودیت‌های وضع شده در مبحث دهم از مقررات ملی ساختمان ایران در مورد استفاده از اتصال گیردار جوشی به کمک ورق‌های روسربی و زیررسربی (WFP)، به نظر می‌رسد که در آینده

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۰۳/۲۲، بازنگری ۱۸/۰۵/۱۴۰۱، پذیرش ۲۰/۰۵/۱۴۰۱ DOI: 10.22091/cer.2022.8291.1405

16 رابطه (۲) حذف شده و کنترل رابطه موجود در AISC 360-16 که تا حدودی شبیه به رابطه (۱) است و محدودیت‌های دیگر مدنظر قرار گرفته است [۹-۷]. با وجود تفاوت در عملکرد چشمۀ اتصال، در ویرایش چهارم مبحث دهم عیناً روابط (۲) و (۳) برای ستون‌های جعبه‌ای ساخته شده از ورق نیز آورده شده است. [۲]

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{\left[1 - \frac{b_{bf}}{b_{cf}^2} \left(b_{cf} - \frac{b_{bf}}{4}\right)\right] 1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}} \quad (2)$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{12} \quad (3)$$

در روابط (۲) و (۳)،  $t_{fc}$  حداقل ضخامت وجه ستون برای صرف نظر از نصب ورق پیوستگی،  $F_{yb}$  و  $F_{yc}$  حداقل تنفس تسلیم فولاد برای تیر و ستون و  $R_{yb}$  و  $R_{yc}$  نسبت تنفس تسلیم مورد انتظار به حداقل تنفس تسلیم تعیین شده فولاد تیر و ستون است. در پیش‌نویس آیین‌نامه AISC 341-22 نیز رابطه (۳) حفظ شده است [۱۰]. همچنین برای مقاطع جعبه‌ای انجام تحقیقات بیشتر جهت تعیین حداقل ضخامت وجه ستون پیشنهاد شده است [۸]. با این حال، در ویرایش پنجم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران که اخیراً ابلاغ شده است، ضمن حذف هر دو رابطه (۲) و (۳)، نصب ورق پیوستگی برای تمامی اتصالات گیردار تیر I-شكل به ستون جعبه‌ای ساخته شده از ورق بدون توجه به ظرفیت وجه ستون الزامی شده است که با توجه به ضوابط مندرج در AISC-341-16، به نظر سخت‌گیرانه می‌آید [۸ و ۱۱]. سند SAC در ۲۰۰۰ رابطه (۳) برای مقاطع H را ارائه می‌نماید. در مطالعه مذکور با آزمایش دو اتصال WUF-W بدون ورق پیوستگی، حداقل ضخامت وجه ستون برای صرف نظر از نصب ورق پیوستگی برابر با ۱۹ درصد عرض بال تیر تعیین شده است و رابطه (۳) نیز با توسعه نتیجه مذکور برای ستون جعبه‌ای بدست آمده است [۱۲].

## ۱-۲- ادبیات پژوهش

و [۵]. ستون جعبه‌ای دارای سخت‌کننده داخلی به دو روش ساخته می‌شوند. در روش اول که قدیمی‌تر است، وجه چهارم به صورت پلاک درآمده و یک جوشکار ریزجثه، ضلع چهارم ورق پیوستگی را به وجه چهارمی که پلاک‌شده جوش می‌دهد. این روش به دلیل دستگیری و تحمیل برش‌ها و جوش‌های نفوذی اضافه بر پروژه مطلوب نیست. در روش دوم که جدیدتر است، اتصال ضلع چهارم ورق پیوستگی به وجه چهارم با جوش سرباره الکتریکی صورت می‌گیرد که هزینه بالایی داشته، زمانبر است، تقریباً غیرقابل بازرسی است و تنש‌های پسماند ایجاد می‌کند. روشن است که نصب ورق پیوستگی در ستون با مقطع H یا صلبی، به دلیل در دسترس بودن محل اتصال، چندان مشکل نیست. بلاجت<sup>۲</sup> در سال ۱۹۷۲ با استفاده از تئوری مفصل‌های گسیختگی و یک تحلیل کار مجازی، رابطه (۱) را جهت برآورد تقریبی ظرفیت اسمی وجه ستون فولادی جعبه‌ای بدون ورق پیوستگی برای تحمل نیروی کششی یا فشاری ناشی از لنگر واردۀ از تیر به ستون ارائه نموده است [۶].

$$R_n = \frac{1}{6} \times F_y t_{fc} (b_{fc} + \frac{72 t_{fc}^2}{b_{fc} - b}) \quad (1)$$

در این رابطه که با ضریب اطمینان ۲ و فرض‌های ساده‌کننده دیگر بدست آمده،  $F_y$  معرف تنفس تسلیم،  $t_{fc}$  ضخامت وجه ستون،  $b_{fc}$  عرض وجه ستون و  $b$  عرض بال تیر می‌باشد.  $R_n$  ظرفیت اسمی وجه ستون برای تحمل نیروی کششی یا فشاری است که می‌تواند زوج نیروی کششی و فشاری (کوپل نیرو) متناظر با لنگر پلاستیک تیر فرض شود.

روابط (۲) و (۳) نیز در آیین‌نامه AISC 341-10 (روابط E3-10 و E3-11) جهت در نظر گرفتن حداقل ضخامت وجه ستون برای ستون‌های جعبه‌ای ساخته شده از مقطع H ذکر شده بود. اما در آیین‌نامه AISC 341-

<sup>2</sup> Blodgett

هندسی و ابعاد مقطع ستون وابسته است را برای اعمال در رابطه (۲) پیشنهاد نموده‌اند [۱۶]. با توجه به شباهت رفتار دیافراگم داخلی ستون جعبه‌ای به دیوار برشی فولادی در قاب خمشی فولادی، قله‌کی و همکاران به بررسی استفاده از سخت‌کنده در دیوار برشی فولادی و اثر اندازه چشمۀ سخت‌کنده‌ها بر کمانش صفحه پرداخته و نشان دادند با کوچک شدن چشمۀ سخت‌کنده‌ها شکل‌پذیری و ضربی رفتار سیستم افزایش می‌یابد [۱۷]. از این دیدگاه می‌توان در نصب سخت‌کنده‌های داخلی بر روی ورق پیوستگی بهره برد. در رویکردی مشابه، پاچیده و همکاران در یک تحلیل بارافزون شاخص‌های خرابی دیوار برشی فولادی داخل قاب خمشی را مورد مطالعه قرار داده‌اند [۱۸]. به نظر می‌رسد که می‌توان از نتایج تحقیق مذکور برای پیش‌بینی مود خرابی ورق پیوستگی نیز استفاده نمود. رینولکز و یوانگ<sup>۳</sup> در مطالعه آزمایشگاهی رفتار دو اتصال گیردار نوع RBS به ستون قافد ورق پیوستگی با مقطع H با ضخامت وجه حدود ۷۰ درصد بیشتر از حداقل ضخامت بدست آمده از رابطه (۲) را در محدوده الزامات آیین‌نامه AISC ۳۵۸ گزارش نمودند که در واقع تأییدی بر امکان طراحی اتصال گیردار WUF-W بدون نصب ورق پیوستگی است. همچنین نتیجه گرفتند که در فقدان ورق پیوستگی احتمالاً رفتار اتصال RBS بهتر از اتصال WUF-W می‌باشد [۱۹]. اگرچه امروزه استفاده از روش جوش سرباره الکتریکی برای نصب ورق پیوستگی در ستون جعبه‌ای متداول شده است، اوزکولا<sup>۴</sup> و همکاران در یک پژوهش تجربی با مقیاس کامل نشان دادند که در صورت عدم رعایت شرایط هندسی سوراخ دسترسی و سایر ضوابط پیشنهادی نویسنده‌گان، استفاده از جوشکاری سرباره الکتریکی ممکن است منجر به افزایش آسیب‌پذیری شکست ترد در ناحیه اتصال بال تیر به وجہ ستون گردد [۲۰]. رضائیان و

به نظر می‌رسد که بعضاً حذف یا جایگزینی ورق پیوستگی از ستون جعبه‌ای موجب بهبود عملکرد اتصال نیز می‌گردد. به عنوان نمونه، صنیعی‌نیا و همکاران در مطالعه‌ای عددی بر روی اتصالات WUF-W تحت بارگذاری چرخه‌ای نمونه‌هایی شامل دو تیر متصل به یک ستون پیشنهاد نمودند که به دلیل توسعه ترک‌ها در محل اتصال ورق پیوستگی به وجہ ستون، بهتر است به جای ورق پیوستگی از سخت‌کنده خارجی استفاده گردد [۱۳]. جهانبختی و همکاران در یک پژوهش آزمایشگاهی با استفاده از تحلیل دو مکانیسم لولای گسیختگی مشابه با تحلیلی که بلاجت ارائه نموده بود، نشان دادند که با حذف ورق پیوستگی از اتصال گیردار تیر به ستون جعبه‌ای از نوع WUF-W و افزایش حدود ۱/۵ برابری ضخامت وجه ستون نسبت به روابط (۲) و (۳) در محل اتصال، اگرچه رفتار اتصال تا دوران نظیر تغییرمکان جانبی ۰/۰۴ رادیان مطابق با الزامات آیین‌نامه AISC بوده است، اما در دوران ۰/۰۳ رادیان در یکی از نمونه‌ها یک ترک مشاهده شده است [۱۴]. یکی از مهمترین عوامل خرابی اتصالات WUF-W، شکست جوش نفوذی بال به وجہ ستون است [۱]. بعضی محققین نیز سعی نمودند با ایجاد تغییرات هندسی در چشمۀ اتصال باعث بازتوزیع مناسب‌تر کرنش‌های پلاستیک در محل اتصال بال تیر به وجہ ستون شوند. عدل‌پرور و همکاران طی یک پژوهش عددی نشان دادند که با توجه به اثر منفی مقاومت برشی چشمۀ اتصال در شکست جوش بال تیر به وجہ ستون در اتصالات WUF-W، می‌توان با ایجاد دو شیار در جان تیر و جداسازی بال‌ها و جان در ناحیه بحرانی تیر عملکرد لرزه‌ای اتصال را برای استفاده در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه ارتقا داد [۱۵]. امانی و همکاران طی یک مطالعه عددی بر روی اتصالات WUF-W تیر به ستون با مقطع H و ستون جعبه‌ای ساخته شده از دو مقطع I‌شکل و با مدل نمودن وجوده ستون به صورت تیر یک سر گیردار، یک ضربی اصلاحی که به شرایط

<sup>3</sup> Reynolds and Uang  
<sup>4</sup> Ozkula

نمود [۲۴]. تئیزره و تاشکین<sup>۶</sup> با یک مطالعه عددی نشان دادند که اتصال تیر IPE به یک ستون جعبه‌ای فاقد ورق پیوستگی و دارای ضخامت وجه در حدود ضخامت بدست آمده از رابطه (۳) و حدود ۳۰ درصد کمتر از ضخامت بدست آمده از رابطه (۲)، تحت بارگذاری چرخه‌ای الزامات استاندارد Eurocode 3 را برآورده نکرده و در زمرة اتصالات نیمه‌صلب طبقه‌بندی می‌شود. سپس با اضافه نمودن سخت‌کننده‌هایی نسبت به اصلاح اتصال اقدام نمودند. [۲۵]. همچنین به عنوان مقدمه‌ای بر این پژوهش، حامدی و ادیب‌زاده با مطالعه منحنی‌های هیسترزیس ۱۸ مدل عددی نشان دادند که اگرچه کمیت عمق تیر اثر مستقیمی بر حداقل ضخامت وجه ستون جعبه‌ای بدون ورق پیوستگی ندارد، اما با توجه به تغییرات کرنش پلاستیک معادل در محل اتصال بال تیر به وجه ستون و همچنین گیرداری نمونه‌ها نشان دادند که با کاهش عمق تیر، کرنش پلاستیک معادل در محل اتصال بال تیر به ستون یکنواخت‌تر شده و گیرداری نمونه‌ها افزایش می‌یابد و نتیجه گرفتند که عمق تیر ارتباطی معکوس با حداقل ضخامت وجه ستون دارد. بنابراین، عمق تیر نیز به عنوان کمیت مؤثر بر حداقل ضخامت وجه ستون قابل توجه است [۲۶]. شایان ذکر است در استاندارد Eurocode 3 براساس سختی دورانی اتصال تیر به ستون با مقطع H، سه مدل اتصال تیر به ستون شامل گیردار، نیمه گیردار و مفصلی تعریف شده است [۲۷]. با توجه به حساسیت جوش سرباره الکتریکی، اومدا<sup>۷</sup> و همکاران طی یک پژوهش تجربی بر روی سه اتصال WUF-W تیر به ستون جعبه‌ای دارای ورق پیوستگی با ضخامتی بیش از ضخامت بال تیر و ضخامت وجه ستون در حدود رابطه (۲)، نشان دادند که ممکن است به دلیل اشکالات جوش سرباره الکتریکی و ناکافی بودن عمق نفوذ جوش در وجه ستون، ضوابط رفتار پلاستیک جهت

همکاران طی مطالعه عددی سه مدل اتصال گیردار از نوع تقویت نشده جوشی نشان دادند که با افزایش حدود ۵۰ درصدی ضخامت وجه ستون نسبت به ضخامت حداقل که در رابطه ۲ معرفی شده است، رفتار اتصال گیردار تیر به ستون فاقد ورق پیوستگی تا دوران ۰/۰۶ درصد در محدوده ضوابط آیین‌نامه AISC قرار گرفته و در نتیجه برای استفاده در قاب‌های متوسط و ویژه مناسب است [۵].

اگرچه در آیین‌نامه AISC 358-16 که مربوطه به اتصالات از پیش تایید شده می‌باشد، برای اتصال WUF-W الزامی جهت نصب ورق پیوستگی مطرح نشده است اما، محدودیت‌هایی در خصوص عمق تیر و ضخامت بال تیر ذکر شده است. همچنین حداقل نسبت دهانه به عمق تیر ( $L/d$ ) در قاب‌های متوسط و ویژه به ترتیب ۵ و ۷ ذکر شده است. [۲۱]. با این حال، مطالعات بیشتر در خصوص حداکثر عمق تیر و نسبت  $d/L$  در جریان است. به عنوان نمونه، حامدی و همکاران در یک پژوهش عددی نشان دادند که برای اتصال گیردار پیچی به کمک زیرسرسی و روسرسی، افزایش کمینه  $d/L$  تا حدود ۳۰٪ امکان‌پذیر است [۲۲]. نونز<sup>۸</sup> و همکاران در یک پژوهش عددی بر روی اتصال WUF-W دو محوره تیر به ستون جعبه‌ای تو خالی دارای ضخامت وجه در حدود روابط ۲ و ۳، نشان دادند که استفاده از سخت‌کننده خارجی در امتداد بال‌های تیر موجب ارتقای رفتار اتصال شده و امکان استفاده از این نوع اتصال صلب در نواحی لرزه‌ای وجود دارد [۲۳]. محبوب بهروز و عرفانی با پیشنهاد یک قطعه‌ی اضافی در محل اتصال بال تیر به وجه ستون جهت توزیع بهتر کرنش‌ها برای اتصال تیر به ستون جعبه‌ای بدون ورق پیوستگی نشان دادند با افزایش حداقل دو برابری ضخامت وجه ستون نسبت به رابطه (۲) می‌توان از این اتصال در قاب‌های خمشی ویژه نیز استفاده

<sup>6</sup> Twizere and Taskin

<sup>7</sup> Umeda

<sup>5</sup> Nunez

استفاده از فولاد نوع JSA-JIS G 3199 است که رده‌ای ضد تورق می‌باشد. همچنین استفاده از اتصال صلب تیر به ستون جعبه‌ای فاقد ورق پیوستگی مجاز تلقی شده است و برای محاسبه ظرفیت خمشی در اتصال مذکور در قسمت ۴-۲-۵ روابط (۴) و (۵) ذکر شده است. رابطه (۴) مشابه رابطه (۱) با استفاده از تئوری مفصل گسیختگی بدست آمده است. مقایسه ظرفیت چند مدل مطالعه شده در این پژوهش با روابط (۱) و (۴) نشان داد که ظرفیت بدست آمده از رابطه (۴) حدود ۱۰ تا ۱۵ درصد بیشتر از ظرفیت بدست آمده از رابطه (۱) است [۳۱].

$$\begin{aligned} {}_j M_p &= M_0 \cdot b_c \cdot h_b \left( \frac{4x + h_b + r}{x^2} t + \frac{2}{h_b - r} t \right) + \\ &2h_b \left( x - \frac{m \cdot b_c}{2x} \right)^2 \frac{b t_f \cdot b \sigma_y}{b_c} \end{aligned} \quad (4)$$

$$\begin{aligned} 4_b t_f \cdot b \sigma_y x^4 - 4M_0 b_c^2 \cdot x - \\ b_c^2 \left\{ 2M_0 (h_b + r) + m^2 \cdot b t_f \cdot b \sigma_y \right\} = 0 \end{aligned} \quad (5)$$

در روابط فوق،  $M_p$  ظرفیت اسمی لنگر پلاستیک اتصال،  $h_b$  برابر با  $0.25 t_f^2 \cdot c \sigma_y$  عرض وجه ستون،  $b_c$  مساوی با ارتفاع جان تیر،  $t$  معرف ضخامت بال تیر به اضافه ساق جوش،  $h_b$  مساوی با عرض بال تیر،  $m$  برابر با نصف اختلاف بین عرض وجه ستون و عرض بال تیر،  $t_f$  معرف ضخامت بال تیر،  $c$  نشان‌دهنده ضخامت وجه ستون،  $\sigma_y$  معرف تنش تسلیم مصالح فولادی ستون و ستون،  $\sigma_c$  نیز برابر با تنش تسلیم مصالح فولادی تیر است. همچنین کمیت  $x$  از حل معادله درجه چهار رابطه (۵) بدست می‌آید.

## ۲- طرح مسئله، مواد و روش پژوهش

ذیلا در سه بخش، ابتدا مسئله پژوهش بحث شده و پس از معرفی نمونه‌ها نتایج صحت‌سنگی ارائه شده است.

### ۲-۱- طرح مسئله

به منظور کاهش هزینه ساخت و بارزسی مطمئن‌تر جوشکاری‌ها، حذف ورق پیوستگی در اتصالات گیردار تیر

استفاده از اتصال در قاب خمشی ویژه ارضا نشود. به بیان دیگر، مطالعه مذکور نشان داد که نصب ورق پیوستگی لزوماً به معنی جلوگیری از افزایش ضخامت وجه ستون نبوده و یکی از عوامل موثر در رفتار مطلوب اتصال، عمق نفوذ جوش ورق پیوستگی در وجه ستون است که می‌بین افزایش ضخامت وجه ستون می‌باشد [۲۸]. طاهری‌پور و همکاران در پژوهشی عددی با هدف افزایش شکل‌پذیری و کاهش تنفس بحرانی در چشمۀ اتصال، دو نمونه اتصال ابداعی شامل نوعی قطعه H شکل در انتهای تیر معرفی نمودند. نتایج مطالعه مذکور نشان داد که استفاده از این دو اتصال ابداعی باعث افزایش شکل‌پذیری و کاهش کرنش پلاستیک معادل می‌گردد [۲۹]. ژانگ<sup>۸</sup> و همکاران نیز با توجه به سخت بودن نصب ورق پیوستگی در ستون جعبه‌ای استفاده از نوعی هسته فولادی در ترکیب با سخت‌کننده بیرونی را در اتصال گیردار پیشنهاد نموده و نشان دادند که با این روش، گیرداری و ظرفیت اتصال به ترتیب حدود ۱۷ و ۱۰ درصد افزایش یافته و هزینه ساخت کاهش می‌یابد [۳۰]. به دلیل شباهت روش‌های اجرایی در ایران و ژاپن، توجه به توصیه‌نامه طراحی اتصالات در سازه‌های فولادی ژاپن (AIJ) مفید به نظر می‌رسد. مطابق با ویرایش ۲۰۲۱ از این توصیه‌نامه، اتصالات گیردار در سازه‌های فولادی دارای ستون جعبه‌ای در ۴ مدل قابل استفاده هستند. شایان ذکر است که از ورق پیوستگی در بعضی متون با نام دیافراگم یا سخت‌کننده ستون نیز نام برده می‌شود. اول اتصالات دارای ورق پیوستگی سراسری (که مقطع ستون را قطع می‌نماید)، دوم اتصالات دارای ورق پیوستگی داخلی، سوم اتصالات دارای ورق پیوستگی خارجی و چهارم، اتصالات فاقد ورق پیوستگی که برای هر کدام ضوابط خاصی در نظر گرفته شده است. مطابق با قسمت ۴-۲-۲ این استاندارد، انتخاب اتصال دارای ورق پیوستگی سراسری منوط به

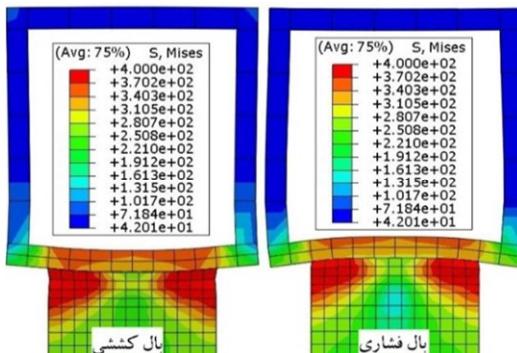
<sup>8</sup> Zhang

نمونه‌ها، به جای مدل سازی قاب کامل از نمونه ساده شده  
شکل ۱- ب استفاده شده است.

$$\theta = \frac{\Delta}{H} = \frac{\delta}{L/2} \quad (6)$$

در رابطه (۶)،  $\theta$  دوران نظیر تغییر مکان جانبی اتصال،  $\Delta$  تغییر مکان نسبی طبقه،  $H$  ارتفاع طبقه،  $L$  دهانه و  $\delta$  خیز نوک تیر طره است.

مطابق با الزامات فصل K2. از آیین‌نامه AISC 341-16 که به منظور تأیید عملکرد یک اتصال گیردار مورد استناد است، استفاده از اتصال کناری و تعمیم نتایج به اتصالات دوطرفه مجاز است [۸]. شکل ۲ معرف تنش‌ها و تغییر‌شکل وجه ستون بدون ورق پیوستگی در محل بال کششی و فشاری اتصال گیردار بوده و شکل ۳ نیز نشان‌دهنده روند نمایی از مراحل پژوهش است.

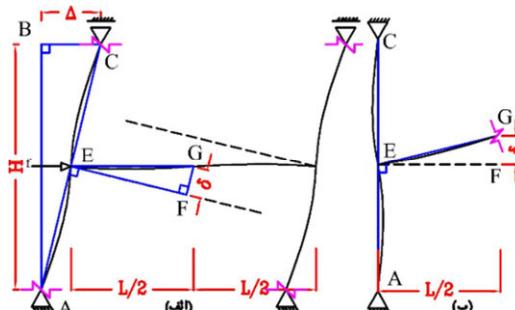


شکل ۲- تنش و تغییر‌شکل وجه ستون در محل اتصال گیردار

## ۲-۲- معرفی نمونه‌ها و تنظیمات مدل‌سازی

مشخصات هندسی ۴۲ نمونه مدل شده در جدول ۱ قابل مشاهده است.  $d$  عرض تیر،  $b_f$  عرض بال تیر و  $t_0$  ضخامت وجه ستون است. با توجه به تعدد پژوهش‌ها درباره نمونه‌های دارای ورق پیوستگی، ۴۱ مدل بدون ورق پیوستگی و یک مدل دارای ورق پیوستگی است. شایان ذکر است که نمونه‌های مشابه دارای ورق پیوستگی، در مطالعات قبلی نویسنده‌گان نیز مورد بررسی قرار گرفته است [۲۶] و از تکرار آن اجتناب شده است. مطابق با روابط (۲) و (۳) حداصل ضخامت وجه ستون برای نمونه‌های فاقد ورق پیوستگی حدود ۲۰ میلی‌متر

به ستون جعبه‌ای همواره مورد نظر طراحان و محققین بوده است. گرچه در ویرایش پنجم مبحث دهم، احتمالاً با نگاهی به توصیه‌نامه AIJ استفاده از ورق پیوستگی سراسری مطرح شده است، اما به نظر می‌رسد که نصب دیافراگم سراسری نیز به دلایلی نظیر لزوم به کارگیری رده ضدتورق برای دیافراگم سراسری و بیرون‌زنگی ورق آن از لبه ستون‌ها، بدون چالش نباشد [۳۱]. از طرفی حذف ورق پیوستگی موجب کاهش سختی خمشی وجه ستون جعبه‌ای در قسمت میانی وجه و در نتیجه توزیع نامتناسب تنش‌های کششی یا فشاری و ایجاد تمرکز تنش در گوشه بال تیر می‌شود [۳۲]. لذا تمرکز اصلی محققین بر تأمین سختی وجه ستون در امتداد بال‌های تیر است و یکی از راه‌ها، افزایش ضخامت وجه ستون است. همچنین توسعه روابط طراحی مربوط به اتصالات گیردار بدون ورق پیوستگی در ستون جعبه‌ای نیز مورد تأکید استنادارد AISC 341-16 قرار گرفته است [۸]. بنابراین جهت برآورد حداصل ضخامت وجه ستون جعبه‌ای بدون ورق پیوستگی، در این مطالعه ۴۲ مدل اتصال گیردار مورد بررسی قرار گرفتند. نمونه‌ها شامل دو نیم ستون و یک تیر طره بوده که مطابق شکل ۱، متناظر با یک قاب کامل است. از مدل نمودن جوش نیز صرف نظر شده است. شکل ۱ یک قاب را نشان می‌دهد که از نقاط عطف ستون طبقات به شکل مفصلی جدا شده است.



شکل ۱- ساده‌سازی مدل، (الف) قاب کامل و (ب) قاب ساده‌شده معادل با اتصال یک طرفه

با توجه به آنکه دو مثلث ABC و EFG متشابه هستند، رابطه (۶) دوران نظیر تغییر مکان جانبی قاب را نشان می‌دهد و بنابراین، جهت افزایش سرعت پردازش

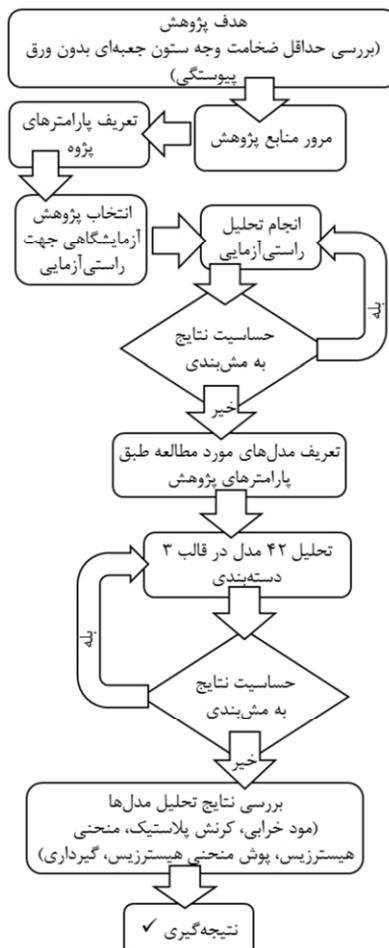
جابجایی، به نوک تیر اتصال یک طرفه تیر به ستون اعمال می‌شود. برای معرفی مشخصات مصالح فولادی از منحنی تنش-کرنش دو خطی استفاده شده و برای مشبندی و تحلیل مدل‌ها از المان سه‌بعدی ۸ گرهی C3D8R و نرم‌افزار آباکوس استفاده شده است. اگرچه مطابق با دستورالعمل مذکور، بارگذاری نمونه تا دوران  $0/04$  رادیان کافی است، اما جهت بررسی دقیق‌تر، بارگذاری تا دوران  $0/06$  رادیان ادامه پیدا نمود.

### ۳-۲- راستی آزمایشی

به منظور راستی آزمایشی از پژوهش آزمایشگاهی صنیعی‌نیا و همکاران استفاده شد [۳۳]. در شکل ۶ نمونه تغییرشکل یافته نمونه آزمایشگاهی و مدل عددی در دوران  $0/06$  رادیان قابل مشاهده است. در شکل ۷ منحنی‌های هیسترزیس دو نمونه آزمایشگاهی مشابه و مدل عددی مقایسه شده‌اند. در شکل ۸ نیز انرژی تلف شده تجمعی دو نمونه آزمایشگاهی مشابه و نمونه عددی مقایسه شده است.

با دقت در شکل ۶ ملاحظه می‌گردد که تغییرشکل و مود خرابی نمونه عددی و آزمایشگاهی مشابه بوده و با عنایت به شکل ۷ مشخص می‌گردد که منحنی‌های هیسترزیس نمونه‌های آزمایشگاهی DCS-1 و DCS-2 که مشابه هستند، و منحنی هیسترزیس نمونه عددی تقریباً بر یکدیگر منطبق هستند. شکل ۸ نیز نشان‌دهنده انتطبقانسی منحنی انرژی تلف شده تجمعی در دو نمونه آزمایشگاهی و نمونه عددی است. تفاوت بیشینه ظرفیتی که نمونه‌های آزمایشگاهی و نمونه عددی در دوران‌های  $0/01$ ،  $0/02$ ،  $0/04$  و  $0/06$  رادیان منحنی هیسترزیس ثبت نموده‌اند کمتر از  $10\%$  و منحنی انرژی تلف شده تجمعی آنها تقریباً بر یکدیگر منطبق است. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که مدل‌سازی عددی صحیح است. همچنین برای اطمینان از صحت مشبندی، آنالیز حساسیت مش نیز بر روی مدل صحت‌سنجی انجام شده است.

بدست آمد که جهت تأمین حاشیه اطمینان، کمترین ضخامت ورق پیوستگی  $25$  میلی‌متر در نظر گرفته شد.



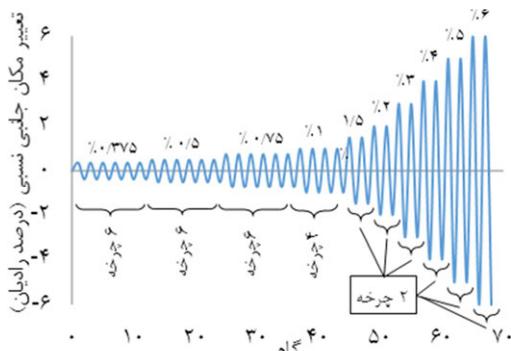
شکل ۳- روندnamای مرافق پژوهش

برای تمام نمونه‌ها ضخامت بال تیر، ضخامت ورق اتصال جان و عرض وجه ستون به ترتیب برابر با  $15$ ،  $8$  و  $300$  میلی‌متر بوده و به منظور بررسی اثر ضخامت وجه ستون، نمونه‌ها در گروه‌های با عمق تیر یکسان دسته‌بندی شده‌اند. در هر دسته با ثابت بودن ارتفاع تیر، ضخامت وجه ستون و عرض بال تیر متغیر هستند. بعضی از ضخامت‌های وجه ستون‌ها تنها جهت محاسبات در نظر گرفته شده و عدم تولید آنها خلالی به کلیت پژوهش وارد نمی‌کند. شکل ۴ تنظیمات بارگذاری و مشبندی یکی از نمونه‌ها را نشان می‌دهد. بر اعمال شده به نمونه‌ها مطابق با ضوابط آیین‌نامه AISC 341-16 است که در شکل ۵ نمایش داده شده و مطابق با رابطه (۶) با تبدیل دوران به

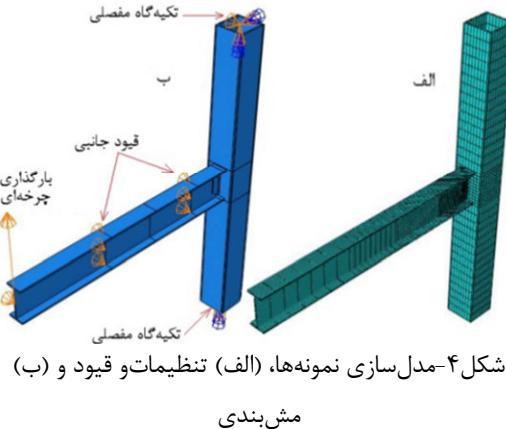
جدول ۱- مشخصات هندسی نمونه‌ها

ردیف	دسته‌بندی	ردیف	دسته‌بندی	ردیف	دسته‌بندی	ردیف	دسته‌بندی	ردیف	دسته‌بندی	ردیف	دسته‌بندی	
D1-2	دارد	۱۵	۲۰۰	۳۳۰	D2-4tc15	D2-4	۲۲	ندارد	۲۵	۱۶۰	۴۸۰	D1-2tc25
	ندارد	۲۵	۲۰۰	۳۳۰	D2-4tc25		۲۳	ندارد	۳۰	۱۶۰	۴۸۰	D1-2tc30
	ندارد	۳۰	۲۰۰	۳۳۰	D2-4tc30		۲۴	ندارد	۳۵	۱۶۰	۴۸۰	D1-2tc35
	ندارد	۳۵	۲۰۰	۳۳۰	D2-4tc35		۲۵	ندارد	۴۰	۱۶۰	۴۸۰	D1-2tc40
	ندارد	۴۰	۲۰۰	۳۳۰	D2-4tc40		۲۶	ندارد	۲۵	۱۶۰	۴۳۰	D1-3tc25
	ندارد	۲۵	۲۰۰	۲۸۰	D2-5tc25		۲۷	ندارد	۳۰	۱۶۰	۴۳۰	D1-3tc30
	ندارد	۳۰	۲۰۰	۲۸۰	D2-5tc30		۲۸	ندارد	۳۵	۱۶۰	۴۳۰	D1-3tc35
	ندارد	۳۵	۲۰۰	۲۸۰	D2-5tc35		۲۹	ندارد	۴۰	۱۶۰	۴۳۰	D1-3tc40
D1-3	ندارد	۴۰	۲۰۰	۲۸۰	D2-5tc40	D2-5	۳۰	ندارد	۲۵	۲۰۰	۴۸۰	D2-2tc25
	ندارد	۲۵	۲۰۰	۲۲۰	D2-6tc25		۳۱	ندارد	۲۷/۵	۲۰۰	۴۸۰	D2-2tc27.5
	ندارد	۳۰	۲۰۰	۲۲۰	D2-6tc30		۳۲	ندارد	۳۰	۲۰۰	۴۸۰	D2-2tc30
	ندارد	۳۵	۲۰۰	۲۲۰	D2-6tc35		۳۳	ندارد	۳۲/۵	۲۰۰	۴۸۰	D2-2tc32.5
	ندارد	۴۰	۲۰۰	۲۲۰	D2-6tc40		۳۴	ندارد	۳۵	۲۰۰	۴۸۰	D2-2tc35
	ندارد	۲۵	۱۲۰	۴۸۰	D3-2tc25		۳۵	ندارد	۳۷/۵	۲۰۰	۴۸۰	D2-2tc37.5
	ندارد	۳۰	۱۲۰	۴۸۰	D3-2tc30		۳۶	ندارد	۴۰	۲۰۰	۴۸۰	D2-2tc40
	ندارد	۳۵	۱۲۰	۴۸۰	D3-2tc35		۳۷	ندارد	۴۲/۵	۲۰۰	۴۸۰	D2-2tc42.5
D2-2	ندارد	۴۰	۱۲۰	۴۸۰	D3-2tc40	D3-2	۳۸	ندارد	۴۵	۲۰۰	۴۸۰	D2-2tc45
	ندارد	۲۵	۱۲۰	۳۳۰	D3-3tc25		۳۹	ندارد	۲۵	۲۰۰	۴۳۰	D2-3tc25
	ندارد	۳۰	۱۲۰	۳۳۰	D3-3tc30		۴۰	ندارد	۳۰	۲۰۰	۴۳۰	D2-3tc30
	ندارد	۳۵	۱۲۰	۳۳۰	D3-3tc35		۴۱	ندارد	۳۵	۲۰۰	۴۳۰	D2-3tc35
	ندارد	۴۰	۱۲۰	۳۳۰	D3-3tc40		۴۲	ندارد	۴۰	۲۰۰	۴۳۰	D2-3tc40
	ندارد	۲۵	۱۲۰	۳۳۰	D3-3tc25		۴۳	ندارد	۲۵	۲۰۰	۴۳۰	D2-3tc25
	ندارد	۳۰	۱۲۰	۳۳۰	D3-3tc30		۴۴	ندارد	۳۰	۲۰۰	۴۳۰	D2-3tc30
	ندارد	۳۵	۱۲۰	۳۳۰	D3-3tc35		۴۵	ندارد	۳۵	۲۰۰	۴۳۰	D2-3tc35
D2-3	ندارد	۴۰	۱۲۰	۳۳۰	D3-3tc40		۴۶	ندارد	۴۰	۲۰۰	۴۳۰	D2-3tc40

ضخامت وجه ستون بهبود یافته است، کرنش‌های پلاستیک معادل در محل اتصال بال تیر به وجه ستون و گیرداری نمونه‌ها و همچنین بحث در مورد هریک از موارد ذکور ارائه شده است.



شکل ۵- دستورالعمل بارگذاری طبق استاندارد AISC 341



شکل ۴- مدل سازی نمونه‌ها، (الف) تنظیمات و قیود و (ب)

مشبندی

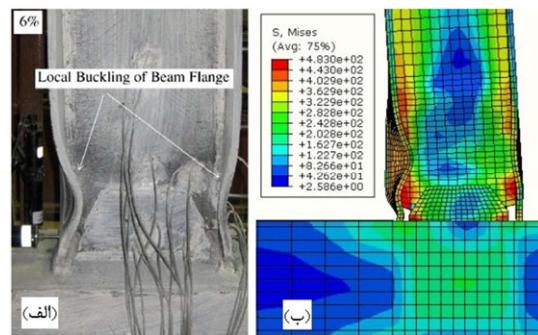
### ۳- بحث و بررسی نتایج

نتایج بدست آمده از تحلیل نمونه‌ها در قالب پوش منحنی‌های هیسترزیس، مقایسه کانتورهای تنش و تغییرشکل نمونه‌ها در مدل‌هایی که رفتارشان با افزایش

گیردار از پیش تأیید شده از نوع اتصال WUF-W هستند اما نظر به اهداف پژوهش، جهت افزایش گیرداری اتصالات و توزیع مناسب‌تر کرنش پلاستیک معادل در محل اتصال بال تیر به ستون، ضخامت وجه ستون به تدریج افزایش یافت تا با اصلاح روابط (۲) و (۳) امکان به کارگیری اتصال تیر به ستون جعبه‌ای بدون ورق پیوستگی مهیا گردد.

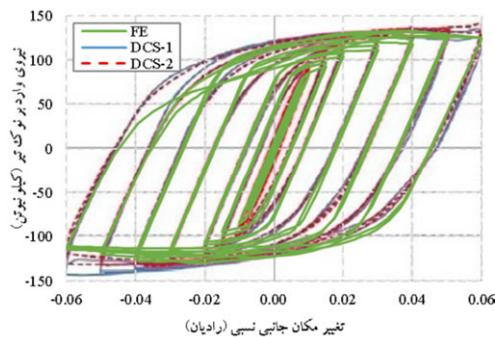
### ۱-۳- پوش منحنی‌های هیسترزیس نمونه‌ها

در نمودارهای شکل ۹، پوش منحنی نرمال شده هیسترزیس نمونه‌ها طبق دسته‌بندی جدول ۱ قابل مشاهده است. مشاهده می‌شود در هر دسته با افزایش ضخامت وجه ستون سختی دورانی اتصال (شیب اولیه منحنی پوش) افزایش می‌یابد. همچنین اگرچه وقتی ضخامت وجه ستون از ۳۰ میلی‌متر بیشتر می‌شود، منحنی پوش با افت ظرفیت بعد از دوران  $40^\circ$  رادیان منحنی پوش می‌گردد اما با کاهش عمق تیر مقاومت بعد از دوران  $40^\circ$  رادیان کمتر شده است. مشاهده می‌شود که در نمونه‌های دسته ۵ D2-6 این افت مقاومت کمتر شده و در نمونه‌های دسته ۶ D2-7 اثری از افت مقاومت اتصال نیست. ظرفیت اتصال در همه نمونه‌ها از  $80\%$  لنگر پلاستیک تیر فراتر رفته اما فقط در اتصالات با ضخامت وجه ستون از ۳۰ میلی‌متر به بالاتر، اتصال با رفتاری الاستیک در محدوده  $40^\circ$  رادیان به  $80\%$  ظرفیت پلاستیک تیر رسیده است.

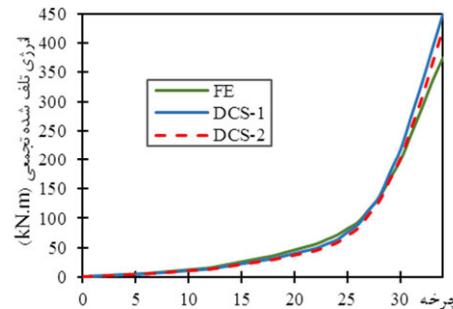


شکل ۶- تغییرشکل و تنشن نمونه‌ها (الف) آزمایشگاهی و (ب)

نمونه عددی

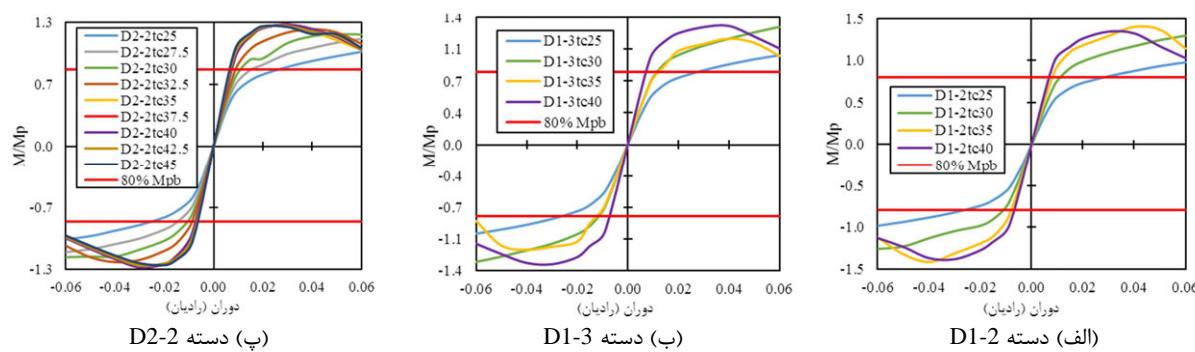


شکل ۷- مقایسه منحنی هیسترزیس نمونه‌های آزمایشگاهی و نمونه عددی

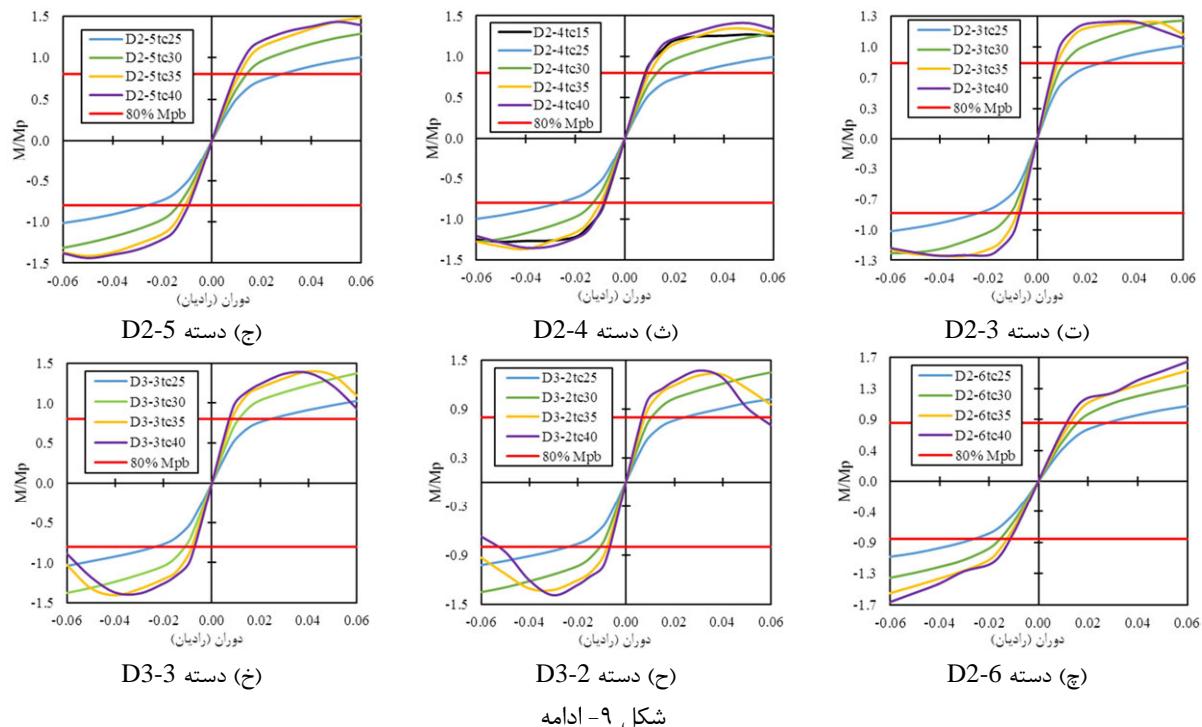


شکل ۸- مقایسه انرژی تلف شده تجمعی دو نمونه آزمایشگاهی و نمونه عددی

اگرچه مطابق با آیین‌نامه AISC 358-16 و ویرایش چهارم مبحث دهم تمام نمونه‌ها جزو اتصالات



شکل ۹- پوش منحنی هیسترزیس نمونه‌های دسته‌های مختلف تحقیق



شکل ۹-۹ ادامه

بودن رفتار اتصال گیردار تلقی می‌گردد. همچنین به منظور اجتناب از نتایج غیرواقعی در تحلیل‌های عددی، کرنش پلاستیک نمونه‌ها کنترل گردید تا در حین بارگذاری از کرنش نهایی فولاد تجاوز ننماید. شایان ذکر است که کرنش نهایی فولاد برابر با  $20^\circ$  در نظر گرفته شده است. مشاهده گردید که در قریب به اتفاق نمونه‌ها کرنش پلاستیک در طول بارگذاری کمتر از کرنش نهایی بوده و در دو سه نمونه نیز فقط در چرخه انتهایی در دوران  $0.06^\circ$  رادیان کرنش پلاستیک اندکی از  $20^\circ$  تجاوز نموده که با توجه به مینا بودن منحنی هیترزیس تا دوران  $0.04^\circ$  رادیان قابل اغماض است.

### ۳-۳- گیرداری نمونه‌ها

مطابق با استاندارد Eurocode 3 و با عنایت به شکل ۲۳ به شرطی می‌توان یک اتصال را گیردار محسوب نمود که در ناحیه ۱ از نمودار شکل ۱۵ قرار داشته باشد. ناحیه ۲ نشان‌دهنده اتصالات نیمه‌گیردار و ناحیه ۳ معرف اتصالات مفصلی است. شبیب خطوط نواحی سه گانه که مبین سختی دورانی اتصال می‌باشد نیز براساس

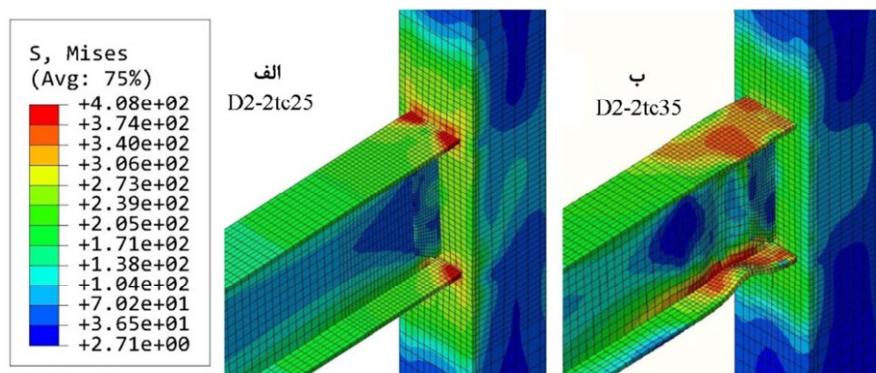
بنابراین اگرچه مطابق با ضوابط AISC 314-16 و مبحث دهم تمام نمونه‌ها گیردار تلقی می‌شوند، اما مشاهده می‌شود که نمونه‌های با ضخامت وجه ستون بیشتر از ۳۰ میلی‌متر رفتار مناسب‌تری دارند. در شکل‌های ۷ تا ۹،  $M_p$  معرف لنگر پلاستیک تیر است.

### ۲-۳- تغییرشکل نمونه‌ها و کانتور تنش

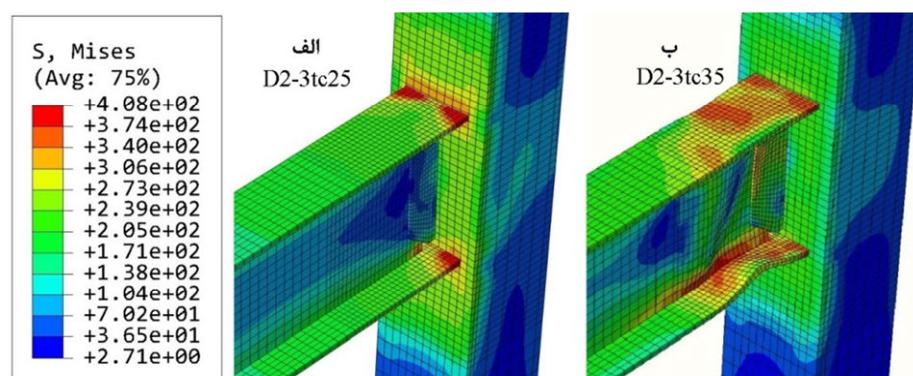
مشاهده گردید که با افزایش ضخامت وجه ستون، توزیع تنش‌ها در بال تیر یکنواخت‌تر شده و به شرط افزایش کافی ضخامت وجه ستون، مفصل پلاستیک از محل تماس بال تیر به وجه ستون به داخل تیر منتقل می‌گردد. با توجه به شکل‌های ۱۰ تا ۱۴ که به ترتیب مقایسه‌ای بین نمونه‌های دسته ۲-۲ و D2-3 و D2-4 و D2-6 با ضخامت‌های ۲۵ و ۳۵ میلی‌متر و نمونه‌های دسته ۲-۵ و D2-6 با ضخامت‌های ۲۵ و ۴۰ میلی‌متر در دوران  $0.04^\circ$  رادیان است، مشاهده می‌گردد که تنش‌ها در محل اتصال بال تیر به وجه ستون تعدیل شده و ضمن یکنواخت‌تر شدن توزیع تنش‌ها در محل اتصال، مفصل پلاستیک نیز در داخل تیر تشکیل می‌گردد. تشکیل مفصل پلاستیک در داخل تیر از جمله نشانه‌های مطلوب

[۲۷]

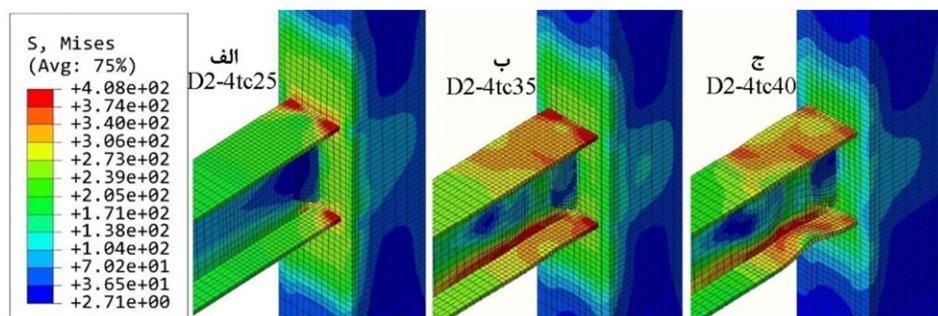
مشخصات هندسی مقطع تیر و ستون تعیین می‌گردد



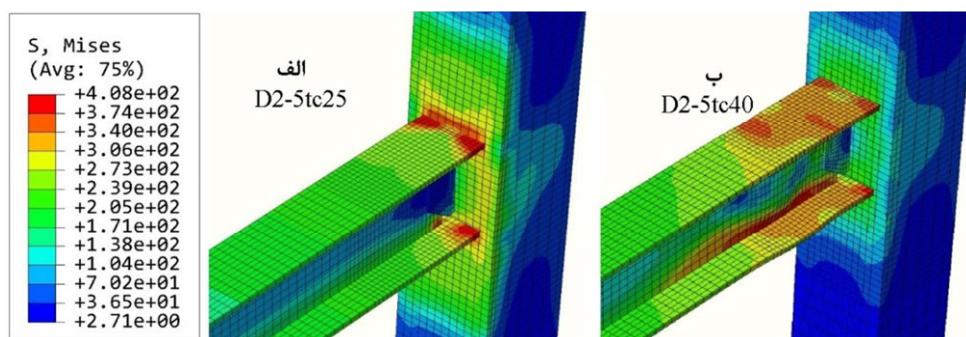
شکل ۱۰- مقایسه تغییرشکل، کانتور تنش و محل تشکیل مفصل پلاستیک. (الف) نمونه D2-2tc35 و (ب) نمونه D2-2tc25



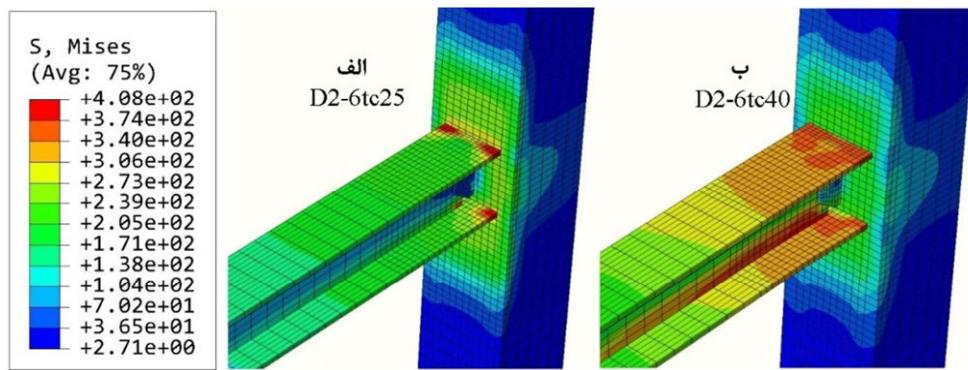
شکل ۱۱- مقایسه تغییرشکل، کانتور تنش و محل تشکیل مفصل پلاستیک. (الف) نمونه D2-3tc25 و (ب) نمونه D2-3tc35



شکل ۱۲- مقایسه تغییرشکل، کانتور تنش و محل تشکیل مفصل پلاستیک. (الف) نمونه D2-4tc35 و (ب) نمونه D2-4tc25 و (ج) نمونه D2-4tc40



شکل ۱۳- مقایسه تغییرشکل، کانتور تنش و محل تشکیل مفصل پلاستیک. (الف) نمونه D2-5tc25 و (ب) نمونه D2-5tc40



شکل ۱۴- مقایسه تغییرشکل، کانتور تنش و محل تشکیل مفصل پلاستیک. (الف) نمونه D2-6tc25 . (ب) نمونه D2-6tc40

$$R = \frac{k_i}{k_{total}} \times 100 \quad (7)$$

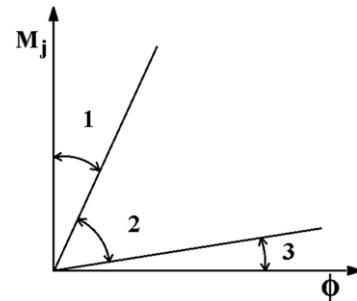
$$k_{total} = \frac{12EI_bI_c}{4L_b^3I_c + L_b^2L_cI_b} \quad (8)$$

در آنها  $R$  معرف گیرداری اتصال،  $K_i$  سختی اتصال و  $k_{total}$  برابر با سختی تئوریک اتصال دارای گیرداری  $\approx 100\%$  است و با عنایت به شکل ۱ با محاسبه سختی تیر و سختی ستون‌ها بدست آمده است.  $I_b$ ،  $I_c$  به ترتیب برابر با ممان اینرسی تیر و ممان اینرسی ستون،  $L_b$  طول تیر طره،  $L_c$  فاصله دو نقطه عطف ستون‌ها و  $E$  برابر با مدول الاستیسیته فولاد است.

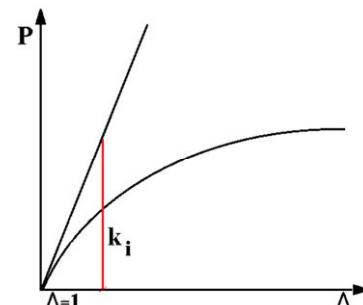
مشاهده می‌گردد که گیرداری در هر دسته با افزایش ضخامت وجه ستون بیشتر می‌شود. با توجه به گیرداری نود درصدی برای نمونه D2-4tc15 که دارای ورق پیوستگی است، به نظرمی‌رسد که رابطه (۷) دست بالا در نظر گرفته شده و پیشنهاد می‌گردد که در مخرج رابطه (۷) به جای  $k_{total}$  از سختی اتصال دارای ورق پیوستگی استفاده شود. چون در غیر این صورت، حتی بعضی از اتصالات از پیش تأیید شده که کاملاً مطابق با ضوابط AISC 358 نیز طراحی شده و دارای ورق پیوستگی هستند، نیز در محدوده اتصالات گیردار قرار نمی‌گیرند. بنابراین، با فرض حد  $\approx 70\%$  برای محاسبه گیرداری نمونه‌های این پژوهش، مشاهده می‌گردد که مقادیر بیشتر از  $30$  میلی‌متر برای ضخامت وجه ستون، منجر به گیرداری کافی برای اتصال می‌گردد. شایان ذکر است به دلیل فقدان ضوابط آیین‌نامه‌ای برای ستون‌های

با این وجود، روابط موجود در Eurocode ۳ تنها برای اتصالات دارای ستون با مقطع H قابل استفاده است.

در این پژوهش، برای محاسبه گیرداری یک اتصال از روش مورد استفاده توسط رضایی‌فر و همکاران استفاده شده است. در این روش، مطابق با شکل ۱۶ برای محاسبه سختی خمی تئوریک یک اتصال، با ترسیم منحنی نیرو-تغییرمکان بارگذاری منotonیک، با استفاده از روابط (۷) و (۸) نسبت به محاسبه گیرداری اقدام شده است و در صورتی که نسبت گیرداری بیش از  $90\%$  بدست بیاید، اتصال گیردار تلقی می‌شود [۳۴]. درصد گیرداری تمام نمونه‌ها طبق روابط (۷) و (۸) در جدول ۲ قابل مشاهده است.



شکل ۱۵- طبقه‌بندی اتصال گیردار، نیمه‌گیردارو مفصلی [۲۴]



شکل ۱۶- تعیین درصد گیرداری برای اتصالات گیردار [۳۱]

درصد لنگر پلاستیک تیر رسیده است، به نظر می‌رسد که می‌توان نمونه‌های با گیرداری بیش از ۷۰ درصد را به شرط رسیدن ظرفیت اتصال به هشتاد درصد لنگر پلاستیک تیر و تشکیل مفصل پلاستیک در داخل تیر و همچنین افت ظرفیت اتصال پس از دوران ۰/۰۴ رadian گیردار تلقی نمود.

جعبه‌ای نمی‌توان به طور دقیق حد پذیرش گیرداری یک اتصال را براساس درصد بدست آمده از رابطه (۷) تعیین نمود. با این حال، با توجه به شکل تغییرشکل یافته نمونه‌ها و محل قرار گرفتن مفصل پلاستیک و همچنین توجه به این نکته که مطابق با منحنی هیسترزیس نمونه‌ها و پوش آن، ظرفیت اتصالات به بیشتر از هشتاد

جدول -۲- گیرداری نمونه‌ها

ردیف	نام	دسته‌بندی	ردیف	نام	دسته‌بندی	ردیف
۱	D2-4tc15	D2-4	۲۲	۴۶	D1-2tc25	D1-2
۲	D2-4tc25		۲۳	۶۱	D1-2tc30	
۳	D2-4tc30		۲۴	۷۲	D1-2tc35	
۴	D2-4tc35		۲۵	۸۱	D1-2tc40	
۵	D2-4tc40		۲۶	۴۶	D1-3tc25	D1-3
۶	D2-5tc25	D2-5	۲۷	۶۲	D1-3tc30	
۷	D2-5tc30		۲۸	۷۳	D1-3tc35	
۸	D2-5tc35		۲۹	۸۲	D1-3tc40	
۹	D2-5tc40		۳۰	۵۷	D2-2tc25	D2-2
۱۰	D2-6tc25	D2-6	۳۱	۶۲	D2-2tc27.5	
۱۱	D2-6tc30		۳۲	۶۷	D2-2tc30	
۱۲	D2-6tc35		۳۳	۷۲	D2-2tc32.5	
۱۳	D2-6tc40		۳۴	۷۶	D2-2tc35	
۱۴	D3-2tc25	D3-2	۳۵	۸۰	D2-2tc37.5	D2-3
۱۵	D3-2tc30		۳۶	۸۳	D2-2tc40	
۱۶	D3-2tc35		۳۷	۸۶	D2-2tc42.5	
۱۷	D3-2tc40		۳۸	۸۹	D2-2tc45	
۱۸	D3-3tc25	D3-3	۳۹	۵۲	D2-3tc25	
۱۹	D3-3tc30		۴۰	۶۷	D2-3tc30	
۲۰	D3-3tc35		۴۱	۷۶	D2-3tc35	
۲۱	D3-3tc40		۴۲	۸۴	D2-3tc40	

ضخامت ۳۵ میلیمتر را حد گیرداری اتصال در نمونه‌ها محسوب نمود. بنابراین با توجه به حداقل ضخامت محاسباتی بدست آمده از روابط (۲) و (۳) که برابر با ۲۰ میلی‌متر بدست آمده بود و همچنین عدم وابستگی قابل توجه گیرداری به عرض بال تیر، پیشنهاد می‌گردد که رابطه (۲) با ظریب اصلاح ۱/۷۵ به کار رود. به عنوان جمع‌بندی، پیشنهاد می‌گردد که حداقل ضخامت وجه

لذا برای تمام نمونه‌ها به جز نمونه‌های دارای عمق تیر برابر با ۲۲۰ میلی‌متر با ضخامت تیر بیشتر از ۳۰ میلی‌متر، اتصالات گیردار تلقی می‌شوند. در نمونه دسته‌ی D2-6 که ارتفاع تیر برابر با ۲۲۰ میلی‌متر است، با رسیدن ضخامت وجه ستون به ۴۰ میلی‌متر می‌توان اتصال را گیردار تلقی نمود. اما با توجه به غیرمتداول بودن عمق ۲۲۰ میلی‌متر برای تیر اصلی، می‌توان با اغماس

از ۳۰ میلی‌متر، حدود شکل‌پذیری مورد نیاز مطابق با استاندارد AISC 341 تأمین می‌گردد. همچنین افت ظرفیت اتصال کمتر از ۲۰٪ بوده و مفصل پلاستیک در داخل تیر و نزدیکی بر ستون تشکیل می‌گردد. به نظر می‌رسد که افت ظرفیت خمشی اتصال پس از دوران ۰/۰۴ رادیان نیز به دلیل تشکیل مفصل پلاستیک در محل مناسب است. دقیقت در نسبت گیرداری ۴۱ نمونه‌ی فاقد ورق پیوستگی نیز نشان‌دهنده رابطه مستقیم بین ضخامت وجه ستون و گیرداری است. در تمام نمونه‌های دارای ضخامت وجه ستون بیشتر از ۳۰ میلی‌متر، نسبت گیرداری بیشتر از ۷۲٪ بدست آمده که با توجه به پوش منحنی هیسترزیس مناسب، تشکیل مفصل پلاستیک در محل مورد انتظار و مود تغییرشکل یافته نمونه‌ها می‌تواند قابل قبول تلقی شود. بنابراین پیشنهاد می‌گردد به جای حذف امکان استفاده از ستون جعبه‌ای بدون ورق پیوستگی، رابطه تعیین حداقل ضخامت وجه ستون جعبه‌ای با یک ضریب اصلاح برابر با ۱/۷۵ مورد استفاده قرار گیرد. نهایتاً مشاهده گردید که با افزایش ضخامت وجه ستون به مقادیری بیشتر از ۴۰ میلی‌متر تفاوت معناداری در رفتار دورانی اتصالات به وجود نمی‌آید.

### قدرتمندی

بدین‌وسیله از مدیر و کارشناسان مرکز پردازش ابری دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره) که برای انجام این پژوهش نهایت همراهی را با نوسنده‌گان مبذول نمودند قدردانی می‌گردد.

ستون جعبه‌ای برای صرف نظر از نصب ورق پیوستگی مطابق با رابطه (۹) اصلاح گردد.

$$t_{cf} \geq 0.4MF \sqrt{1 - \frac{b_{bf}}{b_{cf}^2} \left( b_{cf} - \frac{b_{bf}}{4} \right)} 1.8b_{bf} t_{bf} \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}} \quad (9)$$

$$MF = 1.75$$

### ۴- نتیجه‌گیری

در این پژوهش به منظور بررسی حداقل ضخامت وجه ستون جعبه‌ای ساخته شده بدون ورق پیوستگی برای استفاده در اتصال گیردار تقویت‌نشده‌ی جوشی ۴۲ مدل عددی با متغیرهای عمق تیر، عرض بال تیر و ضخامت وجه ستون تحت بارگذاری یکنواخت و بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفتند. مطابق با نتایج حاصل شده از این مطالعه به نظر می‌رسد، روابطی که در استاندارد AISC 341-10 و ویرایش چهارم مبحث دهم مقررات ملی ایران مبنای تعیین حداقل ضخامت وجه ستون ذکر شده است، ناکافی بوده و نیاز به اصلاح دارد. با این حال، نظر به حذف روابط تعیین حداقل ضخامت وجه ستون جعبه‌ای در ویرایش پنجم مبحث دهم از مبحث دهم به نظر می‌رسد که با توجه به سخت و پر هزینه بودن نصب ورق پیوستگی در ستون‌های جعبه‌ای، الزام به نصب ورق پیوستگی برای کلیه اتصالات، مستقل از ضخامت وجه ستون، سختگیرانه و غیرضروری است. مطالعه‌ی منحنی هیسترزیس و پوش آن در ۴۱ نمونه فاقد ورق پیوستگی نشان داد که در صورت افزایش ضخامت وجه ستون بیش

### مراجع

- [1] Asghari, A. (2018). “Steel Structures Design”, Vol. 3, AUP, Iran.
- [2] INBC (4<sup>th</sup> Ed.) (2013). “Iranian National Building Code, Part 10 (Steel Building Design and Construction)”, Tehran.
- [3] Sharifi, M., Asadi, Z. (2018). “Study the Seismic Function of WUF-W Moment Connection of Skewed Beam to Box Column”, Conference on Civil Engineering, Architecture & Urbanism of the Islamic Countries, Tabriz, Iran.
- [4] Torabian, Sh., Mirghaderi, S.R., Keshavarzi, F. (2012). “Moment-connection between I-beam and built-up square column by a diagonal through plate”, Journal of Constructional Steel Research, 70 (2012), 385-401.
- [5] Rezaeain, A., Jahanbakhti, E., Fanaie, N. (2020). “Numerical Study of Panel Zone in a Moment Connection without Continuity Plates”, Journal of Earthquake Engineering, Taylor & Francis Group, DOI:10.1080/13632469.2019.1695021.

- [6] Blodgett, O. W. (1972). "Design of Welded Structures", The James F, Lincoln Arc Welding Foundation, Ohio.
- [7] ANSI/AISC 341-10 (2010). "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Illinois.
- [8] ANSI/AISC 341-16 (2016). "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, USA.
- [9] ANSI/AISC 360-16 (2016). "Specification for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, USA.
- [10] ANSI/AISC 341-22 (2021). "Public Review draft of Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, USA.
- [11] INBC (5<sup>th</sup> Ed.) (2020). "Iranian National Building Code, Part 10 (Steel Building Design and Construction)", Tehran.
- [12] Roeder, C.W. (2001). "Connection Performance State of Art Report (FEMA Rep. No. 355D)", Federal Emergency Agency, Washington DC.
- [13] Sanieei Nia, Z., Ghasemieh, M., Mazroi, A. (2013). "Panel Zone Evaluation of Direct Connection to Box Column Subjected to Bidirectional Loading", *Struct. Design Tall Spec. Build.*, 23(11), 833-853.
- [14] Jahanbakhti, E., Fanaie, N., Rezaeian, A. (2017). "Experimental Investigation of Panel Zone in Rigid Beam to Box Column Connection", *Journal of Constructional Steel Research*, 137(2017), 180-191.
- [15] Adlparvar, M.R., Vetr, M.G., Ghaffari, F. (2017). "The Importance of Panel Zone Shear Strength on Seismic Behavior of Improved Slotted-web Beam Connections", *International Journal of Steel Structures*, 17(1), 307-318.
- [16] Amani, R., Saffari, H., Fakhreddini, A. (2018). "Local Flange Bending and Continuity Plate Requirements in Double-Web H-Shaped Columns", *International Journal of Steel Structures* 18(1), 199-209.
- [17] Gholhaki, M., Pachideh, G., Karimi, M. (2019) "Investigation of Subpanel Size Effect on Nonlinear Behavior of Steel Plate Shear Wall Systems rebar", *Structural and Construction Engineering (JSCE)*, 5(4), 73-78.
- [18] Pachideh, G., Gholhaki, M., Daryan, A.S. (2019) "Analyzing the damage index of steel plate shear walls using pushover analysis" *Structures*, 20 (2019), 437-451.
- [19] Reynolds, M., Uang, C.M. (2019). "Alternative Weld Details and Design for Continuity Plates and Doubler Plates for Applications in Special and Intermediate Moment Frames", Department of Structural Engineering, University of California, San Diego.
- [20] Ozkula, G., Lee, P., Uang, C.M. (2019). "Cyclic Behavior of Electroslag Welded Joints in Beam-to-Built-Up Box Column Steel Moment Connections", *Journal of Structural Engineering*, DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002409.
- [21] ANSI/AISC 358-16 (2016). "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications", American Institute of Steel Construction, USA.
- [22] Hamedi, F., Rahmani, K., Adibzadeh, S.B. (2020). "Cyclic Behavior of Bolted Flange Plate Moment Connection", *Modares Civil Engineering journal*. 20(6), 47-61.
- [23] Nunez, E., Lichtenberg, R., Herrera, R. (2020). "Cyclic Performance of End-Plate Biaxial Moment Connection with HSS Columns", *Metals*, 10(11), doi:10.3390/met10111556.
- [24] Mahjoob Behrooz, S., Erfani, S. (2020). "Parametric study of Stub-Beam Bolted Extended End-Plate connection to box-columns", *Journal of Constructional Steel Research*, 171(2020), <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106155>.
- [25] Twizere, M., Taskin, K. (2021). "Numerical Analysis of Square Hollow Column-Beam Connections by Abaqus", *Journal of Science and Technology*, 22(1), 55-63.
- [26] Hamedi, F., Adibzadeh, S.B. (2022) "Effect of Beam Depth on the Behavior of Welded Unreinforced Flange-Welded Rigid Connection to Box Column without Continuity Plate", *Bulletin of Earthquake Science and Engineering (BESE)*, 9(2022), <https://dx.doi.org/10.48303/bese.2022.548088.1065>.
- [27] EN 1993-1-8 (2005). "Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints", European Committee for Standardization, Brussels.
- [28] Umeda, T., Ishii, T., Fujisawa, S., Shimokawa, H. (2022). "Effect of penetration depth of electro-slag welding on ductility of beam-to-column connection", *Journal of Constructional Steel Research*, 189(2022), <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2021.107081>.
- [29] Taheripour, M., Hatami, F., Raoufi, R. (2022). "Numerical Study of Two Novel Connections with Short End I or H Stub in Steel Structures", *Advanced Steel Construction*, 18(1), 495–505.
- [30] Zhang, Y., Jin, B., Huang, Z., Liu, Z., Jiang, K. (2022). Experimental Study on The Performance of Assembled Steel-Structure Box-Shaped Column Flange Connection Achieved by Plug Welding-Core Sleeve", *Research and Applications of Prefabricated Steel Structure Building Systems*, 39(2), 110-122.
- [31] Architectural Institute of Japan (AIJ) (2021). "Recommendation for Design of Connections in Steel Structures", AIJ, Tokyo, Japan.

- [32] Azhari, M., Mirghaderi, S.R. (2015). “Steel Dtructures Design–Seismic Design Division”, Vol. 4, Arkan-Danesh, Iran.
- [33] Saneei Nia, Z., Ghasemieh, M., Mazroi, A. (2013). “WUF-W Connection Performance to Box Column Subjected to Uniaxial and Biaxial loading”, *Journal of Constructional Steel Research*, 88(2013), 90-108.
- [34] Rezaifar, O., Yousefi, S.H. Yoonesi, A., Gholhaki, M. (2019). “Analytical Study of Seismic Behavior Types of the Arrangement Effect on the Continuity Plates in Rigid Connection Between beam to Concrete Filled Steel Tube (CFST) Columns”, *Ferdowsi Civil Engineering*, 31(1), 127-140.

## آسیب‌یابی در سازه تیر فولادی مبتنی بر مقایسه نتایج تحلیلی آنالیز موجک

محتشم خان احمدی

دانشکده مهندسی عمران،  
دانشگاه کردستان، سنندج،  
ایران.

پست الکترونیک:

m.khanahmadi@uok.ac.ir

مجید قله‌کی\*

استاد، دانشکده مهندسی عمران،  
دانشگاه سمنان، سمنان، ایران.  
پست الکترونیک:

mgholhaki@semnan.ac.ir

امید رضایی فر

استاد، دانشکده مهندسی عمران،  
دانشگاه سمنان، سمنان، ایران.  
پست الکترونیک:

orezayfar@semnan.ac.ir

بهزاد دژکام

مربی، دانشکده مهندسی عمران،  
دانشگاه ولایت، ایرانشهر، ایران.

پست الکترونیک:

b.dejkam@velayat.ac.ir

پایش سلامت سازه‌ها با هدف تأمین ایمنی و کاهش هزینه‌های نگهداری مورد توجه بسیاری از پژوهشگران است. تیرها و ستون‌ها از اعضای اصلی سازه‌های مهندسی عمران هستند و طراحان انتظار دارند آخرین اعضاً آسیب‌دیده سازه‌ها از تیرها و ستون‌ها باشد. در این مقاله به شناسایی آسیب تیر فولادی بر اساس داده‌های دینامیکی مودال پرداخته شده است. پس از انجام آنالیز مودال تیر مدل‌سازی شده در نرم افزار اجزا محدود ABAQUS اطلاعات مودال شامل فرکانس‌ها و شکل‌های مود سالم و آسیب استخراج شد. تفاوت در مقادیر فرکانس وضعیت‌های اولیه و ثانویه به دلیل وجود آسیب مشاهده گردید. همچنین، مقادیر معیار همبستگی مودال (MAC) کمتر از ۱ به دست آمد که تائیدی بر وجود آسیب است. پردازش سیگنال‌های شکل مود سالم و معیوب با استفاده از روش تحلیلی آنالیز موجک در محیط نرم افزار MATLAB.R2021a انجام شد. در تمامی مودها مقایسه بین نمودار سیگنال‌های خروجی وضعیت‌های سالم و آسیب تفاوت را در منطقه آسیب نشان می‌دهد به نحوی که با یک بررسی ساده می‌توان موقعیت‌های آسیب را با خطای کمتر از ۲٪ شناسایی نمود.

واژگان کلیدی: پایش سلامت سازه، تحلیل مودال، پردازش سیگنال، تبدیل موجک، شناسایی آسیب.

المان‌های آسیب‌دیده را ترمیم و در صورت لزوم تعویض نمود؛ بنابراین لازم است که موقعیت‌های آسیب در المان‌های سازه به درستی شناسایی شود و تصمیم‌گیری‌های مناسب اتخاذ گردد. تیرها و ستون‌ها مهم‌ترین اعضای سازه‌های مهندسی عمران هستند که اگر چنانچه آسیب‌های موضعی اتفاق افتاده در آن‌ها به موقع شناسایی نگردد، ممکن است تحت اثر عوامل نامطلوب به سایر المان‌ها توسعه یابند و باعث خرابی زود هنگام کلی سازه شوند و هزینه‌های اجتماعی و اقتصادی جبران ناپذیری متحمل نمایند.

آسیب عبارت است از هرگونه تغییر در خواص

### ۱- مقدمه

با گذشت زمان سازه‌ها شرایط محیطی متعددی را تجربه می‌کنند. همچنین، انتظار بیش از ظرفیت طراحی المان‌ها و عدم برآورده نمودن انتظارات بهروز شده آیین‌نامه‌ای به افت کارایی سازه می‌افزاید. برای تأمین ایمنی و کاهش هزینه‌های نگهداری سازه لازم است

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۰۴/۰۲، بازنگری ۱۴۰۱/۰۵/۱۴، پذیرش ۱۴۰۱/۰۵/۲۶  
DOI: 10.22091/cer.2022.8340.1407

وقوع خرابی بود. ژو<sup>۷</sup> و همکاران [۴] با به کارگیری موجک‌های گوسی جهت‌دار دو بعدی<sup>۸</sup> و شکل‌های انحتای عملیاتی اسکن شده با لیزر<sup>۹</sup> به تشخیص آسیب در صفحات پرداختند و موفق به شناسایی محل آسیب شدند. محققان [۵] با استفاده از روش آنتروپی موجک نسبی پیوسته<sup>۱۰</sup> به شناسایی آسیب در سازه‌های پل خرپایی پرداختند و نشان دادند که روش پیشنهادی قابلیت محلی‌سازی آسیب در سازه‌های پل خرپایی را دارد و می‌تواند به عنوان یک روش مؤثر و کارآمد شناسایی آسیب مورد استفاده واقع گردد. لی و هاو<sup>۱۱</sup> [۶] به شناسایی آسیب در سازه قاب صفحه‌ای ۷ طبقه مبتنی بر بازسازی پاسخ دامنه موجک پرداختند. آن‌ها موفق شدند با روش پیشنهادی، محل‌های آسیب را با برآورده دقیق میزان خسارت به درستی شناسایی نمایند. در تحقیقی، عزالدین و همکاران [۷] بر مبنای استفاده از نوع گسسته تبدیل موجک و جابجایی‌های استاتیکی وضعیت‌های سالم و آسیب به شناسایی ترک در تیرها پرداختند و موفق به شناسایی موقعیت ترک با عمق و بازشدگی متعدد شدند. کاتونین [۸] با استفاده از موجک‌های ناپایدار کوینکانکس<sup>۱۲</sup> تحت اثر انرژی‌های مختلف به تجزیه و تحلیل شکل‌های مود صفحات کامپیوژن آسیب‌دیده پرداخت و نشان داد که با استفاده از این موجک‌ها مکانیسم دقیق خسارت و اجتناب از اثر مرزی رخ می‌دهد. پژوهشگران [۹] با استفاده از مفاهیم آنتروپی انرژی در تبدیل بسته‌ای موجک به تشخیص خرابی در سکوهای ثابت دریایی پرداختند و نشان دادند که میزان تغییرات مؤلفه‌های حساس به خسارت به طور محسوسی به شدت خسارت‌های واردہ به سکو وابسته است. نادرپور و فخاریان [۱۰] با استفاده از یک روش دو مرحله‌ای به شناسایی

مصالح یا هندسه سازه که می‌تواند عملکرد کلی سازه را دچار مشکل نماید. تاکنون روش‌های متعددی برای شناسایی و تعیین موقعیت آسیب معرفی شده است. از جمله این روش‌ها بازرسی‌های چشمی است که دارای محدودیت است و نمی‌توان موقعیت بسیاری از آسیب‌ها را که تأثیرشان صرفاً بر ماتریس سختی سازه است و یا آسیب‌هایی که در زیر سطوح اتفاق افتاده است را شناسایی کرد. امروزه پایش سلامت و تشخیص آسیب سازه‌ای بر اساس تحلیل پاسخ‌های استاتیکی و دینامیکی مورد توجه بسیاری از پژوهشگران است. از جمله روش‌های تحلیل پاسخ‌ها، روش‌های مبتنی بر پردازش سیگنال در حوزه‌های زمان، فرکانس و یا هم زمان و هم فرکانس است. تبدیل موجک<sup>۲</sup> یکی از تبدیلات ریاضی توانمند پردازشی سیگنال‌ها در دو حوزه زمان و فرکانس است که بر اساس آن تحقیقات ارزشمندی در حوزه پایش سلامت سازه<sup>۳</sup> انجام شده است.

کاتونین<sup>۴</sup> [۱] با استفاده از تبدیل موجک و داده‌های مodal یک تیر ساخته شده از ورق پلیمری به بررسی ترک‌های متعدد پرداخت. نتایج نشان داد که برای شناسایی محل ترک، حذف نوفه از ضرایب جزئیات موجک لازم است. ژانگ و ایادیجی<sup>۵</sup> [۲] با استفاده از تبدیل موجک ایستا<sup>۶</sup> و داده‌های مodal به آشکارسازی آسیب ترک در تیرها پرداختند. آن‌ها نشان دادند که از تحلیل موجک ایستای شکل مود می‌توان محل آسیب را شناسایی نمود. باقری و کورهله<sup>۷</sup> [۳] با استفاده از تبدیل موجک به شناسایی خرابی در سازه‌های تحت تحریک زلزله پرداختند. آن‌ها در این بررسی از پاسخ‌های سرعت و تغییر مکان سازه‌های مورد نظر استفاده نمودند. مقداری اوج پاسخ‌ها در ضرایب جزئیات موجک نشان دهنده زمان

<sup>7</sup> Xu<sup>8</sup> Two-dimensional directional Gaussian wavelets<sup>9</sup> Laser scanned operating deflection shapes<sup>10</sup> Continuous relative wavelet entropy method<sup>11</sup> Li & Hao<sup>12</sup> Quincunx<sup>2</sup> Wavelet Transform<sup>3</sup> Structural Health Monitoring<sup>4</sup> Katunin<sup>5</sup> Zhong & Oyadiji<sup>6</sup> Stationary Wavelet Transform

الگوریتم جنگل تصادفی به مسئله تشخیص آسیب در یک سازه آزمایشگاهی پرداختند. در این مطالعه جابجایی سازه توسط بسته تبدیل موجک به مؤلفه‌های انرژی تجزیه گردید و با استفاده از روش جنگل تصادفی و پایگاه داده‌ها، حدس دیگر حالات خرابی و طبقه‌بندی آن‌ها با دقت قابل قبول انجام شد. یونسی و همکاران [۱۶-۱۹] به شناسایی آسیب جدادشده‌گی ستون کامپوزیت CFST مبتنی بر داده‌های مودال پرداختند. آن‌ها جدادشده‌گی را توسط یک لایه پلی استایرن نازک در یکی از وجوده ستون بین هسته بتنی و جداره فولادی شبیه‌سازی نمودند و با استفاده از تبدیل موجک پیوسته موفق به شناسایی محل جدادشده‌گی شدند. حسینی واعظ و عارف زاده [۲۰] با استفاده از تبدیل موجک به مقایسه داده‌های حاصل از تحلیل استاتیکی و مودال در شناسایی آسیب سد بتنی وزنی پرداختند. مشاهده گردید که در فرایند شناسایی آسیب با استفاده از داده‌های استاتیکی، عواملی مانند نزدیکی ترک به موقعیت نمونه‌برداری بر ضرایب موجک مؤثر است. خان احمدی و همکاران [۲۱] با استفاده از تبدیل موجک و شکل‌های مود صفحه فولادی به مقایسه ضرایب موجک حالت‌های سالم و معیوب پرداختند. نتایج نشان داد که اغتشاشات در ضرایب موجک تولید شده حالت‌های معیوب در مقایسه با ضرایب موجک تولید شده حالت سالم در موقعیت‌های مختلف آسیب چشم‌گیر است و در تمامی مودها می‌توان محل‌های آسیب را شناسایی نمود. همچنین، آن‌ها با استفاده از تبدیل موجک و شکل‌های مود ارتعاشی موفق به شناسایی آسیب صفحات کامپوزیت پانلی و چندلایه شدند [۲۲-۲۴]. آن‌ها در تحقیق دیگری با استفاده از تبدیلات موجک پیوسته و گستته به مطالعه مقایسه‌ای آشکارسازی آسیب در تیرهای فولادی مبتنی بر پاسخ‌های استاتیکی و دینامیکی پرداختند و نشان دادند که با هر دو نوع تبدیلات موجک می‌توان از تحلیل پاسخ‌های استاتیکی و دینامیکی موقعیت‌های آسیب را شناسایی نمود [۲۵ و ۲۶]. رضایی فر و همکاران [۲۷-۲۹] با استفاده از تبدیل موجک

پارامترهای مودال سازه پرداختند. آن‌ها پاسخ ارتعاش آزاد سازه با استفاده از تبدیل موجک بسته‌ای تجزیه نمودند. سپس سیگنال تجزیه شده‌ای را که دارای انرژی یکسان با سیگنال اصلی بود برای شناسایی پارامترهای مودال استفاده کردند. عملکرد روش پیشنهادی در شناسایی پارامترهای مودال با استفاده از نتایج نمونه آزمایشگاهی مبنا تائید شد. عباس‌نیا و همکاران [۱۱] با استفاده از روش دو مرحله‌ای تبدیل موجک و الگوریتم‌های بهینه‌سازی به شناسایی آسیب در تیرها پرداختند. آن‌ها توسط تبدیل موجک محل‌های آسیب را شناسایی نمودند و به این ترتیب تعداد مجھولات تابع هدف را به تعداد موقعیت‌های شناسایی شده آسیب کاهش دادند و از طریق الگوریتم‌های بهینه‌سازی موفق به شناسایی مقدار آسیب در هر یک از موقعیت‌های آسیب شدند. میرزایی و همکاران [۱۲] با روشی مشابه، به شناسایی آسیب در سازه خرپا با تعداد المان‌های زیاد پرداختند و به این طریق المان‌های آسیب‌دیده شناسایی و مقدار آسیب در هر یک از المان‌ها محاسبه گردید. محققان [۱۳] با استفاده از ترکیب تبدیل موجک و مدل المان محدود به تشخیص آسیب در صفحات کامپوزیتی چندلایه پرداختند. آن‌ها در این تحقیق با استفاده از تبدیل موجک، محل خرابی شناسایی نمودند و سپس با بهینه نمودن یک تابع خطای ارائه شده توسط الگوریتم ژنتیک موفق به شناسایی پارامترهای آسیب شدند. یانگ و ایادیجی [۱۴] روشنی برای شناسایی خرابی صفحات کامپوزیتی چندلایه با استفاده از سطح فرکانس مودال<sup>۱۴</sup> ارائه نمودند. آن‌ها نشان دادند که کاهش سختی موضعی لایه‌ها باعث اختلال در سطح فرکانس مودال شده و با محاسبه ضرایب موجک سطح فرکانس مودال می‌توان محل و شکل خرابی صفحات کامپوزیتی چندلایه را مشخص نمود. حبیب‌زاده آذری و غفارزاده [۱۵] با استفاده از بسته تبدیل موجک و

<sup>13</sup> Yang & Oyadji<sup>14</sup> Modal Frequency Surface

هستند و  $\psi$  تابع موجک است. تابع موجک در آنالیز موجک با پارامترهای مقیاس و انتقال تعریف شده است. این ویژگی منجر به ارائه تحلیل چندگانه سیگنال‌های غیرایستا می‌شود، به این صورت که با انتخاب مقیاس‌های کوچک و بزرگ به ترتیب بازه‌های کوچک و بزرگ روی سیگنال توسط تبدیل موجک برای انجام آنالیز موجک انتخاب می‌شود.

تابع موجک باید این شرایط را داشته باشد:

- انتگرال تابع موجک باید صفر باشد [۳۵]؛

$$\int_{-\infty}^{\infty} \psi(t) dt = 0 \quad (2)$$

- انرژی آن محدود باشد [۳۵]؛

$$\int_{-\infty}^{\infty} |\psi(t)|^2 dt < +\infty \quad (3)$$

- باید در رابطه (۴) صدق نماید [۳۷-۳۵] :

$$\int_{-\infty}^{\infty} \frac{|\Psi(\omega)|^2}{\omega} d\omega < +\infty \quad (4)$$

که در آن  $\Psi$  تبدیل فوریه  $\psi$  و  $\omega$  بیانگر بسامد است. رابطه (۳) پیشنهاد می‌کند که تابع به صورت نوسانی است. رابطه (۴) به این معنی است که بیشترین انرژی در تابع موجک برای یک بازه زمانی کوتاه نامحدود نمی‌شود [۳۷].

### ۳- مصالح و هندسه سازه تیر فولادی

سازه تیر فولادی به طول  $1/5$  متر با مقطع IPE100 و شرایط تکیه‌گاهی دو سر مفصل با مشخصات مدول الاستیسیته ۲۰۰۰۰۰ مگاپاسکال، نسبت پوآسن  $0/3$  و چگالی  $7850$  کیلوگرم بر مترمکعب در وضعیت‌های سالم و آسیب D1، D2 و D3 با شکل ۱ مورد نظر است.

خسارت در محل‌های آسیب به صورت  $30\%$  کاهش مدول الاستیسیته فولاد در نظر گرفته شد.

پیوسته به تحلیل شکل مود در یک سازه ساختمانی کاملاً پانلی و دچار آسیب پرداختند. در این مطالعه محل آسیب با ایجاد جهش نسبی حدکشی و حداقلی در ضرایب موجک تولید شده شناسایی گردید. خان احمدی و همکاران در تحقیقی با استفاده از تبدیل موجک پیوسته به شناسایی آسیب ستون تحت اثر بار محوری پرداختند. مقدار اوج سیگنال‌های خروجی را با صرف نظر از مقدار متناظر با دو انتهای ستون در محل‌های آسیب مشاهده گردید [۳۰-۳۲]. در تحقیق دیگری با به‌کارگیری تبدیلات موجک و داده‌های شکل مود موفق به شناسایی ناحیه جدادشگی هسته بتنی از جداره فولادی ستون‌های مقاطع مرکب CFST شدن [۳۳ و ۳۵].

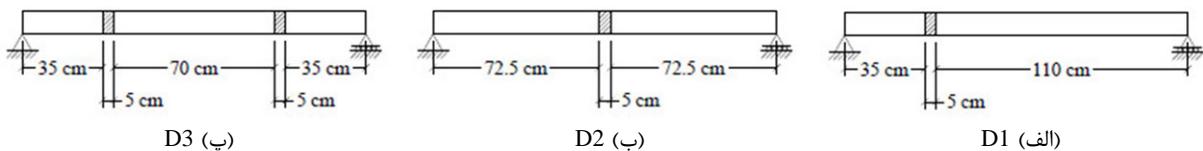
تیرها و ستون‌ها از مهم‌ترین المان‌های سازه‌های مهندسی عمران و همچنین، ماشین‌آلات صنعتی هستند و تشخیص آسیب در آن‌ها به منظور پایش وضعیت سلامت کلی سازه دارای اهمیت است. در این مقاله، روشی برای تشخیص آسیب در المان تیر مبتنی بر نتایج تحلیلی تبدیل موجک پیوسته و سیگنال‌های اولیه و ثانویه شکل مود پیشنهاد و کارایی آن بررسی شده است.

### ۲- تبدیل موجک

تبدیل موجک یکی از روش‌های توانمند پردازش سیگنال‌ها است که نسبت به سایر روش‌های پردازش سیگنال (مانند تبدیل فوریه و تبدیل فوریه زمان کوتاه) مشکلات مربوط به رزو لوشن ثابت را ندارد؛ و در واقع مجموعی از یک سری توابع اساسی است که برای هر رزو لوشن‌های مختلف به دست می‌آید [۳۳]. تبدیل موجک سیگنال  $\psi(t)$  در بازه  $-\infty$  تا  $\infty$  با رابطه (۱) تعریف می‌گردد:

$$CWT = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) \frac{1}{\sqrt{|a|}} \psi^* \left( \frac{t-b}{a} \right) dt \quad (1)$$

که در آن  $a$  و  $b$  به ترتیب پارامترهای مقیاس و انتقال



شکل ۱- سازه تیر فولادی در وضعیت های مختلف آسیب

لازم به ذکر است که لزوماً آسیب در سازه باعث کاهش مقادیر فرکانس نمی شود. در زیر زمینه تئوری این موضوع برای یک سیستم سازه ای یک درجه آزادی به جرم  $m$  و سختی  $k$  بحث شده است.

معادله ارتعاش آزاد بدون میرایی یک سیستم یک درجه آزادی به جرم  $m$  و سختی  $k$  با رابطه (۵) تعریف می گردد:

$$m\ddot{y} + ky = 0 \quad (5)$$

که در آن  $y$  پاسخ سازه است.

رابطه (۵) یک معادله دیفرانسیل خطی مرتبه دوم با ضرایب ثابت جرم و سختی است و معادله مشخصه آن دارای دو ریشه مزدوج مختلط است. از حل معادله (۵) پاسخی از جنس توابع کسینوس و سینوس به شکل (۶) حاصل می شود:

$$y(t) = \frac{y_0}{\omega} \sin \omega t + y_0 \cos \omega t \quad (6)$$

که در آن  $\omega = \sqrt{k/m}$  فرکانس طبیعی است.

در ادامه اثر تغییر در جرم و سختی بر مقدار  $\omega$  مورد بررسی واقع شده است:

$$k = \omega^2 m \Rightarrow \Delta k = 2m\omega\Delta\omega + \omega^2\Delta m \Rightarrow$$

$$\frac{\Delta k}{k} = \frac{2m\omega\Delta\omega}{\omega^2 m} + \frac{\omega^2\Delta m}{\omega^2 m} \Rightarrow \frac{\Delta k}{k} = \frac{2\Delta\omega}{\omega} + \frac{\Delta m}{m}$$

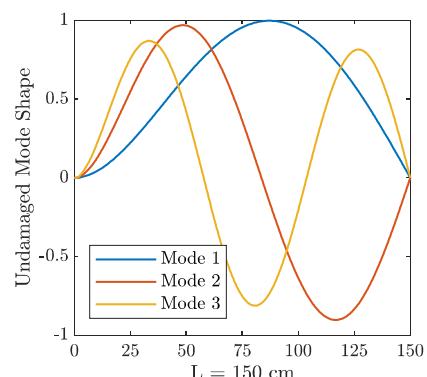
در نتیجه

$$\Delta\omega = \frac{1}{2}\omega \left( \left| \frac{\Delta m}{m} \right| - \left| \frac{\Delta k}{k} \right| \right) \quad (7)$$

با توجه به (۷) می توان نتیجه گرفت که در اثر آسیب بسته به اینکه عبارت داخل پرانتز مثبت یا منفی باشد، مقدار فرکانس به ترتیب افزایش و کاهش می یابد.

#### ۴- تحلیل فرکانسی

سازه تیر فولادی با استفاده از المان Shell 3D در محیط نرم افزار اجزا محدود ABAQUS مدل سازی و با بعد متش ۲۵ میلی متر تحلیل فرکانسی شد و اطلاعات مودال (فرکانسها و شکل های مود ارتعاشی) استخراج گردید. در شکل ۲ سه شکل مود اول خمشی تیر فولادی سالم نشان داده شده و مقادیر فرکانس وضعیت های سالم و آسیب در جدول ۱ گزارش شده است.



شکل ۲- سه شکل مود اول تیر فولادی سالم

مشاهده می گردد مقدار فرکانس وضعیت آسیب از مقدار فرکانس وضعیت سالم در هر سه مود کمتر است. همچنین، مقایسه مقادیر فرکانسی حالت آسیب D1 و D3 نشان می دهد که با اضافه شدن یک موقعیت آسیب جدید به یک وضعیت آسیب، کاهش بیشتری در مقادیر فرکانس اتفاق می افتد.

جدول ۱- فرکانس های طبیعی وضعیت های سالم و آسیب

وضعیت سلامتی	شماره مود			
	D3	D2	D1	سالم
فرکانس طبیعی (Hz)				
۵۸/۴۵۷	۵۸/۹۸۷	۵۸/۴۳۶	۵۸/۹۹۶	۱
۱۸۶/۰۳	۱۸۸/۴۷	۱۸۹/۴۴	۱۸۹/۸۱	۲
۳۸۲/۸۶	۳۸۴/۶۰	۳۸۴/۵۰	۳۸۸/۹۳	۳

D1 و D2) به عنوان مرکز شناسایی شده آسیب، در صدهای خطای شناسایی ارائه شده است. مشاهده می‌گردد که خطای شناسایی مرکز از ۰.۲٪ کمتر است و این مقدار خطای شناسایی ناچیز بوده و نشان دهنده دقیق روش پیشنهادی مقایسه نتایج تحلیلی آنالیز موجک است.

#### ۱-۵- بررسی سناریوی خرابی D1

سیگنال‌های اولیه و ثانویه شکل مود وضعیت آسیب D1 تحت آنالیز تابع موجک coif5 واقع شدند و نتایج نموداری مربوط به ضرایب جزئیات مودهای اول تا سوم (سیگنال‌های خروجی) در شکل ۳ ترسیم شده است. مشاهده می‌گردد از مقایسه نمودارهای وضعیت‌های سالم و آسیب، موقعیت آسیب با ایجاد پرش یا جهش در نمودار وضعیت آسیب قابل شناسایی است

#### ۲-۵- بررسی سناریوی خرابی D2

به طور مشابه شکل‌های مود سالم و آسیب D2 به عنوان ورودی تبدیل موجک تعریف گردید و ضرایب جزئیات موجک از تحلیل با تابع موجک coif5 استخراج شدند. مقایسه نتایج نموداری مودهای بررسی شده، تفاوت را در موقعیت محتمل آسیب نشان می‌دهد (شکل ۴).

#### ۳-۵- بررسی سناریوی خرابی D3

مشابهًا سیگنال‌های ورودی با تابع موجک coif5 تحلیل و نمودار سیگنال‌های خروجی ترسیم شدند. مقایسه نمودارهای وضعیت‌های اولیه و ثانویه، تفاوت را در موقعیت‌های آسیب نشان می‌دهد و هر دو موقعیت آسیب به صورت پرش یا جهش اتفاق افتاده در نمودار سیگنال خروجی ثانویه شناسایی شدند (شکل ۵).

#### ۶- شناسایی با دیگر توابع موجک

با استفاده از الگوی مقایسه‌ای سیگنال‌های خروجی حاصل از آنالیز موجک سیگنال‌های شکل مود، شناسایی با دیگر توابع موجک خانواده Coiflets، Daubechies، Bior و Rbio و Symlets نیز انجام گردید.

در ادامه، اثر آسیب بر شکل‌های مود تیر با استفاده از معیار همبستگی مودال<sup>۱۵</sup> مورد بررسی قرار گرفته است. این معیار در واقع توان دوم کسینوس زاویه بین بردارهای شکل مود اولیه و ثانویه است [۳۸ و ۳۹] که با رابطه (۸) تعریف می‌گردد:

$$MAC_i^{u,d} = \frac{(\sum_{j=1}^n \phi_{i,j}^u \phi_{i,j}^d)^2}{\sum_{j=1}^n (\phi_{i,j}^u)^2 \sum_{j=1}^n (\phi_{i,j}^d)^2} \quad (8)$$

مقدار MAC همواره بین صفر و ۱ قرار دارد و مقادیر کمتر از ۱ عدم همبستگی کامل شکل‌های مود را نشان می‌دهد. در جدول ۲ مقادیر MAC محاسبه شده است.

جدول ۲- مقادیر معیار همبستگی مودال

حالت آسیب			مود
D3	D2	D1	
معیار همبستگی مودال			
۰/۹۹۹۹۳۲۳۸	۰/۹۹۹۹۹۷۴	۰/۹۹۹۹۷۹۲۱	۱
۰/۹۹۸۸۳۶۷	۰/۹۹۸۵۵۹۴	۰/۹۹۹۵۴۴۶	۲
۰/۹۹۶۹۲۴۹	۰/۹۹۶۴۵۵	۰/۹۹۷۳۱۴۶	۳

#### ۵- شناسایی آسیب

از ویژگی‌های پردازشی تبدیل موجک، قابلیت محلی‌سازی سیگنال در دو حوزه زمان و فرکانس است. بر این اساس در این مقاله، شکل‌های مود با تابع درون‌یاب اسپلاین مکعبی<sup>۱۶</sup> درون‌یابی شد و به عنوان سیگنال‌های ورودی تبدیل موجک تعریف گردید. بررسی‌ها با توابع موجک مختلف انجام شد و مقایسه نتایج تحلیلی شماری از توابع موجک عملکرد شناسایی مطلوبی ارائه نمودند. در ادامه نتایج تحلیلی تابع موجک coif5 (با انتخاب ضریب مقیاس ۲) به عنوان یک تابع موجک موفق در شناسایی موقعیت آسیب تیر آورده شده است.

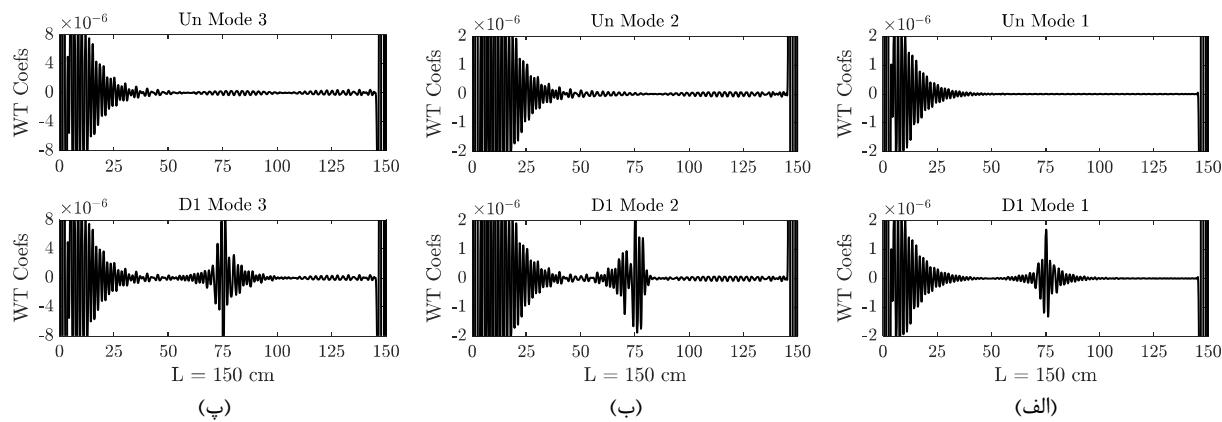
در جدول ۲ با در نظر گرفتن مقدار حداکثر نسبی ضریب موجک اتفاق افتاده در منطقه آسیب (آسیب‌های

<sup>۱۵</sup> Modal Assurance Criterion (MAC)

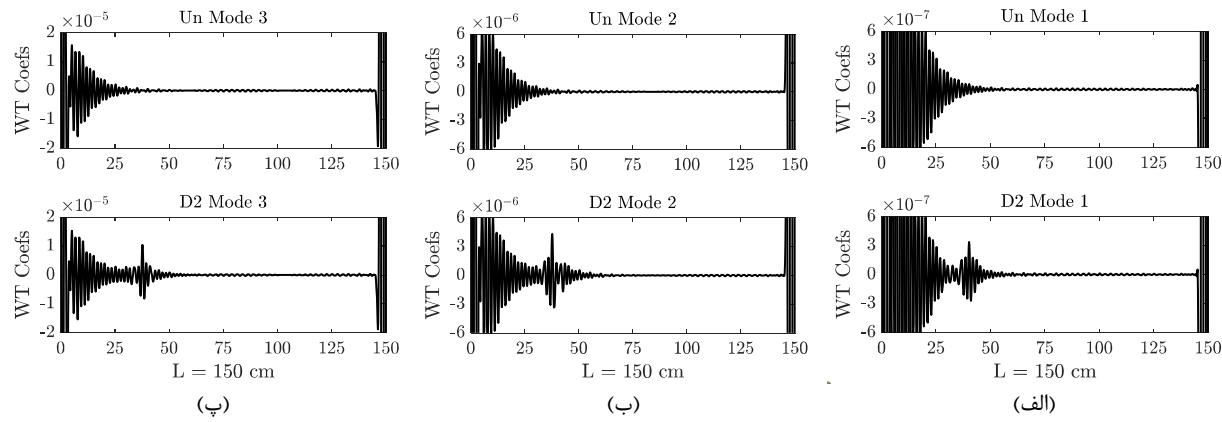
<sup>۱۶</sup> Cubic Spline Interpolation

جدول ۳- مقادیر درصد خطای شناسایی مرکز آسیب D1 و D2

مرکز آسیب D1				
خطا (%)	مرکز آسیب (cm)		$CWT_{max} \times 10^{-7}$	مود
	تشخیصی	واقعی		
۰/۱۵	۷۵/۲۲۵	۷۵	۱/۱۶۹۵۶	۱
۰/۱۵	۷۵/۲۲۵	۷۵	۲/۳۹۲۴	۲
۰/۷۵	۷۶/۱۲۶	۷۵	۸/۷۳۵۶	۳
مرکز آسیب D2				
خطا (%)	مرکز آسیب (cm)		$CWT_{max} \times 10^{-7}$	مود
	تشخیصی	واقعی		
۱/۸۳	۴۰/۲۴۰	۳۷/۵	۰/۳۳۸۸	۱
۰/۲۳	۳۷/۸۳۸	۳۷/۵	۴/۳۲۵۲	۲
۰/۱۳	۳۷/۶۸۸	۳۷/۵	۱۰/۴۴۵	۳



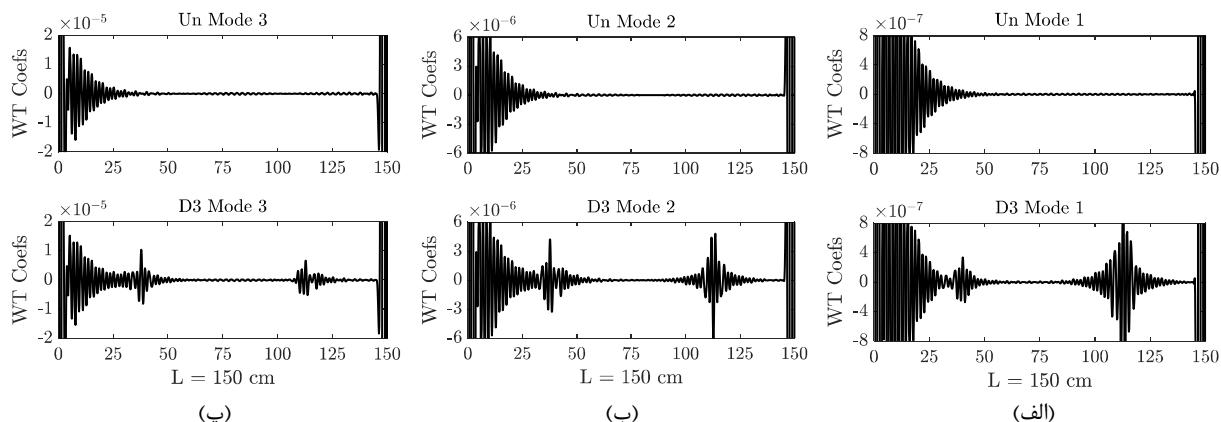
شکل ۳- سیگنال‌های خروجی (الف) مود اول، (ب) مود دوم و (پ) مود سوم سالم و آسیب D1



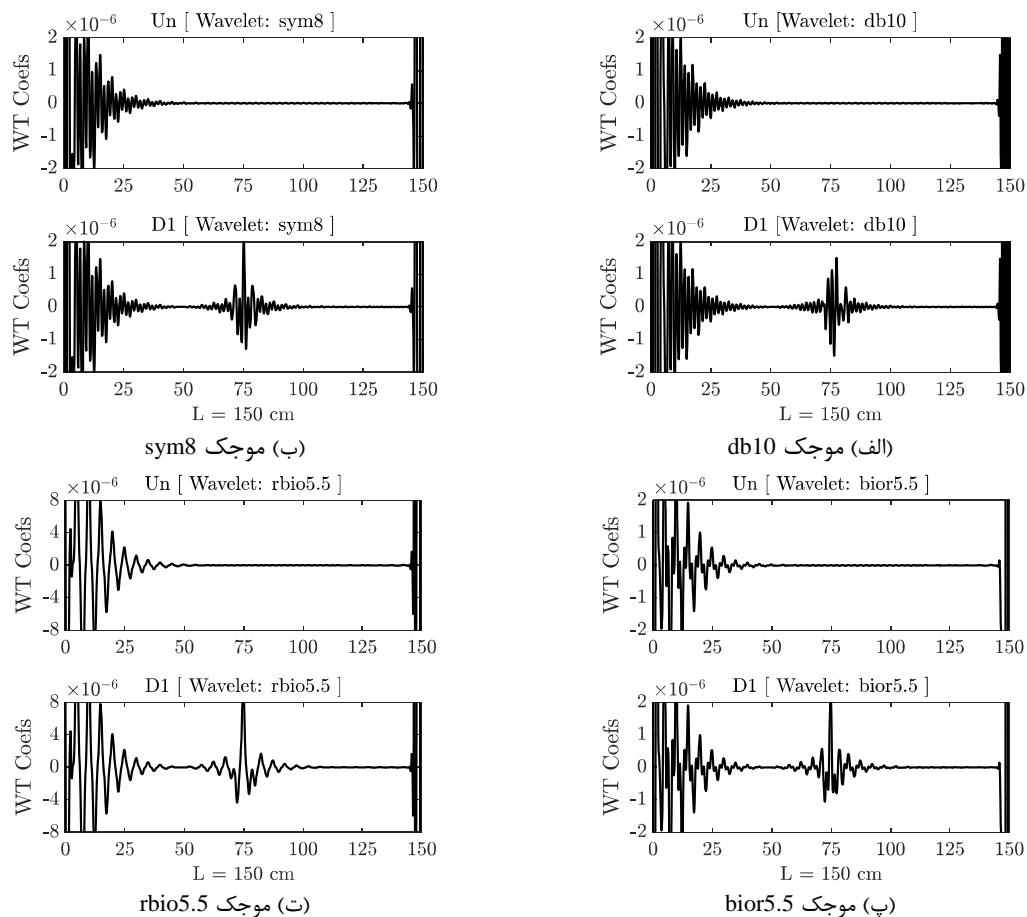
شکل ۴- سیگنال‌های خروجی (الف) مود اول، (ب) مود دوم و (پ) مود سوم سالم و آسیب D2

(D1) در شکل ۶ نشان داده شده است. نمودار سیگنال‌های خروجی، تفاوت را در موقعیت آسیب نشان می‌دهد.

به عنوان مثال، نتایج تحلیلی توابع موجک db10، bior5.5 و rbio5.5 (برای مود اول حالت آسیب



شکل ۵- سیگنال‌های خروجی (الف) مود اول، (ب) مود دوم و (پ) مود سوم سالم و آسیب D3



شکل ۶- نتایج آنالیز موجک‌های مختلف سیگنال‌های ورودی

می‌تواند از خرایی کلی سازه جلوگیری نماید و خسارت‌های احتمالی را به حداقل ممکن رساند.

در این مقاله، بر اساس فرکانس‌ها و شکل‌های مود اولیه و ثانویه ارتعاشی به شناسایی و تشخیص آسیب سازه تیر پرداخته شد. بررسی‌ها نشان داد:

- ۱- در اثر آسیب (کاهش مدول الاستیسیته)، مقادیر فرکانس کاهش می‌یابد؛ به طوری که از مقایسه

## ۷- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

پایش سلامت و تشخیص آسیب سازه‌ها از ضروریات اولیه نگهداری سازه و تأمین ایمنی ساکنان آن است. تیرها و ستون‌ها از اعضای اصلی سازه‌های مهندسی عمران (ساختمان‌ها و پل‌ها) هستند؛ بنابراین، تشخیص آسیب در این اعضا و سپس، ترمیم و یا تعویض به موقع آن‌ها

شناسایی نمود.

۴- بررسی‌ها با توابع موجک متعدد انجام شد و نتایج آشکارسازی مطلوب حاصل گردید. این موضوع نشان می‌دهد که مقایسه نمودار سیگنال‌های خروجی حاصل از تحلیل تبدیل موجک پیوسته وضعیت‌های اولیه و ثانویه، روشی کارآمد و قابل اعتماد در تشخیص موقعیت‌های مختلف آسیب در اعضای سازه‌ای تیر مانند است.

روش پیشنهادی تشخیص آسیب مبتنی بر مقایسه نمودار سیگنال‌های خروجی اولیه و ثانویه برای شرایطی که شکل‌های مود ارتعاشی آلوده به نویز نیستند و یا کمترین تأثیر از نویزهای تصادفی را دارند، مناسب است.

### تقدیر و تشکر

نویسنده‌گان مقاله از همکاری ارزشمند جناب مهندس محمد دالوند دانش‌آموخته کارشناسی ارشد مهندسی عمران دانشگاه سمنان قدردانی می‌نمایند.

مقادیر فرکانس وضعیت‌های D2 و D3 مشاهده گردید با اضافه شدن یک موقعیت آسیب جدید به یک وضعیت آسیب، نرخ کاهش فرکانس افزایش می‌یابد.

۲- شکل‌های اولیه و ثانویه مودهای ارتعاشی بر هم انطباق کامل ندارند و مقادیر معیار اطمینان مودال کمتر از ۱ محاسبه می‌شود.

با توجه به خاصیت تشخیصی تبدیل موجک، شکل‌های اولیه و ثانویه مود به عنوان سیگنال‌های ورودی تبدیل موجک برای انجام تحلیل موجک تعریف شدند. نتایج نشان داد:

۳- در تمام مودها تفاوت نمودار سیگنال خروجی اولیه در مقایسه با نمودار سیگنال خروجی ثانویه، در موقعیت‌های آسیب در نمودار خروجی ثانویه به صورت پرش ایجاد شده قابل مشاهده است؛ به نحوی که با یک بررسی ساده می‌توان موقعیت‌های آسیب را با خطای کمتر از٪۲

### مراجع

- [1] Katunin, A. (2010). "Identification of multiple cracks in composite beams using discrete wavelet transform", *Scientific Problem of Machines Operation and Maintenance*, 45(2), 41-52.
- [2] Zhong, S., and Oyadiji, S.O. (2011). "Crack detection in simply supported beams using stationary wavelet transform of modal data", *Structural Control and Health Monitoring*, 18, 169-190.
- [3] Bagheri, A., and Kourehli, S. (2013). "Damage detection of structures under earthquake excitation using discrete wavelet analysis", *Asian Journal of Civil Engineering*, 14(2), 289-304.
- [4] Xu, W., Radzienki, M., Ostachowicz, W., and Cao, M. (2013). "Damage detection in plates using two-dimensional direction Gaussian wavelets and laser scanned operating deflection shapes", *Structural Health Monitoring*, 12(5-6), 457-468.
- [5] Lee, S.G., Yun, G.J., and Shang, S. (2014). "Reference-free damage detection for truss bridge structures by continuous relative wavelet entropy method", *Structural Health Monitoring*, 1-14.
- [6] Li, J., and Hao, H. (2014). "Substructure damage identification based on wavelet-domain response reconstruction", *Structural Health Monitoring*, 1-17.
- [7] Ezzodin, A., Naderpour, H., Kheyroddin, A., and Ghodrati Amiri, G. (2015). "Damage Localization and Quantification of Beams Using Wavelet Transform", *Journal of Modeling in Engineering*, 12(39), 1-11.
- [8] Katunin, A. (2015). "Stone impact damage identification in composite plates using modal data and quincunx wavelet analysis", *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 15(1), 251-261.
- [9] Rahami, H., Amini-Tehrani, H., Akhavat, M., and Ghodrati-Amiri, G. (2016). "Damage detection in offshore fixed platforms using concepts of energy entropy in wavelet packet transform, Amirkabir Journal of Civil and Environmental Engineering, Vol. 48, No. 3, pp. 241-248.
- [10] Naderpour, H., and Fakharian, P. (2016). "A synthesis of peak picking method and wavelet packet transform for structural modal identification", *KSCE Journal of Civil Engineering*, 20(7), 2859-2867.
- [11] Abbasnia, R., Mirzaei, B., and Yousefbeik, S. (2016). "A two-step method composed of wavelet transform and model updating method for multiple damage diagnosis in beams", *Journal of Vibroengineering*, 18(3), 1497-1513.
- [12] Mirzaei, B., Nasrollahi, K., Yousefbeik, S., Ghodrati Amiri, G., and Zare Hosseinzadeh, A. (2019). "A two-step method for damage identification and quantification in large trusses via wavelet transform and optimization

- algorithm”, *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 7(1), 1-20.
- [13] Ashory, M.R., Ghasemi-Ghalebahman, A., and Kokabi, M.J. (2017). “Damage identification in composite laminates using a hybrid method with wavelet transform and finite element model updating”, *Journal of Mechanical Engineering Science*, 232, 815-827.
- [14] Yang, C., and Oyadiji, S.O., (2017). “Delamination detection in composite laminate plates using 2D wavelet analysis of modal frequency surface”, *Computers and Structures*, 179, 109-126.
- [15] Habibzadeh Azari, O., and Ghaffarzadeh, H. (2018). “Damage Detection Using Wavelet Packet Decomposition and Random Forests Algorithm in Experimental Structure at the UBC (University of British Columbia)”, *Civil Infrastructure Researches*, 3(2), 51-60.
- [16] Rezayfar, O., Younesi, A., Gholhaki, M., and Esfandiari, A. (2018). “Debonding damage detection in concrete filled tube columns by experimental modal data”, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 6(Special Issue 4), 93-106.
- [17] Younesi, A., Rezaifar, O., Gholhaki, M., and Esfandiari, A. (2019). “Structural health monitoring of a concrete-filled tube column”, *Magazine of Civil Engineering*, 85, 136-145.
- [18] Younesi, A., Rezaifar, O., Gholhaki, M., and Esfandiari, A. (2020). “Damage detection in concrete filled tube columns based on experimental modal data and wavelet technique”, *Mechanics of Advanced Composite Structures*, 7(2), 245-254.
- [19] Younesi, A., Rezaifar, O., Gholhaki, M., and Esfandiari, A. (2021). “Active interface debonding detection of a Concrete Filled Tube (CFT) column by modal parameters and Continuous Wavelet Transform (CWT) technique”, *Structural Monitoring and Maintenance*, 8(1), 69-90.
- [20] Hoseini Vaez, S., and Arefzade, T. (2019). “Comparison of static and modal analysis in damage detection of concrete gravity dams via wavelet transform”, *Sharif Journal of Civil Engineering*, 35.2(1.1), 33-41.
- [21] Khanahmadi, M., Rezayfar, O., and Gholhaki, M. (2021). “Damage detection in steel plates based on comparing analytical results of the discrete 2-D wavelet transform of primary and secondary modes shape”, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 8(5), 198-214.
- [22] Khanahmadi, M., Rezayfar, O., and Gholhaki, M. (2021). “Damage detection of prefabricated walls (Panel 3D Plates) based on wavelet transform detection algorithm”, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 8(8), 289-309.
- [23] Khademi-Kouhi, M., Ghasemi-Ghalebahman, A., and Khanahmadi, M. (2019). “Damage assessment in laminated composite plates using wavelet transform”, *4th National Conference on Mechanical & Aerospace Engineering*, K. N. Toosi University, Tehran, Iran.
- [24] Khanahmadi, M., Gholhaki, M., Ghasemi-Ghalebahman, A., and Khademi-Kouhi, M. (2022). “Damage detection in laminated composite plates using wavelet analysis analytical method”, *Journal of Vibration and Sound*, 10(20), 144-156.
- [25] Khanahmadi, M., Rezayfar, O., and Gholhaki, M. (2021). “Comparative study on steel beams damage detection based on continuous and discrete wavelet transforms of static and dynamic responses”, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 8(9), 166-183.
- [26] Khanahmadi, M., Mohammady Garfamy, H., Gholhaki, M., Dejkam, B., and Miri, M.E. (2021). “Wavelet-based Damage Detection of Steel Beam-Structures”, *Journal of Structure & Steel*, 16(33), 15-27.
- [27] Hanteh, M., Rezaifar, O., and Gholhaki, M. (2021). “Selecting the appropriate wavelet function in the damage detection of precast panel building based on experimental results and numerical method”, *Sharif Journal of Civil Engineering*, 37(2.2), 131-147.
- [28] Hanteh, M., and Rezaifar, O. (2021). “Damage detection in precast full panel building by continuous wavelet analysis analytical method”, *Structures*, 29, 701-713.
- [29] Hanteh, M., Rezaifar, O., and Gholhaki, M. (2021). “Selecting the appropriate wavelet function in the damage detection of precast panel building based on experimental results and wavelet analysis”, *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 11(4), 1013-1036.
- [30] Khanahmadi, M., Gholhaki, M., and Rezayfar, O. (2021). “Damage identification of a column under the axial load based on wavelet transform and modal data”, *Journal of Modeling in Engineering*, 18(63), 51-64.
- [31] Khanahmadi, M., Khademi-Kouhi, M., and Azizi Rashid, F. (2021). “A finite element analytical study of the effect of axial load on structural modal properties in a column”, *5th International Conference on Civil, Architecture and Urbanity Engineering*.
- [32] Khanahmadi, M., Rezaifar, O., Gholhaki, M., Dejkam, B., and Younesi, A. (2023). “Health Monitoring and Damage Assessment of a Column under the Effect of Axial Load Using Modal Dynamic Data and Wavelet Analytical Method”, *Modares Civil Engineering Journal*.
- [33] Khanahmadi, M., Rezaifar, O., Gholhaki, M., and Younesi, A. (2023). “Detection of Debonding Damage Location of the Concrete Core from the Steel Tube of Concrete-Filled Steel Tube (CFST) Columns Using Wavelet Analysis Analytical Method”, *Modares Civil Engineering Journal*, 22(1), 129-142.
- [34] Mamazizi, A., Khanahmadi, M., and Nobakht Vakili, K. (2022). “Debonding damage detection and assessment in a CFST composite column using modal dynamic data”, *Sharif Journal of Civil Engineering*.

- [35] Zhongm, S., and Oyadji, S.O. (2011). "Detection of cracks in simply-supported beams by continuous wavelet transform of reconstructed modal data", *Computers & Structures*, 89(1-2), 127-148.
- [36] MATLAB Reference Guide, the Math Works, Ince, R2021a.
- [37] Hansang, K., and Hani, M. (2004). "Damage detection of structures by wavelet analysis", *Engineering Structures*, 26(3), 347-362.
- [38] Rezaifar, O., Kabir, M.Z., Taribakhsh, M., and Tehranian, A. (2008). "Dynamic behaviour of 3D-panel single-storey system using shaking table testing", *Engineering Structures*, 30(2), 318-337.
- [39] Kabir, M.Z., and Rezaifar, O. (2019). "Shaking table examination on dynamic characteristics of a scaled down 4-story building constructed with 3D-panel system", *Structures*, 20, 411-424.



## شیوه‌نامه ارائه مقاله برای مجله پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی

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:

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 ۶ کلمه می‌باشد که با استفاده از ویرگول (،) از گردیده می‌شوند).

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 قلمه‌های مورد استفاده در موقعیت‌های مختلف به همراه اندازه آنها ارائه شده است. هنگام کپی کردن متن از سند دیگر به داخل این سند حتما از گزینه کپی فرمت<sup>۲</sup> برای جلوگیری از تغییر فرمتهای استفاده شود.

## ۲- نحوه ارائه مطالع 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، نحوه نگارش حرفاًی یک گزارش علمی و ساختار مورد نیاز آن به تفصیل ارائه می‌گردد.

این شیوه‌نامه براساس برخی از قابلیت‌های موجود در نرمافزار مایکروسافت ورد<sup>۱</sup> 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

۱- Microsoft-Word

۲- Format Painter

- عنوان کامل مقاله به لاتین، نام نویسنده (یا نویسنده‌گان) به زبان انگلیسی، مشخصات نویسنده (نویسنده‌گان) مطابق با جزئیات فارسی آن به لاتین بیان شود.

- چکیده انگلیسی، کلید واژگان انگلیسی (کاملاً منطبق با چکیده و واژگان کلیدی فارسی).

#### ۱-۲- صفحه‌بندی

مقاله بهصورت دو ستونی (اندازه هر ستون ۷/۳۲ سانتیمتر و فاصله بین دو ستون ۱/۲۷ سانتیمتر) آماده شود. فاصله بین خطوط (بهجز بخش چکیده) ۱/۱۵ میلی‌متر تنظیم شود. کاغذ مورد استفاده باید A4 بوده و تمامی حاشیه‌های آن در اندازه ۲/۵۴ سانتیمتر تنظیم شوند.

توفیرنگی ابتدای هر پاراگراف به اندازه ۰/۸ سانتیمتر تعیین شود (بهجز متن چکیده، عناوین اصلی و فرعی). جداول، شکل‌ها و عناوین آنها بهصورت وسط‌چین و متن مقاله بهصورت تراز دوطرفه<sup>۳</sup> تنظیم شود. شماره‌گذاری عنوان‌ها از ۱ الی آخر صورت گرفته و مقدمه شماره ۱ را به خود اختصاص دهد. شماره‌گذاری زیر عنوان‌ها فرضأ در بخش ۲ بهصورت ۱-۲ و ۲-۲ بوده و در سایر بخش‌ها نیز به همین ترتیب ادامه پیدا کند. بخش مراجع و قدردانی (درصورت لزوم) دارای شماره نمی‌باشد.

تنظيم فاصله عناوین هر بخش و زیر بخش مربوطه بهصورت شکل‌های ۱ و ۲ می‌باشد.

#### ۲-۲- نکات کلی در نحوه بیان متن

در ارائه متنون 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 نویسنده‌گان)، پست الکترونیکی نویسنده (نویسنده‌گان). نام نویسنده عهده‌دار مکاتبات با ستاره مشخص شود.

جدول ۱- اندازه و قلم‌های مورد استفاده در مقاله

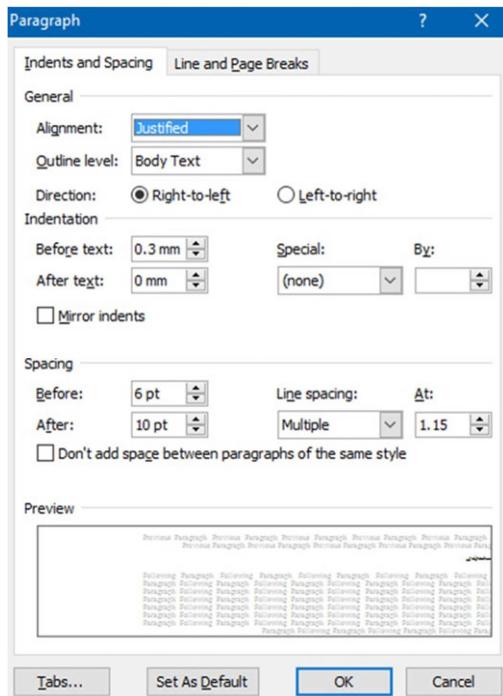
Bold	اندازه	نوع قلم	موقعیت استفاده
✓	۱۴	B Titr	عنوان مقاله
✓	۱۳	B Nazanin	نام نویسنده (گان)
	۱۱	B Nazanin	مرتبه نویسنده (گان)
	۱۰	Times New Roman	ایمیل نویسنده (گان)
	۱۱	B Nazanin	متن چکیده
	۱۱	B Nazanin	واژگان کلیدی
✓	۱۳	B Nazanin	عنوان بخش
✓	۱۱	B Nazanin	عنوان زیربخش
	۱۲	B Nazanin	متن اصلی مقاله
	۱۱	B Nazanin	زیرنویس شکل
	۱۱	B Nazanin	بالانویس جدول
	۹	Times New Roman	پانویس
	۱۰	B Nazanin	منابع فارسی
	۱۰	Times New Roman	منابع لاتین
✓	۱۴	Times New Roman	عنوان انگلیسی
✓	۱۲	Times New Roman	نام نویسنده (گان)- انگلیسی
	۱۱	Times New Roman	مرتبه نویسنده (گان)- انگلیسی
	۱۱	Times New Roman	چکیده لاتین
	۱۱	Times New Roman	واژگان کلیدی- لاتین

- مشخصات نویسنده (نویسنده‌گان) بهصورتی که در ابتدای این شیوه نامه آورده شده است بیان شود.  
- مقدمه، بدنه مقاله (شامل شرح مسئله، روش حل، تفسیر، تحلیل نتایج)، نتیجه‌گیری، فهرست مراجع.

<sup>۳</sup>- Justify

شود. نوشتن مطالب ارزشمندی که هیچ ربطی به موضوع ندارد، فاقد ارزش علمی است.

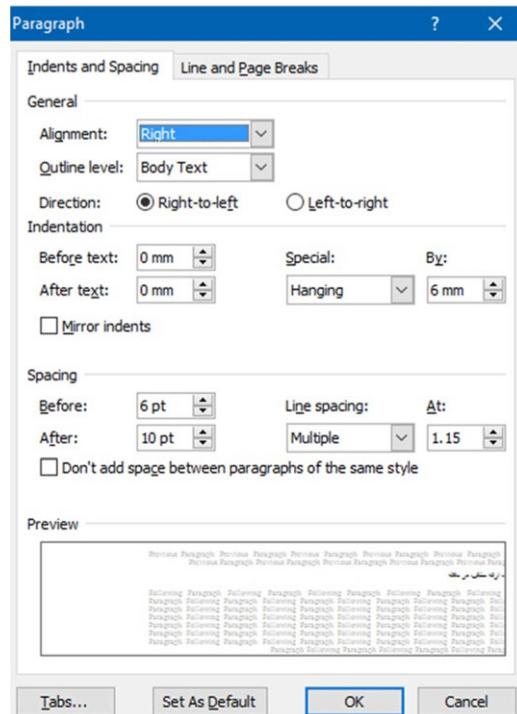
۹- سعی شود تا در حذامکان از کلمات فارسی به جای کلمات غیرفارسی آنها استفاده شود. به عنوان مثال، استفاده از کلمه «لذا» به جای «بنابراین» و یا کلمه «پروسس» به جای «پردازش» مناسب نیست.



شكل ۲- تنظیمات فاصله عنوان زیربخش در متن

- ۱۰- همچنین در نوشتۀ‌های فارسی باید در حذامکان از همزه «ء، ؤ، ئ، إ، ئ» استفاده نشود. مثلاً «اجزاء هواییما» و «آئین‌نامه» ناصحیح، اما «اجزای هواییما» و «آیین‌نامه» صحیح هستند.
- ۱۱- کلیه‌ی 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- کلیه‌ی عالیم مانند نقطه، کاما و دونقطه باید به

- ۲- افعال در یک بند با یکدیگر هماهنگ باشند، بهنحوی که در جملات پی‌درپی بین افعال مجهول و معلوم تعویض صورت نگیرد.
- ۳- از به‌کار بردن فعل‌های یکسان در جملات پشت سر هم خودداری شود.



شكل 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 به‌کار 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 مرمرکز 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 حذامکان، مختصر و مفید باشد و از بحث‌های غیر ضروری در آن پرهیز

و «شکلها» و «شکل ها» نادرست و «میباشد» و «شکل ها» درست میباشد. نویسندهای میتوانند برای اطلاع از نحوه صحیح نگارش کلمات از فایل فرهنگ املایی خط فارسی در سایت فرهنگستان زبان و ادب فارسی استفاده کنند.

### ۳-۲- روابط ریاضی و فرمول ها

برای نگارش فرمول های ریاضی میتوان از نرم افزار MathType استفاده کرد. تمامی نمادهای مورد نیاز در این نرم افزار پیش بینی شده است. برای استفاده از سبک معروفی شده در نوشتن روابط ریاضی و فرمول ها 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 می شود.

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 تک رقمی در متن باید به صورت حروفی نوشته شوند.

۱۷- در بیان اعداد اعشاری فارسی از علامت «٪» و ۲/۴ در اعداد انگلیسی از «٪٪» استفاده شود. (مثال:

۲.۴

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 فاصله ها و نیم فاصله ها در متن ضروری می باشد. به عنوان مثال نگارش کلمه «میباشد»

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		✓	$\alpha$
U.C.Greek	U.C.Greek	Symbol			$\Omega$
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			$5\text{ N/m}^2$
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 فرمول ها برای اولین بار، قبل یا بعد از معادله تعریف شوند.

به علاوه رعایت نکات زیر در نوشتن روابط ریاضی و

فرمول ها الزامی است:

۱- در روابط ریاضی علامت های 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 پرانتر می‌آید و سپس شماره‌ی پانوشت داده می‌شود به عنوان مثال خوشبندی فازی سی‌مین (FCM<sup>۴</sup>). سپس می‌توان از مخفف FCM در متن استفاده نمود.

۴- حرف اول لغات انگلیسی در پانوشت باید با حروف بزرگ نوشته شود. همچنین در معادل انگلیسی یک عبارت در پاورقی، تنها حرف اول اولین کلمه به صورت بزرگ نوشته می‌شود.

۵- در مواردی مانند اسمی افراد که امکان یافتن معادل فارسی برای آنها وجود ندارد، باید نام انگلیسی در متن به خط فارسی و در پانوشت به انگلیسی نوشته شود. به عنوان مثال ذکر اسمی خاص در صورت لزوم این‌گونه بیان می‌شود: بزدک.<sup>۵</sup>

### 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.

#### ۱-۳- جداول و شکل‌ها

تمامی شکل‌ها شامل تصویرها، نمودارها و منحنی‌ها و همچنین جدول‌ها باید با کیفیت مناسب تهیه شوند، به‌گونه‌ای که کپی تهیه شده از آنها از وضوح کافی برخوردار باشد.

<sup>4</sup>- Fuzzy C-Means Clustering

<sup>5</sup>- Bezdek

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.

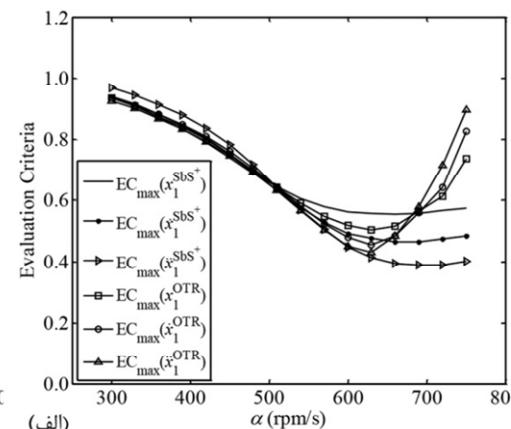
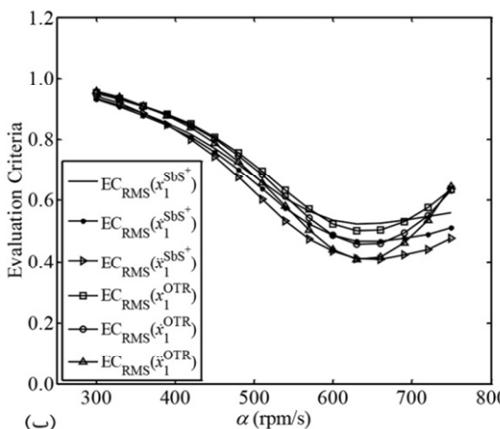
#### ۴-۲- توضیحات در پانویس

توضیحات اضافه در ارتباط با یک عبارت یا واژه در صورت لزوم را می‌توان به صورت پانوشت در همان صفحه آورده. رعایت موارد زیر در ارتباط با پانویسی عبارات، الزامی است:

۱- از پانویسی در عناوین بخش‌ها و زیربخش‌ها خودداری شود و پانویسی در اولین کاربرد واژه‌ی مربوطه در متن انجام گیرد.

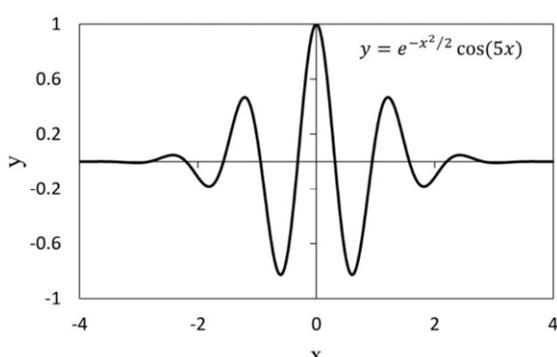
۲- به استثنای عبارات مخفف، لغات انگلیسی تنها در پانوشت آورده شود و از به کارگیری آنها در متن

- ناقص و بدون فعل باشد و توضیحات اضافی در ارتباط با شکل در متن آورده شود.
- ۶- در متن ویژگی‌های تمامی شکل‌ها، تمامی متغیرها و نمادهای موجود در آنها توضیح مبسوط داده شود.
- ۷- شکل‌هایی که متشکل از چند قسمت هستند با زیرعنوان (الف) و (ب) در پایین شکل مشخص شوند و در عنوان زیر شکل، توضیحی برای هریک از آنها با ذکر زیرعنوان مربوطه آورده شود.
- ۸- شکل‌هایی که دارای یک عنوان هستند، با استفاده از نرمافزار فتووشاب در یک صفحه قرار داده شوند. به عنوان نمونه، به شکل ۳ توجه شود.



شکل ۳- معیارهای ارزیابی پاسخ سیستم اصلی بر حسب  $\alpha$  با بهره‌گیری از روش‌های تنظیم  $SbS^{\pm}$  و OTR. (الف) و (ب)  $EC_{\max}$  و  $EC_{RMS}$

- ۱۱- در جدول و شکل‌ها باید واحد پارامترها و مقیاس‌ها ذکر گردد.
- ۱۲- نمودارها حتماً فرمت تصویر در متن قرار داده شوند (شکل ۴).



شکل ۴- تابع حقیقی موجک مورلت [۱].

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، به صورت جمله‌ی

۸- در رسم شکل‌هایی با دو یا چند نمودار رنگی، به منظور 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 به گونه‌ای 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 می‌باشد. خاطرنشان می‌شود بخش نتیجه‌گیری نباید تکرار مقدمه باشد. در مقاله حاضر، سعی برآن بود تا با ارائه یک نمونه عملی، مشخصات مقاله آماده به چاپ برای مجله پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی بیان شود. امید است با موارد ذکر شده، امکان ارائه نشریه‌ای پربارتر به مخاطبین دانشمند این مجله فراهم شود.

### قدرتانی (در صورت لزوم)

۱۳- در تنظیم جدول اگر عبارات به صورت فارسی می‌باشد باید از راست به چپ تنظیم شود (نمونه جدول ۱).

برای ارجاع به جداول و شکل‌ها نباید از پرانتز استفاده شود. مثلًاً «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 حتماً 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 [ ۶-۳ ] 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 قبل 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](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 پیدید 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



**M. Khanahmadi**

Faculty of Civil Engineering,  
University of Kurdistan.

**e-mail:**

m.khanahmadi@uok.ac.ir

**M. Gholhaki\***

Faculty of Civil Engineering,  
Semnan University.

**e-mail:**

mgholhaki@semnan.ac.ir

**O. Rezaifar**

Faculty of Civil Engineering,  
Semnan University.

**e-mail:**

orezayfar@semnan.ac.ir

**B. Dejkam**

Faculty of Civil Engineering,  
Velayat University.

**e-mail:** b.dejkam@velayat.ac.ir

## **Damage Identification in Steel Beam Structures Based on the Comparison of Analytical Results of Wavelet Analysis**

*Numerous researchers focus on monitoring the health of structures to ensure safety and reduce maintenance costs. Beams and columns are the primary elements of structures in civil engineering, and designers expect beams and columns to be the last elements to experience damage. This paper identifies steel beam damage based on dynamic modal data. After a modal analysis was performed on the modeled beam using the ABAQUS finite element software, modal information was extracted, including the frequencies and shapes of healthy and damaged modes. Due to the presence of damage, differences in the frequency values of primary and secondary conditions were observed. In addition, modal assurance criteria (MAC) values below one were obtained, confirming the presence of damage. Using an analytical method based on wavelet analysis, MATLAB.R2021a processed healthy and damaged mode shape signals. In all modes, a comparison of the output signal diagrams of healthy and damaged modes revealed the difference in the damaged area, allowing the damage locations to be identified with an error of less than 2 percent using a simple examination.*

**Keywords:** Structural Health Monitoring, Modal Analysis, Signal Processing, Wavelet Transform, Damage Identification.

---

\* Corresponding author

Received 23 June 2022, Revised 05 August 2022, Accepted 17 August 2022.

DOI: 10.22091/cer.2022.8340.1407



**F. Hamedi\***

Department of Civil  
Engineering, Faculty of  
Engineering and Technology,  
Imam Khomeini International  
University, Qazvin, Iran.

**e-mail:**  
hamedi@eng.ikiu.ac.ir

**S. B. Adibzadeh**

Department of Civil  
Engineering, Faculty of  
Engineering and Technology,  
Imam Khomeini International  
University, Qazvin, Iran.

**e-mail:**  
adibzadeh@edu.ikiu.ac.ir

## **Minimum Thickness of the Column Face in the Welded Unreinforced Flange-Welded Web (WUF-W) Moment Connection to Box Column without Continuity Plate**

*The Welded Unreinforced Flange-Welded Web (WUF-W) Moment Connection is one of the most common types of rigid connections in steel moment frames. However, due to continuity plates installing challenges in the box columns, developing the design equation of continuity plates and finding creative alternative solutions instead of installing inner continuity plates in box columns are the matter of interest to the researchers. Considering the new continuity plate design approach in the AISC 341-16 and the part 10 of the Iranian National Building Code and the ambiguities that have arisen, in this research 42 WUF-W connections have been modeled and numerically studied under monotonic and cyclic loading. The results show that the approach has been taken by the 5<sup>th</sup> editions of part 10 of the Iranian National Building Code based on mandatory installing the continuity plate in box columns is strict. It seems that the equation for design the minimum thickness of the continuity plates in 4<sup>th</sup> edition of part 10 of the Iranian National Building Code can be satisfy the seismic provisions of AISC 341-16 by the correction factor equal to 1.7.*

**Keywords:** WUF-W Connection, Box Column, Rigidity, Cyclic Loading, Continuity Plate.

---

\* Corresponding author

Received 12 June 2022, Revised 09 August 2022, Accepted 11 August 2022.  
DOI: 10.22091/cer.2022.8291.1405



**E. Mohammadi  
Dehcheshmeh**

Iran University of Science  
and Technology, Tehran,  
Iran.

**e-mail:**  
esmaeil\_mohammadi@civileng.iust.ac.ir

**V. Broujerdian\***

Iran University of Science  
and Technology, Tehran,  
Iran.

**e-mail:**  
broujerdian@iust.ac.ir

## **Investigation of the Leaning Column Effect on Estimating of the Responses of Self-Centering Base-Rocking Walls under Far and Near Field Ground Motions**

*In this research, the effect of P-Delta column (leaning column) on the response of gravitational frames with lateral-load resistance system of base-rocking wall has been investigated. The studied structures have 4-, 8-, 12-, 16-, and 20-stories. Nonlinear dynamic behavior is performed under 22 far-field seismic records and 28 near-field seismic records, half of which are pulse-like, via OpenSees software. The ground motions are scaled at both DBE and MCE levels and applied to the structure. The modeling is done in two dimensions. As a results, it has been shown that 1) the higher modes effect increases with increasing earthquake intensity, 2) the higher modes effect are more visible in the records of far-field and near-field-non pulse-like, 3) residual displacements in The both earthquake levels studied are insignificant and negligible, 4) P-Delta column has been more effective in structures under near-field-pulse-like records, 5) The maximum effect of P-Delta column in increasing the moment of wall under near-field-pulse-like earthquake that the value is 12%, and 6) In general, the effect of the P-Delta column on the base-rocking wall structures in especially the stepping-wall can be ignored.*

**Keywords:** Self-centering system, Rocking wall, Residual displacement, Leaning column effect, Higher mode effect.

---

\* Corresponding author

Received 07 March 2022, Revised 04 August 2022, Accepted 10 August 2022.  
DOI: 10.22091/cer.2022.7994.1373



**L. Shahbazi**

Department of Civil  
Engineering, Nour branch,  
Islamic Azad University, Nour,  
Iran.

**e-mail:**  
lidashahba-zi88@gmail.com

**S. Rahimi\***

Department of Civil  
Engineering, School of  
Engineering, Islamic Azad  
University, Nour Branch, Nour,  
Iran.

**e-mail:**  
sepideh.rahimi@iau.ac.ir

**M. Hoseinzadeh**

Department of Civil  
Engineering, Islamic Azad  
University, Nour Branch, Nour,  
Iran.

**e-mail:**  
m\_hoseinzadeh@iaunour.ac.ir

**R. Rezaeyan**

Department of Math science,  
Islamic Azad University Nour,  
Branch, Nour, Iran.

**e-mail:**  
r\_rezaryan@iaunour.ac.ir

## **Optimal Design of Tensile Steel Members by Improving the Regulations of Codes Regarding the Correction of Shear Lag**

*The non-uniform stress distribution that occurs in a tension member adjacent to a connection, in which all elements of the cross section are not directly connected, is commonly referred to as the shear lag effect. This effect reduces the design strength of the member because the entire cross section is not fully effective at the critical section location. This phenomenon has long been taken into account in various structural codes, however the rules of the codes used are somewhat conservative and it seems that they need to be reviewed. In this research, a series of steel box section connected through two wings and plate sections were studied through finite element method using ABAQUS software, and the ultimate member capacity was obtained. It can be seen that in this regard the relationship between the rules is somewhat conservative and optimized relationships have been proposed to address this issue. Parameters used include connection length, axial force eccentricity, and weld size. The results show that the length of the connection, the gusset plate thickness and also the eccentricity have a significant influence on the shear latency coefficient.*

Keywords: Shear Lag, Tensile members, Net cross section failure, Box section, Welded connection.

---

\* Corresponding author

Received 15 June 2022, Accepted 03 August 2022.  
DOI: 10.22091/cer.2022.8310.1406



**A. R. Ghanizadeh\***

Associate Professor, Department of Civil Engineering, University of Technology, Sirjan, Iran.

**e-mail:**

ghanizadeh@sirjantech.ac.ir

**F. Fathizadeh**

Department of Civil Engineering, University of Technology, Sirjan, Iran.

**e-mail:**

Fathizade.farzane@gmail.com

## Numerical Investigation of the Effect of Using Base Materials Containing Recycled Concrete Aggregates on the Performance of Asphalt Pavements Considering Nonlinear Behavior of Materials

*In this study, the effect of adding different percentages of recycled concrete aggregates to aggregate base layer materials on the fatigue and rutting life of pavement has been investigated. In the performed analyzes, nonlinear analysis by NonPAS software has been used. To this end six four-layered pavement sections with different layers thickness were analyzed for three types of very soft, soft and medium clay subgrade soil. The behavior of asphalt layer materials was considered as linear elastic and the behavior of base, subbase and subgrade materials was considered as nonlinear elastic. In all sections of pavement, the use of 0 to 100% of recycled concrete aggregates for all subgrades, at least 61.6% and maximum 198.5% increases the fatigue life and at least -22.6% and maximum 88.4% increases rutting life. In very soft clay subgarde, in thicknesses above 20 cm for the base layer and thicknesses above 30 cm for the subbase layer, it is possible to use recycled concrete materials. In medium clay subgrades, in thicknesses above 15 cm for the base layer, thicknesses above 20 cm for the subbase layer and also thicknesses above 15 cm for the asphalt layer, it is possible to use recycled concrete materials. In hard subgarden, there is no special considerations in terms of the thickness of pavement layers for the use of recycled concrete materials.*

**Keywords:** Granular base, Recycled concrete aggregate (RCA), Pavement analysis, Fatigue and Rutting.

---

\* Corresponding author

Received 17 April 2022, Revised 18 July 2022, Accepted 20 July 2022.

DOI: 10.22091/cer.2022.8110.1386



**R. Daneshfaraz\***

Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Maragheh, Maragheh, Iran.

**e-mail:** daneshfaraz@maragheh.ac.ir

**A. Ghaderi**

Faculty of Engineering, University of Zanjan, Zanjan, Iran.

**e-mail:** amir\_ghaderi@znu.ac.ir

**A. R. Bagheri**

Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Maragheh, Maragheh, Iran.

**e-mail:** alirezab57@yahoo.com

## **Experimental Study of Block Geometry on Aeration and Energy Dissipation at Baffled Chutes**

*In the present study, tests were performed on the chute with five different geometric shapes of baffles and at four different distances of baffles rows under different hydraulic conditions. The results showed that the baffles on the chute creates the flow resistance and with increasing turbulence causes the transfer of the inception point to the upstream of the chute and increases the rate of energy dissipation compare to the chute without baffles. Baffle chutes increased the aeration length by 5.8 times and increases the energy dissipation rate by 21 to 61 percent compared to the chute without baffles. In all models, the rate of energy dissipation in low discharges is higher and with increasing discharge, the energy dissipation decreases. By increasing the spaces between the baffles on the chute, the energy dissipation rate decreased in all models. In the M2 model as the superior model, increasing the spaces between the baffle reduces by 3.1% and 4.57% in the energy dissipation rate, respectively. The effect of longitudinal spaces between the baffles on the aeration and the energy dissipation rate is greater than its transverse spaces.*

**Keywords:** Baffled Chutes, Energy Dissipation, Inception point, Spaces between the baffles, Physical model.

---

\* Corresponding author

Received 03 April 2022, Revised 14 July 2022, Accepted 24 July 2022.

DOI: 10.22091/cer.2022.8061.1381



**H. Ziari\***

Professor, Iran University of  
Science and Technology,  
Tehran, Iran.

**e-mail:** h.ziari@iust.ac.ir

**M. Hajiloo**

Iran University of Science  
and Technology, Tehran,  
Iran.

**e-mail:**  
m\_hajiloo@civileng.iust.ac.ir

## **Design of Asphalt Mixtures Containing RAP by Balanced Mix Design (BMD) Method**

*The mix design of asphalt mixtures is one of the most important factors that affect their performance. Given the importance of the performance assessment of asphalt mixtures and volumetric parameters, a new method called balanced mix design (BMD) had been created. This method considers volumetric parameters as the initial criterion. The ultimate criterion to determine an appropriate range for the optimum bitumen percentage is the proper rutting and cracking performance of the asphalt mixture. In this study, five different asphalt mixture designs were first investigated using the Superpave method, using low (25%) and high (50%) percentages of RAPs and vegetable oil as a recycling agent. Then the mixtures were designed using the BMD method considering three different bitumen contents for each mixture. The Hamburg Wheel Tracking and I-FIT tests were performed to assess the rutting and cracking resistance, respectively. The results of this study show that the optimum binder content (OBC) obtained by BMD method is different from the Superpave method. The highest discrepancies are observed when 25% and 50% of the RAP materials are used without rejuvenator. In these mixtures, the results show that the OBC obtained by the BMD method compared to the Superpave method for mixtures containing 25 and 50% RAP without rejuvenator increased by 9.56 and 22.18%, respectively. In terms of performance, the percentage of OBC by the Superpave method is not suitable for mixtures containing RAP and rejuvenator.*

**Keywords:** Balanced mix design (BMD), Reclaimed asphalt pavements (RAPs), Rejuvenator, Superpave, Hamburg Wheel Tracking test, Cracking.

---

\* Corresponding author

Received 26 February 2022, Revised 25 May 2022, Accepted 15 June 2022.  
DOI: 10.22091/cer.2022.7959.1366



**M. Kazemzadeh**

Department of Civil  
Engineering, Islamic Azad  
University, Central Tehran  
Branch.

**e-mail:**  
michaelkazemzdeh1@gmail.com

**A. Zad \***

Assistant Professor, Department  
of Civil Engineering, Islamic  
Azad University, Central Tehran  
Branch.

**e-mail:** a.zad@iauctb.ac.ir

**M. Yazdi**

Assistant Professor, Department  
of Civil Engineering, Islamic  
Azad University, Central Tehran  
Branch.

**e-mail:** yazdi\_ma@yahoo.com

**A. Chamani**

Department of Civil  
Engineering, Islamic Azad  
University, Central Tehran  
Branch.

**e-mail:**  
alichamani100@yahoo.com

## **Stabilization of Lead and Zinc Contaminated Clay Soils with Metakaolin**

*Soil pollution due to various factors is one of the world's problems in different countries, especially industrialized countries, which has attracted much attention in the form of various researches. To solve this problem, in this study, metakaolin was used to stabilize low-plasticity (CL) clay contaminated with lead and zinc nitrate. The present study consists of two main stages. The first stage examines the soil to identify the most critical concentrations of contaminated soils and soils contaminated with lead nitrate and zinc nitrate in a ratio of 1: 1 and with concentrations of 1000, 5000 and 10000 ppm with a curing time of 7 days. The results obtained in the first stage showed that increasing the concentration of pollutants has a negative effect on soil geotechnical parameters, which can be reduced to the maximum uniaxial compressive strength and reduced soil CBR resistance. This step aimed to identify the most critical concentration of contaminated soil, which was 100 ppm. The second stage examines the resistance tests of contaminated soil with a concentration of 10000 ppm and its stabilization with metakaolin at a rate of 5% by weight and with a curing time of 7, 14 and 28 days. The purpose of curing time is to investigate the effect of time on soil geotechnical parameters during the presence of metakaolin in the soil. In general, according to the results of these experiments, the maximum uniaxial compressive strength and soil CBR strength increased with increasing curing time. As the curing time increases, the soil adhesion increases and consequently the compressive strength of the soil increases.*

Keywords: lead (II) nitrate, Zinc nitrate, metakaolin, Pozzolan, Soil contamination.

---

\* Corresponding author

Received 06 January 2022, Revised 14 June 2022, Accepted 15 June 2022.  
DOI: 10.22091/cer.2022.7756.1349



**M. Lak**

Department of Civil  
Engineering, Ayatollah  
Boroujerdi University.

**e-mail:** M.lak@abru.ac.ir

**M. Komasi\***

Associate Professor, Department  
of Civil Engineering, Ayatollah  
Boroujerdi University.

**e-mail:** komasi@abru.ac.ir

## Numerical Investigation of the Flow Field on the Ogee Spillway under the Influence of the Crest Shape and Slope of the Upstream Face of the Spillway

*In this study, the ogee spillway flow pattern under the influence of the spillway curve shape and upstream slope changes was evaluated using Flow-3D numerical simulator software. Thus, two ogee spillways with elliptical crest and USBR pattern were simulated in two vertical and oblique upstream modes with a slope of 3H:3V and three different heads, and the results of changes in effective parameters such as flow, velocity and pressure in the length of each spillway was examined. Validation of the results of the numerical model with the results of the Maynard experimental model showed that the Flow-3D numerical model has a high ability to simulate the flow field on the ogee spillway. Comparison of flow rate from numerical model with experimental data showed that the average computational error was less than 3% of the numerical model. Examination of the pressure field showed that at the height of the head equal to the design head, the pressures are close to atmospheric pressure and no negative pressure is created on the spillway crest, but at the head higher than the design head, negative pressure will be created on the spillway. The amount of negative pressure created at the beginning of the USBR spillway crest is higher than the negative pressure value of the elliptical spillway crest due to the lack of continuity in the crest and further separation of the flow lines from it. The results also showed that the ogee spillway with oval crest has a relatively better performance in the flow over the spillway and in these spillways it is possible to pass more discharge with higher safety and sloping the upstream side of the spillway causes a change in the discharge coefficient and finally the flow rate of the spillways.*

**Keywords:** Ogee Spillway, Numerical simulation, Flow-3D, Volume of fluid (VOF), Pressure distribution.

---

\* Corresponding author

Received 22 November 2021, Revised 14 June 2022, Accepted 15 June 2022.  
DOI: 10.22091/cer.2022.7342.1329



**M. R. Keymanesh\***

Faculty Member, Payame  
Noor University (PNU), PO  
Box: 19395-4697, Tehran,  
Iran.

**e-mail:**

mrkeymanesh@pnu.ac.ir

**M. R. Mohammad Aliha**

Associate Professor, School  
of Industrial Engineering,  
Iran University of Science  
and Engineering (IUST),  
Tehran, Iran.

**e-mail:** mrm\_aliha@iust.ac.ir

**G. R. Mehdizadeh**

PhD Student, Payame Noor  
University (PNU), PO Box:  
19395-4697, Tehran, Iran.

**e-mail:**

mehdizadeh@student.pnu.ac.ir

## Evaluation of the Effect of Nano-Organosilane Zycotherm and Deviation of Aggregate Gradation on Asphalt Film Thickness and Moisture Sensitivity of Hot Mix Asphalt

*The durability of asphalt mixtures depends to a large extent on the asphalt film thickness. Stripping is the separation of the asphalt binder film from the aggregate surface due to the action and penetration of water. In this study, a gradation was prepared from basalt crushed aggregates. Then, by applying upper and lower allowable deviation tolerances to the fine aggregates of it, two gradations were produced. Nano-Organosilane Zycotherm was used as a liquid antistripping additive. The guidelines of the MS-2 Journal of the Asphalt Institute, NCHRP 567 report, Austroads and VicRoads reports were used to calculate the asphalt film thickness. Scanning Electronic Microscopy (SEM) was also used to show the asphalt film thickness of the three asphalt mixtures. The Marshall Stability Ratio and Indirect Tensile Strength Ratio tests according to AASHTO T283 were used to evaluate the moisture durability of asphalt mixtures. The results showed that the gradation changes in the fine aggregates caused a 12.9% decrease in asphalt film thickness in asphalt mixtures with upper allowable deviation tolerances and a 17.7% increase in asphalt film thickness in asphalt mixtures with lower allowable deviation tolerances, and these changes necessitate durability tests. Also, in the evaluation of moisture durability, all three asphalt mixtures were able to strip according to MSR and TSR indexes. Although Zycotherm had a positive effect on the MSR index of all three asphalt mixtures, according to the TSR index, the asphalt mixture with the lower allowable deviation tolerances was still able to stripe. Therefore, the moisture damage due to the gradation changes in this asphalt mixture is not improved by the Zycotherm additive.*

**Keywords:** Allowable deviation tolerances, Asphalt film thickness, Marshall Stability Ratio, Indirect Tensile Strength Ratio, Moisture sensitivity.

---

\* Corresponding author

Received 19 January 2022, Revised 15 May 2022, Accepted 09 June 2022.  
DOI: 10.22091/cer.2022.7812.1355



**S. A. Yadavar**

Department of Civil  
Engineering, Faculty of  
Engineering, University of  
Qom.

**e-mail:**

A.yadavar@stu.qom.ac.ir

**E. Dehghani\***

Assistant Professor,  
Department of Civil  
Engineering, Faculty of  
Engineering, University of  
Qom.

**e-mail:**

eng\_dehghani@yahoo.com

## **Investigation of the Lateral Soil Pressure on the Basement Walls Constructed Based on Top-down Method**

*The method for retaining the excavated pit could have a significant effect on the soil pressure acting on the retaining walls; For this purpose, since the Top-Down construction method is widely used, In this study, a series of numerical analyses has been conducted to investigate the effect of the excavation method and the distribution of the structural elements on the soil pressure distribution. Generally, for engineering purposes, active and at-rest soil pressure distribution and the Peck apparent pressure distribution (in the case of retained walls) are used for soil pressure determination. The results of the study suggest that in contrast to the at-rest and active soil pressure distribution, the pressure distribution on retaining walls has no similarity with the triangular distribution and the Peck's APD provides an acceptable estimation of soil pressure and its distribution. The results also show that with the increase of deformation due to the construction of the wall, as an example in one case, a 60% increase in ground settlement reduced the soil pressure acting on the walls by up to 15%. It's also noteworthy that this study focuses only on a special type of soil, So the result might be inapplicable to other circum-stances.*

**Keywords:** Lateral soil pressure, Top-Down method, Peck's APD, Arching effect.

---

\* Corresponding author

Received 21 April 2022, Revised 04 June 2022, Accepted 09 June 2022.  
DOI: 10.22091/cer.2022.8131.1390



**E. Shahryari**

Department of Civil  
Engineering, K. N. Toosi  
University of Technology,  
Tehran, Iran.

**e-mail:**  
shahryari.ehsan@gmail.com

**M. Akbari\***

Assistant Professor, Department  
of Civil Engineering, Semnan  
University, Semnan, Iran.

**e-mail:** akbari@semnan.ac.ir

**A. M. Hamedipour**

Department of Civil  
Engineering, Semnan  
University, Semnan, Iran.

**e-mail:**  
amirhamedi1373@yahoo.com

## **Investigation of the Effect of Nano Graphene Oxide on Fracture Resistance of Asphalt Mixtures with a Fracture Energy Approach**

*In recent years, extensive studies have been conducted on the effect of different nanomaterials on the performance of asphalt mixtures. Also, in the present study, Nano graphene oxide (GO) in the amounts of 0.2, 0.5, and 0.8% by weight of bitumen was used to improve the fracture resistance of HMA asphalt mixture against cracking at negative temperatures. Nano graphene oxide (GO) has been introduced as the material of the century due to its very unique and excellent properties. For this purpose, to investigate the effect of this nanomaterial on the fracture resistance of the asphalt mixtures, the semi-circular bending (SCB) fracture test at temperatures of -5 and -15°C and four different loading modes have been used. In addition, conventional bitumen tests were performed to investigate the effect of Nano GO on pure bitumen in this study. The conventional bitumen tests showed that the addition of Nano GO to pure bitumen increased the softening point, viscosity, and specific gravity and reduced the penetration and ductility in pure bitumen. Also, the semi-circular bending (SCB) fracture test results indicate that using Nano graphene oxide increases the fracture energy of asphalt mixtures and improves the resistance of asphalt specimens to cracking. So that mixtures containing 0.5% of this additive have the best performance. The results show that the use of this amount of additive in the asphalt mixture at -5°C and pure loading mode I increases by 105% and at -15°C and pure loading mode II increases by 60% in the fracture energy.*

**Keywords:** Nano graphene oxide, fracture energy, low temperature cracking, SCB fracture test, asphalt mixture.

---

\* Corresponding author

Received 28 March 2022, Revised 04 May 2022, Accepted 09 May 2022.  
DOI: 10.22091/cer.2022.8028.1377



**Contents:**

**Investigation of the Effect of Nano Graphene Oxide on Fracture Resistance of Asphalt Mixtures with a Fracture Energy Approach**

Ehsan Shahryari, Mahdi Akbari and Amir Mohammad Hamedipour

**Investigation of the Lateral Soil Pressure on the Basement Walls Constructed Based on Top-down Method**

Seyed Ali Yadavar and Ehsan Dehghani

**Evaluation of the Effect of Nano-Organosilane Zycotherm and Deviation of Aggregate Gradation on Aphallt Film Thickness and Moisture Sensitivity of Hot Mix Asphalt**

Mahmoud Reza Keymanesh, Mohammad Reza Mohammad Aliha and Gholamreza Mehdizadeh

**Numerical Investigation of the Flow Field on the Ogee Spillway under the Influence of the Crest Shape and Slope of the Upstream Face of the Spillway**

Mehdi Lak and Mehdi Komasi

**Stabilization of Lead and Zinc Contaminated Clay Soils with Metakaolin**

Michael Kazemzadeh, Amirali Zad, Maryam Yazdi and Ali Chamani

**Design of Asphalt Mixtures Containing RAP by Balanced Mix Design (BMD) Method**

Hassan Ziari and Mojtaba Hajiloo

**Experimental Study of Block Geometry on Aeration and Energy Dissipation at Baffled Chutes**

Rasoul Daneshfaraz, Amir Ghaderi and Alireza Bagheri

**Numerical Investigation of the Effect of Using Base Materials Containing Recycled Concrete Aggregates on the Performance of Asphalt Pavements Considering Nonlinear Behavior of Materials**

Ali Reza Ghanizadeh and Farzaneh Fathizadeh

**Optimal Design of Tensile Steel Members by Improving the Regulations of Codes Regarding the Correction of Shear Lag**

Lida Shahbazi, Sepideh Rahimi, Mohammad Hossein Zadeh and Ramzan Rezaeyan

**Investigation of the Leaning Column Effect on Estimating of the Responses of Self-Centering Base-Rocking Walls under Far and Near Field Ground Motions**

Esmaeil Mohammadi Dehcheshmeh and Vahid Broujerdi

**Minimum Thickness of the Column Face in the Welded Unreinforced Flange-Welded Web (WUF-W) Moment Connection to Box Column without Continuity Plate**

Farzaneh Hamedi and Seyed Benyamin Adibzadeh

**Damage Identification in Steel Beam Structures Based on the Comparison of Analytical Results of Wavelet Analysis**

Mohtasham Khanahmadi, Majid Gholhaki, Omid Rezaifar and Behzad Dejkam





University of Qom

## Civil Infrastructure Researches

Vol. 8, Issue. 2  
Winter 2023

### 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



**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

### **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 Rajaee**, Professor, Department of Civil  
Engineering, University of Qom

**Ali Mohammad Rajabi**, Associate Professor,  
Engineering Geology Department, University of  
Tehran

**Ali Ghanbari**, Professor, Department of Civil  
Engineering, University of Kharazmi

**Vahid Nourani**, Professor, Department of Civil  
Engineering, University of Tabriz

### **International Editorial Board:**

**Janusz Wasowski**, Professor, National Research  
Council, Roma, Italy

**Hakim S. Abdelgader**, Professor, Department of  
Civil Engineering, Faculty of Engineering,  
University of Tripoli, Tripoli, Libyan Arab  
Jamahiriya



Journal of

# Civil Infrastructure Researches

Volume 8, Issue 2, Winter 2023

- 01-17 Investigation of the Effect of Nano Graphene Oxide on Fracture Resistance of Asphalt Mixtures with a Fracture Energy Approach  
*Ehsan Shahryari, Mahdi Akbari and Amir Mohammad Hamedipour*
- 19-35 Investigation of the Lateral Soil Pressure on the Basement Walls Constructed Based on Top-down Method  
*Seyed Ali Yadavar and Ehsan Dehghani*
- 37-55 Evaluation of the Effect of Nano-Organosilane Zycotherm and Deviation of Aggregate Gradation on Asphalt Film Thickness and Moisture Sensitivity of Hot Mix Asphalt  
*Mahmoud Reza Keymanesh, Mohammad Reza Mohammad Aliha and Gholamreza Mehdizadeh*
- 57-68 Numerical Investigation of the Flow Field on the Ogee Spillway under the Influence of the Crest Shape and Slope of the Upstream Face of the Spillway  
*Mehdi Lak and Mehdi Komasi*
- 69-83 Stabilization of Lead and Zinc Contaminated Clay Soils with Metakaolin  
*Michael Kazemzadeh, Amirali Zad, Maryam Yazdi and Ali Chamani*
- 85-102 Design of Asphalt Mixtures Containing RAP by Balanced Mix Design (BMD) Method  
*Hassan Ziari and Mojtaba Hajiloo*
- 103-114 Experimental Study of Block Geometry on Aeration and Energy Dissipation at Baffled Chutes  
*Rasoul Daneshfaraz, Amir Ghaderi and Alireza Bagheri*
- 115-130 Numerical Investigation of the Effect of Using Base Materials Containing Recycled Concrete Aggregates on the Performance of Asphalt Pavements Considering Nonlinear Behavior of Materials  
*Ali Reza Ghanizadeh and Farzaneh Fathizadeh*
- 131-144 Optimal Design of Tensile Steel Members by Improving the Regulations of Codes Regarding the Correction of Shear Lag  
*Lida Shahbazi, Sepideh Rahimi, Mohammad Hossein Zadeh and Ramzan Rezaeyan*
- 145-156 Investigation of the Leaning Column Effect on Estimating of the Responses of Self-Centering Base-Rocking Walls under Far and Near Field Ground Motions  
*Esmaeil Mohammadi Dehcheshmeh and Vahid Broujerdiyan*
- 157-172 Minimum Thickness of the Column Face in the Welded Unreinforced Flange-Welded Web (WUF-W) Moment Connection to Box Column without Continuity Plate  
*Farzaneh Hamedi and Seyed Benyamin Adibzadeh*
- 173-183 Damage Identification in Steel Beam Structures Based on the Comparison of Analytical Results of Wavelet Analysis  
*Mohammad Khanahmadi, Majid Gholaki, Omid Rezaifar and Behzad Dejkam*