

پژوهش های زیرساخت های عمرانی

دوفصلنامه، سال پنجم، شماره ۲، پاییز و زمستان ۱۳۹۸

بررسی آزمایشگاهی سطوح عملکردی و خسارات قاب بتنی پایه پل دارای ضعفهایی در جزئیات لرزه‌ای نجمه کریمی، امین نورعلی‌زاده و محمدکاظم بحرانی	۰۱-۱۳
ارائه روشی مؤثر در تولید نمونه‌های تصادفی برای محاسبه احتمال خرابی سازه‌ها به روش مونت کارلو مهدی نیکوئی ماهانی، امیر محمودزاده و منوچهر امامقلی بابادی	۱۵-۲۹
تشخیص آسیب لرزه‌ای در پایه بتنی پل بزرگراه کردستان- خیابان ملاصدرا تهران به صورت عددی به کمک توابع توزیع تداخلی کاهش‌یافته (RID) و روش تانسوری بهزاد حاصلی و امید خیری نمین	۳۱-۴۹
شبیه‌سازی رفتار خمشی بتن‌های الیافی با استفاده از اجزای محدود- لنگر انحنای مقطع بشری گیلک، مهدی شریفی و احمد مبینی‌پور	۵۱-۶۷
واکاوی دلایل تأخیر از دیدگاه مدیریت ریسک در اجرای پروژه‌های راه‌سازی (مطالعه موردی: محور گرمسار-سیمین‌دشت)	۶۹-۸۲
رضا مهاجری برجقلعه، توحید پوررستم، ناصر منصورشریفلو، جواد مجروحی سردرود و ابراهیم صفا مدلسازی مدول برجهندگی مخلوط آسفالتی مسلح شده با الیاف کورتا با استفاده از روش سطح پاسخ (RSM) علیرضا غنی‌زاده، نسرین حیدرآبادی‌زاده و سعید دادکانی	۸۳-۹۸
پهنه‌بندی تعیین قیر مناسب براساس شاخص عملکردی (PG) در استان همدان محمدرضا پیرمحمدی، سجاد رضائی و پرهام حیاتی	۹۹-۱۰۹
کارایی آهک و سیمان پرتلند در تثبیت رس آلوده به آنتراسن و گلیسرول امیر حمیدی و سعید عبدوس	۱۱۱-۱۲۲
مدلسازی سه‌بعدی پایداری و تغییرشکل جبهه‌کار تسلیح‌شده و تسلیح‌نشده در تونل‌های کم‌عمق مجید طارمی، امیرحسین اقبالی و نوید هادیانی	۱۲۳-۱۳۶
بررسی تأثیر تغییرات ژئوسل بر پایداری شیروانی در خاک غیراشباع بهنام مهدی‌پور، بهرام نادری، حمید هاشم‌الحسینی و مسعود میرمحمدصادقی	۱۳۷-۱۵۱
بررسی عددی رفتار سد خاکی و مقایسه آن با داده‌های ابزار دقیق (مطالعه موردی سد مروک لرستان) احمدرضا مظاهری، رسول عالی‌پور و بهزاد شکری دریکوند	۱۵۳-۱۶۴
تعیین دبی در واحد عرض برای تفکیک جریان ریزشی و رویه‌ای در سرریز پلکانی با استفاده از Flow-3D (مطالعه موردی: سد سیاه‌بیشه)	۱۶۵-۱۷۷
احمدین شبیشه‌گران، محمدرضا محمدخانی و محمد امین توکلی	

به نام خدا



پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی

مجله علمی

هیأت تحریریه

دکتر مرتضی اسکندری قادی

استاد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه تهران

دکتر سید روح الله حسینی واعظ

دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه قم

دکتر ماشاء اله خامه چیان

استاد، گروه زمین شناسی مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس

دکتر مهدی خداپرست

دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه قم

دکتر طاهر رجایی

دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه قم

دکتر علی قنبری

استاد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه خوارزمی

دکتر وحید نورانی

استاد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

هیأت تحریریه بین‌المللی

Janusz Wasowski

Professor, National Research Council, Roma, Italy

Hakim S. Abdelgader

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

سال پنجم، شماره دوم

پاییز و زمستان ۱۳۹۸

صاحب امتیاز:

دانشگاه قم

مدیر مسئول:

دکتر علی محمد رجبی، استادیار، گروه زمین‌شناسی مهندسی، دانشگاه تهران

سر دبیر:

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

دستیار سردبیر:

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

ویراستار:

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

طرح روی جلد: سید محمد جواد حسینی واعظ

صفحه آرایه: طاہره عارف زاده

ناظر چاپ: محمد رضا شجاعی

شاپا الکترونیکی: ۴۰۶x-۲۴۷۶

شاپا چاپی: ۴۰۵۱-۲۴۷۶



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

کد پستی: ۳۷۱۶۱۴۶۶۱۱

تلفن: ۰۲۵-۳۲۱۰۳۵۹۰

نمابر: ۰۲۵-۳۲۸۵۴۲۲۸

نشانی سایت: <http://cer.qom.ac.ir/>

پست الکترونیک: cer@qom.ac.ir

قیمت: ۱۰۰۰۰۰ ریال

مقالات این شماره

- ۱ بررسی آزمایشگاهی سطوح عملکردی و خسارات قاب بتنی پایه پل دارای ضعفهایی در جزئیات لرزه‌ای
نجمه کرمی، امین نورعلی‌زاده و محمدکاظم بحرانی
- ۱۵ ارائه روشی مؤثر در تولید نمونه‌های تصادفی برای محاسبه احتمال خرابی سازه‌ها به روش مونت کارلو
مهدی نیکوئی ماهانی، امیر محمودزاده و منوچهر امامقلی بآبادی
- ۳۱ تشخیص آسیب لرزه‌ای در پایه بتنی پل بزرگراه کردستان - خیابان ملاصدرا تهران به صورت عددی به کمک توابع
توزیع تداخلی کاهش‌یافته (RID) و روش تانسوری
بهزاد حاصلی و امید خیری نمین
- ۵۱ شبیه‌سازی رفتار خمشی بتن‌های الیافی با استفاده از اجزای محدود - لنگر انحنای مقطع
بشری گیلک، مهدی شریفی و احمد مبینی‌پور
- ۶۹ واکاوی دلایل تأخیر از دیدگاه مدیریت ریسک در اجرای پروژه‌های راه‌سازی (مطالعه موردی: محور گرمسار -
سیمین‌دشت)
رضا مهاجری برجقلعه، توحید پوررستم، ناصر منصورشریفلو، جواد مجروحی سردرود و ابراهیم صفا
- ۸۳ مدل‌سازی مدول برجهندگی مخلوط آسفالتی مسلح شده با الیاف کورتا با استفاده از روش سطح پاسخ (RSM)
علیرضا غنی‌زاده، نسرین حیدرآبادی‌زاده و سعید دادکانی
- ۹۹ پهنه‌بندی تعیین قیر مناسب براساس شاخص عملکردی (PG) در استان همدان
محمدرضا پیرمحمدی، سجاد رضائی و پرهام حیاتی
- ۱۱۱ کارایی آهک و سیمان پرتلند در تثبیت رس آلوده به آنتراسن و گلیسرول
امیر حمیدی و سعید عبدوس
- ۱۲۳ مدل‌سازی سه‌بعدی پایداری و تغییرشکل جبهه‌کار تسلیح‌شده و تسلیح‌نشده در تونل‌های کم‌عمق
مجید طارمی، امیرحسین اقبالی و نوید هادیانی
- ۱۳۷ بررسی تأثیر تغییرات ژئوسل بر پایداری شیروانی در خاک غیراشباع
بهنام مهدی‌پور، بهرام نادی، حمید هاشم‌الحسینی و مسعود میرمحمدصادقی
- ۱۵۳ بررسی عددی رفتار سد خاکی و مقایسه آن با داده‌های ابراردقیق (مطالعه موردی سد مروک لرستان)
احمدرضا مظاهری، رسول عالی‌پور و بهزاد شکری دریکوند
- ۱۶۵ تعیین دبی در واحد عرض برای تفکیک جریان ریزشی و رویه‌ای در سرریز پلکانی با استفاده از Flow-3D (مطالعه
موردی: سد سیاه‌پیشه)
آیدین شیشه‌گران، محمدرضا محمدخانی و محمد امین توکلی

درباره نشریه

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

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

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

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

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

اصول اخلاقی نشریه و مصادیق سوء رفتار در نشر

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

وظایف و مسئولیت‌های سردبیر و دبیران علمی:

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

وظایف و مسئولیت‌های داوران:

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

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

وظایف و مسئولیت‌های نویسندگان:

۱. رونوشت‌ها باید فقط به زبان فارسی و با نگارش صحیح و با اصطلاحات مناسب ارسال شود.
۲. رونوشت‌ها نباید در جای دیگری (بجز در قالب چکیده یا بخشی از یک سخنرانی، مقاله مروری، یا پایان‌نامه) چاپ شده باشند یا هم‌زمان توسط نشریه دیگری تحت بررسی باشند.
۳. نویسنده مسئول باید از رضایت دیگر مؤلفان همکار مطمئن بوده و نوشتار به تایید کلیه نویسندگان رسیده باشد.
۴. یکی دیگر از مسئولیت‌های نویسندگان، حصول اطمینان و کسب اجازه موسسه ایست که رونوشت ارسال شده مربوط به آن است.
۵. یکی از شرایط ارسال رونوشت اینست که مؤلفان اجازه ویرایش آن را برای قابلیت خوانایی بیشتر بدهد.
۶. از نویسندگان انتظار می‌رود تا حامی مالی را برای اجرا و آماده‌سازی روند تحقیق به طور خلاصه بیان کنند.
۷. فرم تعهد اخلاقی و حق نشر می‌بایست که توسط 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 نویسندگان، رونوشت خطای مهمی را در کارشان دیدند، لازم است سریعاً دبیر علمی نشریه را برای تصحیح آن مطلع کنند.
۱۱. از آنجاکه سرقت ادبی یکی از خطاهای جدی و غیراخلاقی محسوب می‌شود، همه نویسندگان می‌بایست بدانند که رونوشت‌های ارسال شده به این نشریه ممکن است توسط نرم‌افزارهای سرقت ادبی مورد تحلیل قرار گیرد.
۱۲. همه نویسندگان لازم است فرآیند ارسال یک رونوشت را در این نشریه مطالعه کنند.

مصادیق نقض اصول اخلاقی انتشار توسط نویسندگان:

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

اهداف

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

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

محورهای پژوهشی نشریه

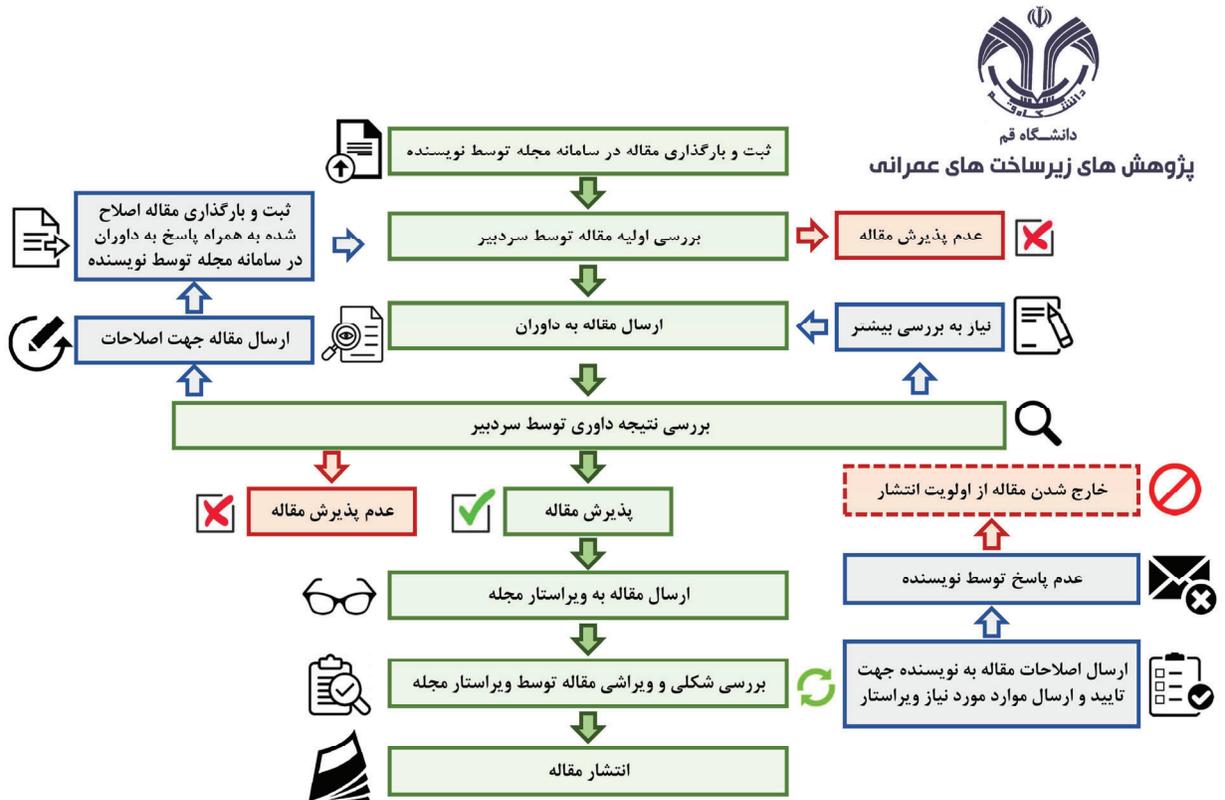
زیرساخت‌های عمرانی شامل سدها، پل‌ها، سیستم‌های حمل و نقل، سازه‌های ژئوتکنیکی، ساخت و سازه‌های زیرزمینی، خطوط لوله، سیستم‌های توزیع آب، ساختمان‌ها، سازه‌های دریایی، نیروگاه‌ها، فرودگاه‌ها، سکوها، دریایی می‌شود.

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

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

فرآیند پذیرش مقالات

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



بررسی آزمایشگاهی سطوح عملکردی و خسارات قاب بتنی پایه پل دارای ضعف‌هایی در جزئیات لرزه‌ای

پل‌ها به‌عنوان سازه‌های مهمی در شریان‌های حیاتی مطرح هستند. در زلزله‌های اخیر لزوم تقویت و بهسازی سازه انواع پل‌ها به‌عنوان حقیقت غیرقابل انکاری نمایان شده است. در ایران و در دهه‌های اخیر، جامعه مهندسی سعی کرده است خود را با آیین‌نامه‌های روز دنیا انطباق دهد. در دهه ۷۰ و اوایل دهه ۸۰، رفتار پل‌ها تحت بارهای ثقلی نسبت به رفتار لرزه‌ای آن‌ها در ایران بیشتر مورد توجه بوده است. بسیاری از پل‌های موجود که تحت سرویس‌دهی هستند، فاقد استانداردهای اجرایی مناسب جهت حفظ عملکرد تحت زلزله می‌باشند. به همین جهت، در این مقاله، به‌طور مشخص بر روی ارزیابی رفتار قاب بتنی پل‌های متداول بزرگراهی در ایران توجه شده است. دو نوع قاب بتنی با جزئیات موجود براساس میانگین چند پل دارای شرایط زمانی طراحی و ساخت مشابه و دارای تعداد پایه‌های متفاوت تحت بارگذاری جانبی بررسی شده و در ادامه رفتار اتصالات زانویی و میانی به‌طور گام‌به‌گام مقایسه گردیده است. ارزیابی عملکرد این قاب‌ها لزوم بهسازی لرزه‌ای را برای نزدیک شدن به مودهای خرابی مطلوب نشان داده و روند خسارات و سطوح عملکردی اجرا نشان از مکانیزم خرابی نامناسب داده است. همچنین مقادیر کمی شاخص‌های خسارت به‌صورت تفکیکی مورد بررسی قرار گرفته است که می‌تواند در مطالعات بعدی مورد استفاده قرار گیرد.

واژگان کلیدی: رفتار لرزه‌ای، بارگذاری چرخه‌ای، سطح عملکرد، سطح خسارت، اتصال زانویی.

نجمه کرمی

دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه قم.

پست الکترونیک:

n.karami@stu.qom.ac.ir

امین نورعلی‌زاده

دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه قم.

پست الکترونیک:

A.Nooralizadeh@stu.qom.ac.ir

محمد کاظم بحرانی*

دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه قم.

پست الکترونیک:

mkbahrani@ut.ac.ir

۱- مقدمه

به‌دلیل تنوع در طراحی پل‌ها در سراسر جهان نمی‌توان یک روش واحد را برای ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل‌های بزرگراهی استفاده کرد. زلزله‌های اخیر در ایالات متحده، ژاپن، ترکیه و تایوان نشان داده است که بیشتر پل‌هایی که براساس آخرین نسخه از آیین‌نامه‌های لرزه‌ای پل‌ها طراحی شده‌اند، خسارت و خرابی‌های زیادی را در زلزله تجربه کرده‌اند [۲].

خسارات پل‌ها تحت زلزله‌های مختلف، معمولاً ناشی از جابه‌جایی زیاد، شکست در ناحیه اتصال، خسارات ناشی از ضعف‌های خمشی و برشی ستون می‌باشد [۳] و [۴]. آسیب‌پذیرترین پایه پل تحت بار محرک سینوسی با استفاده از روش تانسوری معمولاً به پایه‌های میانی مربوط

بیشتر پل‌های بتنی موجود در ایران برای بارهای ثقلی و بارهای استاتیکی جانبی ساده (مثل سیل) طراحی شده‌اند. پل‌های بزرگراهی سازه‌های مهمی هستند که بخش قابل توجهی از اقتصاد ملی کشور را تشکیل داده و نقش حساسی در زمان زلزله و بعد از آن به‌عنوان مسیرهای اضطراری حمل‌ونقل و تخلیه ایفا می‌کنند [۱].

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۸/۰۵/۲۲، بازنگری: ۱۳۹۸/۰۷/۱۳، پذیرش: ۱۳۹۸/۰۷/۱۵
DOI: 10.22091/cer.2019.4721.1165 شناسه دیجیتال

توجه به هدف بهسازی، نتایج ارائه شده مطلوب بوده است [۴].

لوز و موهل^۳، یک مطالعه تجربی بر روی اتصالات تیر-ستون انجام داده و نقص‌های معمول پل‌ها بین سال‌های ۱۹۵۰ و ۱۹۷۰ از جمله طول مهاری ناکافی آرماتورهای طولی ستون، عدم وجود تقویت عرضی در نواحی اتصال (فاصله خاموت‌ها ۲۰ برابر قطر آرماتور) و قطع ۵۰ درصد آرماتورهای اصلی پایینی تیرها در نزدیکی اتصال را بررسی کردند. آن‌ها اتصالات را با یک پوشش RC^۴ دوطرفه بهسازی کردند. نتایج نشان داد که این روش بهسازی در افزایش ظرفیت شکل‌پذیری و مقاومت برشی اتصالات، مؤثر بوده است [۹].

خان محمدی و همکاران بر روی اتصالات قاب پایه بتنی پل دو ستونه با مقیاس ۱/۴ کار کردند. در بررسی‌های اولیه خسارات قابل‌توجهی را در ناحیه اتصال مشاهده کرده و یک روش بهسازی برای ناحیه اتصال پیشنهاد دادند. نتایج نشان داد که نمونه بهسازی شده در ناحیه اتصال هیچ خسارتی را متحمل نشده و مفاصل پلاستیک براساس مکانیزم خرابی آیین‌نامه‌های لرزه‌ای در انتهای هر دو ستون تشکیل شده است [۱۰].

از مطالعات آزمایشگاهی سعیدی می‌توان به ارزیابی لرزه‌ای وضع موجود قاب و شناخت نواقص طراحی و اجرایی پل‌های قدیمی و تست میز لرزه همزمان سه پایه پل اشاره نمود [۱۱]. همچنین محققان تأثیر استفاده از مصالح مختلفی مانند آلیاژ هوشمند حافظه‌دار و مصالح FRP^۵ در نواحی مستعد مفصل پلاستیک را جهت بهبود رفتار لرزه‌ای قاب بتنی پل، بررسی کردند [۱۲].

بیله^۶ و همکاران، منحنی‌های تحلیلی آسیب‌پذیری را برای قاب پل چند دهانه درحوزه نزدیک و دور از گسل بررسی کردند. آن‌ها اثرات روش‌های مختلف بهسازی (از

می‌شود [۵]). ناحیه اتصال از اهمیت فوق‌العاده‌ای در مباحث لرزه‌ای برخوردار است و وجود مقاومت کافی برای حفظ رفتار الاستیک اتصال جهت تشکیل هدایت شده مفاصل پلاستیک خمشی مطلوب در ستون‌ها ضروری می‌باشد [۶]. بنابراین رفتار لرزه‌ای اتصالات پل‌های بزرگراهی باید مورد بررسی قرار گیرد، عملکرد پل‌ها ارزیابی شود و در صورت لزوم، بهسازی گردند تا در زلزله‌های شدید نیز به جهت ادامه خدمت‌رسانی حفظ شوند. در ادامه به نمونه‌هایی از مطالعات مشابه و نتایج کلی آنها اشاره شده است.

یکی از مطالعات مهم انجام گرفته در بررسی سطوح خسارت در قاب‌های بتنی پل‌ها، مربوط به هوس^۱ و همکاران می‌باشد که به‌شدت مورد استقبال و استناد محققان بعدی قرار گرفته است. با بررسی مطالعات آزمایشگاهی قبلی، هوس سطوح خسارت و سطوح عملکرد پنجگانه و همچنین پارامترهای طراحی خود برای پل‌ها را پیشنهاد داده است [۷].

بحرانی و همکاران، بر روی یک قاب بتنی چند ستونه در مقیاس ۱/۳ تحت بارگذاری سیکلی جانبی، مطالعاتی را انجام داده و حالت‌های شکست از جمله شکست اتصال و لغزش تقویت طولی ستون در اتصالات را مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان داد که این حالت‌های شکست، ظرفیت اتلاف انرژی را به‌شدت تحت تأثیر قرار داده و پاسخ هیستریزس را به‌طور قابل‌توجهی دچار لاغرشدگی میانی^۲ کرده است [۸]. ایشان همچنین مطالعاتی بر روی قاب پایه بتنی پل سه ستونه انجام دادند. در این تحقیق، سطوح عملکردی اعضا را بررسی کرده و سه طرح بهسازی جداگانه شامل کاهش نیاز برشی ستون (با کاهش مقطع مؤثر میلگردها در نواحی مورد نظر)، تنیدگی خارجی عرضی و همچنین تنیدگی خارجی عرضی و طولی همزمان تیر سرستون را ارائه کردند که با

³- Lowes and Mohele

⁴- Reinforced concrete

⁵- Fiber Reinforced Polymer

⁶- Bilah

¹- Hose

²- Pinnching

متفاوت می‌باشد و مانع از خسارات مالی و اقتصادی زیادی می‌شود [۱۶]. در همین راستا هوس به‌منظور ارزیابی دقیق خسارت و عملکرد سازه‌های پل، مطالعات جامع و کاملی که حاصل از نتایج آزمایش‌های انجام شده بر روی اجزای سازنده و سیستم‌های پل در دانشگاه سان‌دیوگو می‌باشد، ارائه کرد. این مطالعات شامل روند توسعه خسارت و یافتن سطوح عملکردی می‌باشد که به‌صورت بانک اطلاعاتی مورد توجه قرار گرفته است. در روش ارزیابی هوس، سطح عملکردی با یک وضعیت خاص از خسارت بیان شده که تعریف کیفی و کمی ۵ سطح عملکردی ارائه شده است. سطوح عملکردی و خسارت مربوطه در ادامه آورده شده است [۶].

۲-۱- ارزیابی خسارت پل

اولین مرحله شامل ارزیابی خسارت است که خسارات سازه‌ای را به توصیفات اجتماعی- اقتصادی در پنج سطح عملکرد مرتبط می‌کند. همچنین هزینه‌ها و عملیات لازم تعمیرات برای آن‌ها ارائه شده است. ارزیابی خسارت پل در جدول ۱ ارائه شده است.

۲-۲- ارزیابی عملکرد پل

برای ارزیابی عملکرد پل‌ها باید براساس مطالعات میدانی بعد از زلزله، مشاهدات آزمایشگاهی دقیق، مشاهدات زلزله‌های گذشته و تجزیه و تحلیل دقیق اقدام کرد. پنج سطح عملکردی پیشنهادی در جدول ۲ طبقه‌بندی شده است. در این مرحله، از پنج سطح عملکردی مشابه مرحله قبلی (مرحله ارزیابی خسارت) استفاده شده است.

برای وضوح ارتباط بین سطوح خسارت و سطوح عملکردی، به‌جای توصیفات کیفی و مشاهداتی، از توصیفات کمی مهندسی استفاده گردیده تا قابل محاسبه و اندازه‌گیری باشد؛ که توصیف‌های کیفی و کمی مربوط به این پنج سطح عملکردی در جدول ۲ قابل مشاهده می‌باشند. تعاریف کیفی به وضوح به‌صورت عینی قابل

جمله ژاکت‌های فولادی، ژاکت بتنی، ژاکت پلی‌استر تقویت شده با الیاف کربن (CFRP^۷)، ژاکت کامپوزیت سیمانی مهندسی ساخته شده (ECC^۸) را بر روی پل‌ها ارزیابی کرده و آسیب‌پذیری آن‌ها را مقایسه کردند. نتایج نشان داد که هر دو ژاکت ECC و CFRP در کاهش آسیب‌پذیری در حرکات مذکور مؤثر بوده‌اند [۱۳].

فن و مکرومیک^۹، منحنی‌های شکنندگی (منحنی‌های آسیب‌پذیری) را برای بهسازی پل‌های پیوسته فولادی چنددهانه در نیویورک بررسی کردند. محققان، اثرات روش‌های مختلف بهسازی مانند تکیه‌گاه الاستومری، بلبرینگ سرب، پوشش الیاف کربن و میراگر ویسکوز در کاهش آسیب‌پذیری پل‌ها را مورد ارزیابی قرار دادند و با عملکرد پل‌های ساخته شده مقایسه نمودند. آن‌ها مطرح کردند که ترکیبی از تکیه‌گاه الاستومری و میراگر ویسکوز یک اثر بهسازی بهینه را برای پل‌های پیوسته فولادی مرسوم در نیویورک فراهم می‌کند [۱۴].

این مقاله به بررسی میزان خسارات وارده به دو نوع قاب بتنی دو و سه ستونه پل‌های بزرگراهی با جزییات مربوط به نمونه واقعی پل موجود پرداخته است. بارگذاری جانبی از نوع شبه‌استاتیکی و براساس آیین‌نامه ATC24 [۱۵] انجام شده است.

۲- بررسی سطوح عملکرد و خسارت

از روش‌های طراحی لرزه‌ای انتظار می‌رود که سازه پس از زلزله شدید دچار فرو ریزش نشود، اما نمی‌توان شدت و میزان خسارت در اثر زلزله متوسط یا خفیف را تعیین کرد. طبق اهداف عملکردی آیین‌نامه‌ها، سازه پل باید در برابر زلزله‌های شدید ایمنی جانی داشته باشد. از این عملکرد تا حدودی اطمینان حاصل می‌شود که سطوح عملکردی و سطوح خسارت دارای تعاریف کیفی و کمی

⁷- Carbon-Fiber-Reinforced Polymer

⁸- Engineered Cementitious Composite

⁹- Fan and Mccromik

تشخیص است و تعاریف کمی را می‌توان با اندازه‌گیری عرض و زوایای ترک‌ها، ناحیه‌های ترک خورده و محدوده پوسته شدن بتن محاسبه کرد تا به هر سطح عملکرد یک عدد اختصاص داده شود.

جدول ۱- ارزیابی خسارت پل [۷]

سطح	طبقه‌بندی خسارت	تعریف خسارت	تعریف تعمیرات	وضعیت اجتماعی- اقتصادی
(I)	-	ترک‌های موبین قابل مشاهده	-	کاملاً قابل استفاده
(II)	جزئی	ترک خوردگی	تعمیرات ممکن	قابل استفاده
(III)	متوسط	بازشدن ترک‌ها شروع پوسته شدن بتن	حداقل تعمیرات لازم	ایمنی جانی
(IV)	شدید	ترک‌های عریض گسترش پوسته شدن بتن	تعمیرات جدی	پیش از فروریزش
(V)	شکست موضعی یا فروریزش	تغییرشکل ماندگار قابل مشاهده کمانش یا پاره شدن آرماتور طولی	جایگزینی	فروریزش

جدول ۲- ارزیابی عملکرد پل [۷]

سطح	سطح عملکرد	توضیح کیفی عملکرد	توضیح کمی عملکرد
(I)	ترک خوردگی	شروع ترک‌های موبین	ترک‌ها به سختی قابل مشاهده
(II)	جاری شدن	اولین جاری شدن آرماتور طولی	عرض ترک کمتر از ۱ م م
(III)	شروع مکانیزم محلی	شروع تغییرشکل‌های غیرخطی شروع پوسته شدن بتن توسعه ترک‌ها به صورت قطری	عرض ترک ۱ تا ۲ م م پوسته شدن بتن در طولی بیشتر از یک دهم عمق مقطع
(IV)	توسعه کامل مکانیزم محلی	بازشدن عرض ترک‌ها و قلوه‌کن شدن بتن در محدوده مکانیزم محلی	عرض ترک بیشتر از ۲ م م گسترش ترک قطری تا دو سوم عمق مقطع پوسته شدن بتن در طولی بیشتر از نصف عمق مقطع
(V)	افت مقاومت	کمانش آرماتورهای اصلی پاره شدن آرماتورهای عرضی شکست در هسته بتن	عرض ترک بیش از ۲ م م در هسته بتن اتساع بیشتر از پنج درصد بعد اصلی

۳- مشخصات نمونه‌ها

آرایش و تعداد آرماتورهای طولی ستون دقیقاً مشابه وضع موجود و با رعایت تقارن کامل مقطع ستون انجام شده است. مقاومت فشاری بتن نمونه‌ها و همچنین نتایج آزمایش کشش آرماتورها که در آزمایشگاه سازه دانشگاه امیرکبیر انجام گردیده به ترتیب در جداول ۳ و ۴ ارائه شده است.

در این دو نمونه، نسبت آرماتورهای طولی و عرضی و ابعاد مقاطع، نظیر میانگین پل‌های متداول مورد مطالعه انتخاب شده است. همچنین جزئیات محدوده اتصال، مطابق میانگین مشاهدات میدانی انتخاب شد. نقشه‌ها و مقاطع نمونه‌ها در شکل ۱ نشان داده شده است.

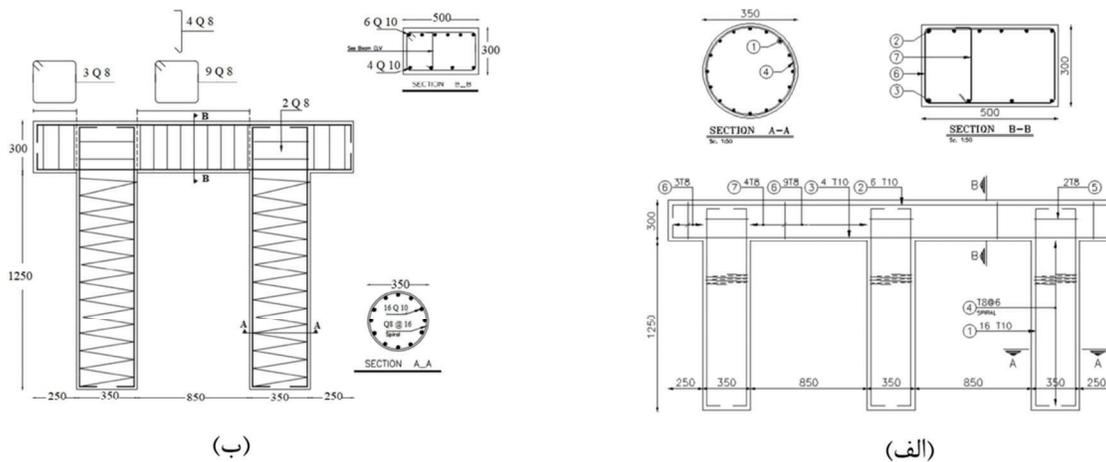
در این مطالعه نمونه‌های چون ساخت دو و سه ستونه پایه پل بزرگراهی که بیانگر وضعیت موجود پایه پل‌های کاشانی، ملاصدرا، آرامنه، مهاجران، آزادگان، کسما و ساوه که مربوط به طراحی‌ها و اجراهای متداول در دهه ۷۰ در ایران بوده است، به ترتیب در دو تیپ A1 و C1 در نظر گرفته شده است. هر دو نمونه دارای جزئیات و نواقص مشابهی می‌باشند و در مقیاس ۳۰ درصد ساخته شده‌اند.

جدول ۳- مشخصات فشاری بتن نمونه‌ها برحسب مگاپاسکال (f_c')

عضو	A1	C1
تیر سرستون	۲۳/۴	۴۲/۱
ستون	۳۱/۷	۴۱/۷

جدول ۴- مشخصات مکانیکی آرماتورهای طولی و عرضی استفاده شده در نمونه‌های چوب ساخت

نوع آرماتور	A1		C1		تنش جاری شدن (مگاپاسکال)	تنش نهایی (مگاپاسکال)	کرنش نهایی (درصد)
	تنش جاری شدن (مگاپاسکال)	کرنش نهایی (درصد)	تنش جاری شدن (مگاپاسکال)	کرنش نهایی (درصد)			
طولی	۵۰۳/۴	۱۲/۹۲	۵۱۱/۴	۱۲/۵۶	۶۵۳/۲	۶۵۳/۲	۱۲/۵۶
عرضی	۳۴۸/۳	۱۲/۴۷	۳۶۵/۴	۱۲/۳۴	۵۴۰/۸	۵۴۰/۸	۱۲/۳۴



شکل ۱- جزییات نمونه چوب ساخت (الف) A1 و (ب) C1 (اعداد برحسب میلی‌متر)

است. توزیع این بار وارده در دو نمونه A1 و C1 به ترتیب از طریق شش و چهار الاستومر بوده که الاستومرها در فواصل منظمی بین تیر عرضی فولادی و تیر سرستون قرار گرفته‌اند. از طرفی، دو برش‌گیر بین تیر عرضی و تیر سرستون برای انتقال بار جانبی قرار داده شده است.

۴-۲- اعمال بار ثقلی

بارگذاری ثقلی در نمونه آزمایشگاهی A1 توسط بولت‌های پرمقاومت در دو سمت نمونه و نصب کرنش‌سنج روی بولت‌ها از لحظه شروع بارگذاری ثقلی تا انتهای تست اعمال شده است. برای انتقال بار به قاب از الاستومرهای مناسب استفاده گردیده است. در شکل ۴- (الف)، نحوه

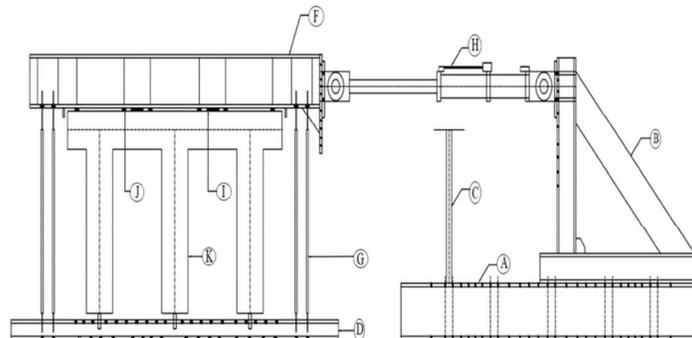
۴- تنظیمات آزمایش

۴-۱- ابزاربندی آزمایش

قطعات و اجزایی که برای نصب و تنظیم نمونه‌های آزمایشگاهی A1 و C1 و تأمین کف صلب به کار رفته است، به ترتیب در شکل‌های ۲ و ۳ نامگذاری و معرفی شده است. برای اتصال ستون‌های قاب بتنی به تیر فلزی متصل به کف صلب، در انتهای ستون از دو بولت با مقاومت بالا استفاده شده تا شرایط مرزی مفصلی مورد نظر تأمین شود. بار ثقلی در نمونه A1 توسط هشت بولت متقارن در طرفین نمونه اعمال گردید. همچنین در نمونه C1 بار ثقلی توسط تیر فولادی صلیبی شکل اعمال شده

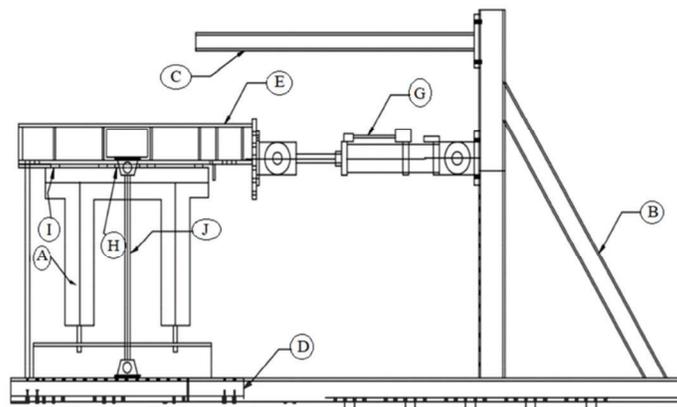
توسط جک نیرو کنترل و المان فلزی که پای مفصلی داشته است، منتقل شده است. شکل ۴- (ب)، نحوه اعمال بار ثقلی را نشان می‌دهد.

انتقال بار ثقلی در آزمایشگاه پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی نشان داده شده است. در نمونه آزمایشگاهی C۱، در آزمایشگاه سازه دانشگاه تهران بار ثقلی با استفاده از تیر فلزی عمود بر راستای تیر سرستون اعمال شده و



- A: پدستال برای تامین تکیه گاه صلب
- B: پدستال برای استقرار جک افقی
- C: تکیه گاه موقت جک
- D: تیر فولادی برای اتصال نمونه به کف صلب
- G: بولت برای تعادل بار ثقلی
- F: تیر عرضی برای اعمال بار ثقلی
- H: جک افقی برای اعمال بار چرخه‌ای
- I: برشگیر فولادی برای انتقال بار جانبی
- J: الاستومر برای انتقال بار ثقلی به تیر سرستون
- K: پایه پل با مقیاس ۳۰ درصد

شکل ۲- قطعات و جزئیات ابزاربندی نمونه A۱



- A: پایه پل با مقیاس ۳۰ درصد
- B: پدستال برای استقرار جک افقی
- C: دستک نگهدارنده و اطمینان برای جک
- D: تیر فولادی برای اتصال نمونه به کف صلب
- E: تیر صلیبی
- G: جک افقی برای اعمال بار چرخه‌ای
- H: برشگیر فولادی برای انتقال بار جانبی
- I: الاستومر برای انتقال بار ثقلی به تیر سرستون
- J: المان فلزی با دو انتهای مفصلی

شکل ۳- قطعات و جزئیات ابزاربندی نمونه C۱



(ب)



(الف)

شکل ۴- نحوه اعمال بار ثقلی در نمونه (الف) A1 و (ب) C1

۳-۴- اعمال بار جانبی

رفت و برگشتی زلزله است که طبق رابطه (۱) تعریف می شود.

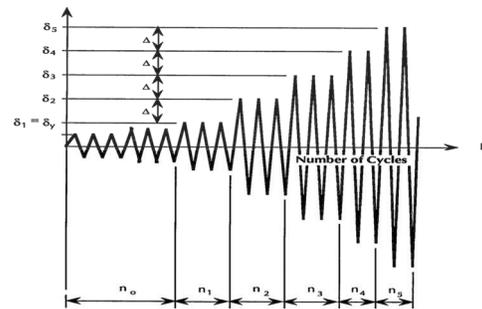
$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (1)$$

که در آن، μ ، ضریب شکل پذیری، Δ_{max} حداکثر تغییرمکان برحسب میلی متر و Δ_y تغییرمکان تسلیم برحسب میلی متر می باشد.

با در نظر گرفتن افت مقاومت درون سیکلی می توان شکل پذیری ۲/۶ را به نمونه نسبت داد و می توان مقدار شکل پذیری سه را با توجه به رفتار بار جانبی برای نمونه مورد مطالعه پیشنهاد کرد. در خصوص جذب انرژی و میرایی به علت لغزش آرماتورهای طولی و عدم تشکیل مکانیزم مطلوب، منحنی هیستریزس دچار لاغرشدگی میانی زیادی شده و جذب انرژی آن محدود است. منحنی هیستریزس نیرو- تغییرمکان نمونه C1 در شکل ۶- (ب) نشان داده شده است. در این نمونه، لاغرشدگی میانی نمونه بسیار کم بوده و نشان دهنده این است که آرماتور طولی ستون در ناحیه اتصال دچار لغزش نشده است. نمونه با ورود به محدوده غیرخطی در کلیه تغییرمکانها دچار افت مقاومت شده است. جذب انرژی در این نمونه بسیار کاهش یافته ولی همچنان نموداری تقریباً متقارن و منظم به دست آمده است.

۵-۲- مقایسه منحنی های هیستریزس

در این مطالعه، برای اعمال بار جانبی از آیین نامه ATC24 [۱۵] استفاده شده است. تغییرمکان تسلیم براساس مشاهدات حین اولین تست برآورد شده و دامنه سیکل ها به صورت مضاربی از تغییرمکان تسلیم تا انتهای آزمایش ادامه پیدا کرده است. الگوی بار جانبی در شکل ۵ مشاهده می شود.



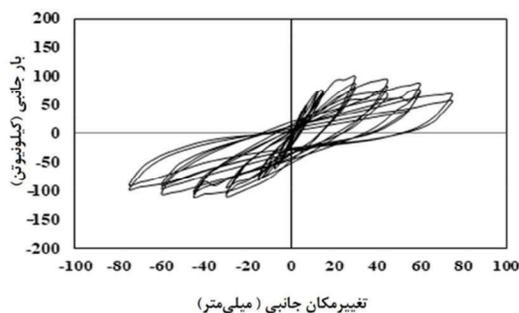
شکل ۵- الگوی بارگذاری در آیین نامه ATC-24 [۱۵]

۵- نتایج

۵-۱- نمودارهای نیرو- تغییرمکان

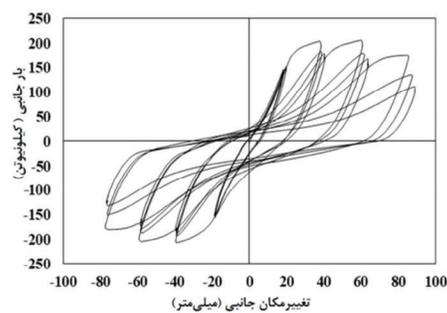
منحنی هیستریزس نیرو- تغییرمکان نمونه A1 در شکل ۶- (الف) نشان داده شده است. نمونه با ورود به محدوده غیرخطی، دچار افت مقاومت برون سیکلی قابل توجهی شده و شکل پذیری کمی از خود نشان داده است؛ شکل پذیری به معنی قابلیت جذب و اتلاف انرژی در محدوده رفتارهای غیرخطی تحت اثر بارهای

و برای این نمونه، قابلیت جذب انرژی بیشتری تخمین زده می‌شود. همچنین نمونه A1 برخلاف وجود لاغرشدگی میانی، منحنی هیستریزیس چاق‌تری نسبت به نمونه C1 دارد.



(ب)

منحنی هیستریزیس پاسخ دو نمونه در شکل ۷ ارائه شده است. ملاحظه می‌شود در هر دو نمونه در کلیه تغییر مکان‌ها کاهش مقاومت مشاهده شده و روند یکسانی دارد. اما همانطور که از نمودارها قابل انتظار بوده، سطح زیر منحنی نمونه A1 نسبت به نمونه C1 بیشتر می‌باشد



(الف)

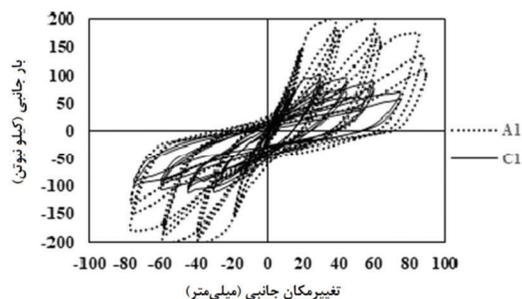
شکل ۶- نمودار نیرو- تغییر مکان نمونه (الف) A1 و (ب) C1

عواملی مانند اختلاف مقاومت بتن‌های نمونه‌ها و شرایط و عوامل خارجی آزمایشگاهی، از یک طرف تأثیر زیادی در باربری نهایی ندارند و از طرفی در ساخت پل‌های واقعی و شرایط کارگاهی نیز قابل پیش‌بینی هستند، سهم باربری ذکر شده جالب توجه است. در مدل‌سازی‌های اولیه که با نرم‌افزار اپنسیس صورت گرفته است با روش‌هایی که قبلاً در مرجع [۴] ارائه شده است، سهم باربری در حدود ۴۴ درصد برای اتصال میانی و ۲۸ درصد برای هر اتصال کناری قابل پیش‌بینی بوده است. همچنین انرژی تجمعی جذب شده برای نمونه A1 در حدود ۷۹ کیلو نیوتن-متر به دست آمده که این پارامتر برای نمونه C1 در حدود ۴۸ کیلو نیوتن-متر محاسبه شده است. این یعنی با حذف ستون میانی تقریباً به اندازه ۴۰ درصد در انرژی جذب شده کاهش نشان داده شده است.

۳-۵- سطوح عملکرد و خسارت نمونه A1

جدول ۵، ثبت خسارات و یافتن سطوح عملکردی برای اجزای نمونه A1 را نشان می‌دهد. به عنوان مثال، برای سطح عملکرد (I) در اتصالات ملاحظه می‌شود ترک‌های موئین خمشی در اتصال میانی در تغییر مکان نسبی ۱/۱۳ درصد مشاهده شده ولی این مورد در

از طرفی با مشاهده منحنی هیستریزیس دو نمونه می‌توان دریافت که بیشترین نیروی اعمال شده در نمونه A1 و C1 به ترتیب برابر ۲۰۵ کیلو نیوتن با جابه‌جایی ۶۰ میلی‌متر و ۹۹/۴ کیلو نیوتن با جابه‌جایی ۳۰ میلی‌متر می‌باشد و بیشترین نیروی اعمال شده در حالت الاستیک در تغییر مکان ۱۵ میلی‌متر اتفاق افتاده است.



شکل ۷- مقایسه منحنی هیستریزیس دو نمونه A1 و C1

در مورد میزان کمی تأثیر نوع اتصال (کناری یا میانی) می‌توان بیان نمود با حذف ستون میانی که دارای اتصال T شکل بوده، حداکثر نیروی جانبی که قاب تحمل کرده تا به سطح نهایی عملکردی و خسارتی برسد، حدوداً ۵۲ درصد افت داشته است؛ یعنی به زبان ساده می‌توان سهم باربری اتصال میانی را ۵۲ درصد و اتصالات کناری را هر کدام حدود ۲۴ درصد بیان کرد. با توجه به اینکه

همچنین بازشدن ترک درز سرد در اتصال جنوبی و شمالی به ترتیب در تغییرمکان نسبی ۲/۵۲ و ۲/۶۸ درصد مشاهده شده، در صورتی که این خسارت در اتصال میانی رخ نداده است.

اتصالات خارجی مشاهده نشده است. در اتصالات خارجی در تغییرمکان نسبی ۰/۹۳ درصد و در اتصال میانی در تغییرمکان ۱/۱۳ درصد ترک قائم مویین ناشی از آستانه لغزش آرماتور طولی ستون مشاهده گردیده است و

جدول ۵- سطوح عملکرد و خسارت نمونه A1

اجزا	تعریف سطوح عملکرد و خسارت		یافتن خسارت			یافتن عملکرد		
			جنوبی	میانی	شمالی	جنوبی	میانی	شمالی
اتصال	(I)	ترک‌های مویین	-	۱/۱۳	-	۰/۹۳	۱/۱۳	۰/۹۳
		ترک مویین شروع لغزش میلگرد طولی	۰/۹۳	۱/۱۳	۰/۹۳	-	-	-
	(II)	عرض ترک کمتر از ۱ میلیمتر	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳
		باز شدن ترک درز سرد بتن	۲/۵۲	-	۲/۶۸	-	-	-
	(III)	ترک تمام عمق مقطع	۱/۲۹	-	-	-	-	-
		عرض ترک بین ۱ تا ۲ میلیمتر	۱/۲۹	-	۱/۸۰	-	-	-
		شروع پوسته شدن بتن (کمتر از یک دهم مقطع)	۲/۵۲	۴/۱۱	-	-	-	-
		توسعه ترک‌های قطری	۲/۶۸	۱/۸۰	۲/۶۸	-	-	-
		لغزش میلگرد تیر سرستون	۲/۶۸	-	۲/۶۸	-	-	-
		لغزش میلگرد ستون	-	-	-	-	-	-
	(IV)	عرض ترک بیش از ۲ میلیمتر	۲/۵۲	-	۲/۶۸	-	-	-
		قلوه‌کن شدن بتن بیش از نیمی از مقطع	-	-	-	-	-	-
		ترک‌های قطری بیش از دو سوم مقطع	۱/۸۰	۲/۶۸	-	-	-	-
	(V)	لغزش شدید میلگرد ستون	-	۳/۹۵	۲/۶۸	-	-	-
		تغییرشکل‌های ماندگار قابل رؤیت	۴/۱۱	-	-	-	-	-
عرض ترک هسته بتن بیش از ۲ میلیمتر		۲/۶۸	-	-	-	-	-	
ستون	(I)	ترک‌های مویین خمشی	۱/۸۰	۱/۱۳	۱/۸۰	۱/۸۰	۱/۱۳	۱/۸۰
		عرض ترک کمتر از ۱ میلیمتر	۳/۹۵	۱/۹۳	۳/۹۵	۳/۹۵	۱/۹۳	۳/۹۵
	(III)	عرض ترک بین ۱ تا ۲ میلیمتر	-	-	-	-	-	-
		شروع پوسته شدن بتن (کمتر از یک دهم مقطع)	-	۴/۱۱	-	-	-	-
		توسعه ترک‌های قطری	-	-	-	-	-	-
	(IV)	عرض ترک بیش از ۲ میلیمتر	-	-	-	-	-	-
		قلوه‌کن شدن بتن بیش از نیمی از مقطع	-	-	-	-	-	-
		ترک‌های قطری بیش از دو سوم مقطع	-	-	-	-	-	-
	(V)	تغییرشکل‌های ماندگار قابل رؤیت	-	-	-	-	-	-
		کمانش یا پاره شدن آرماتور طولی	-	-	-	-	-	-
		عرض ترک هسته بتن بیش از ۲ میلیمتر	-	-	-	-	-	-

با توجه به مشاهدات نشان داده شده در جدول ۶، در نمونه C1، ابتدا ستون با ترک مویین خمشی در

۵-۴- سطوح عملکرد و خسارت نمونه C1

سطوح عملکرد نهایی را تجربه کرده و بیشتر از اتصال نمونه C1 دچار خسارت شده است. در نهایت اگرچه قاب بتنی دو ستونه زودتر از قاب بتنی سه ستونه وارد سطوح عملکردی شده و دچار خسارت شده است ولی رخداد سطوح عملکردی نهایی در این قاب مشاهده نشده است. در ادامه مقایسه عملکرد اتصالات دو نمونه در شکل ۸ نشان داده شده است.

همانطور که در جدول ۷ نشان داده شده است، ستون‌ها در دو نمونه، خسارات چندانی ندیدند، این خسارات جزئی مربوط به ترک خوردگی مویین خمشی و ترک خوردگی کمتر از یک میلی‌متر در ستون می‌باشد و سطوح عملکردی نهایی در ستون‌های این دو نمونه رخ نداده است. نخستین رخداد سطوح عملکردی مربوط به ستون و اتصال نمونه C1 می‌باشد ولی اتصال نمونه A1

جدول ۷- مقایسه عددی رفتار قاب بتنی در نمونه‌های چون ساخت C1 و A1

نمونه A1					نمونه C1					اجزا و پارامترها
سطوح عملکردی					سطوح عملکردی					
(V)	(IV)	(III)	(II)	(I)	(V)	(IV)	(III)	(II)	(I)	
۸/۰۰	۸/۰۰	۴/۱۱	۱/۹۳	۱/۱۳	۶/۹۹	۶/۹۹	۶/۹۹	۰/۷۳	۰/۴۳	ستون
۲/۶۸	۱/۸۰	۱/۲۹	۱/۱۳	۰/۹۳	۶/۹۹	۶/۹۹	۲/۷۳	۱/۲۲	۰/۷۳	ناحیه اتصال
۳/۱۰	۲/۳۹	۲/۲۵	۲/۲۰	۱/۲۹	۶/۹۹	۶/۹۹	۴/۸۶	۱/۱۳	۰/۵۸	قاب



(ب)

(الف)

شکل ۸- مقایسه عملکرد اتصالات در نمونه چون ساخت (الف) C1 و (ب) A1

خارجی بسیار زودتر از ستون دچار آسیب شده و ستون‌ها خسارت چندانی را تجربه نکرده‌اند). در نمونه C1 ترک قطری مویین و همچنین ترک خوردگی مویین درز سرد (شروع لغزش آرماتور طولی ستون) با تغییرمکان نسبی ۰/۷ درصد مشاهده شده و تیر سرستون در تغییرمکان نسبی ۰/۴۳ درصد دچار ترک مویین خمشی شده است. همچنین در این نمونه، اتصال و تیر سرستون سطوح خسارت بیشتری را نسبت به ستون نشان داده و عملاً ستون خسارت چندانی تجربه نکرده است. به‌طور خلاصه

۵-۶- مقایسه رفتار اتصالات

در رفتار قاب‌های بتنی، عملکرد اتصال نسبت به سایر اجزای قاب از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. در نمونه چون ساخت A1 ترک خوردگی در ناحیه اتصال میانی ناشی از شروع لغزش آرماتور طولی ستون در تغییرمکان نسبی ۰/۹ درصد مشاهده شده است، همچنین ترک‌های مویین خمشی در تغییرمکان نسبی ۱/۱ درصد در تیر سرستون شکل گرفت (در نمونه A1، اتصال

منحنی تقارن رفتار تا حد بسیار زیادی حفظ شده است.

۳- ظرفیت باربری نمونه سه ستونه تقریباً دو برابر نمونه دو ستونه بوده است. با توجه به تأثیر بیشتر اتصال میانی بر ظرفیت باربری نسبت به اتصالات کناری این نسبت جالب می‌باشد. در صورت یکسان بودن شرایط در دو نمونه ساخته شده، با توجه به اینکه وجه تمایز این دو نمونه در اتصال میانی (T شکل) می‌باشد، نتایج نشان می‌دهد که حذف ستون میانی با اتصال مذکور در نمونه دو ستونه باعث افت ۵۲ درصدی حداکثر نیروی جانبی وارده به قاب می‌شود و به عبارتی سهم باربری اتصال میانی تقریباً ۲/۱۶ برابر اتصالات کناری می‌باشد.

۵- نتایج حاصل از سطوح خسارت و عملکرد نشان داد که در هر دو نوع قاب، ستون خسارات شدیدی را متحمل نشده است بلکه بیشترین خسارات به ناحیه اتصال، مربوط می‌شود و اتصالات نمونه سه ستونه بیشتر از نمونه دو ستونه دچار خسارت شده است. قاب پایه پل دو ستونه زودتر از قاب پایه پل سه ستونه دچار خسارت شده است. هیچ‌یک از نمونه‌ها به مکانیزم خرابی مطلوب که همان هدایت خسارات به ستون‌ها بوده، نزدیک نشده‌اند.

می‌توان اشاره کرد، همانطور که قابل پیش‌بینی بود، مکانیزم مطلوب که خرابی در ستون‌ها است، به هیچ عنوان رخ نداده است.

۶- خلاصه نتایج

در این مقاله به بررسی آزمایشگاهی رفتار لرزه‌ای قاب بتنی پایه پل دو و سه ستونه با مشخصات زمانی و آیین‌نامه‌های مربوطه پرداخته شده است. منحنی‌های هیستریزیس نیرو- تغییرمکان، انرژی جذب شده و سطوح خسارات و سطوح عملکرد اجزای سازه به تفکیک مورد مقایسه قرار گرفته است. در نتایج برای هر دو نمونه آزمایشگاهی، مکانیزم مطلوب خرابی که در آیین‌نامه‌های امروزه مورد انتظار است، مشاهده نشده، ضعف‌های رفتاری متعددی نمایان گردیده و لزوم ارائه طرح‌های بهسازی احساس شده است. در زیر به مواردی از نتایج به‌طور خلاصه اشاره شده است:

۱- منحنی هیستریزیس نیرو- تغییرمکان نسبی نمونه‌ها نشان داد که در هر دو نمونه، افت مقاومت تقریباً مشابه بوده و قابلیت جذب انرژی پایه پل دو ستونه نسبت به سه ستونه کاهش در حدود ۴۰ درصد را تجربه کرده است.

۲- منحنی هیستریزیس نمونه سه ستونه به دلیل لغزش آرماتور طولی ستون، دچار لاغرشدگی میانی گردیده ولی در نمونه دو ستونه این مورد کمتر دیده شده است. با این حال، در هر دو

مراجع

- [1] Cruz Noguez, C. A., & Saiidi, M. S. (2013). "Performance of advanced materials during earthquake loading tests of a bridge system", *Journal of Structural Engineering*, 139(1), 144-154.
- [2] Han, Q., Qin, L., & Wang, P. (2014). "Seismic failure of typical curved RC bridges in Wenchuan Earthquake", In *International efforts in lifeline earthquake engineering*, 425-432.
- [3] Han, Q., Du, X., Zhou, Y., & Lee, G. C. (2013). "Experimental study of hollow rectangular bridge column performance under vertical and cyclically bilateral loads", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 12(3), 433-445.
- [4] Bahrani, M. K., Vasseghi, A., Nooralizadeh, A., & Zargarani, M. (2017). "Experimental and Analytical Study on the Proposed Retrofit Method for Concrete Bent in Ordinary Highway Bridges in Iran", *Journal of Bridge Engineering*, 22(6), 05017004.

- [5] Haseli, B., kheiri, O. (2019). "Seismic damage detection in reinforced concrete piers of kordestan-mullasadra bridges (numerical study) using RID functions and tensor method", *Journal of civil and environmental research*, 10.22091/CER.2019.4500.1156.
- [6] Bahrani, M. K., (2013). *Experimental Study on Seismic Retrofit of Cap Beam in Conventional Highway Bridge Bents*. Ph.D. International Institute of Earthquake Engineering and Seismology.
- [7] Hose, Y., Silva, P., & Seible, F. (2000). "Development of a performance evaluation database for concrete bridge components and systems under simulated seismic loads", *Earthquake Spectra*, 16(2), 413-442.
- [8] Bahrani, M. K., Vasseghi, A., Esmaily, A., & Soltani, M. (2010). "Experimental study on seismic behavior of conventional concrete bridge bents", *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, 107-118.
- [9] Lowes, L. N., & Moehle, J. P. (1999). "Evaluation of retrofit of beam-column T-joints in older reinforced concrete bridge structures", *Structural Journal*, 96(4), 519-532.
- [10] Khanmohammadi, M., Abbasloo, A. A., & Valadi, E. (2016). "Enhancing Shear Strength of Capbeam-Column Joints in Existing Multicolumn Bent Bridges Using an Innovative Method", *Journal of Bridge Engineering*, 21(12), 04016086.
- [11] Saiidi, S., Sanders, D. H., Gordaninejad, F., Martinovic, F. M., & McElhaney, B. A. (2000). "Seismic retrofit of non-prismatic RC bridge columns with fibrous composites", In: *Proceedings 12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand*, 143-150.
- [12] Saiidi, S. M., Vosoghi, A., Cruz, C., Motaref, S., Ayoub, C., Kavianipour, F., & O'Brien, M. (2014). "Earthquake-resistant bridges of the future with advanced materials", In: *Performance-Based Seismic Engineering: Vision for an Earthquake Resilient Society*, 63-76.
- [13] Billah, A. M., Alam, M. S., & Bhuiyan, M. R. (2013). "Fragility analysis of retrofitted multicolumn bridge bent subjected to near-fault and far-field ground motion", *Journal of Bridge Engineering*, 18(10), 992-1004.
- [14] Fan, X.; & McCormik, J. (2012). "Seismic performance evaluation of corroded steel bridge bearings", In: *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*.
- [15] Applied Technology Council (ATC). (1992). "Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures".
- [16] Priestley, M. N., Seible, F., Calvi, G. M., & Calvi, G. M. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*. John Wiley & Sons.

ارائه روشی مؤثر در تولید نمونه‌های تصادفی برای محاسبه احتمال خرابی سازه‌ها به روش مونت کارلو

نظریه قابلیت اطمینان، شاخه‌ای از تئوری عمومی احتمالات است که طی دهه‌های اخیر، به تدریج جایگاه ویژه‌ای در علوم مهندسی کسب کرده است. به‌طور کل، قابلیت اطمینان، مقیاسی است که می‌توان احتمال خرابی و یا سلامت یک سیستم را توسط آن سنجید. تاکنون روش‌های متنوعی در برآورد احتمال خرابی یک پدیده ارائه شده است که روش مونت کارلو یکی از مهم‌ترین و پرکاربردترین روش‌ها در این زمینه است. در پژوهش حاضر با ارائه یک روش بسیار مؤثر و ساده، تعداد زیادی از گام‌های مورد نیاز در تولید داده‌های تصادفی حذف خواهند شد. تولید داده در این روش، بر مبنای نمودار هیستوگرام بوده و هیچ نیازی به آزمون‌های سازگار نمودن توابع مختلف با داده‌ها نمی‌باشد. این روش در مواردی بسیار پرکاربرد می‌باشد که داده‌های مربوط به پدیده مورد بررسی به تعداد کافی در دسترس بوده تا نمودار هیستوگرام پیوسته‌ای ایجاد شود. با گذراندن این نمودار از داده‌های یکنواخت پراکنده شده در فضای سه‌بعدی، می‌توان متغیرهایی با توزیع کاملاً هماهنگ با داده‌ها به‌دست آورد. همچنین چهار مثال عملی در مورد برآورد احتمال خرابی یک تیر بتن مسلح یک دهانه و تیر فولادی چند دهانه، احتمال خرابی لغزشی و واژگونی سد بتنی وزنی شفاورد و احتمال خرابی قوسی پل بوروکریگ ارائه شده که نتایج آن بیانگر کارایی و دقت روش پیشنهادی می‌باشد.

واژگان کلیدی: تولید نمونه، قابلیت اطمینان، هیستوگرام، مونت کارلو، احتمال خرابی.

مهدی نیکوئی ماهانی

پژوهشگاه مهندسی بحران‌های طبیعی، اصفهان، ایران.
پست الکترونیک:
civilman1390@gmail.com

امیر محمودزاده*

پژوهشگاه مهندسی بحران‌های طبیعی، اصفهان، ایران.
پست الکترونیک:
Amiramj1@yahoo.com

منوچهر امامقلی بابادی

پژوهشگاه مهندسی بحران‌های طبیعی، اصفهان، ایران.
پست الکترونیک:
Civilman2007@gmail.com

۱- مقدمه

واقعیت رخ می‌دهد ارتباط برقرار می‌کند. به‌طور کلی برای به‌دست آوردن قابلیت اطمینان با روش‌های معمول، لازم است تا این مراحل طی شود:

(الف) مرزبندی روشن بین ضوابط خرابی و سلامت طرح مورد نظر، یا به‌عبارتی ارائه یک تعریف دقیق برای خرابی؛

(ب) انتخاب یک مدل قطعی که متغیرهای اصلی را به ضابطه خرابی یا ایمنی مربوط سازد؛

(ج) تشخیص عدم قطعیت در مدل اصلی؛

(د) به‌دست آوردن توابع توزیع احتمال به‌همراه

ممان‌های آماری متغیرهای اصلی [۲].

با انجام مراحل ذکر شده، می‌توان به تحلیل لازم برای به‌دست آوردن قابلیت اطمینان پرداخت. بخش (د)

بهترین تعریفی که تاکنون برای نظریه قابلیت اطمینان بیان شده توسط مؤسسه ملی هوافضای آمریکا^۱ است که این‌چنین می‌باشد: قابلیت اطمینان، احتمال عملکرد باکیفیت یک سیستم، تحت شرایط کاری از پیش تعیین شده و برای مدت زمانی معین است [۱]. این تعریف، مشخص می‌کند قابلیت اطمینان بیانگر نوعی احتمال است که بین عملکرد سیستم، با آنچه که در

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۸/۰۶/۱۷، بازنگری: ۱۳۹۸/۰۸/۱۳، پذیرش: ۱۳۹۸/۰۸/۱۸.
(DOI): 10.22091/cer.2019.4781.1171 شناسه دیجیتال

^۱- NASA

از گام‌های ذکر شده دارای پیچیدگی‌های زیاد بوده و گاهی در برخی موارد ممکن است تابع مناسبی برای توزیع داده‌ها یافت نشود [۳]. لذا این مرحله در روش پیشنهادی حذف شده و با ارائه بیانی ساده از تولید داده‌ها، به راحتی می‌توان برای هر نوع توزیعی بدون هیچ‌گونه آزمونی، نمونه‌هایی کاملاً مطابق با داده‌های آماری متغیرهای تصادفی تولید نمود.

اولین مرحله از تئوری قابلیت اطمینان طی سال‌های ۱۹۲۰ تا ۱۹۶۰ شروع شد [۴]. فارسل^۲ در سال ۱۹۲۴، اصل بهینه‌یابی را مطرح نمود و میر^۳ نیز در سال ۱۹۲۶، طرحی را براساس میانگین و واریانس متغیرهای تصادفی پیشنهاد کرد [۵]. جانسون^۴ در سال ۱۹۵۳، با استفاده از توابع ویبول^۵ تئوری قابلیت اطمینان سازه و طراحی اقتصادی را که شامل تئوری‌های آماری بود، مطرح کرد [۶]. در پژوهشی دیگر، مسائل مقدماتی ایمنی سازه یک عضوی تحت بار تصادفی را ارائه گردید [۷]. در سال ۱۹۶۰ محقق دیگری، اندازه‌های ایمنی را مطرح کرد [۸]. بعدها شاخص ایمنی بیان شد و سپس الگوریتمی را جهت استفاده از ممان دوم پیشنهاد گردید [۹]. لیند^۶، نشان داد که شاخص ایمنی کرنل برای به دست آوردن مجموعه‌ای از فاکتورهای ایمنی در بارها و مقاومت‌ها لازم است [۱۰]. این بررسی با تحلیل قابلیت اطمینان برای استفاده کاربردی در روش‌های طراحی مرتبط بود که توسط راویندرا^۷ ارائه گردید [۱۱]. در ادامه کار بر روی نظریه قابلیت اطمینان ممان دوم، مشکلات عدم یگانگی پاسخ و شاخص قابلیت اطمینان مشخص شد که در سال ۱۹۷۳ به‌طور جداگانه مسائل عدم تغییر^۸ کشف شد [۱۲]. در حدود سال ۱۹۷۰، طراحی سازه براساس قابلیت اطمینان ممان دوم ارائه شد و به‌طور وسیعی مورد

استفاده قرار گرفت [۱۳]. به‌طوری که در سال ۱۹۷۰ تا ۱۹۷۴ شاخص قابلیت اطمینان با تعریف کوتاه‌ترین فاصله از سطح خرابی تا مبدأ مختصات در توزیع نرمال استاندارد توسط هاسوفر^۹ و لیند ارائه گردید [۱۰]. پژوهشگری دیگر، اثر خطاهای انسانی در نظریه قابلیت اطمینان را مورد بررسی قرار داده و به این نتیجه رسید که تقریباً همیشه خطاهای انسانی باعث ایجاد خرابی می‌شود [۱۴]. محققان در سال ۱۹۷۸، الگوریتمی برای محاسبه قابلیت اطمینان سازه تحت بار ترکیبی ارائه نمودند [۷]. همچنین، مک‌کی^{۱۰} و همکاران روش نمونه‌گیری لاتین را ابداع نمودند. در این روش، محدوده تغییرات هر متغیر به بازه‌هایی با احتمال مساوی تقسیم شده و فضای متغیرها به صورت ابرمکعب‌هایی تقسیم می‌شوند که نمونه‌گیری از محدوده هر یک از این ابرمکعب‌ها به عمل می‌آید و نهایتاً احتمال خرابی به شکل معمول براساس قضیه احتمال کل به دست می‌آید [۱۵]. در حدود سال‌های ۱۹۸۲ تافت کریستن^{۱۱}، روش جداسازی β را برای تحلیل قابلیت اطمینان سیستم‌های سازه‌ای در تئوری قابلیت اطمینان ممان دوم- مرتبه اول بیان کرد [۱۶]. بعدها به کمک سورنسن^{۱۲} این روش، تکمیل گردید [۲]. در سال ۱۹۸۴، در پژوهشی، روش شبیه‌سازی نمونه‌گیری با اهمیت ارائه شد [۱۷].

در روش‌های متداول تولید نمونه‌های تصادفی و محاسبه احتمال خرابی به روش مونت کارلو، توابع مختلف توزیع احتمال بر روی هیستوگرام داده‌ها قرار داده می‌شوند، تابع با کمترین خطا انتخاب شده و نمونه‌ها توسط معکوس تابع تجمعی تابع مورد نظر تولید می‌شوند. در این مطالعه، روشی جدید برای تولید نمونه‌های تصادفی ارائه شده است. اساس این روش، استفاده از خود نمودار هیستوگرام داده‌ها می‌باشد. به این ترتیب که

²- Farsell

³- Mayer

⁴- Johnson

⁵- Weibull

⁶- Lind

⁷- Ravindra

⁸- Invariance

⁹- Hasofer

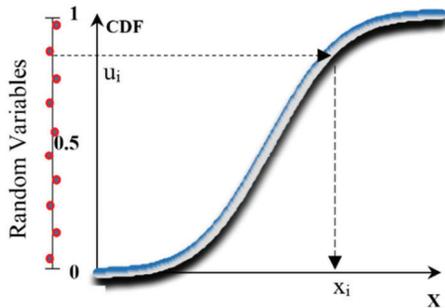
¹⁰- McKay

¹¹- Thoft Christensen

¹²- Sorensen

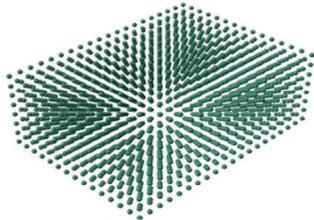
(الف) تولید اعداد تصادفی v_i در بازه صفر و یک؛
 (ب) انتقال این اعداد تصادفی به تابع توزیع تجمعی
 احتمال؛

(ج) به دست آوردن مقدار X_i هر نمونه با استفاده از
 معکوس تابع تجمعی در نقطه تصادفی v_i [۲ و ۲۰]
 [۲۰]. این مراحل به صورت شماتیک در شکل ۱
 نشان داده شده‌اند.



شکل ۱- مراحل تولید اعداد تصادفی با استفاده از معکوس تابع
 تجمعی [۲ و ۲۰]

با بیان دیدگاهی دیگر، می‌توان تولید داده‌ها در این
 روش را مطابق شکل ۲ بیان کرد.



(ب) در نظر گرفتن نمونه‌ها با توزیع یکنواخت در فضا

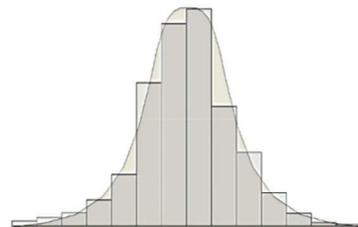


(د) برگزیدن نمونه‌هایی واقع در ناحیه تابع توزیع

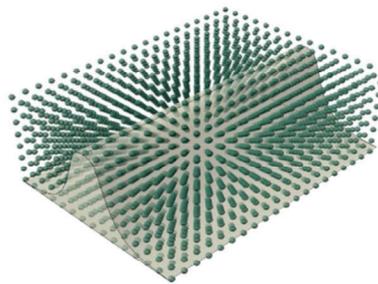
هیستوگرام داده‌ها از فضای یکنواخت نمونه‌ها در فضا
 عبور داده شده و تمامی نقاط قرار گرفته شده در محدوده
 هیستوگرام به‌عنوان نمونه تصادفی انتخاب می‌شوند.

۲- تولید داده‌ها به روش معمول برای محاسبه احتمال خرابی به روش مونت کارلو

روش مونت کارلو عبارت است از هنر تقریب زدن
 امید ریاضی با استفاده از میانگین نمونه‌ای تابعی از
 متغیرهای تصادفی شبیه‌سازی شده [۱۸ و ۱۹]. امروزه
 این روش به‌طور گسترده تقریباً در تمامی رشته‌های
 مهندسی برای ارزیابی میزان احتمال خرابی قطعات
 مکانیکی، الکتریکی و انواع سازه‌ها کاربرد دارد. احتمال
 خرابی یک سیستم با استفاده از این روش، با تقسیم تعداد
 نقاطی که در ناحیه خرابی قرار می‌گیرند بر تعداد تمامی
 نمونه‌های شبیه‌سازی شده، به دست می‌آید [۱۹]. این
 نمونه‌ها با استفاده از معکوس تابع توزیع تجمعی احتمال
 به دست می‌آیند [۲، ۱۹ و ۲۰]. به‌طور کل، سه مرحله
 برای تولید نمونه‌های تصادفی وجود دارد. این سه مرحله
 عبارتند از:



(الف) سازگار نمودن نمودار تابع توزیع با نمودار هیستوگرام

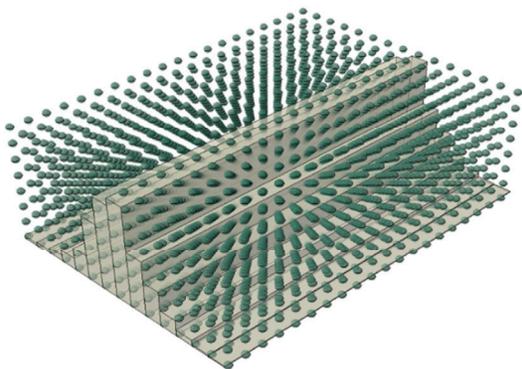


(ج) عبور دادن تابع توزیع از فضای سه‌بعدی نمونه‌ها

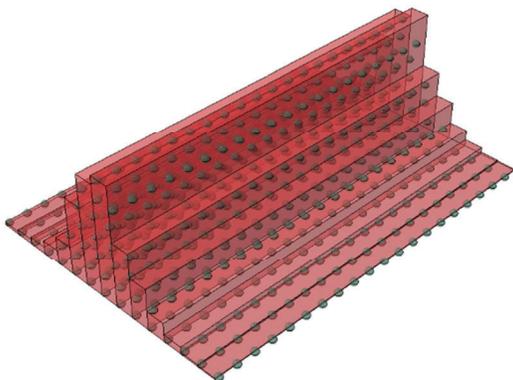
شکل ۲- شمای کلی از روش ارائه شده

در روش پیشنهادی با نام مخفف SGH^{15} ، به جای استفاده از توابع توزیع احتمالاتی، از خود نمودار هیستوگرام استفاده می‌شود. به این صورت که بدون استفاده از تابع توزیع، نمودار هیستوگرام نسبی داده‌ها از میدان یکنواخت فضای نمونه عبور داده می‌شوند و نقاطی که در ناحیه نمودار هیستوگرام قرار گرفتند به عنوان نمونه‌های تصادفی انتخاب می‌گردند.

با توجه به شکل‌های ۳ و ۴ مشاهده می‌شود که نمونه‌ها بدون استفاده از هیچ‌گونه تابع توزیع تولید شده‌اند. برای این منظور، داده‌ها به نرم‌افزار متلب وارد شده و پس از انجام تحلیل، نمودار هیستوگرام آنها ایجاد می‌شود.



شکل ۳- عبور دادن هیستوگرام از فضای سه‌بعدی نمونه‌ها



شکل ۴- انتخاب نمونه‌های قرار گرفته در ناحیه هیستوگرام

در ادامه با توجه به تعداد نمونه‌های مورد نیاز و در نظر گرفتن احتمال هر باند، در صورت قرارگیری

مطابق شکل ۲- (الف)، برای تولید نمونه‌ها ابتدا هیستوگرام فراوانی نسبی داده‌ها رسم شده، سپس بهترین تابع توزیع مربوط به آن انتخاب می‌شود. در دیدگاه ارائه شده طبق شکل ۲- (ب)، میدانی از نمونه‌ها با توزیع یکنواخت در فضای سه‌بعدی در نظر گرفته می‌شود. سپس تابع توزیع ذکر شده از فضای نمونه‌ها مانند شکل ۲- (ج) عبور داده خواهد شد. در آخر، نقاطی که در ناحیه درونی تابع توزیع قرار می‌گیرند، به عنوان نمونه‌های تصادفی انتخاب می‌شوند. این نقاط دارای توزیعی مشابه با داده‌های اولیه که در هیستوگرام ارائه شدند خواهند بود. پس از آن این نقاط تولید شده در تابع شرایط حدی قرار داده شده و احتمال خرابی توسط آن محاسبه خواهد شد

۳- روش پیشنهادی برای تولید داده‌ها

در روش‌های معمول تولید نمونه، نیاز است ابتدا چندین تابع توزیع مطابق با میانگین و واریانس و در برخی موارد چندین پارامتر دیگر نمونه‌ها، ایجاد شود؛ سپس این توابع توزیع بر روی نمودار هیستوگرام داده‌ها قرار داده شده و با استفاده از آزمایش‌های مختلف مانند کالاسکوور^{۱۳} و یا کولموگروف- اسمیرنوف^{۱۴}، تابعی که دارای کمترین درصد خطا با توزیع نمونه‌هاست، به عنوان بهترین تابع توزیع انتخاب شود. در ادامه، می‌بایست توسط معکوس تابع تجمعی آن، نمونه‌هایی مطابق با توزیع داده‌ها تولید شوند.

روش معمول ذکر شده بسیار زمان‌بر بوده و انتخاب بهترین تابع توزیع، نیازمند پذیرفتن مقداری خطا می‌باشد. همچنین محاسبه معکوس تابع توزیع تجمعی نیز دشوار بوده، گاهی برای برخی توابع غیرممکن بوده و نیازمند استفاده از روش‌های تقریبی می‌باشد. برای از بین بردن این تقریب‌ها و مشکلات، راه‌حل جدیدی در این مطالعه ارائه شده است.

¹³- Chi-Squared

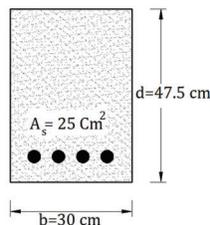
¹⁴- Kolmogorov-Smirnov

¹⁵- Sample Generation with Histogram

سراسری سه دهانه تحت بار گسترده را بیان می‌کند. سومین مثال، به احتمال خرابی لغزشی و واژگونی یک سد بتنی وزنی تحت بارگذاری هیدرواستاتیک، هیدرودینامیک و زمین‌لرزه اختصاص دارد.

۴-۱- احتمال خرابی تیر بتن مسلح

اولین مسئله تشریح شده مربوط به محاسبه احتمال خرابی تیر بتن مسلح تحت لنگر می‌باشد که مقطع آن در شکل ۶ نشان داده شده است.



شکل ۶- سطح مقطع تیر بتن مسلح [۲۰]

لنگر قابل تحمل در مقطع نشان داده شده در شکل ۶، از رابطه (۱) محاسبه می‌شود [۲۰]:

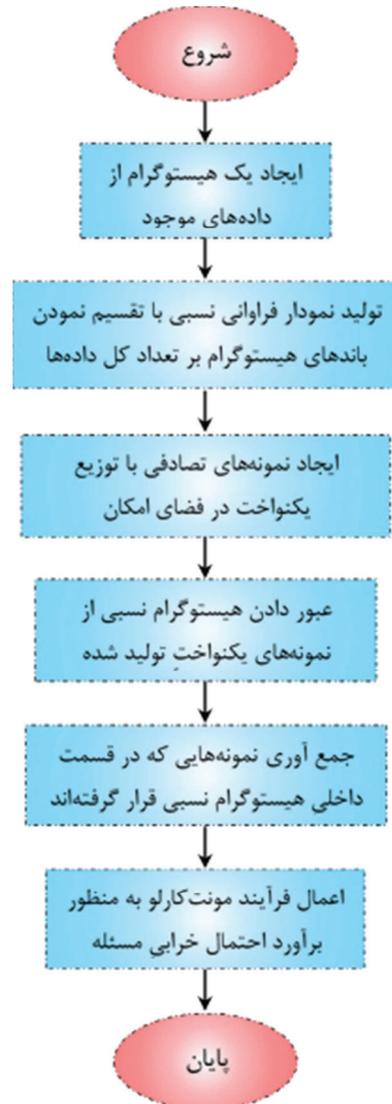
$$M = A_s F_y \left(d - 0.59 \frac{A_s F_y}{f'_c \times b} \right) = \quad (1)$$

در رابطه (۱)، A_s سطح مقطع فولاد، F_y تنش حد جاری شدن فولاد، f'_c مقاومت فشاری بتن، b عرض مقطع تیر و d عمق مؤثر آن می‌باشد. هدف، تعیین حالت حدی است که در آن تجاوز لنگر بارهای وارده از لنگر قابل تحمل مقطع، مورد بررسی قرار گرفته است تا بتوان توسط آن احتمال خرابی تیر را محاسبه نمود. بنابراین تابع حالت حدی تیر را می‌توان طبق رابطه (۲) نوشت [۲۰]:

$$g_{ConcreteBeam} (A_s, F_y, f'_c, Q) = F_y d - 0.59 \frac{(A_s F_y)^2}{f'_c \times b} - Q \quad (2)$$

در رابطه (۲)، Q نشان‌دهنده لنگر ناشی از بارهای وارده به تیر می‌باشد. متغیرهای تصادفی این مسئله عبارتند از: A_s ، F_y ، f'_c و Q . مقادیر b و d نیز قطعی فرض شده‌اند.

نمونه‌های یکنواخت در ناحیه سه‌بعدی ایجاد شده توسط هیستوگرام، به‌عنوان یک نمونه انتخاب می‌شوند. فلوجارت روش پیشنهادی در شکل ۵ نشان داده شده است.



شکل ۵- فلوجارت روش ارائه شده

۴- مثال‌ها

در بخش حاضر، چهار مثال کاربردی از دو روش معمول و روش بیان شده ارائه می‌شود و پاسخ‌های به‌دست آمده از هر روش با یکدیگر مقایسه می‌گردد. مثال اول مربوط به احتمال خرابی تیر بتن مسلح تحت لنگر می‌باشد. مثال دوم، احتمال خرابی یک تیر فولادی

روش بسیار به یکدیگر نزدیک بوده و پراکندگی پاسخ که حاصل تولید اعداد تصادفی می‌باشد، با این تعداد نمونه جبران شده است. میانگین احتمال خرابی که با خطوط پیوسته نمایش داده شده است، در هر دو روش، تطابق بسیار بالایی با یکدیگر داشته‌اند.

۴-۲- احتمال خرابی تیر سراسری سه دهانه

مثال دوم ارائه شده در پژوهش حاضر، مربوط به میزان نشست تیر فولادی سراسری سه دهانه تحت بار زنده w می‌باشد که در شکل ۸ نشان داده شده است. متغیرهای تصادفی که در این مسئله وجود دارند عبارتند از: بار گسترده (w)، مدول الاستیسیته (E) و ممان اینرسی (I). طول دهانه (L) نیز مقدار ثابت ۵ متر در نظر گرفته شده است.

طبق بند ۱۰-۲-۱۰-۲-۱۰ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی) حداکثر تغییرشکل ناشی از بار زنده تیرها و شایه‌تیرهایی که سقف نازک‌کاری شده را تحمل می‌کنند، نباید از $\frac{1}{360}$ طول دهانه بیشتر شود. از طرفی در آیین‌نامه AISC ذکر شده است که بیشترین خیز تیر مورد بحث برابر $\frac{wL^4}{EI} \leq 0.0069$ می‌باشد که در فاصله $L/4$ از دو انتهای آن به‌وجود می‌آید. بنابراین تابع حالت حدی را می‌توان طبق رابطه (۳) نوشت:

$$g_{SteelBeam}(w, L, E, I) = \frac{L}{360} - 0.0069 \frac{wL^4}{EI} \quad (3)$$

با برازش داده‌های عددی مربوط به هرکدام از پارامترهای بار گسترده، مدول الاستیسیته و ممان اینرسی، هیستوگرام و توابع توزیع مطابق با جدول ۲ به‌دست آمد.

با توجه به جدول ۲، هر سه متغیر تصادفی در این مثال، دارای توزیع نرمال بوده‌اند. این بار هم مشابه با قبل نمونه‌های تصادفی به تعداد ۱۰۰۰، ۲۰۰۰، ۳۰۰۰، ۴۰۰۰ و ۵۰۰۰ نمونه با استفاده از توابع توزیع نرمال تولید شدند.

پس از انجام تحلیل بر روی داده‌های مربوط به سطح مقطع میلگرد، تنش جاری شدن میلگرد، مقاومت فشاری بتن و لنگرهای وارده که به‌عنوان متغیر تصادفی در نظر گرفته شدند، با ارزیابی توابع نرمال^{۱۶}، لوگ نرمال^{۱۷}، بتا^{۱۸}، ویبول، گاما^{۱۹}، یکنواخت^{۲۰}، نمایی^{۲۱} و رایلی^{۲۲}، نتایج به‌دست آمده مطابق جدول ۱ به‌دست آمد. همانطور که در جدول ۱ بیان شد، متغیرهای سطح مقطع میلگرد، تنش حد جاری شدن فولاد و مقاومت بتن، دارای توزیع نرمال بوده و لنگر وارده از تابع توزیع ویبول پیروی می‌کند. نمونه‌های تصادفی توسط هر دو روش به تعداد ۱۰۰۰، ۲۰۰۰، ۳۰۰۰، ۴۰۰۰ و ۵۰۰۰ نمونه با استفاده از این توابع و پارامترهای مربوط به تابع، تولید شدند. سپس نمونه‌ها در تابع شرایط حدی قرار داده شده و برای هرکدام از تعداد نمونه‌ها، احتمال خرابی تیر ۱۰ مرتبه محاسبه گردید. میانگین ۱۰ پاسخ به‌دست آمده به‌عنوان احتمال خرابی تیر مورد بررسی قرار گرفت. همچنین بار دیگر، نمونه‌های تصادفی توسط روش نوین ارائه شده در این پژوهش به کمک هیستوگرام تولید شدند و احتمال خرابی با پنج تعداد مختلف نمونه ذکر شده محاسبه شد. این احتمال نیز برای هرکدام از تعداد نمونه‌ها ۱۰ مرتبه به‌دست آمد و میانگین آن با احتمال خرابی به‌دست آمده توسط تابع توزیع، مورد بحث قرار گرفت.

با توجه به شکل ۷، با استفاده از ۱۰۰۰ نمونه، مشاهده می‌شود که پراکندگی پاسخ‌ها زیاد می‌باشد، اما میانگین احتمال خرابی که با استفاده از روش معمول و روش SGH به‌دست آمد کاملاً برهم منطبق بوده است. با افزایش تعداد نمونه‌ها، پراکندگی پاسخ‌های به‌دست آمده کمتر شد و نتایج به‌هم نزدیک‌تر شدند. به‌طوری که با استفاده از ۵۰۰۰ نمونه، پاسخ‌های به‌دست آمده از هر دو

16- Normal
17- Log Normal
18- Beta
19- Gamma
20- Uniform
21- Exponential
22- Rayleigh

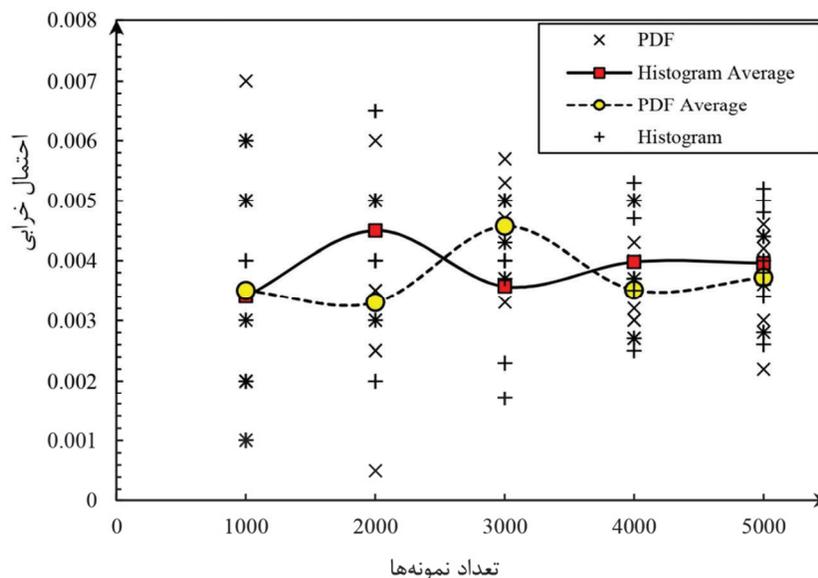
و به کمک هیستوگرام، تولید شدند و احتمال خرابی با پنج تعداد مختلف نمونه ذکر شده محاسبه شد. این احتمال نیز برای هرکدام از تعداد نمونه‌ها ۱۰ مرتبه به دست آمد و میانگین آن با احتمال خرابی به دست آمده توسط تابع توزیع مقایسه شد که در شکل ۹ نشان داده شده است.

سپس با جای‌گذاری نمونه‌ها در تابع شرایط حدی، برای هرکدام از تعداد نمونه‌ها، احتمال خرابی تیر به تعداد ۱۰ مرتبه محاسبه شد و میانگین ۱۰ پاسخ به دست آمده به عنوان احتمال خرابی تیر مورد بررسی قرار گرفت. همچنین بار دیگر، نمونه‌های تصادفی توسط روش SGH

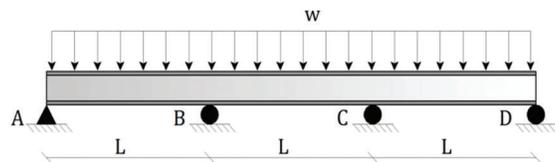
جدول ۱- پارامترهای متغیرهای تصادفی مثال تیر بتنی [۲۰]

متغیر	$A_s (cm^2)$	$F_y (Kg/cm^2)$	$f'_c (Kg/cm^2)$	$Q (kg.cm)$
تعداد نمونه	۱۰۲	۶۳	۵۱	۳۰
بهترین تابع	نرمال	نرمال	نرمال	ویبول
میانگین- β	۲۵/۲۵	۳۲۰۴	۲۳۰/۹	۲۳۶۵۰۰۰
واریانس- α	۰/۴۴۳۳	۳۳۳/۲	۲۸/۹	۸/۹۷۴
خطای کاسکوور	۱/۲۳۵	۰/۵۴۶۸	۱/۱۸۱	۲/۸۶۳
خطای کولموگروف	۰/۰۵۱۷	۰/۰۷۹۶	۰/۱۳۴۴	۰/۱۲۸۵

		نمودار تابع توزیع



شکل ۷- پاسخ دو روش در برآورد احتمال خرابی تیر بتنی

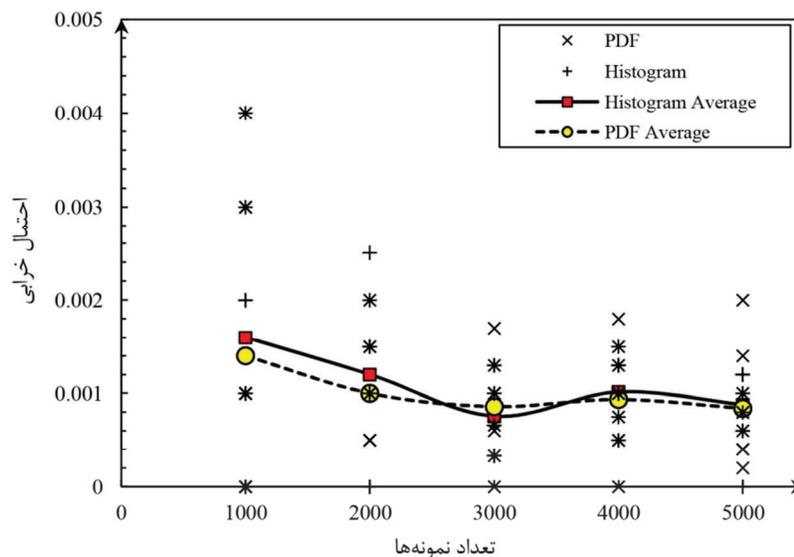


شکل ۸- تیر سراسری فولادی سه دهانه [۲۰]

جدول ۲- پارامترهای متغیرهای تصادفی تیر فولادی [۲۰]

متغیر	$E \left(\frac{KN}{m^2} \right)$	$I \left(m^4 \right)$	$w \left(\frac{KN}{m} \right)$
تعداد نمونه	۶۸	۷۳	۴۹
بهترین تابع	نرمال	نرمال	نرمال
میانگین	$20/05 \times 10^6$	$8/111 \times 10^{-4}$	۹/۹۷۷
واریانس	$4/623 \times 10^6$	$1/454 \times 10^{-4}$	۰/۳۹۱۸
خطای کاسکوور	۴/۰۵۸	۲/۸۹۵	۱/۷۲۳
خطای کولموگروف	۰/۰۸۹۸	۰/۰۵۸۶	۰/۰۷۶۸

نمودار	توزیع
	نمودار تابع توزیع



شکل ۹- پاسخ دو روش در برآورد احتمال خرابی تیر فولادی

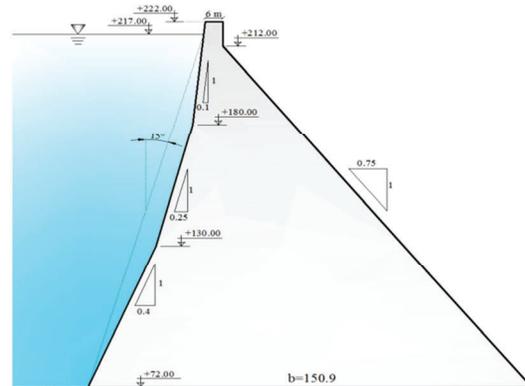
میانگین پاسخ‌ها با استفاده از هر تعداد نمونه تقریباً برهم منطبق بوده است. همچنین باز هم مشابه با قبل، با استفاده از ۱۰۰۰ نمونه برای هر متغیر، پراکندگی در

همانطور که در شکل ۹ مشخص شده است پاسخ به‌دست آمده از روش SGH و روش معمول با استفاده از تابع توزیع، همخوانی بسیار بالایی با یکدیگر داشته‌اند و

پاسخ‌های به‌دست آمده زیاد بوده و با افزایش تعداد نمونه، این مقدار پراکندگی کمتر شده است.

۴-۳- احتمال خرابی لغزشی و واژگونی سد بتنی وزنی

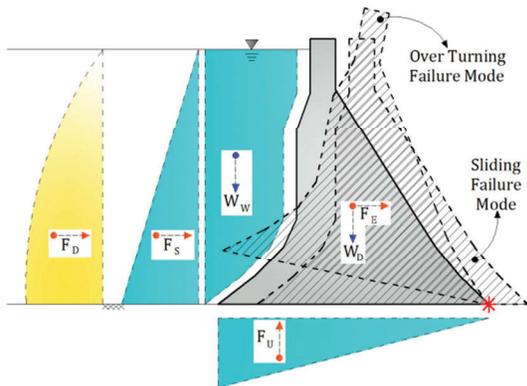
برای ارائه یک مثال عملی و ارزیابی عملکرد روش بیان شده در پژوهش حاضر، از مشخصات هندسی و مکانیکی سد بتنی شفارود استفاده شده است. سد مخزنی شفارود در غرب گیلان، منطقه پونل رضوانشهر بر روی رودخانه شفارود و در فاصله ۲/۵ کیلومتری شهرستان رضوانشهر و ۶۵ کیلومتری کلان‌شهر رشت احداث شده است. با اجرای طرح مذکور، شرایط لازم جهت تأمین آب مطمئن برای بخش‌های کشاورزی، شرب، صنعت و محیط‌زیست فراهم می‌گردد. ارتفاع سد برابر ۱۵۰ متر و عرض تاج ۶ متر می‌باشد که مشخصات دقیق آن در شکل ۱۰ نشان داده شده است.



شکل ۱۰- مشخصات هندسی سد بتنی شفارود [۲۱]

نیروهای موجود در نظر گرفته شده در مثال حاضر عبارتند از: وزن بدنه سد، نیروی عمودی وزن آب روی شیب‌های بدنه سد، نیروی افقی هیدرواستاتیک، نیروی افقی هیدرودینامیک، نیروی زلزله با ضریب ۰/۱ و نیروی برکنش [۲۱]. مدل مورد بررسی به‌صورت دوبعدی در نظر گرفته می‌شود و نیروهای موجود برای ضخامت ۱ متر بدنه محاسبه می‌گردند [۲۲]. به این ترتیب، وزن بدنه سد برابر خواهد بود با ضرب مساحت بدنه در وزن مخصوص بتن مورد استفاده. همچنین نیروهای هیدرواستاتیک، هیدرودینامیک و بالابردگی نیز در شکل ۱۱ مشخص

شده‌اند.



شکل ۱۱- نیروهای وارده و موده‌های خرابی سد بتنی وزنی

[۲۳]

در شکل ۱۱، نیروهای W_D برابر وزن بدنه سد و W_W نشان‌دهنده نیروی عمودی حاصل از وزن آب باقی‌مانده روی شیب‌های بالادست بدنه می‌باشند. این دو نیرو در جهت پایداری سد عمل کرده و عاملی در جهت افزایش ایستایی سازه خواهند بود. نیروهای F_E ، F_D ، F_S و F_U به‌ترتیب بیانگر نیروی هیدرواستاتیک، هیدرودینامیک، نیروی زلزله وارد شده به بدنه سد و نیروی بالابرنده در کف سازه می‌باشند که باعث ایجاد دو مود خرابی در سازه خواهند شد. این دو مود عبارتند از: خرابی لغزشی و خرابی چرخشی که در شکل ۱۱ توسط هاشور نشان داده شده‌اند [۲۳].

مود خرابی لغزشی هنگامی اتفاق می‌افتد که بردار برآیند نیروهای افقی رو به جهت پایین‌دست سد باشد [۲۴ و ۲۵]. روابط مورد نیاز برای محاسبه احتمال خرابی لغزشی در ادامه بیان شده است.

برای محاسبه احتمال خرابی لغزشی نیاز است تا نیروهای مقاوم در برابر لغزش و ایجادکننده لغزش، شناسایی شوند. نیروی موجود در سطح اندرکنش سد و فونداسیون در برابر حرکت افقی مقاومت می‌کند و نیروی افقی محرک که ایجاد حرکت در سد می‌نماید، نیروی هیدرواستاتیک و هیدرودینامیک آب دریاچه و زلزله می‌باشد [۲۶ و ۲۷]. تابع شرایط حدی براساس نسبت مقاومت موجود به بارهای وارده توسط رابطه (۴) به‌دست

می‌آید [۲۲ و ۲۳]:

$$g_{Overturning}(h, \gamma_c, \varphi, C) = \frac{W_D \times d_{wd} + W_W \times d_{WW}}{F_D \times d_{FD} + F_S \times d_{FS} + F_E \times d_{FE} + F_U \times d_{FU}} - 1 \quad (5)$$

خرابی واژگونی، هنگامی رخ می‌دهد که ضریب اطمینان در برابر واژگونی از ۱ کمتر شود. در رابطه (۵)، هرکدام از d ها برابر بازوی لنگر برای هرکدام از نیروهای ذکر شده در شکل ۱۱ می‌باشند.

به‌علت وجود عدم قطعیت در چهار پارامتر ارتفاع آب دریاچه (h)، وزن مخصوص بتن (γ_c)، زاویه اصطکاک داخلی خاک (φ) و همچنین چسبندگی خاک (C)، این عوامل به‌عنوان متغیرهای تصادفی در نظر گرفته شده‌اند.

مطابق جدول ۳ مشاهده می‌شود که هر چهار متغیر از توزیع نرمال پیروی می‌کنند. حال با استفاده از این چهار متغیر تصادفی می‌توان احتمال خرابی را محاسبه نمود.

$$g_{Sliding}(h, \gamma_c, \varphi, C) = \frac{(W_D + W_W - F_U) \tan \varphi + AC}{F_D + F_S + F_E} - 1 \quad (4)$$

در این رابطه، φ و C به‌ترتیب بیانگر زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی سطح اندرکنش فونداسیون و بدنه سد می‌باشند. مقدار A نیز مساحت این سطح اندرکنش است که برای ضخامت سد به مقدار ۱ متر در نظر گرفته می‌شود و در نتیجه برابر با عرض بخش تحتانی سد خواهد بود. خرابی لغزشی هنگامی به‌وقوع می‌پیوندد که برآیند نیروهای مقاوم از برآیند نیروهای محرک کمتر شود و یا به‌عبارت دیگر، ضریب اطمینان کمتر از ۱ گردد [۲۸ و ۲۹].

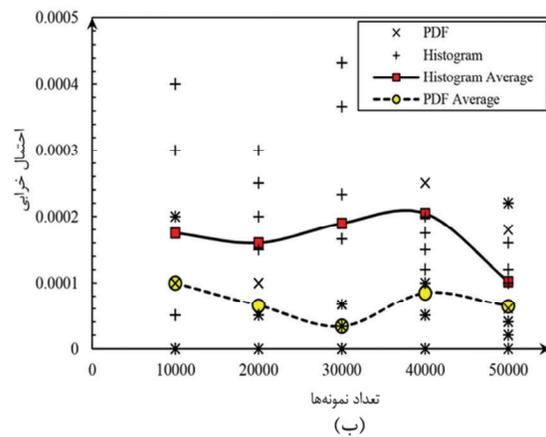
ضریب اطمینان در برابر واژگونی توسط تقسیم لنگرهای پادساعتگرد بر لنگرهای ساعتگرد حول نقطه (*) که در شکل ۱۱ نشان داده شده است، مطابق رابطه (۵) به‌دست می‌آید [۲۹ و ۳۰]:

جدول ۳- پارامترهای متغیرهای تصادفی سد بتنی شفارود [۲۰ و ۲۱]

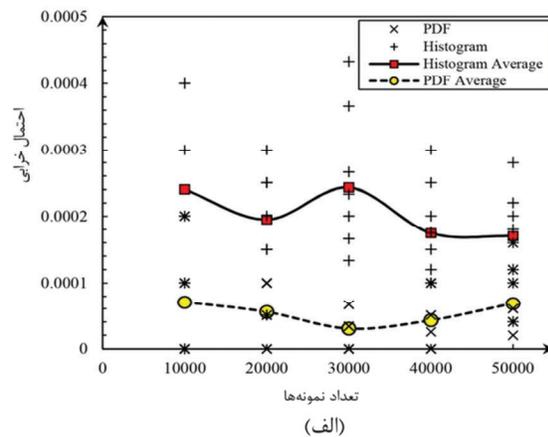
متغیر	h (m)	γ_c ($\frac{Kg}{m^3}$)	φ ($^\circ$)	C ($\frac{Kg}{m^2}$)
تعداد نمونه	۸۴	۷۱	۵۳	۶۳
بهترین تابع	نرمال	نرمال	نرمال	نرمال
میانگین	۱۴۰/۹	۲۳۵۵	۳۰/۰۱	۳۹۵۷۰۰
واریانس	۵/۸۳۵	۳۴۲/۹	۲/۸۹۴	۳۵۰۱۰
خطای کاسکوور	۱/۷۰۳	۱/۹۵۹	۰/۰۷۱۶	۰/۱۰۱۸
خطای کولموگروف	۰/۰۵۹۵	۰/۰۴۱۶	۳/۰۴۷	۵/۲۶۳
نمودار تابع توزیع				

مقایسه گردید.

احتمال خرابی لغزشی سد شفارود با توجه به شکل - (الف)، در محدوده بسیار کوچکی واقع شده است که در حداکثر حالت خود به $2/429 \times 10^{-4}$ محدود می‌شود. کاهش واریانس با افزایش تعداد نمونه در عملکرد هر دو روش مشاهده شده است. میزان احتمال خرابی به‌دست آمده توسط هر دو روش، بسیار نزدیک به هم بوده به‌طوری که منجر به ارائه شاخص قابلیت اطمینان بسیار نزدیکی به هم خواهند شد.



با توجه به اینکه احتمال خرابی سد بتنی وزنی بسیار پایین می‌باشد، لذا برای محاسبه احتمال خرابی توسط روش مونت کارلو از تعداد بیشتری نمونه استفاده شده است. تعداد نمونه‌ها عبارتند از: ۱۰,۰۰۰، ۲۰,۰۰۰، ۳۰,۰۰۰، ۴۰,۰۰۰ و ۵۰,۰۰۰ که احتمال خرابی لغزشی و واژگونی سد براساس شکل ۱۲، به‌طور جداگانه با استفاده از هر دو روش معمول و روش ارائه شده در این پژوهش با نام SGH محاسبه و با یکدیگر مقایسه شده است. باز هم مشابه با قبل برای هر تعداد نمونه ده مرتبه احتمال خرابی محاسبه شد و میانگین آنها با یکدیگر



شکل ۱۲- احتمال خرابی (الف) لغزشی و (ب) واژگونی سد بتنی شفارود

تابع چگالی به مقدار $3/719$ خواهد بود، در صورتی که این شاخص در روش SGH به مقدار $3/5678$ رسیده است. این اختلاف ناچیز بیانگر عملکرد مناسب روش پیشنهادی می‌باشد. همانطور که بیان شد با نگاهی دقیق‌تر مشخص می‌شود که روش SGH باعث کاهش عدم قطعیت‌های ناشی از برآزش نمودار خواهد شد و پاسخ به‌دست آمده تطابق بیشتری با واقعیت دارد.

۴-۴- احتمال خرابی خرابی قوسی پل بوروکریگ

مثال حاضر به‌منظور ارائه یک مسئله با تابع شرط حدی ضمنی، به تحلیل احتمال خرابی یک پل قوسی در آریزونا می‌پردازد [۳۱]. این پل دارای ۳۴ دهانه ۲۰ اینچی بوده که در کل، عرض دهانه آن برابر با ۶۸۰ اینچ

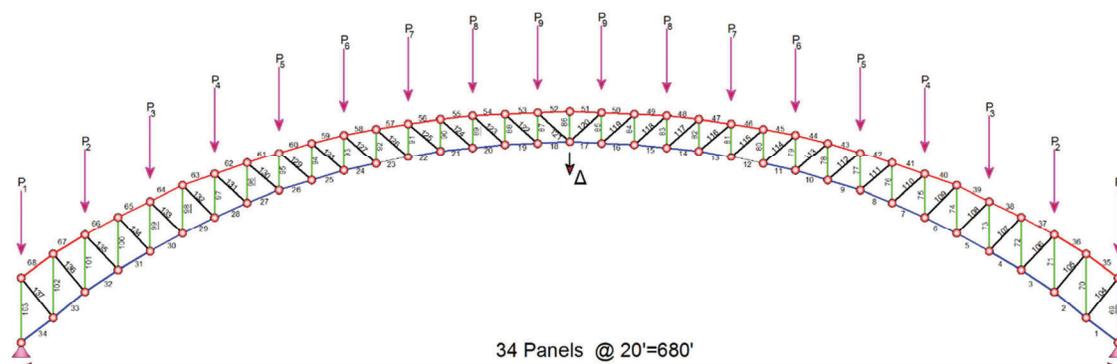
میانگین احتمال خرابی‌های به‌دست آمده برای سد بتنی شفارود در مود خرابی واژگونی با استفاده از ۱۰,۰۰۰ نمونه و روش معمول که در آن برای تولید نمونه از معکوس تابع تجمعی استفاده می‌شود و با نام تابع چگالی^{۲۳} نشان داده شده است، مقدار $0/0001$ بوده است. این احتمال با استفاده از روش پیشنهادی SGH به مقدار $0/00018$ رسیده است. مشاهده می‌شود که با وجود فاصله ظاهری دو نمودار، پاسخ‌ها بسیار به هم نزدیک بوده‌اند. اگر شاخص قابلیت اطمینان هرکدام از احتمال‌های خرابی با استفاده از معکوس تابع تجمعی استاندارد نرمال محاسبه شوند، شاخص مربوط به روش

23. PDF

$$a_1 = 0.82 (ft^2) \quad a_2 = 0.4 (ft^2)$$

$$a_3 = 0.42 (ft^2) \quad a_4 = 0.2 (ft^2)$$

نه بار نقطه‌ای نیز توسط پارامترهای P_1 الی P_9 نشان داده شده‌اند که مقدار آنها نیز برحسب پوند می‌باشد و برای دو سمت خرپا به صورت متقارن هستند. بارهای وارده بر نقاط مشخص شده در این مثال به‌عنوان متغیرهای تصادفی در نظر گرفته شده‌اند.



شکل ۱۳- خرپای قوسی پل بوروکریگ [31]

و تحلیل می‌شود. مقدار تغییرمکان در نقطه میانی وتر تحتانی که در شکل ۱۳ نشان داده شده است در هر تحلیل محاسبه شده و در تابع شرایط حدی قرار داده و احتمال خرابی محاسبه می‌شود.

شماره اعضا و نقاط مفصلی خرپا و همچنین موقعیت اعمال بار در شکل ۱۳ نشان داده شده‌اند. تابع شرایط حدی این مسئله، به این صورت است که تغییرمکان بیشینه نقطه میانی خرپا از $0/81$ فوت بیشتر نشود. لذا برای تابع شرایط حدی خواهیم داشت:

$$g_{Truss}(P_1, \dots, P_9) = 0.81 - \Delta \quad (6)$$

پس از حل مسئله حاضر با دو رویکرد متداول و پیشنهادی، نتایج در برابر تعداد نمونه‌های مورد استفاده در جدول ۵ ارائه شده‌اند.

همچنین مطابق با روند پیشین نتایج حاصل از تحلیل این مسئله توسط روش معمول (PDF) و روش پیشنهادی (Histogram) در شکل ۱۴ بیان شده است.

می‌باشد. وترهای فوقانی و تحتانی پل دارای شکل غیرخطی قوسی می‌باشند. با توجه به شکل ۱۳، مساحت مقاطع با شماره‌های (۱ تا ۳۴)، (۳۵ تا ۶۸)، (۶۹ تا ۱۰۳) و (۱۰۴ تا ۱۳۷) به ترتیب با a_1 ، a_2 ، a_3 و a_4 نشان داده شده‌اند. مقادیر اسمی سطوح مقاطع به این ترتیب می‌باشند:

این بارها از توزیع گامبل^{۲۴} پیروی می‌نمایند که پارامترهای آنها در جدول ۴ گزارش شده است. مدول الاستیسیته تمامی قطعات نیز برابر با $4/2 \times 10^9$ پوند بر فوت مربع می‌باشد.

جدول ۴- پارامترهای توزیع متغیرهای تصادفی مسئله خرپای پل قوسی [۳۱]

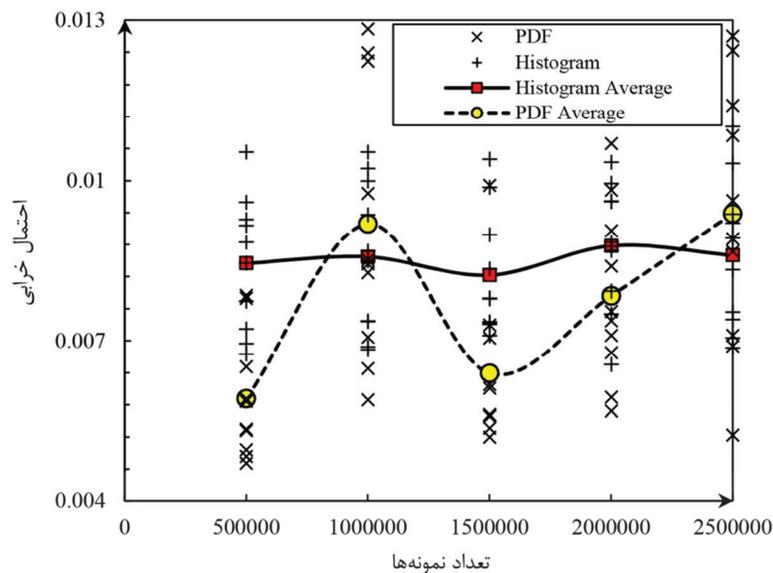
متغیر	توزیع	میانگین (پوند)	ضریب تغییرات
P_1	گامبل	۴۵۷۰۸۰	۰/۱۸
P_2	گامبل	۲۲۸۵۴۰	۰/۱۷
P_3	گامبل	۲۲۸۵۴۰	۰/۱۶
P_4	گامبل	۲۲۸۵۴۰	۰/۱۵
P_5	گامبل	۲۲۸۵۴۰	۰/۱۴
P_6	گامبل	۲۲۸۵۴۰	۰/۱۳
P_7	گامبل	۲۲۸۵۴۰	۰/۱۲
P_8	گامبل	۲۲۸۵۴۰	۰/۱۱
P_9	گامبل	۲۲۸۵۴۰	۰/۱۰

حل این مسئله با استفاده از روش اجزای محدود که توسط متلب کدنویسی شده است، برای هر نمونه فراخوانی

24- Gumbel distribution

آءول ۵- نتآآء عءءی آاصل از آل مسئله آرا

روش پیشنهادی		روش معمول	
آآمال آرابی	آءءء نمونه	آآمال آرابی	آءءء نمونه
۰/۰۰۸۴۴۹	۵۰۰۰۰۰	۰/۰۰۵۹۱۱	۵۰۰۰۰۰
۰/۰۰۸۵۷۰	۱۰۰۰۰۰۰	۰/۰۰۹۱۸۸	۱۰۰۰۰۰۰
۰/۰۰۸۲۲۶	۱۵۰۰۰۰۰	۰/۰۰۶۳۸۹	۱۵۰۰۰۰۰
۰/۰۰۸۷۷۷	۲۰۰۰۰۰۰	۰/۰۰۷۸۳۹	۲۰۰۰۰۰۰
۰/۰۰۸۶۰۱	۲۵۰۰۰۰۰	۰/۰۰۹۳۸۳	۲۵۰۰۰۰۰



آكل ۱۴- آآمال آرابی مسئله پل بوروكرآگ

۵- نتآآءه آآرآ

ءر پژوهش آاضر، آك روش ساده و مؤآر ءر ءولءء نمونه برای آاسبه آآمال آرابی با استفاده از روش مونت كارلو ارائه شد. روش‌های رایج برای ءولءء، مجبور به پذیرفتن مقءاری آلا برای سازگار نمودن ءابع ءوزآع با نمودار هیستوگرام ءءءءها می‌باشند. همچنآن آافتن معكوس ءابع ءجمعی ءر برخی موارد غیرممکن است و می‌بآست از روش‌های تقریبی بهره آست كه آین روش‌ها نیز ءاری ءءم قطعآت هستند [۳۲ و ۳۳]. روش ءولءء نمونه با استفاده از هیستوگرام، آك روش سریع و مستقیم بوده و ءر آن هیچ نیازی به آاسبه پارمءرهای ءءءءهای موجود مثل میانآین، واریانس، انآراف معیار و غیره

مشاهده می‌شوء كه ءر آآلیل آین مسئله پنج مقءار ۵۰۰,۰۰۰ الی ۲,۵۰۰,۰۰۰ نمونه ءر نظر گرفته شده است. آآمال آرابی با استفاده از ءو روش معمول و پیشنهادی ءوسط پنج مقءار مختلف نمونه‌رآزی آاسبه آرءءء. برای هر مقءار نیز ءه مرتبه ءكرار روش صورت ءءءه شد. میانآین ءمأمی مقءار آآمال آرابی آاصل از روش معمول برابر با ۰/۰۰۷۷۴ و روش پیشنهادی ۰/۰۰۸۵۲ بوده است. اما همانظور كه ملاحظه می‌شوء نتآآء آاصل از روش پیشنهادی، با استفاده از هر مقءار نمونه‌رآزی ءاری نتآآء مطلوبی بوده‌اند و به میانآین بسیار نزدآك بوده و انآراف معیار پاسخ كوآآی نسبت به روش معمول ءاشءءء. نتآآء، به‌ظور كل، نشان‌ءءءءه كارآیی و پآءءاری روش پیشنهادی بوده است.

گرفت. مثال سوم هم مربوط به بررسی احتمال خرابی لغزشی و واژگونی سد بتنی شفارود بوده است. نتایج به‌دست آمده از تمامی مثال‌ها با روش معمول تولید نمونه مقایسه شد. نتایج نیز به‌طور کل نشان‌دهنده سهولت و دقت استفاده از این روش نسبت به روش‌های معمول می‌باشد. تنها مشکل این روش این است که برای تولید نمونه‌های مناسب به تعداد داده‌های کافی نیاز است تا بتوان نمودار هیستوگرام مناسبی ایجاد نمود.

نیست. در این روش با استفاده از تنها یک کد عمومی می‌توان برای هر نوع توزیعی بدون دانستن نوع تابع توزیع داده‌ها و میانگین و واریانس آنها، نمونه تولید کرد. عملکرد این روش توسط سه مثال مختلف مورد ارزیابی قرار گرفت. مثال اول مربوط به یک مسئله در فضای چهاربعدی بوده که در آن احتمال خرابی یک تیر بتن مسلح تحت لنگر با چهار پارامتر به‌عنوان متغیر تصادفی محاسبه شد. در مثال دوم نیز احتمال خرابی یک تیر فولادی سراسری با سه متغیر تصادفی مورد بحث قرار

مراجع

- [1] Engelund, S., & Rackwitz, R. (1993). "A benchmark study on importance sampling techniques in structural reliability", *Structural Safety*, 12(4), 255-276.
- [2] Sorensen, J. D. (2004). "Structural Reliability Theory And Risk Analysis", Institute of Building Technology and Structural Engineering, *Aalborg University*.
- [3] Escuder-Bueno, I., Altarrejios-Garcia, L., & Serrano-Lombillo, A. (2012). "Methodology for estimating the probability of failure by sliding in concrete gravity dams in the context of risk analysis", *Structural Safety*, 36, 1-13.
- [4] Kiureghian, D. A., & Dakessian, T. (1998). "Multiple design points in first and second order reliability", *Struct Safety*, 20, 37-49.
- [5] Rahman, S., & Wei, D. (2006). "A univariate approximation at most probable point for higher-order reliability analysis", *International journal of solids and structures*, 43(9), 2820-2839.
- [6] Rackwitz, R. (1988). "Updating first and second-order reliability estimates by importance sampling", *Doboku Gakkai Ronbunshu*, 1988(392), 53-59.
- [7] Rackwitz, R., & Fiessler, B. (1978). "Structural reliability under combined random load sequences", *Computers & Structures*, 9(5), 489-494.
- [8] Kubler, O. (2007). *Applied decision-making in civil engineering*. Vol. 300, vdf Hochschulverlag AG.
- [9] Cornell, A. (1969). "A probability based structural code", *Journal Proceedings*, 66(12), 974-985.
- [10] Hasofer, A. M., & Lind, N. C. (1974). "Exact and invariant second-moment code format", *Journal of the Engineering Mechanics division*, 100(1), 111-121.
- [11] Tu, J., Choi, K. K., & Park, Y. H. (1999). "A New Study on Reliability-Based Design Optimization", *Journal of Mechanical Design*, 121(4), 557-564.
- [12] Bartelt, P., Adams, E., Christen, M., Sack, R., & Sato, A. (2004). *Snow Engineering V*. Proceedings of the Fifth International Conference on Snow Engineering, Davos, Switzerland.
- [13] Hohenbichler, M., & Rackwitz, R. (1986). "Sensitivity and importance measures in structural reliability", *Civil engineering systems*, 3(4), 203-209.
- [14] Fiessler, B., Neumann, H. J., & Rackwitz, R. (1979). "Quadratic limit states in structural reliability", *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 105(4), 661-676.
- [15] McKay, M. D., Beckman, R. J., & Conover, W. J. (1979). "Comparison of Three Methods for Selecting Values of Input Variables in the Analysis of Output from a Computer Code", *Technometrics*, 21(2), 239-245.
- [16] Thoft-Cristensen, P., & Baker, M. J. (2012). *Structural reliability theory and its applications*. Springer Science & Business Media.
- [17] Denny, M. (2001). "Introduction to importance sampling in rare-event simulations", *European Journal of Physics*, 22(4), 403-411.
- [18] Xu, Q., Chen, J., & Li, J. (2012). "A Study on the Functional Reliability of Gravity Dam", *Energy and Power Engineering*, 4(2), 59-66.
- [19] Bretas, E. M., Lemos, J. V., & Lourenco, P. B. (2014). "A DEM based tool for the safety analysis of masonry gravity dams", *Engineering Structures*, 59, 248-260.
- [20] Nowak, A. S., & Collins, K. R. (2012). *Reliability of Structures*. CRC Press.

- [21] Khatibinia, M., & Khosravi, S. (2014). "A hybrid approach based on an improved gravitational search algorithm and orthogonal crossover for optimal shape design of concrete gravity dams", *Applied Soft Computing*, 16, 223-233.
- [22] USBR. (1976). *Design of Gravity Dams*. United States Department of the Interior, USA.
- [23] FERC. (2002). "Manual for engineering guidelines for the evaluation of hydropower project", (<http://www.ferc.gov>), USA.
- [24] Su, H., & Wen, Z. (2013). "Interval risk analysis for gravity dam instability", *Engineering Failure Analysis*, 33, 83-96.
- [25] Teng-Fei, B., Miao, X., & Lan, C. (2012). "Stability Analysis of Concrete Gravity Dam Foundation Based on Catastrophe Model of Plastic Strain Energy", *Procedia engineering*, 28, 825-830.
- [26] Zhang, S., Wang, G., Wang, C., Pang, B., & Du, C. (2014). "Numerical simulation of failure modes of concrete gravity dams subjected to underwater explosion", *Engineering Failure Analysis*, 36, 49-64.
- [27] Kartal, M. E., Bayraktar, A., & Basaga, H. B. (2010). "Seismic failure probability of concrete slab on CFR dams with welded and friction contacts by response surface method", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(11), 1383-1399.
- [28] Jiang, S., Du, C., & Hong, Y. (2013). "Failure analysis of a cracked concrete gravity dam under earthquake", *Engineering Failure Analysis*, 33, 265-280.
- [29] Kartal, M. E., Basaga, H. B., & Bayraktar, A. (2011). "Probabilistic nonlinear analysis of CFR dams by MCS using Response Surface Method", *Applied Mathematical Modelling*, 35(6), 2752-2770.
- [30] Bretas, E. M., Léger, P., & Lemos, J. V. (2012). "3D Stability analysis of gravity dams on sloped rock foundations using the limit equilibrium method", *Computers and Geotechnics*, 44, 147-156.
- [31] Zhang, J., Xiao, M., & Gao, L. (2019). "A new method for reliability analysis of structures with mixed random and convex variables", *Applied Mathematical Modelling*, 70, 206-220.
- [32] Xu, J., & Kong, F. (2019). "Adaptive scaled unscented transformation for highly efficient structural reliability analysis by maximum entropy method", *Structural Safety*, 76, 123-134.
- [33] Mustapha, A., & Abejide, O. (2019). "Probabilistic Strength of Steel Poles Used for Power Production and Transmissions", *Reliability Engineering and Resilience*, 1(1), 29-41.

تشخیص آسیب لرزه‌ای در پایه بتنی پل بزرگراه کردستان - خیابان ملاصدرا تهران به صورت عددی به کمک توابع توزیع تداخلی کاهش یافته (RID) و روش تانسوری

بهزاد حاصلی*

پژوهشگر همکار گروه تخصصی
شهید رجایی، تهران، ایران.
پست الکترونیک:
std_haseli@khu.ac.ir

امید خیری نمین

پژوهشگر همکار گروه تخصصی
شهید رجایی، تهران، ایران.
پست الکترونیک:
o.kheiri@gmail.com

هدف از این مطالعه، شناسایی آسیب‌پذیرترین پایه میانی در یک نمونه پل واقعی، با استفاده از روش تانسوری می‌باشد. به همین منظور، پس از مدل‌سازی پل کردستان- ملاصدرا به‌عنوان یکی از حیاتی‌ترین شریان‌های سیستم حمل‌ونقل شهر تهران، در نرم‌افزار اپنسیس، سیگنال‌های ثبت‌شده توسط حسگر فرضی جابه‌جایی در نقاط کنترلی پل، قبل و پس از رویداد زلزله، تحت اثر اعمال بار محرک سینوسی با فرکانس زاویه‌ای 5π ، با استفاده از توابع زمان- فرکانس توزیع تداخلی کاهش‌یافته (RID)، در محیط نرم‌افزار متلب پردازش شده است. در ادامه، ماتریس‌های دوبعدی زمان- فرکانس و پلان‌های سه‌بعدی زمان- دامنه- فرکانس برای تمامی پایه‌های میانی بررسی و با محاسبه اختلاف ماتریس‌های زمان- فرکانس قبل و بعد از وقوع آسیب و نرمالیزه کردن پاسخ‌ها، آسیب‌پذیرترین پایه میانی شناسایی شده است. به‌منظور حصول اطمینان از صحت نتایج خروجی، با ایجاد الگوی آسیب در پایه شماره ۱ پل بزرگراهی FHW04، پایه آسیب‌دیده براساس روش به‌کاررفته در این پژوهش، با دقت قابل‌قبولی، شناسایی شده است. نتایج این مطالعه نشان می‌دهد، آسیب‌پذیرترین پایه میانی پل کردستان- ملاصدرا براساس سیگنال‌های ثبت‌شده توسط حسگر فرضی جابه‌جایی، پایه میانی شماره ۸ با شاخص خرابی ۱ می‌باشد. پایه‌های میانی شماره ۷، ۲ و ۶ به ترتیب با شاخص خرابی 0.548 ، 0.433 و 0.255 در رده‌های بعدی آسیب‌پذیرترین پایه میانی پل کردستان- ملاصدرا قرار دارند.

واژگان کلیدی: آسیب لرزه‌ای، پل بزرگراهی کردستان- خیابان ملاصدرا، توابع توزیع تداخلی کاهش‌یافته، حسگر فرضی جابه‌جایی، روش تانسوری.

۱- مقدمه

اقتصاد منطقه گردد [۱]. معمولاً سازه‌ها پس از گذر زمان و در اثر نوع کاربری و اعمال بارگذاری بیش از مقادیر منظور شده در زمان طراحی و همچنین در اثر وقوع زلزله‌های شدید، ممکن است دچار آسیب شوند. آسیب‌های ایجادشده به‌شدت، کارایی سیستم را تحت تأثیر قرار می‌دهد. در صورت عدم اصلاح این آسیب‌ها، عملکرد سازه به‌طور کلی مختل شده و خرابی در سازه گسترش می‌یابد [۲]. بنابراین، تشخیص آسیب لرزه‌ای در

پل‌ها جزو شریان‌های حیاتی شبکه حمل‌ونقل هر کشور محسوب می‌شوند که تخریب آن‌ها ناشی از یک زلزله قوی، می‌تواند باعث بروز خسارات جبران‌ناپذیری در

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۸/۰۳/۱۹، بازنگری ۱۳۹۸/۰۸/۱۰، پذیرش ۱۳۹۸/۰۸/۱۱.
DOI: 10.22091/cer.2019.4500.1156 شناسه دیجیتال

شناسایی یک سیستم قاب برشی ۵ درجه آزادی را با استفاده از سیگنال‌های پاسخ، مورد بررسی قرار دادند. براساس نتایج به‌دست آمده، به‌منظور شناسایی سیستم از روی پاسخ، روش‌های زمان-فرکانس به دلیل آنکه تخمینی از شکل و فرکانس مودی نسبت به زمان فراهم می‌آورند، در مقایسه با سایر روش‌ها، کارآمدترند [۷].

پژوهشگران در مطالعات خود که پیرامون مقایسه روش‌های ارتعاش- پایه جهت تشخیص آسیب لرزه‌ای در یک دال و یک تیر بتنی انجام شد، نتیجه گرفتند که تبدیل موجک برای تشخیص آسیب در نمونه‌های کوچک یا آزمایشگاهی دارای قابلیت بسیار بالایی بوده و برای سازه‌های با شرایط مرزی پیچیده مناسب می‌باشد [۸]. با توجه به مشکلات عدم همگرایی، استفاده از روش تبدیل موجک در مورد سازه‌هایی مانند پل‌های طویل ممکن نیست. در سال ۲۰۰۹، یک قاب فلزی سه طبقه را به‌کمک روش‌های تبدیل فوریه سریع، تبدیل موجک پیوسته و تبدیل بسته موجک و با استفاده از مدل‌های تطابقی مورد بررسی قرار گرفت. در نهایت این پژوهشگر، ادامه تحقیقات در این خصوص را در سایر سازه‌ها از جمله پل‌ها پیشنهاد داد [۹]. دانشجوی و طبایی در مطالعه‌ای برای تشخیص آسیب در کنار پایه بتنی پل‌ها به توسعه روش‌های COMAC¹⁰ و نشانه‌های آسیب DI¹¹ پرداختند. نتایج مطالعه نشان داد که با در نظر گرفتن شکل مودهای یک مقطع طولی، این روش‌ها قادر به شناسایی مکان آسیب‌دیده نمی‌باشند و باید از شکل‌های مودی چندین مقطع طولی استفاده شود [۳]. گله‌بان و مرادی در مطالعه‌ای به تشخیص ترک در تیرها با استفاده از تبدیل هیلبرت- هوانگ پرداختند و نتیجه گرفتند این تبدیل، ترک در عمق کم را با دقت بهتری نسبت به تبدیل فوریه سریع پیش‌بینی می‌نماید، اما با افزایش عمق ترک، دقت تبدیل هیلبرت نیز کاهش چشمگیری دارد

سازه پل، به‌منظور تعمیر و ترمیم آن برای حفظ کارایی مطلوب سازه و کاهش هزینه، امری ضروری است.

تشخیص آسیب لرزه‌ای در سازه‌های پیچیده مانند پل، می‌تواند نقاط ضعف سازه، پیش از وقوع زلزله احتمالی را مشخص کند و با تقویت این نقاط مستعد خرابی، خسارات ناشی از وقوع زلزله واقعی را به‌صورت چشمگیری کاهش دهد. به‌منظور تشخیص آسیب لرزه‌ای در پل، روش‌های چشمی (سنتی) تنها خسارات ایجادشده در سطح را تشخیص می‌دهند، این در حالی است که با استفاده از روش‌های جدید و توابع زمان-فرکانس می‌توان محل دقیق آسیب لرزه‌ای را در انواع سازه‌های پیچیده شناسایی کرد [۳]. از جمله توابع مورد استفاده در زمینه تشخیص آسیب لرزه‌ای می‌توان به تحلیل فوریه زمان کوتاه (STFT¹)، توزیع وینگر-ویل (WVD²)، توزیع چوی-ویلیامز (CWD³)، توزیع شبه وینگر-ویل هموار شده (SPWVD⁴) و توزیع تداخلی کاهش‌یافته (RID⁵) اشاره کرد [۴ و ۵]. بوناتو⁶ و همکاران با استفاده از سیگنال‌های پاسخ غیرمانا، روشی را با استفاده از توابع زمان-فرکانس کلاس کوهن⁷، جهت شناسایی آسیب سیستم پیشنهاد کردند. مدل مورد مطالعه توسط این پژوهشگران، یک قاب سه طبقه دوبعدی تحت اثر تحریکات مختلف از جمله رکورد لوماپریتا⁸ بوده است [۶]. با توجه به دقت پایین روش ارائه شده توسط بوناتو، در صورت وجود پارازیت و در هنگام رفتار غیرخطی پل‌ها، محققان به دنبال روش مناسب‌تری جهت شناسایی آسیب بودند. بنابراین، دی استفانو⁹ و همکاران با استفاده از روش‌های متعدد در حوزه زمان و حوزه زمان-فرکانس،

¹-Short Time Fourier Transform

²- Wigner-Ville Distribution

³- Choi-Williams Distribution

⁴- Smoothed Pseudo Wigner-Ville Distribution

⁵- Reduced Interference Distribution with Hanning kernel

⁶- Bonato

⁷- Cohens Class

⁸- Loma Prieta Record

⁹- De Stefano

¹⁰- Co Ordinated Modal Assurance Criteria

¹¹- Damage Index

[۱۰]. در سال ۲۰۱۵، نیو^{۱۲} و همکاران در پژوهشی به شناسایی آسیب ایجادشده در پل براساس روش المان محدود و انرژی کرنشی مودال پرداختند. نتایج به دست آمده در این مطالعه نشان می دهد در صورتی که آسیب شدید باشد، روش انرژی کرنشی قابلیت شناسایی محل آسیب را دارد [۱۱]. تابش پور و بخشی در مطالعات خود با استفاده از تحلیل های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی به بررسی آسیب پذیری سازه های بتنی با استفاده از شاخص خرابی پرداختند [۱۲]. تبریزیان و همکاران در مطالعه ای در سال ۱۳۹۴، آسیب ایجادشده در سازه های فلزی با استفاده از الگوریتم ژنتیک را مورد مطالعه قرار دادند. نتایج مطالعه نشان می دهد این الگوریتم حتی در حضور نوفه های تصادفی، مکان و مقدار آسیب احتمالی را به درستی تعیین می کند [۱۳]. اما دقت این روش در تشخیص آسیب ایجاد شده در پل های طویل بسیار پایین است. در پژوهشی مشابه، عزالدین و همکاران با استفاده از تبدیل موجک به شناسایی ترک در تیرها پرداخته و نشان دادند، استفاده از تبدیل موجک جهت تشخیص آسیب، کارایی مناسبی را داراست [۱۴]. محققان دیگری نیز در مطالعه ای به مقایسه دقت توابع زمان-فرکانس جهت تشخیص آسیب لرزه ای در یک نمونه پل پرداختند. براساس نتایج حاصل از این مطالعه، تابع زمان-فرکانس توزیع تداخلی کاهش یافته به منزله تابع مطلوب برای پردازش سیگنال های پاسخ لرزه ای پل ها شناسایی شده است [۱۵]. در پژوهشی دیگر، جهت تشخیص آسیب لرزه ای در پایه ی بتنی پل ها با استفاده از سیگنال های پاسخ، روش جدیدی به نام روش تانسور سه بعدی پیشنهاد شد [۱۶]. دقت این روش در شناسایی آسیب، در مقایسه با روش های قبلی بسیار مطلوب بوده و در این روش می توان انرژی سیگنال را علاوه بر حوزه فرکانس و حوزه زمان، در حوزه مکان نیز به صورت همزمان مشاهده کرد.

در سال ۲۰۱۲، محققان در پژوهشی دیگر، به مقایسه دقت حسگرهای فرضی ثبت کننده پاسخ جهت تشخیص آسیب لرزه ای پرداختند. در این مطالعه، دقت سه حسگر فرضی ثبت کننده شتاب، سرعت و جابه جایی مورد مطالعه قرار گرفت. نتایج، بیانگر مطلوب بودن سیگنال های ثبت شده توسط حسگر فرضی جابه جایی می باشد [۱۷].

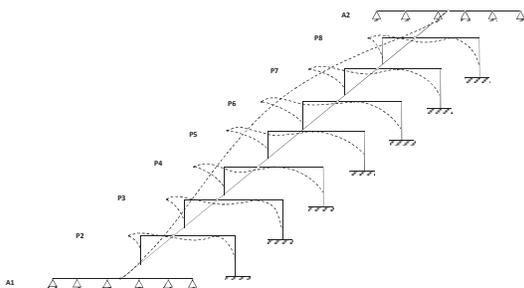
با توجه به مزایای روش توزیع تداخلی کاهش یافته نسبت به سایر روش های توزیع یادشده و با توجه به سازگاری مطلوب این روش توزیع برای سیگنال های گذرا و غیرمانا (پل ها عمدتاً پاسخ های غیرمانا دارند [۱۷])، در پژوهش حاضر، جهت پردازش سیگنال های پاسخ از روش توزیع تداخلی کاهش یافته استفاده شده است. همچنین به منظور تشخیص آسیب در این پژوهش، با توجه به قابلیت روش تانسوری در نمایش همزمان انرژی سیگنال در سه حوزه زمان، فرکانس و مکان و دقت بالا، از روش تانسوری استفاده شده است. مهم ترین عامل ایجاد آسیب لرزه ای در این پژوهش، زلزله های حوزه نزدیک گسل حاوی اثرات جهت پذیری می باشد. با توجه به نزدیکی بسیاری از گسل های فعال به پل بزرگراه کردستان- خیابان ملاصدرا از جمله گسل مشاء فشم، گسل شمال تهران، گسل جنوب ری، گسل آهار، گسل ملاصدرا و گسل کهریزک، رکوردهای زلزله انتخابی در این پژوهش، جهت ایجاد آسیب لرزه ای، متناسب با مکانیزم گسل های یادشده می باشد. لازم به ذکر است اثرات پدیده جهت داری، شامل فرایند شکست پیش رونده^{۱۳} و پس رونده^{۱۴} در رکوردهای انتخابی پژوهش حاضر، وجود دارند [۱۸]. بنابراین در این مطالعه، با استفاده از توابع زمان-فرکانس توزیع تداخلی کاهش یافته و سیگنال های پاسخ ثبت شده توسط حسگر فرضی جابه جایی، اقدام به شناسایی آسیب پذیرترین پایه میانی پل بزرگراهی کردستان- خیابان ملاصدرا خواهیم نمود. لازم به ذکر است به دلیل مشکلات عدم همگرایی

¹³- Forward Directivity

¹⁴- Backward Directivity

¹²- Niu

زمان-فرکانس برای تمامی پایه‌ها حاصل شده است و در نهایت، مطابق با روش تانسور سه‌بعدی آسیب‌پذیرترین پایه میانی در پل بزرگراهی کردستان- خیابان ملاصدرا شناسایی شده است.



شکل ۱- شکل مودی مربوط به مود اول پل بزرگراهی کردستان- خیابان ملاصدرا

شکل بار محرک سینوسی در حالت خطی و غیرخطی، به ترتیب در شکل ۲ نمایش داده شده است. به منظور جلوگیری از وقوع پدیده تشدید فرکانس زاویه‌ای بار محرک سینوسی، برابر با 5π انتخاب شده است. در این شرایط با توجه به رابطه (۱)، پیروید اصلی بارهای محرک $0/4$ ثانیه می‌باشد.

$$(1) \quad T_{\text{محرک}} = \frac{2\pi}{5\pi} = 0.4 \text{ sec} > T_{\text{سازه}} = 0.1433$$

به منظور ایجاد ارتعاش اولیه در سازه، جهت ایجاد پلان سه‌بعدی قبل از آسیب و مقایسه پلان‌های سالم و آسیب‌دیده مطابق با روش تانسوری، لازم است از بار محرک سینوسی یا کسینوسی استفاده شود. براساس نتایج مطالعات محققان [۲۱] در این پژوهش، از بار محرک سینوسی جهت ارتعاش سازه استفاده شده است. همچنین به منظور اطمینان از صحت روش به کار گرفته جهت تشخیص آسیب لرزه‌ای در این مطالعه، یک الگوی آسیب در پایه میانی شماره ۱ پل بزرگراهی شماره ۴ ایالت متحده آمریکا (FHW04) در نظر گرفته شده است. آسیب به صورت کاهش صد برابری سختی جانبی پایه مدنظر، ایجاد شده است. در این حالت، سیگنال‌های پاسخ

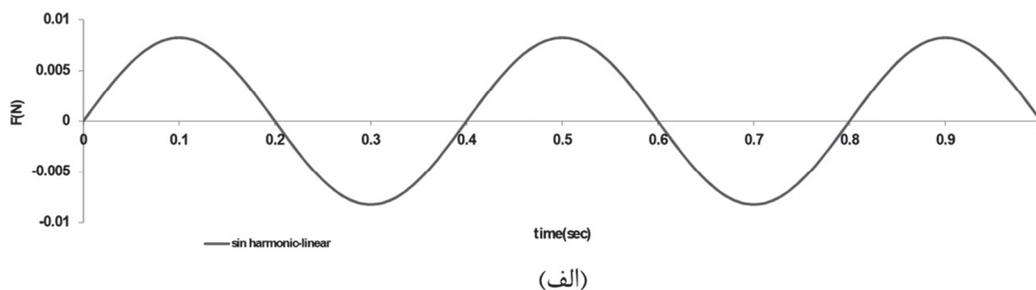
به‌خاطر استفاده از تعدادی زیادی گره در مدل‌سازی این پل، تنها روش مناسب از میان توابع زمان-فرکانس، روش RID و با توجه به حجم بالای داده‌ها مناسب‌ترین روش همگرا به پاسخ، (روش تانسور سه بعدی) در این مطالعه به کار گرفته شده است.

۲- روش تحقیق

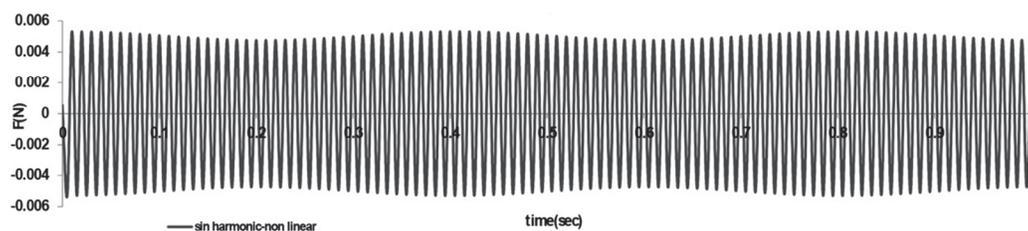
هدف اصلی در پژوهش حاضر، تشخیص آسیب لرزه‌ای در پایه‌های بتنی پل بزرگراهی کردستان- خیابان ملاصدرا واقع در شهر تهران با استفاده از توابع زمان-فرکانس توزیع تداخلی کاهش‌یافته و به کمک روش تانسور سه‌بعدی از طریق ثبت سیگنال‌های جابه‌جایی در نقاط کنترلی می‌باشد. در این تحقیق، پس از مدل‌سازی پل مدنظر مطابق با نقشه‌های اجرایی در محیط نرم‌افزار OpenSees [۱۹] به منظور ایجاد ارتعاش در پل، پیش از رویداد زلزله بار هارمونیک سینوسی با فرکانس زاویه‌ای 5π ، در حالت غیرخطی به پل اعمال و نتایج توسط حسگر فرضی جابه‌جایی در قسمت فوقانی هر یک از پایه‌های میانی ثبت شده است. در این حالت، سیگنال‌های ثبت‌شده، بیانگر پاسخ سازه در حالت سالم می‌باشد. در ادامه با استفاده از سه رکورد زلزله با مکانیزم‌های مشابه با گسل‌های فعال واقع در شهر تهران، تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی بر روی پل مدل شده انجام گرفته و مجدداً بار هارمونیک سینوسی به سازه اعمال و نتایج توسط حسگر فرضی جابه‌جایی ثبت شده است. در این شرایط، سیگنال‌های ثبت‌شده، پاسخ سازه در حالت آسیب‌دیده را نشان می‌دهد. به منظور جلوگیری از وقوع پدیده تشدید، پیروید بار هارمونیک اعمالی با پیروید اصلی سازه متفاوت است. در شکل ۱، مود شکل مربوط به مود اول سازه نمایش داده شده است. در ادامه با پردازش سیگنال‌های پاسخ ثبت‌شده در محیط نرم‌افزار متلب [۲۰] با استفاده از توزیع تداخلی کاهش‌یافته، پلان‌های سه‌بعدی زمان-دامنه-فرکانس و ماتریس‌های دویبعدی

توسط حسگر فرضی جابه‌جایی، تحت اثر بار هارمونیک

سینوسی در حالت خطی ثبت شده است.



(الف)



(ب)

شکل ۲- بار هارمونیک سینوسی با فرکانس زاویه‌ای 5π در حالت (الف) خطی و (ب) غیرخطی

۳- معرفی مدل‌های تحلیل

در پژوهش حاضر، پل بزرگراهی کردستان- خیابان ملاصدرا واقع در شهر تهران مورد مطالعه و ارزیابی قرار گرفته است. در این پل، به دلیل قوس قائم در مقطع طولی، ارتفاع پایه‌های میانی با یکدیگر متفاوت است (شکل ۳- الف). طول کل پل با احتساب رمپ‌ها $485/6$ متر است که 229 متر از طول آن برای سازه پل و $256/6$ متر دیگر آن برای رمپ‌ها می‌باشد. این پل دارای ۸ دهانه که طول دو دهانه ابتدایی و انتهایی آن $24/5$ متر و تمام دهانه‌های میانی آن دارای طولی برابر 30 متر هستند. طول رمپ جنوبی این پل $120/1$ متر و طول رمپ شمالی آن برابر $136/5$ متر است. این پل روگذر، دارای ۷ پایه تکیه‌گاهی بتن مسلح بوده و هر پایه دارای ۲ ستون در هر مسیر رفت‌وبرگشت می‌باشد. فاصله ستون‌های هر پایه ۶ متر بوده و ستون‌های میانی دایروی شکل هستند. قطر ستون‌ها $1/2$ متر و ضخامت پوشش آرماتور $7/5$ سانتی‌متر است. جزئیات سرستون برای تمامی پایه‌ها

یکسان و با ارتفاع $1/4$ متر و وزن $591/708$ کیلونیوتن می‌باشد.

شکل ۴، جزئیات کوله شماره ۱ را نشان می‌دهد. هر دو کوله ۱ و ۲ برای هر دو مسیر رفت‌وبرگشت دارای سازه‌ای واحد و یکپارچه می‌باشد که جلوی آن، محل قرارگیری شاه‌تیرهای عرشه و پشت آن، محل خاکریزی رمپ پل می‌باشد. به دلیل قوس قائم پل در مقطع طولی، ارتفاع اغلب پایه‌ها با یکدیگر متفاوت و در محدوده $13/5$ تا $45/7$ متر قرار دارد. مقاومت بتن محصورنشده ستون و سرستون پایه‌ها 24 مگاپاسکال و مقاومت بتن محصورشده آن‌ها (مقاومت هسته بتن)، جهت تعریف مصالح بتنی، $1/25$ برابر مقاومت بتن محصورنشده معادل با 30 مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. همچنین تنش تسلیم میلگردهای فولادی برای مقاطع بتن‌آرمه معادل با 300 مگاپاسکال لحاظ شده است. روسازه پل بزرگراهی کردستان- خیابان ملاصدرا برای یک مسیر، از ۶ شاه‌تیر و در مجموع از ۱۲ شاه‌تیر فولادی سرتاسری به فاصله مرکز تا مرکز $2/15$ متر از یکدیگر و یک دال بتنی به ضخامت

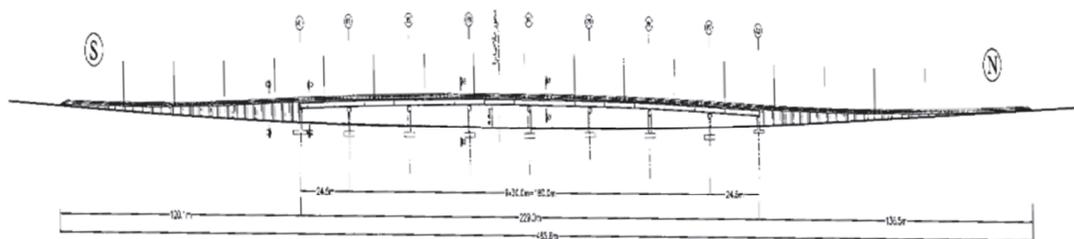
بهره‌برداری پل بزرگراه کردستان - خیابان ملاصدرا مطابق با دستورالعمل آیین‌نامه آشتو [۲۳] انجام شده است.

با توجه به اینکه مدل‌سازی پل به صورت دوبعدی، منجر به خطاهای زیادی در محاسبه پاسخ مؤلفه‌های مدنظر می‌گردد، بنابراین در پژوهش حاضر، مدل‌سازی و آنالیز پل بزرگراهی کردستان - خیابان ملاصدرا به صورت سه‌بعدی و با شش درجه آزادی (سه درجه آزادی انتقالی و سه درجه آزادی دورانی)، مطابق با پیشنهاد مختصات سیستم ارائه شده توسط محققان در مرجع [۲۴] در نرم‌افزار OpenSees انجام شده است.

مدل‌سازی مصالح بتن محصورنشده با استفاده از ماده بتن یک‌بعدی کنت - اسکات - پارت با مقاومت کششی صفر (Concrete01) که سختی آن در باربرداری و بارگذاری به صورت خطی افت می‌کند، انجام شده است.

۲۰ سانتی‌متر تشکیل شده است. بر روی این دال بتنی ۱ سانتی‌متر قیر و ۷ سانتی‌متر آسفالت اجرا شده است. برای مهار شاه‌تیرها در طول سازه و ایجاد دیافراگم، از مهاربندهای خرپایی در جان شاه‌تیرها، در جهت عرضی و به فاصله‌های ۶ متری از یکدیگر استفاده شده است (شکل ۳-ب).

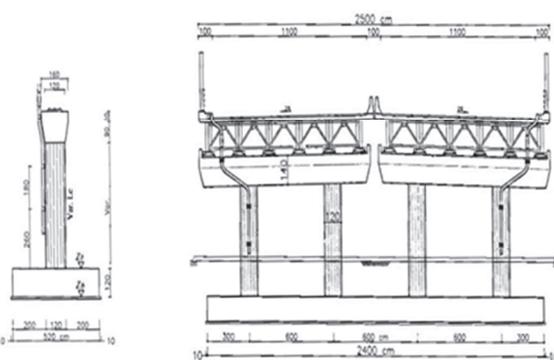
وزن هریک از اجزای تشکیل‌دهنده روسازه محاسبه و با جمع کردن آن‌ها، وزن کل روسازه حاصل شده، که به این ترتیب، وزن کل روسازه برای دو مسیر، برابر با ۵۱۰۰۰ کیلو نیوتن و برای یک مسیر، برابر با ۲۵۵۰۰ کیلو نیوتن برآورد شده است. جدول ۱، جزئیات محاسبه وزن هریک از اجزای تشکیل‌دهنده روسازه پل را ارائه می‌دهد. به منظور محاسبه نیروی افقی زلزله برای پل‌های شهری، اعم از راه و راه‌آهن باید حداقل نصف بار زنده عادی منظور شود [۲۲]. بنابراین محاسبه بارهای زنده و



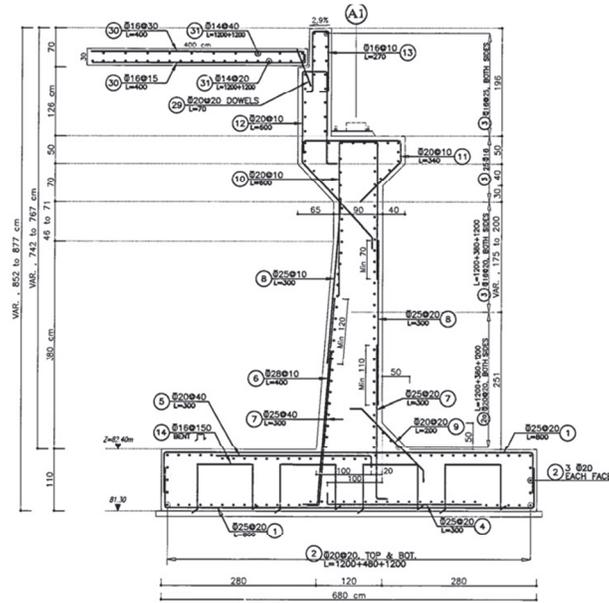
الف) نمای طولی شمال به جنوب



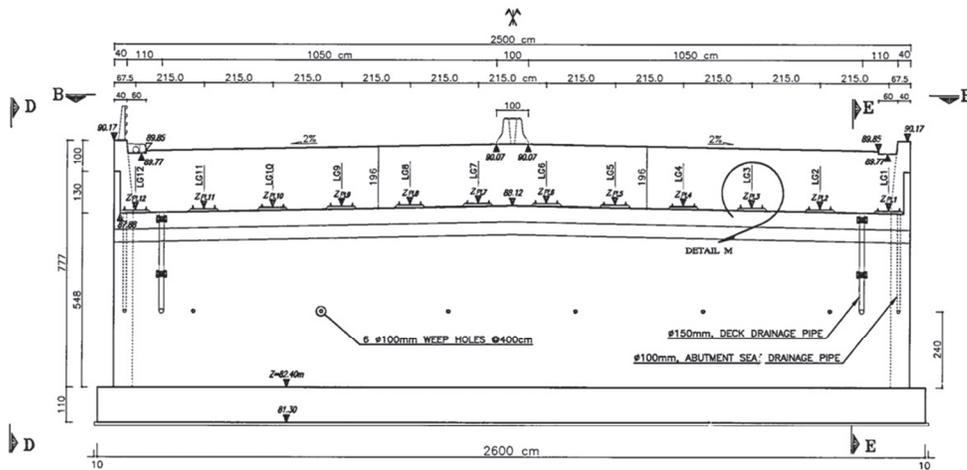
ب) نمای عرضی



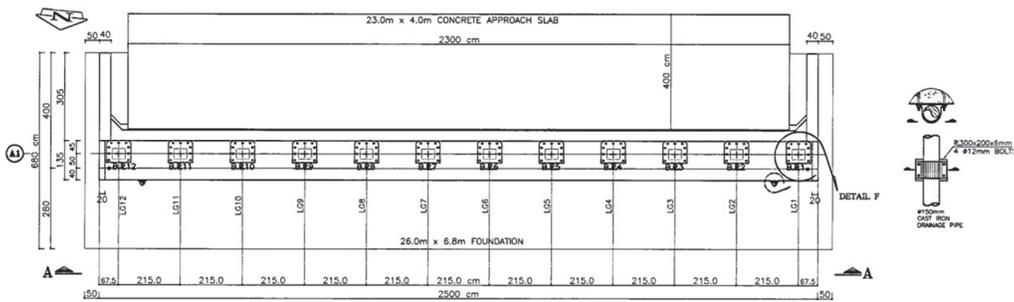
شکل ۳- جزئیات پل بزرگراهی کردستان - خیابان ملاصدرا [نقشه اجرایی پل بزرگراهی کردستان - خیابان ملاصدرا]



**ABUT-1 SECTION
FORMWORK & REINFORCEMENT**
Sc. 1:50



ABUTMENT A1 ELEVATION, VIEW A
SC. 1:100



ABUTMENT A1 FORMWORK PLAN, VIEW B
SC. 1:100

شکل ۴- نماهای مختلف از جزئیات کوله ۱ پل کردستان- خیابان ملاصدرا [نقشه اجرایی پل بزرگراهی کردستان- خیابان ملاصدرا]

جدول ۱- جزئیات وزن اجزای تشکیل‌دهنده پل بزرگراهی کردستان- خیابان ملاصدرا

وزن برای دو مسیر (KN)	وزن برای یک مسیر (KN)	
۸۶۱۸/۴	۴۳۰۹/۲	وزن کل شاه‌تیرها
۱۳۶/۳	۶۸/۱۵	وزن کل بیس پلیت‌ها
۵۸۸/۳۱	۲۹۴/۱۵۵	وزن کل بادبندهای افقی
۲۰۰۶/۲	۱۰۰۳/۱	وزن کل آرماتورهای دال عرشه
۲۶۹۳۲/۱۲	۱۳۴۶۶/۰۶	وزن کل بتن عرشه
۷۶۱۱/۱۱	۳۸۰۵/۵۵۵	وزن کل آسفالت رویه عرشه
۵۹۳/۰۷۳	۲۹۶/۵۳۶۵	وزن کل قیر مصرفی در رویه عرشه
۴۴۰۱/۶۲	۲۲۰۰/۸۱	وزن کل جان‌پناه‌های بتنی عرشه
۷۵/۰۱	۳۷/۵۰۵	وزن کل گارد ریل‌ها
۵۱۰۰۰	۲۵۵۰۰	وزن کل رو سازه پل

ستون الاستیک در موقعیت فرارگیری مربوط به هر مقطع (وسط دهانه‌ها و یا بر روی پایه‌ها) در جهت طولی پل در نرم‌افزار OpenSees استفاده شده است.

۳-۲- مدل کردن سرستون‌های پل

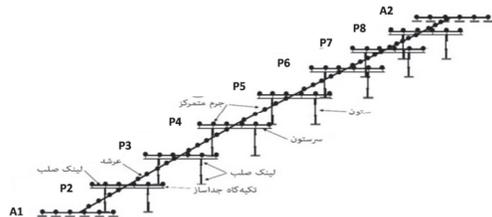
در مدل‌سازی ستون و سرستون پایه‌های پل از المان‌های تیر- ستون غیرخطی با استفاده از مقاطع فایبر به‌منظور کنترل استقرار ستون‌های پل در محدوده خطی، استفاده شده است (آیین‌نامه آشتو، الزام دارد که پاسخ لرزه‌ای روسازه و زیرسازه پل به‌صورت کاملاً الاستیک باقی بماند [۲۳]). در این مقاطع فایبر از مصالح یک‌بعدی غیرخطی تعریف شده برای مدل‌سازی رفتار بتن محصورشده و محصورنشده و همچنین میلگردهای فولادی ستون‌ها و سرستون‌ها استفاده شده است. لازم به ذکر است سرستون‌ها به‌صورت لینک صلب مدل‌سازی شده‌اند. به‌منظور مدل‌سازی تکیه‌گاه‌های نئوپرن در مدل پل از المان سه‌بعدی تکیه‌گاه الاستومر استفاده شده است. نئوپرن‌های کوله و پایه‌های میانی شامل ۱۰ ورق فولادی با ضخامت ۴، ۹ لایه الاستومری با ضخامت ۱۱ و ۲ لایه الاستومری با ضخامت ۲/۵ میلی‌متر می‌باشند. قطر معادل برای تکیه‌گاه‌های نئوپرن مستقر بر روی کوله و پایه‌های

برای مصالح بتن محصورشده نیز از ماده بتن یک‌بعدی (Concrete03) با مقاومت فشاری بتن محصورشده، مقاومت کششی و نرم‌شوندگی کششی غیرخطی و برای مدل‌سازی رفتار میلگردهای فولادی مصالح بتن‌آرمه از ماده فولادی یک‌بعدی دوخطی (Steel01) با سخت‌شوندگی سینماتیک و سخت‌شوندگی ایزوتروپیک اختیاری استفاده شده است.

۳-۱- مدل کردن عرشه پل

برای مدل‌سازی شاه‌تیرهای سرتاسری طولی و دال بتن‌آرمه قرار گرفته بر روی شاه‌تیرها، به‌منظور جلوگیری از بروز مشکلات عدم همگرایی در حین انجام آنالیز تاریخیچه زمانی، از یک المان تیر- ستون الاستیک استفاده شده است. روش انجام این کار به این ترتیب است که در مرحله اول ابتدا دو تیپ متفاوت از مقطع عرضی عرشه که یکی در وسط دهانه‌های پل (عرشه میانی) و دیگری بر روی پایه‌های پل (عرشه انتهایی) قرار گرفته، شامل ۶ عدد شاه‌تیر فولادی با فاصله‌های عرضی معین به‌علاوه ۲۰ سانتی‌متر دال بتن‌آرمه، در نرم‌افزار SAP2000 به‌صورت مجزا مدل‌سازی شده و به این ترتیب خصوصیات این دو تیپ از مقطع عرضی عرشه به‌دست آمده است. در مرحله دوم، از خصوصیات مقاطع به‌دست آمده در یک المان تیر-

صلب، مدل‌سازی شده است. در شکل ۵ مشاهده می‌شود، تکیه‌گاه‌های موجود در محل کوله و پایه‌های میانی به‌صورت گیردار مدل شده و تمامی درجات آزادی مربوط به تکیه‌گاه‌ها، کاملاً مقید شده‌اند.



شکل ۵- مدل تحلیلی پل بزرگراهی کردستان - خیابان ملاصدرا.

در جدول ۲، مقادیر ویژه، فرکانس زاویه‌ای و پریود مربوط به سه مود اول پل بزرگراهی کردستان - خیابان ملاصدرا به‌دست آمده براساس تحلیل دینامیکی مشخص شده است. با توجه به صلبیت بالای سازه، دوره‌های تناوب به‌دست آمده، کوچک است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، اثر مودهای بالاتر در مورد سازه قابل توجه است. لذا اثر مشارکت مودهای بالاتر، باعث توزیع نسبتاً یکنواخت ضریب مشارکت جرمی بین سه مود اول سازه شده و پریودهای زمانی سه مود اول نزدیک به هم به‌دست آمده است. ضمناً عدم تقارن هندسی پل، سبب شده است که ضریب مشارکت جرمی تنها به مود اول اختصاص پیدا نکرده و بین سه مود اول توزیع شود.

جدول ۲- مقادیر پریود، فرکانس زاویه‌ای و بردار ویژه مربوط به سه مود اول پل بزرگراهی کردستان - خیابان ملاصدرا.

شماره مود	مقدار ویژه	فرکانس زاویه‌ای (ω)	پریود ($T = \frac{2\pi}{\omega}$)
۱	۱۹۲۲/۱۸۹	۴۳/۸۴۲۷	۰/۱۴۳۳
۲	۲۱۴۱/۱۸۷	۴۶/۲۷۲۹	۰/۱۳۵۷
۳	۲۲۴۵/۸۳۴	۴۷/۳۹۰۲	۰/۱۳۲۵

FHWA04 مطابق با مشخصات ارائه‌شده در گزارش فوق در نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی و مقدار پریود اصلی آن با مقدار متناظر به‌دست آمده توسط محققان مطابق با جدول ۳، مقایسه شده است. شکل (۶- الف) پل سازمان بزرگراه‌های ایالت متحده آمریکا شماره ۴ را نشان می‌دهد.

میانی به‌ترتیب ۴۴۷/۸ و ۵۸۶/۴ میلی‌متر در نظر گرفته شده است.

۳-۳- مدل کردن کوله‌های پل

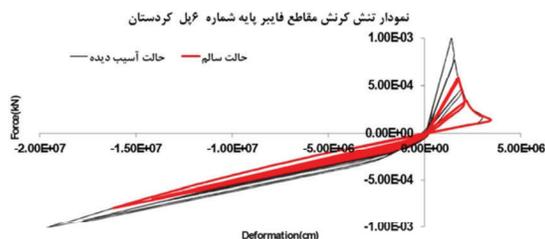
در طرح اغلب پل‌ها، نسبت سختی کوله به سختی هر یک از پایه‌ها، مقداری بسیار بزرگ است که با افزایش خاک کوبیده شده پشت کوله، اجرای دیوارهای حائل خاکنیز پشت کوله و رمپ و افزایش ارتفاع پایه‌ها این نسبت بزرگ‌تر نیز خواهد شد. بنابراین در مدل‌سازی اکثر پل‌ها، کوله‌ها را با صلبیت بی‌نهایت فرض می‌کنند. البته نتایج مطالعات مختلف نشان می‌دهد، فرض صلبیت بی‌نهایت کوله‌ها، پشتوانه علمی دارد [۲۵].

۳-۴- مدل کردن پایه‌های میانی پل

در این مطالعه، کل جرم سرستون به‌علاوه نصف جرم ستون‌های هر پایه به‌منظور انجام آنالیز غیرخطی و تاریخیچه زمانی غیرخطی، به‌عنوان جرم زیر سازه در مدل‌سازی پایه‌های پل لحاظ شده است. لازم به ذکر است در مرحله اول مدل‌سازی (انجام تحلیل خطی و مدل‌سازی اولیه) از المان‌های تیر- ستون خطی استفاده شده است، چراکه دستیابی به مشخصات دینامیکی سازه، مستقل از تعریف المان‌های غیرخطی می‌باشد. نواحی ابتدایی و انتهایی هر یک از پایه‌های میانی از طریق تعریف لینک

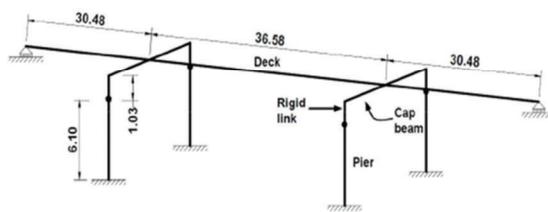
به‌منظور اطمینان از صحت‌سنجی پل مدل‌سازی شده در این مطالعه، یک نمونه پل ارائه شده توسط سازمان بزرگراه‌های ایالت متحده آمریکا شماره ۴ (FHWA04-1996) در مراجع [۲۶، ۲۷ و ۲۸] مدل‌سازی و مقدار پریود اصلی آن محاسبه شد. پل

است. تطابق نمودارهای هیستریزیس قبل و بعد از ایجاد آسیب، بیانگر صحت مدل‌سازی پل مورد مطالعه در این پژوهش می‌باشد.



شکل ۶- (ب) منحنی هیستریزیس پایه شماره ۶ پل کردستان در دو حالت آسیب‌دیده و سالم.

در شکل (۶-ب) منحنی هیستریزیس مربوط به پایه شماره ۶ پل کردستان قبل و پس از ایجاد آسیب نمایش داده شده است. ملاحظه می‌شود محدوده تنش و کرنش و دامنه اعوجاج در اثر آسیب ایجادشده در پایه افزایش یافته



شکل ۶- (الف) مدل تحلیلی پل FHWA04.

شکل ۶- مدل تحلیلی پل FHWA04 به منظور راستی‌آزمایی پل بزرگراهی کردستان- خیابان ملاصدرا به همراه منحنی هیستریزیس

جدول ۳- مقدار پریود به دست آمده از OpenSees و مقدار محاسبه شده توسط محققان در مراجع [۲۶، ۲۷ و ۲۸]

پریود اصلی (T) توسط محققان	پریود اصلی (T) در این مطالعه
۰/۳۵۱۵	۰/۳۵۱۷

گسل‌های فعال شهر تهران و براساس پالس‌های موجود در مؤلفه‌های سرعت و جابه‌جایی رکوردهای زلزله به صورت چشمی با یکدیگر مقایسه شدند و رکوردهایی که تعداد پالس‌های بیشتر و قوی‌تری داشتند (به دلیل وجود اثرات جهت‌پذیری پیش‌رونده و پس‌رونده)، انتخاب گردیدند. این نگاشت‌های زلزله از پایگاه اطلاعات زلزله PEER دریافت شد [۲۹]. مشخصات سه رکورد زلزله انتخابی در جدول ۴ ارائه شده است.

۳-۵- انتخاب رکوردهای زلزله

خاک ساختگاه پل مورد مطالعه در این تحقیق، خاک نوع ۲ آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران فرض شده است. به این منظور، سعی شد شتاب‌نگاشت‌های انتخابی تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل فرضی احداث پل مورد مطالعه باشد. برای نیل به این هدف، سه زوج شتاب‌نگاشت متعلق به مؤلفه‌های سه رکورد زلزله ثبت‌شده با ویژگی‌های مشابه، با توجه به مکانیزم

جدول ۴- مشخصات رکوردهای مقیاس شده انتخابی زلزله [۲۹]

Earthquake	نام ایستگاه ثبت زلزله	وضعیت جهت‌پذیری [۱۸]	$PGA_{L\&T}$ ($\frac{m}{s^2}$)	PGA_V ($\frac{m}{s^2}$)	$S_{FL\&T}$ (ضریب مقیاس مؤلفه‌های افقی)	S_{FV} (ضریب مقیاس مؤلفه قائم)
Northridge	JFPG	پیش‌رونده	۰/۹۹۵g	۰/۷۶۴g	۰/۷۰۱۶g	۱/۱۰۳g
Northridge	SYL	پیش‌رونده	۰/۸۵۳g	۰/۴۷۶g	۰/۸۱۸۴g	۱/۷۷۱g
Loma prieta	LOMA	پس‌رونده	۰/۵۱۴g	۰/۳۹۶g	۱/۳۵۸۲g	۲/۱۲۸g

توزیع تداخلی کاهش یافته با هسته $Rx(t)$ برای سیگنال تحلیلی به صورت رابطه (۲) و (۳) تعریف می شود [۳۱] و [۳۲].

$$RID(t, \omega) = \int_{-\infty}^{\infty} h(\tau) Rx(t, \tau) e^{-i\omega\tau} d\tau \quad (2)$$

$$Rx(t, \tau) = \int_{-\frac{\tau}{2}}^{\frac{\tau}{2}} \left(\frac{g(v)}{\tau} \left(1 + \cos \frac{2\pi v}{\tau} \right) \times \right. \\ \left. x \left(t + v + \frac{\tau}{2} \right) x^* \left(t + v - \frac{\tau}{2} \right) \right) dv \quad (3)$$

در روابط فوق، t زمان، ω فرکانس زاویه‌ای، x^* مزدوج مختلط، $h(\tau)$ یک پنجره زمان هموارکننده و $g(v)$ یک پنجره فرکانس هموارکننده می باشد. برای تخمین طیفی در توابع زمان-فرکانس از پنجره Hanning مطابق رابطه (۴) استفاده شده است.

$$Hann(v) = \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \cos \left(\frac{2\pi v}{\tau} \right) \quad (4)$$

تشخیص آسیب لرزه‌ای در پایه‌های بتنی پل کردستان در این مطالعه، براساس روش تانسور سه بعدی که الهام گرفته از روش تفاضل ماتریسی اصلاح شده می باشد، انجام شده است.

ایده اولیه این روش در بعد فرکانس، توسط بسخیران^{۱۷} و همکاران در سال ۲۰۰۵، مطرح شد [۳۳]. اما با توجه به توابع زمان-فرکانس، دانشجو و همکاران، تغییراتی را در آن ایجاد کردند [۱۶]. در واقع با توجه به قابلیت توابع زمان-فرکانس، علاوه بر بعد فرکانس، بعد زمان به روش تفاضل ماتریسی اضافه شد. در روش تانسوری به کمک تحلیل‌های زمان-فرکانس می توان انرژی سیگنال را در حوزه فرکانس و زمان به طور همزمان مشاهده کرد. آسیب با توازن انرژی در سازه، رابطه مستقیمی دارد. بنابراین با فرض توزیع انرژی سیگنال به صورت همزمان در حوزه زمان و فرکانس، می توان این

لازم به ذکر است تمامی زوج شتابنگاشت‌ها براساس روش مقیاس‌سازی ارائه شده توسط نشریه ۴۶۳ [۲۲]، مقیاس‌سازی شدند. به نحوی که ابتدا تمام زوج شتابنگاشت‌ها به مقدار حداکثر شتاب خود مقیاس شده، با منظور کردن میرایی ۰/۵ طیف پاسخ تهیه و با استفاده از روش جذر مجموع مربعات طیف ترکیبی واحد برای هر زوج شتابنگاشت حاصل شد. سپس با مقایسه متوسط طیف‌های پاسخ ترکیبی در محدوده ۰/۲ تا ۱/۵ برابر پیرو اصلی سازه با طیف استاندارد ۲۸۰۰، ضریب مقیاس به گونه‌ای تعیین شد که در محدوده یادشده مقادیر متوسط در هیچ حالت، کمتر از ۱/۴ برابر مقادیر نظیر در طیف استاندارد ۲۸۰۰ نباشد. هر دو رکورد زلزله نوثریچ^{۱۵} (JFPG) و (SYL^{۱۶}) حاوی اثرات جهت‌پذیری پیش‌رونده و رکورد لوماپریتا دارای اثرات جهت‌پذیری پس‌رونده می باشد.

۴- توابع زمان-فرکانس و روش تشخیص آسیب به کار رفته در این پژوهش

یک تابع زمان-فرکانس با بیان محتوای فرکانسی با توجه به تغییرات زمان، امکان تحلیل بهینه سیگنال‌ها را فراهم می‌سازد. توابع زمان-فرکانس به سه دسته خطی، مربعی و غیرخطی طبقه‌بندی می‌شوند. با استفاده از تحلیل‌های زمان-فرکانس این امکان فراهم می‌شود که انرژی سیگنال در حوزه زمان و در حوزه فرکانس به صورت هم‌زمان قابل‌رؤیت باشد [۳۰]. براساس مطالعات پیشین انجام شده، در این پژوهش به منظور پردازش سیگنال‌های پاسخ از توابع مربعی زمان-فرکانس توزیع تداخلی کاهش یافته استفاده شده است. توزیع تداخلی کاهش یافته و توزیع وینگر-ویل هر دو در کلاس کوهن قرار دارند. اما روش تداخلی کاهش یافته برای سیگنال‌های گذرا و غیرمانا، به دلیل کاهش تداخل مربعی، مناسب‌تر می‌باشد.

¹⁵- Jensen Filter Plant

¹⁶- Sylma

¹⁷- Beskhyroun

آسیب لرزه‌ای در پایه بتنی از روش تانسور سه‌بعدی استفاده شده است. تمامی درایه‌های ماتریس‌های زمان-فرکانس براساس پردازش سیگنال‌های جابه‌جایی-زمان توسط تابع توزیع تداخلی کاهش‌یافته حاصل می‌شود.

$$T_{Fs} = \begin{bmatrix} RIDs(t1,f1) & RIDs(t1,f2) & \dots & RIDs(t1,fn) \\ RIDs(t2,f1) & RIDs(t2,f2) & \dots & RIDs(t2,fn) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ RIDs(tm,f1) & RIDs(tm,f2) & \dots & RIDs(tm,fn) \end{bmatrix} \quad (8)$$

$$T_{Fd} = \begin{bmatrix} RIDd(t1,f1) & RIDd(t1,f2) & \dots & RIDd(t1,fn) \\ RIDd(t2,f1) & RIDd(t2,f2) & \dots & RIDd(t2,fn) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ RIDd(tm,f1) & RIDd(tm,f2) & \dots & RIDd(tm,fn) \end{bmatrix} \quad (9)$$

با تفاضل درایه به درایه این دو ماتریس و نهایتاً با جمع کردن درایه‌های ماتریس حاصل و نرمال‌سازی اعداد خروجی، مطابق با رابطه (۱۰) شاخص خرابی حاصل شده و آسیب‌پذیرترین پایه قابل‌شناسایی خواهد بود.

$$Difference(k) = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n |T_{Fs}(fi,tj) - T_{Fd}(fi,tj)| \quad (10)$$

در رابطه (۱۰)، m تعداد مخازن فرکانسی و n تعداد گام‌های زمانی است. جهت افزایش دقت تشخیص آسیب، ماتریس‌ها به صورت مربعی در نظر گرفته شده‌اند.

۵- تحلیل و محاسبات

همان‌گونه که بیان شد، پل بزرگراهی کردستان-خیابان ملاصدرا تحت اثر سه رکورد زلزله در معرض آسیب لرزه‌ای قرار گرفته و سیگنال‌های پاسخ جابه‌جایی در اثر اعمال بار محرک سینوسی قبل و بعد از آسیب لرزه‌ای ثبت شده‌اند. برای پردازش سیگنال‌ها از توزیع تداخلی کاهش‌یافته استفاده شده است. در ادامه، پلان‌های زمان-فرکانس-دامنه مربوط به سیگنال‌های ثبت شده تحت اثر سه شتاب‌نگاشت در حالت آسیب‌دیده برای

توزیع را با شدت، محل و زمان وقوع آسیب هم‌بسته کرد. به‌منظور توزیع انرژی در روش تانسوری، انرژی لحظه‌ای و طیف چگالی انرژی به ترتیب مطابق با روابط (۵) و (۶) تعریف می‌شوند [۱۶]:

$$|x(t)|^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} RID(t,\omega) d\omega \quad (5)$$

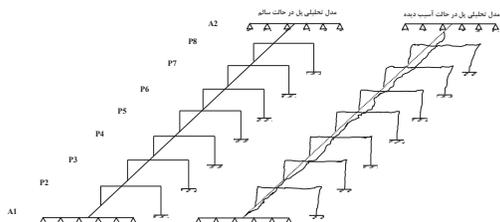
$$|S(\omega)|^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} RID(t,\omega) dt \quad (6)$$

در این روابط، $RID(t,\omega)$ انرژی زمان-فرکانس، $|x(t)|^2$ انرژی لحظه‌ای و $|S(\omega)|^2$ طیف چگالی انرژی می‌باشد. در صورتی که شرایط مرزی ارضا شود، انرژی کل سیگنال به شکل رابطه (۷) قابل بیان است:

$$E = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} RID(t,\omega) d\omega dt \quad (7)$$

در این روش، پلان‌های زمان-فرکانس قبل و بعد از ایجاد آسیب با یکدیگر تفاوت داشته و می‌توان با مقایسه بین پلان‌های زمان-فرکانس در دو حالت یادشده، آسیب را تشخیص داد. برای دستیابی به این هدف، ماتریس پلان زمان-فرکانس هنگامی که سازه پل سالم است، به صورت T_{Fs} و پس از ایجاد آسیب به صورت T_{Fd} در نظر گرفته می‌شود. روابط (۸) و (۹)، به ترتیب بیانگر ماتریس پلان زمان-فرکانس مربوط به دو حالت پل سالم و پل آسیب‌دیده می‌باشد [۲۳]. برای تشخیص آسیب، در هر یک از پایه‌ها، تمام درایه‌های ماتریس حاصل از تفاضل ماتریس‌های حالت آسیب‌دیده و سالم، با یکدیگر جمع شده و عدد حاصل با عنوان $Difference(k)$ در پایه‌های مختلف با یکدیگر مقایسه می‌شوند. مقدار $Difference(k)$ محاسبه‌شده در هر پایه برحسب عدد بزرگ‌تر نرمال شده و با مقایسه نتایج، پایه آسیب‌دیده شناسایی می‌شود. عدد $Difference(k)$ بزرگ‌تر بیانگر محل آسیب خواهد بود. اگر پایه سالم باشد، مقدار عددی پارامتر مذکور صفر یا نزدیک به صفر می‌باشد. با توجه به دقت بالای این روش، در پژوهش حاضر، جهت تشخیص

در این حالت، ماتریسی با ابعاد ۵۶۰۰×۵۶۰۰ توزیع فرکانس را برای ۷ پایه میانی پل در دو حالت آسیب‌دیده و سالم معرفی می‌کند. در شکل ۸ پلان‌های سه‌بعدی مربوط به پایه‌های میانی شماره ۵ و ۶ پل بزرگراهی کردستان- خیابان ملاصدرا مشاهده می‌شود.

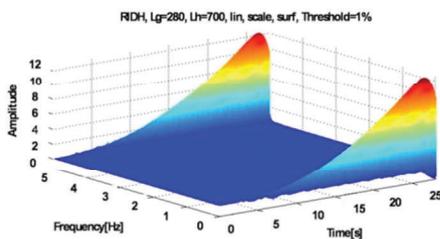


شکل ۷- مقایسه مدل تحلیلی پل بزرگراهی کردستان- خیابان ملاصدرا قبل و بعد از آسیب

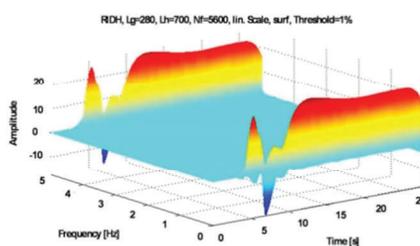
پایه‌های میانی منتخب در شکل‌های ۸ تا ۱۰ نمایش داده شده است. ابعاد ماتریس‌های زمان- فرکانس، متناسب با گام‌های زمانی ثبت سیگنال‌های پاسخ انتخاب شده‌اند، به نحوی که در این تحقیق براساس تحلیل‌های تاریخچه زمانی انجام شده، طول گام زمانی ثبت سیگنال‌ها، $۰/۰۵$ ثانیه در نظر گرفته شده است. بنابراین تعداد ستون‌های ماتریس‌های زمان- فرکانس برابر با مدت زمان رکورد‌های زلزله اعمالی بر پل، تقسیم بر $۰/۰۵$ می‌باشد. در شکل ۷، مدل تحلیلی پل بزرگراهی کردستان در حالت سالم و آسیب‌دیده نمایش داده شده است. تغییر شکل پایه‌های میانی در اثر آسیب در این شکل مشاهده می‌شود.

۵-۱- پلان‌های سه‌بعدی ثبت شده تحت اثر رکورد

نورثریج، ایستگاه JFPG



(ب)



(الف)

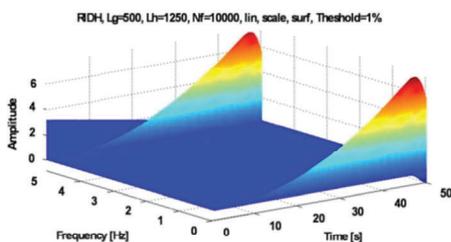
شکل ۸- پلان سه‌بعدی آسیب‌دیده زمان- دامنه- فرکانس تحت اثر رکورد JFPG- حسگر جابه‌جایی (الف) پایه ۵ و (ب) پایه ۶

توزیع فرکانس را برای ۷ پایه میانی پل در دو حالت آسیب‌دیده و سالم را نشان م دهد. شکل ۹، پلان‌های سه‌بعدی مربوط به پایه‌های میانی شماره ۵ و ۶ پل بزرگراهی کردستان- خیابان ملاصدرا را معرفی می‌کند.

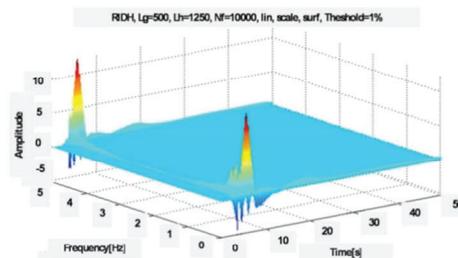
۵-۲- پلان‌های سه‌بعدی ثبت شده تحت اثر رکورد

نورثریج، ایستگاه SYL

با توجه بازه زمانی رکورد SYL در این حالت ماتریس‌های زمان- فرکانس با ابعاد ۱۰۰۰۰×۱۰۰۰۰



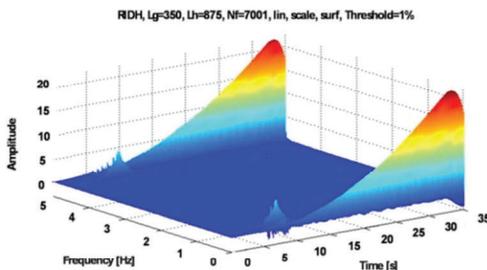
(ب)



(الف)

شکل ۹- پلان سه‌بعدی آسیب‌دیده زمان- دامنه- فرکانس تحت اثر رکورد SYL- حسگر جابه‌جایی (الف) پایه ۵ و (ب) پایه ۶

نتایج به‌دست آمده در جداول ۵، ۶ و ۷ براساس رابطه (۷) محاسبه شده است. شاخص خرابی از قدرمطلق تفاضل ماتریس زمان-فرکانس در دو حالت آسیب‌دیده و سالم حاصل می‌شود. هرچه این شاخص، عدد بزرگ‌تری را برای یک پایه نشان دهد، آسیب لرزه‌ای ایجادشده در آن پایه محتمل‌تر خواهد بود. مقادیر عددی پارامتر شاخص تشخیص آسیب در جداول ۵، ۶ و ۷ پس از مقیاس شدن نسبت به بزرگ‌ترین عدد شاخص آسیب تحت اثر هر رکورد (نرمالیزاسیون نسبی)، به شکل مقادیر ارائه‌شده در شکل ۱۱ تبدیل می‌شوند.



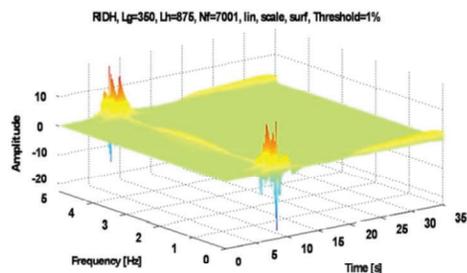
(ب)

شکل ۱۰- پلان سه‌بعدی آسیب‌دیده زمان-دامنه-فرکانس تحت اثر رکورد LOMA- حسگر جابه‌جایی (الف) پایه ۵ و (ب) پایه ۶

بزرگ‌ترین عدد، در شکل ۱۳، آسیب‌پذیرترین پایه‌های میانی پل کردستان- خیابان ملاصدرا نمایش داده شده است. مشاهده می‌شود پایه میانی شماره ۸ آسیب‌پذیرترین پایه با شاخص خرابی ۱ می‌باشد. پایه‌های میانی شماره ۷، ۲، ۶، ۵، ۳ و ۴ به ترتیب با شاخص‌های خرابی ۰/۵۴۸، ۰/۴۳۳، ۰/۲۵۵، ۰/۲۳۶، ۰/۲۳۵ و ۰/۲۲۳ در رده‌های بعدی آسیب‌پذیرترین پایه‌های میانی پل بزرگراهی کردستان- خیابان ملاصدرا قرار گرفته‌اند. با توجه به وجود قوس قائم در طول پل بزرگراهی کردستان- خیابان ملاصدرا و هم‌چنین غیرمسطح بودن سطح زمین (شکل ۳- الف)، مشاهده می‌شود، ارتفاع پایه‌های میانی با یکدیگر برابر نیست. به‌نحوی که پایه میانی شماره ۸، کوتاه‌ترین پایه میانی پل است.

۵-۳- پلان‌های سه‌بعدی ثبت‌شده تحت اثر رکورد لوماپرینتا، ایستگاه LOMA

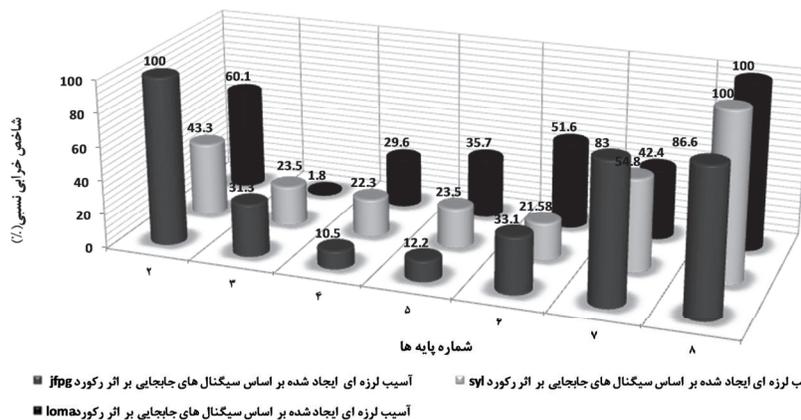
ابعاد ماتریس‌های زمان-فرکانس در این حالت برابر با 7001×7001 می‌باشد (شکل ۱۰). لازم به ذکر است پردازش سیگنال‌های ثبت‌شده در محیط نرم‌افزار متلب انجام شده است. براساس رابطه (۷)، پلان‌های سه‌بعدی به شکل ماتریس‌های مربعی حاصل می‌شود. تمام درایه‌های این ماتریس براساس روش توزیع تداخلی کاهش‌یافته و براساس رابطه (۲) و (۳) محاسبه شده است. در ادامه،



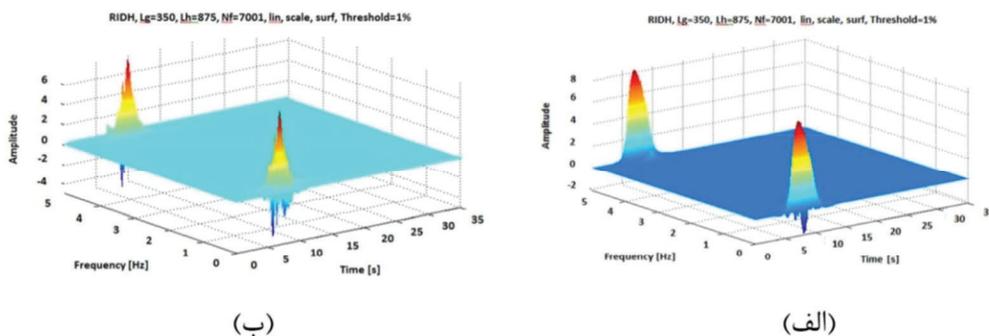
(الف)

در شکل ۱۲، پلان‌های زمان-فرکانس-دامنه مربوط به پایه‌های میانی منتخب در حالت سالم نمایش داده شده است. هم‌چنین مقایسه عددی پلان‌های سالم و آسیب‌دیده نیز به‌طور کامل در جداول ۵، ۶ و ۷ انجام شده است.

نتایج محاسبات انجام‌شده به روش تانسور سه‌بعدی، در شکل ۱۱ به‌صورت نسبی نشان داده شده است. به صورتی که نتایج تحلیل برای هر رکورد به صورت جداگانه برحسب عدد بزرگ‌تر در آن رکورد، نرمالیزه شده است. با توجه به اینکه بازتاب نهایی سازه برابر با حداکثر بازتاب‌های به‌دست آمده از تحلیل با سه زوج شتاب‌نگاشت می‌باشد [۳۴]. لذا براساس مقایسه پارامتر شاخص خرابی در جداول ۵، ۶ و ۷ و نرمالیزاسیون مقادیر عددی برحسب



شکل ۱۱- تشخیص آسیب لرزه‌ای پایه‌های میانی پل بزرگراهی کردستان- خیابان ملاصدرا براساس سیگنال‌های ثبت‌شده توسط حسگر جابه‌جایی



شکل ۱۲- پلان سه‌بعدی سالم زمان- دامنه- فرکانس براساس حسگر جابه‌جایی (الف) پایه ۵ و (ب) پایه ۶

$$K_{axial} = AE / L \quad (11)$$

با توجه به تفاوت طول پایه‌های میانی، سختی محوری و خمشی (روابط (۱۱) و (۱۲)) پایه‌های میانی پل با یکدیگر متفاوت بوده و سازه به لحاظ هندسی نامتقارن است.

$$K_{flex} = 12EI / L^3 \quad (12)$$

جدول ۵- تشخیص آسیب لرزه‌ای پایه میانی پل تحت اثر رکورد JFPG براساس حسگر جابه‌جایی

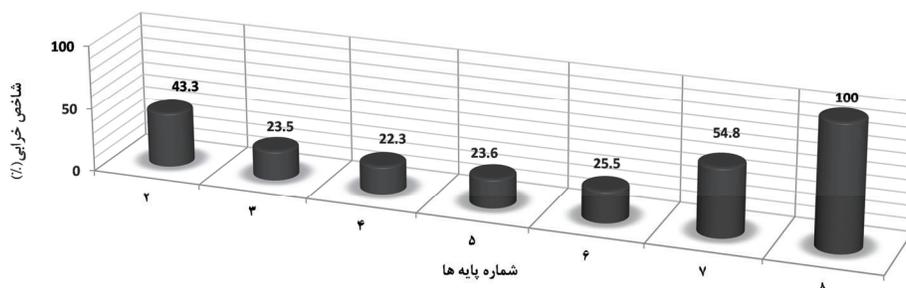
پایه میانی (K)	مجموع درایه‌های ماتریس زمان- فرکانس حالت سالم	مجموع درایه‌های ماتریس زمان- فرکانس حالت آسیب‌دیده	شاخص تشخیص آسیب
۲	۲۰/۵۲۷	۲۲/۱۶۲	۱/۶۳۴
۳	۲۱/۶۸۳	۲۲/۱۹۶	۰/۵۱۳
۴	۲۲/۰۳۸	۲۲/۲۱۰	۰/۱۷۲
۵	۲۲/۰۲۳	۲۲/۲۲۴	۰/۲۰۱
۶	۲۱/۷۰۰	۲۲/۲۴۲	۰/۵۴۲
۷	۲۰/۸۵۷	۲۲/۲۱۴	۱/۳۵۷
۸	۲۲/۶۰۳	۲۴/۰۲۰	۱/۴۱۷

جدول ۶- تشخیص آسیب لرزه‌ای پایه میانی پل تحت اثر رکورد SYL براساس حسگر جابه‌جایی.

پایه میانی (K)	مجموع درایه‌های ماتریس زمان-فرکانس حالت آسیب‌دیده	مجموع درایه‌های ماتریس زمان-فرکانس حالت سالم	شاخص تشخیص آسیب
۲	۲۲۷/۱۲۲	۲۱۹/۱۰۰	۸/۰۲۱
۳	۲۲۷/۱۶۶	۲۲۲/۸۰۲	۴/۳۶۴
۴	۲۲۷/۰۶۱	۲۲۲/۹۱۴	۴/۱۴۶
۵	۲۲۷/۰۴۰	۲۲۲/۶۷۳	۴/۳۶۷
۶	۲۲۷/۲۶۲	۲۲۳/۲۶۹	۳/۹۹۲
۷	۲۲۶/۹۱۰	۲۱۶/۷۵۲	۱۰/۱۵۷
۸	۲۲۶/۴۵۲	۲۰۷/۹۳۹	۱۸/۵۱۳

جدول ۷- تشخیص آسیب لرزه‌ای پایه میانی پل تحت اثر رکورد LOMA براساس حسگر جابه‌جایی.

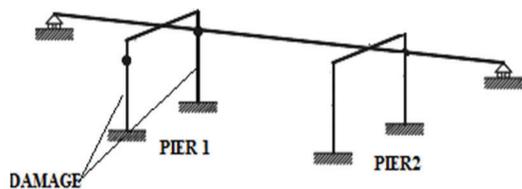
پایه میانی (K)	مجموع درایه‌های ماتریس زمان-فرکانس حالت آسیب‌دیده	مجموع درایه‌های ماتریس زمان-فرکانس حالت سالم	شاخص تشخیص آسیب
۲	۵۳/۱۸۳	۴۷/۶۸۲	۵/۵۰۰
۳	۵۳/۱۴۸	۵۲/۹۸۲	۰/۱۶۶
۴	۵۶/۰۰۸	۵۳/۲۹۲	۲/۷۱۶
۵	۵۶/۶۸۳	۵۳/۴۰۹	۳/۲۷۳
۶	۵۸/۴۱۹	۵۳/۶۹۰	۴/۷۲۸
۷	۵۳/۴۵۴	۴۹/۵۷۵	۳/۸۷۸
۸	۶۴/۸۳۸	۵۵/۶۹۱	۹/۱۴۷



شکل ۱۳- شناسایی آسیب‌پذیرترین پایه‌های میانی پل بزرگراهی کردستان-خیابان ملاصدرا

منظور، پل بزرگراهی شماره ۴ ایالت متحده آمریکا (FHW04)، در محیط نرم‌افزار اپنسیس مدل‌سازی شده و عملاً با کاهش قابل‌توجه سطح مقطع و ممان اینرسی ستون‌های ردیف ۱ پل مذکور، سازه را دچار آسیب کرده‌ایم. آسیب ایجادشده در پایه شماره ۱ از طریق ۰/۰۱ برابر نمودن سطح مقطع ستون‌ها و ممان اینرسی در دو راستای Y و Z حاصل شده است. محل آسیب ایجادشده در شکل ۱۴ نمایش داده شده است. در این سناریو، بار سینوسی هارمونیک در حالت خطی قبل و بعد از ایجاد

بنابراین پایه شماره ۸ به‌عنوان کوتاه‌ترین پایه، دارای بیشترین سختی محوری و خمشی بوده و بیشترین احتمال آسیب‌دیدگی در اثر ارتعاش را دارد. بنابراین نتایج روش تحلیل در این مطالعه، به‌منظور شناسایی آسیب‌پذیرترین پایه میانی پل توجیه‌پذیر است. به‌منظور اطمینان از صحت تشخیص آسیب‌پذیرترین پایه بتنی پل کردستان- خیابان ملاصدرا، اقدام به شناسایی آسیب ایجادشده براساس یک الگوی مشخص در سازه‌های معین، خواهیم پرداخت. به این



شکل ۱۴- الگوی آسیب ایجادشده در پایه شماره ۱ پل بزرگراهی ایالات متحده آمریکا (FHW04)

همچنین ملاحظه می‌شود، خطای روش به کار رفته جهت تشخیص آسیب لرزه‌ای در پایه بتنی پل بسیار اندک است. بنابراین نتایج به دست آمده در مورد پل بزرگراهی کردستان- خیابان ملاصدرا از دقت قابل قبولی برخوردار است.

آسیب، به پل FHW04 اعمال شده و براساس روش به کار رفته در این پژوهش، سیگنال‌های پاسخ جابه‌جایی ثبت شده است. بازه زمانی بار هارمونیک اعمال شده، ۱۵ ثانیه می‌باشد. بنابراین، ماتریس‌های مربعی زمان- فرکانس در این حالت، دارای ۱۵۰۰ درایه می‌باشد. در جدول ۸ محاسبات انجام شده جهت تشخیص آسیب در پل FHW04 ارائه شده است.

آسیب‌پذیرترین پایه میانی پل بزرگراهی ایالت متحده آمریکا در شکل ۱۵ نشان داده شده است. مشاهده می‌شود براساس روش به کار رفته در این پژوهش آسیب ایجادشده مطابق با الگوی آسیب معرفی شده در پایه شماره ۱ با شاخص خرابی ۰/۹۹ به درستی تشخیص داده شده است.

جدول ۸- تشخیص آسیب لرزه‌ای براساس سیگنال‌های ثبت شده حسگر جابه‌جایی پل FHW04

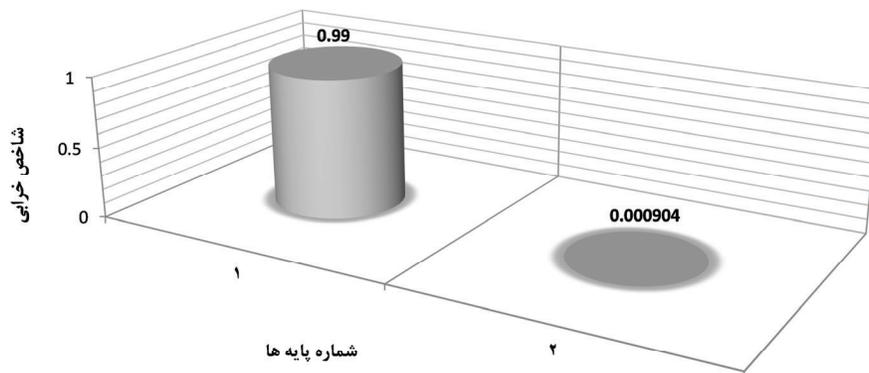
شاخص تشخیص آسیب	مجموع درایه‌های ماتریس زمان- فرکانس حالت آسیب دیده	مجموع درایه‌های ماتریس زمان- فرکانس حالت سالم	پایه میانی (K)
۱۱۴۱۸۴/۰۹	۱۱۴۳۱۵/۲	۱۳۱/۰۹	۱
۱۰۳/۲۲	۲۲۱/۸۸	۱۱۸/۶۵	۲

به منظور کاربردی شدن این پژوهش، پل بزرگراهی کردستان- خیابان ملاصدرا مورد مطالعه و ارزیابی قرار گرفته است. بنابراین شناسایی نقاط ضعف لرزه‌ای این پل، می‌تواند تا حد زیادی از وقوع خسارات جانی و مالی در هنگام زلزله و پس از آن جلوگیری نماید.

براساس نتایج به دست آمده از این پژوهش، پایه میانی شماره ۸ پل (کوتاه‌ترین پایه میانی که بیشترین سختی محوری و خمشی را داراست)، آسیب‌پذیرترین پایه با شاخص خرابی ۱۰۰٪ می‌باشد. پایه‌های میانی شماره ۷، ۲، ۶، ۵، ۳ و ۴ به ترتیب با شاخص‌های خرابی ۵۴/۸، ۴۳/۳، ۲۵/۵، ۲۳/۶، ۲۳/۵ و ۲۲/۳ درصد در رده‌های بعدی آسیب‌پذیرترین پایه‌های میانی پل بزرگراهی کردستان- خیابان ملاصدرا قرار گرفته‌اند.

۶- نتیجه‌گیری

در این تحقیق به منظور تشخیص آسیب لرزه‌ای در یک نمونه پل واقعی، حسگرهایی فرضی در بالای پایه‌های میانی پل مدنظر نصب شده و قبل و بعد از رویداد زلزله، بار هارمونیک سینوسی به پل اعمال و سیگنال‌های پاسخ پل ثبت شده‌اند. رکوردهای انتخابی جهت ایجاد آسیب در این پژوهش، دارای اثرات جهت‌پذیری پیش‌رونده و پس‌رونده می‌باشند. با استفاده از تابع زمان- فرکانس مربعی توزیع تداخلی کاهش یافته پاسخ‌ها در نرم‌افزار متلب پردازش شده و پلان‌های سه‌بعدی قبل و بعد از آسیب برای تمامی پایه‌ها ترسیم شده‌اند. در نهایت، با استفاده از روش تانسور سه‌بعدی و براساس اختلاف حاصل شده در پلان‌های زمان- فرکانس حالت سالم و آسیب‌دیده، آسیب‌پذیرترین پایه پل شناسایی شده است.



■ آسیب لرزه ای ایجاد شده بر اساس سیگنال های جابجایی
 شکل ۱۵- شناسایی آسیب‌پذیرترین پایه‌های میانی پل بزرگراهی ایالت متحده آمریکا (FHW04)

قدردانی

در انتها، از گروه تخصصی شهید رجایی و قرارگاه سازندگی خاتم الانبیاء به‌عنوان حامی مقاله حاضر، تشکر و قدردانی می‌شود

مراجع

- [1] Haseli, B., & Nouri, G.H. (2016). "Effect Cross Strike Slip Fault with Bridge on Seismic Response", *Second International Conference on Architecture Civil and Urban development at the beginning of the third millennium*, Tehran, Iran.
- [2] Tabarsi, A., & Salgagheh, E. (2015). *Comparison of Sensitivity Analysis Techniques in the Diagnosis of Structures*. M.Sc Shahid Bahonar University, Kerman, Iran.
- [3] Tabaei, A., & Daneshju, F. (2016). "Development of COMAC and Damage Index Methods for Damage Detection in the Near of Abutments of Bridges", *Modares Civil Engineering Journal*, 15(4), 55-62.
- [4] Boashash, B. (2015). *Time-frequency signal analysis and processing: a comprehensive reference*. Academic Press.
- [5] Bradford, S.C. (2006). *Time-Frequency Analysis of Systems with Changing Dynamic Properties*. California Institute of TechnologyPasadena, California.
- [6] Bonato, P., Ceravolo, R., De Stefano, A., & Molinari, F. (2000). "Use of cross-time–frequency estimators for structural identification in non-stationary conditions and under unknown excitation", *Journal of Sound and vibration*, 237(5), 775-791.
- [7] De Stefano, A., Ceravolo, R., & Sabia, D. (2001). "Output only dynamic identification in time-frequency domain", In *Proceedings of the 2001 American Control Conference. 1*, 447-452.
- [8] Melhem, H., & Kim, H. (2003). "Damage detection in concrete by Fourier and wavelet analyses", *Journal of Engineering Mechanics*, 129(5), 571-577.
- [9] Qiao, L. (2009). *Structural damage detection using signal-based pattern recognition*. Doctoral dissertation, Kansas State University.
- [10] Galeban, M., & Moradi, Sh. (2012). "Fraction Detection in Beam by Hilbert-Huang transform", *Second International Conference of Acoustic and Vibrations*, Sharif University, Tehran, Iran.
- [11] Niu, J., Zong, Z., & Chu, F. (2015). "Damage identification method of girder bridges based on finite element model updating and modal strain energy", *Science China Technological Sciences*, 58(4), 701-711.
- [12] Tabeshpour, M., & Bakhshi, A. (2008). "Fracture mode and Failure index of concrete structures in earthquake", *Journal of Modelling in Engineering*, 6(15), 59-70.
- [13] Tabrizian, Z., Beigi, M & Ghodrati Amiri, G. H. (2015). "Detection of damage in metal structures using static deflection data and genetic algorithm", *Journal of Modelling in Engineering*, 13(41), 147-158.
- [14] Ezoddin, A., Naderpour, H., Kheyroddin, A., & Ghodrati Amiri, G. H. (2014). "Detection of location and the amount of crack in beams using transform", *Journal of Modelling in Engineering*, 12(39), 1-11.

- [15] Daneshjoo, F., & Ahmadi, H. (2011). "System Identification and Damage Detection of Bridge Concrete piers, using Time-Frequency reopresentation and a new Modified Matrix subtraction Method", *Sharif University of Technology*, 29(2), 37-48.
- [16] Daneshjoo, F., & Ahmadi, H. (2010). "The new method 3D tensor to detect seismic damage at the concrete piers of bridges using response signals", *Journal Transformation Engineering*, 2(2), 115-126.
- [17] Ahmadi, H. R., & Daneshjoo, F. (2012). "A harmonic vibration, output only and time-frequency representation based method for damage detection in Concrete piers of complex bridges", *International Journal of Civil & Structural Engineering*, 2(3), 987-1002.
- [18] Alhan, C., & Sürmeli, M. (2015). "Necessity and adequacy of near-source factors for not-so-tall fixed-base buildings", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 14(1), 13-26.
- [19] Hosseini, M., & Konarangi, H. (2017). *Application of OpenSees Software in modeling and analysis of structures*. 4th Edition, Publisher Azadeh, Iran.
- [20] MATLAB. (2014). Version 7.6. The MathWorks.
- [21] Daneshjoo, F., & Ahmadi, H. (2014). "Suitable Sensor Identification for detection of damage on concrete piers of bridges using modified improve matrix and tensor methods", *Journal Transformation Engineering*, 6(1), 1-20.
- [22] Road and Railway Bridges Seismic Resistant Design Code, NO:463. (2008). *Office of Deputy for Strategic Supervision Bureau of Technical Execution System, Iran*.
- [23] AASHTO. (2012). *AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS*. American Association or State Highway and Transportation Officials.
- [24] Ghodrati Amiri, G. H., Zomorodian, S. M. M., Tajik, A. R. (2011). "Assessment of the Effect of Near-Field Grond Motions on Vulnerability of Highway Bridges", *Transporation Research Journal*, 8(3), 241-257.
- [25] Haseli, B., Nouri, G.H., & Homami, P. (2016). *Effect of Type of Abutment Modeling on the Seismic Response of Bridges*. M.Sc Kharazmi University, Tehran, Iran.
- [26] Kim, S. J., & Elnashai, A. S. (2008). "Seismic assessment of RC structures considering vertical ground motion", *Mid-America Earthquake Center CD Release 08-03*.
- [27] Kim, S. J., Holub, C. J., & Elnashai, A. S. (2011). "Analytical assessment of the effect of vertical earthquake motion on RC bridge piers", *Journal of Structural Engineering*, 137(2), 252-260.
- [28] Abdel-Mohti, A., & Pekcan, G. (2008). "Seismic response of skewed RC box-girder bridges", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 7(4), 415-426.
- [29] <http://peer.berkeley.edu/ngawest2/database>.
- [30] Hlawatsch, F., & Boudreaux-Bartels, G. F. (1992). "Linear and quadratic time-frequency signal representations", *IEEE signal processing magazine*, 9(2), 21-67.
- [31] Bradford, S. C. (2007). *Time-frequency analysis of systems with changing dynamic properties*. Doctoral dissertation, California Institute of Technology.
- [32] Auger, F., Flandrin, P., Goncalves, P., & Lemoine, O. (2005). "Time-Frequency Toolbox Reference Guide", *Hewston: Rice University*, 180.
- [33] Beskhyroun, S., Oshima, T., Mikami, S., & Tsubota, Y. (2005). "Structural damage identification algorithm based on changes in power spectral density", *Journal of applied mechanics*, 8, 73-84.
- [34] Standard No. 2800 (2014). *Iranian code of practice for seismic resistant design of building*, 4th Edition, Tehran, Iran.

شبیه‌سازی رفتار خمشی بتن‌های الیافی با استفاده از اجزای محدود - لنگر انحنای مقطع

بتن مسلح الیافی، عمدتاً به واسطه رفتار خود در ناحیه کششی ترک خورده، که به آن رفتار نرم‌شوندگی کششی گفته می‌شود، متمایز می‌گردد. محققان مطالعات بسیاری بر روی این رفتار صورت داده و مدل‌های نرم‌شوندگی بسیاری ارائه کرده‌اند. با توجه به پیچیدگی‌های انجام آزمایش مستقیم، مبنای ارائه نرم‌شوندگی، در بسیاری از تحقیقات تحلیل معکوس یک مقطع خمشی است. عمدتاً این تحلیل با فرضیات ساده‌کننده انجام شده است. در این تحقیق، یک روش جدید ترکیبی از اجزای محدود و لنگر-انحنا ارائه شده است. در این مطالعه، رفتار مقطع تیر مستطیلی تحت آزمایش خمش سه نقطه‌ای با استفاده از روش اجزای محدود و به‌کارگیری روش طول کمان استوانه‌ای مورد بررسی قرار گرفته است. در این روش، اثرات غیرخطی در المان بحرانی، در هر مرحله با روابط لنگر-انحنا به روز شده و در تحلیل اجزای محدود اعمال می‌گردد. همچنین، این مطالعه، مقایسه‌ای بین چهار مدل نرم‌شوندگی کششی شامل مدل‌های ثابت، خطی، نمایی و دوخطی در رفتار خمشی مقطع مستطیلی را ارائه می‌دهد. این روش با برخی از نتایج آزمایشگاهی اعتبارسنجی شده است. نتایج نشان دهنده این است که این مدل‌ها برای بتن‌های با نرم‌شدگی تنش‌کاهشی و کم الیاف نتیجه خوبی در بر دارد. همچنین با توجه به نتایج، توصیه می‌شود برای ارزیابی رفتار نمونه‌های الیافی که نرم‌شدگی در آنها قابل ملاحظه نمی‌باشد، در توسعه روابط لنگر-انحنا از توزیع ترک بازشدگی با منحنی‌های درجه ۲ یا شبیه آن استفاده شود.

واژگان کلیدی: بتن مسلح الیافی، نرم‌شوندگی کششی، آزمایش سه نقطه/چهار نقطه خمشی، روش اجزای محدود، تحلیل لنگر-انحنای مقطع.

بشری گیلک

دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه قم.

پست الکترونیک:

gilak.boshra@yahoo.com

مهدی شریفی*

دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه قم.

پست الکترونیک:

m.sharifi@qom.ac.ir

احمد مبینی‌پور

دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه قم.

پست الکترونیک:

mobinipour@qom.ac.ir

۱- مقدمه

سازه با آرماتور و یا الیاف می‌باشد. مسلح کردن بتن با الیاف کوتاه و پراکنده جهت بالا بردن طاقت در کارهای اجرایی نظیر پوشش تونل‌ها و کف‌های صنعتی و کارهای مشابه به‌خوبی تجربه شده است [۱-۳]. در حال حاضر سوال مهم در این زمینه، نحوه ارزیابی طاقت بتن‌های الیافی و بیان آن به وسیله یک پارامتر مشخص و مورد استفاده در طراحی است [۴]. در این زمینه، تعداد زیادی آزمایش برای ارزیابی طاقت در بتن‌های الیافی پیشنهاد شده است. انجام آزمایش کشش مستقیم به دلیل حساسیت تجهیزات بارگذاری عمدتاً امکان‌پذیر نمی‌باشد و بنابراین از روش‌های غیرمستقیم دیگر نظیر آزمایش خمشی یا آزمایش دو نیم‌شدن استفاده

بتن به‌عنوان یک ماده ترد شناخته شده است که رفتار مکانیکی سازه‌های بتنی متأثر از ترک و نحوه گسترش آن می‌باشد. به دلیل پایین بودن تراز طاقت مواد سیمانی، ترک‌های کششی در نرخ‌های پایین تنش کششی ایجاد می‌شود. یکی از راه‌های مقابله با این رفتار، مسلح کردن

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۸/۰۴/۰۷، بازنگری: ۱۳۹۸/۰۹/۲۷، پذیرش: ۱۳۹۸/۰۹/۲۷
DOI: 10.22091/cer.2019.3907.1137 شناسه دیجیتال

می‌شود. اما مسئله اساسی دیگر، پراکندگی در نتایج آنها و عدم استفاده از آنها در طراحی می‌باشد [۵]. در نتیجه در این راستا محققان درصدد ارزیابی طاق یا به عبارت دیگر، ارزیابی رفتارهای آزمایشی نظیر آزمایش خمشی بتن‌های الیافی به وسیله مدل‌های ریاضی می‌باشند. بنابراین، تلاش‌های زیادی جهت مدل‌سازی رفتار بتن‌های الیافی مسلح شده با الیاف فولادی انجام شده است. ضعف اغلب این مدل‌ها عدم توصیف رخداد واقعی در مقطع ترک‌خورده است. به همین جهت، به دلیل عدم اطمینان و شناخت کافی از مسائل طراحی، استفاده و کاربرد سازه‌های بتن‌های الیافی، هنوز استاندارد نشده است [۶].

اساس روش‌های موجود که برای ارزیابی رفتار خمشی بتن الیافی مسلح شده با الیاف استفاده می‌شود، بر مبنای تعادل تلاش‌های داخلی در مقطع ترک‌خورده تحت اثر خمش قرار دارد. چالش اساسی در این روش‌ها، ارزیابی مقاومت بتن در ناحیه ترک‌خورده در این محدوده است که در واقع ارزیابی اثر پل‌بندی الیاف^۱ در این ناحیه می‌باشد. در ادبیات فنی، به رابطه مقاومت بتن در ناحیه ترک‌خورده، رابطه تنش-بازشدگی^۲ گفته می‌شود. در حقیقت، این رابطه باید از آزمایش مستقیم کشش نمونه بتن الیافی به دست آید، اما هنوز یک روش استاندارد مقبول برای انجام آزمایش کشش مستقیم بتن الیافی حاصل نشده است [۷]. در نتیجه در اغلب تحقیقات این رابطه از روش‌های غیرمستقیم و با استفاده از روابط پیوسته موجود پیشنهاد شده استفاده می‌شود [۶، ۸ و ۹]. استفاده از این روابط پیشنهادی، نیازمند به‌کارگیری روش‌های سعی و خطا (تکرار) در حل مسئله می‌باشد که البته در تحقیقی جدید پژوهشگران، یک روش بسته^۳ برای پیش‌بینی رفتار خمشی بتن الیافی ارائه داده‌اند [۱۰-۱۳]. همچنین باروس^۴ و همکاران، یک مدل

برای شبیه‌سازی رابطه لنگر- دوران و عرض ترک اعضای بتن مسلح الیافی با آرماتورهای طولی ارائه داده‌اند [۱۴]. امین و فاستر^۵، روشی برای تحلیل مقطع ارائه نمودند که رفتار خمشی مقاطع بتن مسلح فولادی را پیش‌بینی می‌کرد [۱۵]. محققان، یک تحلیل مقطعی مبتنی بر میکرومکانیک برای پیش‌بینی رفتار خمشی تیرهای بتن مسلح الیافی با کارآیی بسیار بالا (UHPRFC^۶) از جمله الیاف فولادی مستقیم با طول‌های گوناگون ارائه دادند [۱۶]. ردی^۷ و همکاران، یک فرمولاسیون تحلیلی برای رفتار خمشی بتن با در نظر گرفتن رابطه چندخطی تنش-بازشدگی با استفاده از مدل مفصل ترک‌خورده برای بتن مسلح الیافی ماکروسینتتیک توسعه دادند. آنها همچنین، روشی معکوس برای به‌دست آوردن رابطه چند خطی تنش در پاسخ بار خمشی یک تیر ارائه دادند [۱۷]. پژوهشگران، اثرات پاسخ کشش مستقیم را بر روی مقاومت خمشی بتن مسلح الیافی با کارآیی بالا (UHPRFC) با استفاده از تحلیل مقطعی بررسی کردند. همبستگی بین کشش مستقیم و پاسخ خمشی بتن مسلح الیافی با جزئیات برای توسعه کد طراحی اعضای خمشی بتن مسلح الیافی با کارآیی بالا مورد بررسی قرار گرفت [۱۸].

محققان، یک راه‌حل ترکیبی از الیاف و میلگردهای تقویتی زمانی که بتن مسلح الیافی به‌عنوان تنها سیستم تقویت‌کننده مناسب نیست، پیشنهاد کردند. در این روش مدل‌های ماده، مشتقات و برای اولین بار، راه‌حل‌های فرم بسته برای ایجاد دیاگرام اندرکنش بار- لنگر قطعات بتن مسلح هیبریدی ارائه شده است [۱۹]. در تحقیقی دیگر، یک مدل شامل تنش- کرنش کششی سه خطی با مقاومت پسماند که در تعیین مشخصات و پیش‌بینی رفتار خمشی چند ماده کامپوزیتی سیمانی در طولانی‌مدت به کار می‌رود، ارائه شد. در این پژوهش، از نتایج آزمایش خمشی برای

¹- Bridging

²- Stress-Crack Opening Relation

³- Close Form Solution

⁴- Barros

⁵- Amin and Foster

⁶- Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete

⁷- Reddy

روش اجزای محدود و به‌کارگیری روش طول کمان استوانه‌ای شبیه‌سازی شده است. رفتار غیرخطی بتن ترک‌خورده در محل بحرانی، در هر مرحله با روابط لنگر-انحنا محاسبه، به روز و در تحلیل اجزای محدود اعمال شده است. در انتها نیز مقایسه‌ای بین چهار مدل نرم‌شوندگی کششی شامل مدل‌های ثابت، خطی، نمایی و دوخطی در رفتار خمشی مقطع مستطیلی ارائه گردیده است. این روش با برخی از نتایج آزمایشگاهی اعتبارسنجی شده است. نتایج به‌دست آمده نشان‌دهنده این است که این مدل‌ها برای بتن‌های با نرم‌شدگی تنش‌کاهشی و کم‌الیاف، نتیجه خوبی در بر دارد.

۲- فرضیات اساسی در مدل پیشنهادی

۲-۱- کلیات

همانگونه که در مقدمه عنوان شد، در این تحقیق، رفتار خمشی تیر به‌وسیله روش اجزای محدود شبیه‌سازی می‌شود. همواره در آزمایشات خمشی سه/چهار نقطه‌ای، مقطع بحرانی در وسط مقطع واقع شده است [۲۷]. بنابراین در مدل‌سازی اجزای محدود نیاز است رفتار غیرخطی این مقطع در محاسبات وارد گردد. یک روش ساده جهت اعمال رفتار غیرخطی بتن ترک‌خورده در محل بحرانی، استفاده از روش تحلیل لنگر انحنا مقطع است. به‌صورت ساده می‌توان در هر مقطع با دانستن میزان لنگر، کرنش فشاری تار فشاری و با اعمال روابط لنگر-انحنا و توسعه آن برای مقاطع ترک‌خورده، ویژگی‌های غیرخطی در المان بحرانی را محاسبه و در محاسبات اجزای محدود وارد ساخت. در روش پیشنهادی، جهت اعمال اثرات ترک‌خوردگی در تحلیل غیرخطی تیر، در هر گام، ابتدا میزان تغییرشکل تار فوقانی تیر محاسبه می‌شود و برای المان بحرانی (المان میانی) متناسب با لنگر ایجاد شده و تغییر طول تار فوقانی تیر، با استفاده از روابط لنگر-انحنا که در آن اثرات ترک‌خوردگی مقطع وارد می‌شود، سختی و مقاومت المان بحرانی محاسبه

به‌دست آوردن پارامترهای مواد و تعیین ارتباط آنها با افزایش زمان استفاده گردید [۲۰].

در برخی از روش‌ها به‌جای اعمال رابطه تنش-بازشدگی، سعی می‌کنند نیروهای پل‌بندی ناشی از الیاف در وجه ترک را بر مبنای نتایج به‌دست آمده از آزمایش بیرون‌کشیدگی یک الیاف^۸ مشخص نمایند [۲۱-۲۳]. مسئله مهم در این روش‌ها نامشخص بودن (احتمالاتی بودن) تعداد الیاف در محل ترک، موقعیت الیاف در مقطع ترک‌خورده، ارتباط این نیروها با عرض ترک، نحوه جهت‌گیری الیاف^۹ و طول مدفون الیاف می‌باشد که همه این مسائل از توزیع تصادفی الیاف ناشی می‌شود.

آرملین و بانتیا^{۱۰}، روشی ساده برای ارزیابی رفتار خمشی بتن مسلح الیافی پیشنهاد کردند. در این روش با روابطی بسیار ساده، تغییر مکان در وسط تیر در حالت مکانیزم شده، با مقدار عرض ترک و عمق ترک در محل ترک ارتباط داده می‌شود [۲۱]. این روش، توسط شریفی و کمالی برای محدوده‌ای از آزمایشات اعمال شد و نتایج نشان داد که قابل تعمیم برای حالت‌های مختلف مصالح نیمه‌ترد نمی‌باشد. به‌نظر می‌رسد به‌کار بردن روابط ساده جهت ارتباط خیز و ترک، دارای قابلیت اعتماد کمی است [۲۴]. یکی از روش‌های مورد استفاده برای تحلیل تیرها در خمش، استفاده از مدل‌های اجزای محدود به‌ویژه مدل‌های رشته‌ای (Fiber) می‌باشد. در این روش، عموماً از منحنی‌های کاهشی تنش-کرنش بجای منحنی تنش-بازشدگی در ناحیه ترک‌خورده استفاده می‌شود [۲۵].

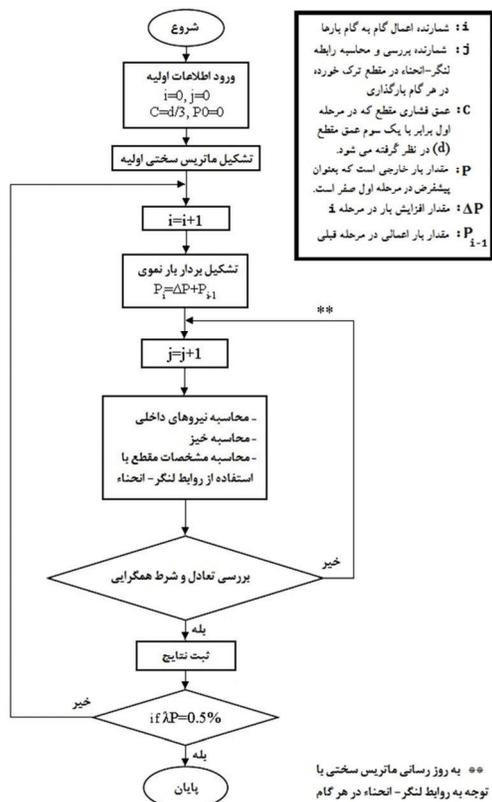
در این تحقیق، سعی در ارائه یک روش مشخص با دقت مناسب جهت پیش‌بینی رفتار بتن‌های مسلح شده با الیاف می‌باشد. ایده اصلی این روش از مقاله کوک^{۱۱} اخذ شده است [۲۶]. در این روش با استفاده از اجزای محدود یک‌بعدی، رفتار خمشی آزمایشات سه نقطه‌ای با استفاده از

⁸ - Single Fiber Pullout Test

⁹ - Orientation

¹⁰ - Armelin and Banthia

¹¹ - Kwak



شکل ۱- فلوجارت الگوریتم حل

جهت اعمال بار در مراحل مختلف و حل مسئله در روش سعی و خطا از روش طول کمان استوانه‌ای^{۱۲} استفاده شده است. این روش توسط کریسفیلد^{۱۳} ارائه شده است [۲۸]. اصولاً به‌دست آوردن منحنی‌های رفتاری بتن، که دارای شاخه نزولی است، فقط در شرایطی امکان‌پذیر است که از روش‌های عددی کنترل تغییرمکان مانند روش طول کمان استفاده شود. در گام‌های مختلف بارگذاری، سختی خمشی المان بحرانی با استفاده از روابط لنگر-انحناء محاسبه شده و در هر گام به‌روز می‌شود. تار خنثی از طریق محاسبه نیروهای کششی و فشاری براساس حالت‌های مختلف مقطع (فشاری، کششی ترک‌خورده و کششی ترک‌خورده) از طریق سعی و خطا محاسبه می‌شود.

۳-۲- توسعه روابط تحلیل لنگر-انحنای مقطع

می‌گردد. مراحل کلی کار، مشابه شکل ۱، به شرح زیر می‌باشد:

- ۱- وارد نمودن اطلاعات اولیه شامل هندسه، تعداد المان‌های تیر، مشخصات مکانیکی
- ۲- ثبت پیش‌فرض‌های تحلیل در گام صفر
- ۳- شروع گام‌های تحلیل
 - ۱-۳- اعمال بار
 - ۲-۳- تحلیل سازه براساس اطلاعات مرحله قبل
 - ۳-۳- محاسبه مقادیر خیز، کرنش طولی تیر و لنگر المان بحرانی
 - ۴-۳- محاسبه روابط لنگر-انحناء در مقطع ترک‌خورده و انجام سعی و خطا و به‌روزرسانی نتایج

۵-۳- بررسی شرایط همگرایی تا حصول همگرایی. همگرایی در این بخش زمانی حاصل می‌شود که تعادل نیروهای داخلی ایجاد شده در المان در مقطع بحرانی برقرار گردیده و با مقدار لنگر ایجاد شده به‌دست آمده در گام قبلی تحلیل تطبیق داشته باشد.

۶-۳- ثبت داده‌ها در مرحله همگرا شده در مرحله

۵-۳- مراجعه به گام ۱-۳

۴- ثبت داده‌ها و ترسیم نمودار

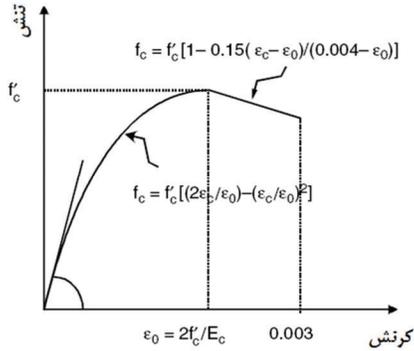
۲-۲- مدل‌سازی اجزای محدود

برای تحلیل تیرهای بتن الیافی از اجزای محدود یک‌بعدی استفاده شده است و المان استفاده شده از نوع تیر می‌باشد. قدم‌های مختلف برای حل نهایی مسئله به روش اجزای محدود، شامل دریافت ورودی‌ها، به‌دست آوردن ماتریس سختی المان‌ها و اسمبل کردن آن‌ها برای به‌دست آوردن ماتریس سختی کل، اعمال شرایط مرزی، حل دستگاه ماتریسی برای به‌دست آوردن جابه‌جایی گره‌ها و محاسبه نیروها و تنش‌های ایجاد شده در المان‌های مختلف است که در برنامه توسعه داده شده در نظر گرفته شده است.

¹²- Cylindrical Arc Length Method

¹³- Crisfield

در این مدل از رابطه تنش- کرنش فشاری هاگنستاد استفاده شده است [۲۲]. این روابط یکی از مدل‌های مرسوم قابل استفاده جهت روابط مشخصه بتن در فشار می‌باشد. شکل ۳، منحنی کلی تنش- کرنش فشاری بتن نشان داده شده است.



شکل ۳- رابطه تنش- کرنش بتن در فشار [۲۹]

براساس این مدل، روابط تنش- کرنش به صورت زیر بیان می‌شود:

$$f_c = [f'_c \left(\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2] \quad (1)$$

$$f_c = [1 - \left(\frac{0.15 \times \varepsilon_c - \varepsilon_0}{0.004 - \varepsilon_0} \right)] \quad (2)$$

که در آن f'_c مقاومت فشاری بتن، ε_c کرنش نهایی نظیر شکست فشاری بتن و ε_0 کرنش نظیر تنش حداکثر f'_c می‌باشد. رفتار بتن در محدوده کششی ترک‌خورده به صورت ارتجاعی خطی با مدول ارتجاعی E فرض شده است.

۲-۳-۲- رابطه تنش- بازشدگی

روابط مرسوم می‌که رابطه تنش- بازشدگی بتن را نشان می‌دهند، بسیار متنوع می‌باشند. به عنوان مثال، برای بتن‌های الیافی، مدل‌های خطی [۳۰-۳۲]، نمایی [۳۳-۳۸]، دوخطی [۳۹-۴۱]، سه خطی [۴۲] و مدل با شکل آزاد تاکنون پیش‌بینی شده است. در اغلب این مدل‌ها علاوه بر مقاومت کششی بتن (f_t) به دو پارامتر دیگر نیاز می‌باشد. در این تحقیق، مدل‌های ثابت [۲۷]، خطی [۴۳]، دوخطی [۴] و نمایی [۴۴] مطابق با جدول ۱ استفاده شده است.

در شکل ۲، شمای کلی از توزیع تنش- کرنش در یک مقطع بحرانی ترک‌خورده بتن الیافی تحت اثر خمش نشان داده شده است. همانگونه که در این شکل دیده می‌شود تنش‌ها و نیروهای متناظر آن در این مقطع به سه ناحیه اصلی بخش می‌شود. این سه ناحیه عبارتند از: ناحیه فشاری، ناحیه کششی ترک‌خورده و ناحیه کششی ترک‌خورده. در بتن الیافی در ناحیه ترک‌خورده، الیاف بین دو وجه ترک، ایجاد پل‌بندی کرده و در حال بیرون آمدن از ماتریس می‌باشند و به همراه قفل و بست سنگدانه‌ها^{۱۴} تنش‌های کششی را در قسمت ترک‌خورده ایجاد می‌نمایند. در این حالت، ظرفیت خمشی مقطع بحرانی تابع پارامترهای اصلی زیر می‌باشد:

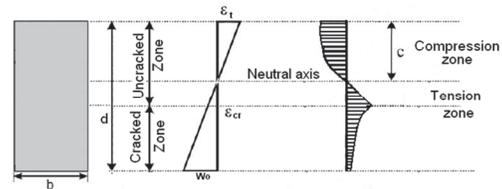
۱- رابطه تنش- کرنش فشاری بتن

۲- رابطه تنش- کرنش کششی بتن

۳- رابطه تنش- بازشدگی بتن

۴- توزیع کرنش و موقعیت تار خمشی در مقطع ترک خورده و نخورده

۵- عرض ترک و رابطه آن با خیز (تغییر شکل) میانی تیر



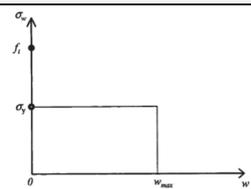
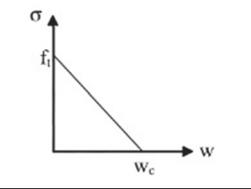
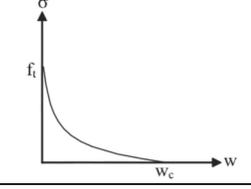
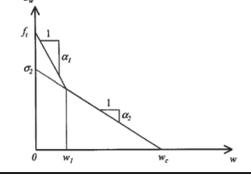
شکل ۲- شمای کلی از توزیع تنش- کرنش در یک مقطع بتنی ترک‌خورده [۲۹]

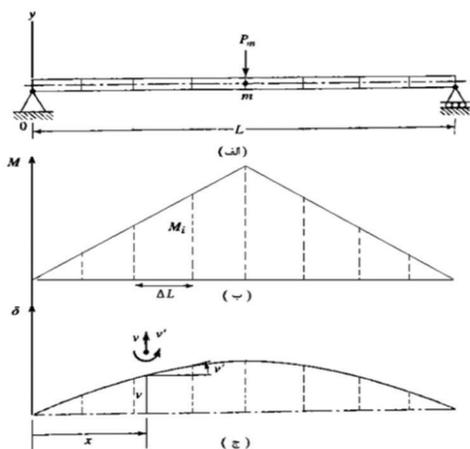
به منظور تعیین شکل تنش و مقدار آن در یک مقطع با یک خیز خاص، نیازمند تعیین پارامترهای فوق‌الذکر می‌باشیم. سپس با مشخص نمودن پارامترهای فوق و استفاده از قانون تعادل، می‌توانیم ظرفیت لنگر در مقطع را محاسبه نماییم.

۲-۳-۱- رابطه تنش- کرنش بتن در فشار و کشش

¹⁴- Aggregate Interlock

جدول ۱- رابطه تنش- بازشدگی استفاده شده [۲۴]

شکل	رابطه	نوع مدل
	$\sigma = f_t$	مدل ثابت
	$\sigma = f_t \left(1 - \frac{w}{w_c}\right)$	مدل خطی
	$\sigma = f_t \left[1 - \left(\frac{w}{w_c}\right)^{0.248}\right]$	مدل نمایی
	$\sigma = \begin{cases} f_t - \frac{(f_t - \sigma_1)w}{w_c} \rightarrow w \leq w_1 \\ \sigma_1 - \frac{\sigma_1(w - w_1)}{w_c - w_1} \rightarrow w > w_1 \end{cases}$	مدل دوخطی



شکل ۴- مدل اجزای محدود تیر، (الف) بارگذاری، (ب) نمودار لنگر و (ج) نمودار خیز تیر

در این مدل‌سازی، برای المان بحرانی (المان وسطی) مقادیر I و Y_c بایستی متناسب با لنگر ایجاد شده در مقطع بعد از ترک خوردگی، با استفاده از سعی و خطا محاسبه شده و در گام‌های تحلیل به‌روز شود. با توجه به شکل ۵، بین میزان کاهش تار فوقانی (Δ) و زاویه دوران مقطع ترک‌خورده (θ)

۲-۳-۳- رابطه لنگر- انحناء و ارتباط عرض ترک با خیز تیر

یکی از نیازها جهت پیش‌بینی رفتار خمشی، ارتباط بین عرض ترک (w_0) با تغییرشکل میانی تیر (δ) تحت اثر خمش می‌باشد. در این تحقیق، مقدار تغییرشکل میانی تیر و همچنین کرنش فشاری و تغییر طول تار فوقانی به‌صورت مستقیم از نتایج اجزای محدود مطابق با شکل ۴، براساس رابطه (۳) قابل استخراج است.

$$\Delta_i = \int_0^L \varepsilon_x dx = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_x}{E} \Delta l \quad (3)$$

$$= \sum_{i=1}^n \frac{M_i \times Y_c / I}{E} \Delta l$$

در این رابطه، Δ_t میزان کاهش تار فوقانی، ε_x و σ_x به‌ترتیب کرنش و تنش در تار فوقانی تیر، E مدول الاستیسیته، M_i لنگر حاصل از تحلیل برای هر المان، Δl طول المان، Y_c عمق قسمت فشاری و I ممان اینرسی المان است.

شده است. در این قسمت، بخش عمده محاسبات مربوط به مدل نرم‌شوندگی کششی خطی است و روابط مربوط به سایر مدل‌ها در جداول پیوست، نشان داده خواهد شد.

۳-۱-۳- روابط برای مدل نرم‌شوندگی کششی خطی

۳-۱-۳-۱- روابط محاسبه نیروها در مرحله اول (مقطع ترک نخورده)

در مرحله‌ی اول نیروی فشاری در مقطع با استفاده از رابطه کلی (۶) محاسبه می‌شود. به‌منظور ساده‌سازی، با جای‌گذاری رابطه (۷) در رابطه (۶)، نیروی فشاری در مقطع با استفاده از رابطه (۸) محاسبه می‌شود.

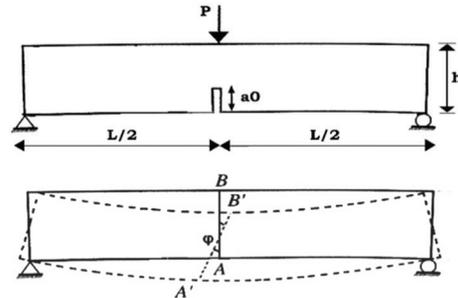
$$F_c = \int_0^{y_c} [f_c' \left(\frac{2\varepsilon_i}{\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_0} \right)^2] b dy \quad (6)$$

$$\frac{y_i}{Y_c} = \frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_1} \rightarrow \varepsilon_i = \frac{y_i}{Y_c} \times \varepsilon_1 \quad (7)$$

$$F_c = \int_0^{y_c} f_c' \left[\left(\frac{2y_i \times \varepsilon_1}{Y_c \times \varepsilon_0} \right) - \left(\frac{y_i \times \varepsilon_1}{Y_c \times \varepsilon_0} \right)^2 \right] b dy \quad (8)$$

$$= f_c' \times b \left[\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_0} Y_c - \frac{Y_c}{3} \left(\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]$$

رابطه (۴) برقرار است. همچنین میزان عرض ترک (w_0) در تار تحتانی با فرض رابطه خطی کرنش‌ها در مقطع مطابق رابطه (۵) محاسبه خواهد شد. در این رابطه d ارتفاع تیر است. از فرضیات فوق می‌توان به‌طور مشابه برای تست خمش چهار نقطه‌ای نیز استفاده نمود.



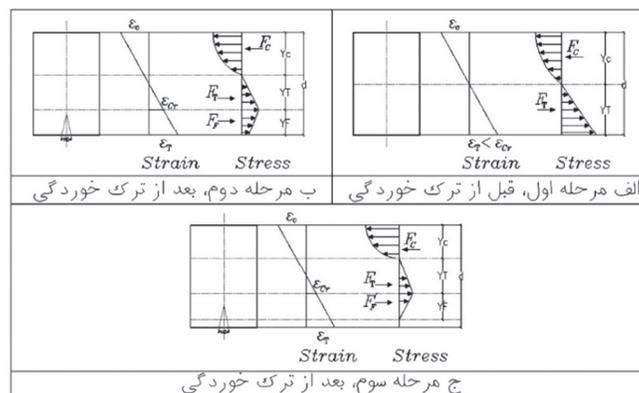
شکل ۵- مود شکست بتن الیافی در تست خمش سه نقطه‌ای

$$\theta = \frac{\Delta}{2 \times Y_c} \quad (4)$$

$$w_0 = 2 \times [\theta \times (d - Y_c)] \quad (5)$$

۳- روابط ریاضی برای محاسبه مقادیر نیرو در مقطع بحرانی

با در نظر گرفتن فرضیات ارائه شده در بخش پیشین، سه مرحله برای تنش‌های ایجاد شده در مقطع مطابق با شکل ۶ می‌توان متصور شد که در ادامه روابط مورد نیاز ارائه



شکل ۶- مراحل رفتاری یک نمونه الیافی تحت اثر خمش [۲۴]

همچنین نیروی کششی بتن در محدوده ترک نخورده با جای‌گذاری رابطه (۹) در رابطه (۱۰)، محاسبه می‌شود.

در این روابط، F_c نیروی فشاری، b عرض مقطع، ε_i کرنش نظیر هر تار، y_i موقعیت هر تار و ε_1 کرنش حداکثر می‌باشد.

$$\frac{Y_T}{\varepsilon_{cr}} = \frac{Y_C}{\varepsilon_1} \rightarrow Y_T = \frac{f_t}{E_C \times \varepsilon_1} \times Y_C \quad (14)$$

در این رابطه، f_t تنش در محدوده ترک خورده و ε_{cr} کرنش نظیر ترک خوردگی است. در این حالت نیروی فشاری بتن از رابطه (۸) و نیروی کششی مقطع از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$F_T = \frac{f_t}{2} \times b \times Y_T = \frac{f_t^2}{2 \times E_C \times \varepsilon_1} \times Y_C \times b \quad (15)$$

نیرو در ناحیه ترک خورده با انتگرال‌گیری از نیروی الیاف F_F در طول ناحیه ترک خورده مطابق رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$F_F = \int_0^{Y_F} f_t \left(1 - \frac{w}{w_c}\right) b dy = \int_0^{Y_F} f_t \left(1 - \frac{2y\theta}{w_c}\right) b dy \quad (16)$$

$$= f_t \times b \times \left(Y_F - \frac{Y_F^2 \theta}{w_c}\right)$$

در این رابطه، Y_F عمق الیاف، w_c عرض ترک بحرانی و F_F نیروی الیاف در مرحله ب است.

در این حالت نیز با ارضای رابطه تعادل زیر، می‌توان محل تار خنثی را در یک کرنش فشاری مشخص محاسبه نمود.

$$F_C = F_F + F_T \quad (17)$$

ظرفیت خمشی مقطع نیز از رابطه (۱۸) محاسبه می‌شود که در آن M_C و M_T با استفاده از روابط (۱۲) و (۱۹) و M_F که لنگر ناشی از نیروی الیاف در مقطع ترک خورده است از رابطه (۲۰) محاسبه می‌شود.

$$M_{Total} = M_T + M_C + M_F \quad (18)$$

$$M_T = F_T \times \frac{2 \times Y_T}{3} \quad (19)$$

$$= \frac{1}{3} \times \frac{f_t^3}{(E_C \times \varepsilon_1)^2} \times Y_C^2 \times b$$

$$M_F = \int_0^{Y_F} f_t \left(1 - \frac{w}{w_c}\right) b y dy + F_T Y_T \quad (20)$$

$$= f_t \times b \times \left(\frac{Y_F^2}{2} - \frac{2 \times Y_F^3 \times \theta}{3 \times w_c}\right) + F_T Y_T$$

در این حالت با برقرار کردن تعادل در مقطع ($F_C = F_T$)

موقعیت تار خنثی در مقطع با عملیات سعی و خطا به دست می‌آید.

$$\frac{\varepsilon_T}{Y_T} = \frac{\varepsilon_1}{Y_C} \rightarrow \varepsilon_T = \frac{\varepsilon_1}{Y_C} \times (d - Y_C) \quad (9)$$

$$F_i = \int_0^{Y_T} \sigma_T b dy \quad (10)$$

$$= \frac{E_c}{2} \times \varepsilon_T \times b \times Y_T$$

$$= \frac{E_c}{2} \times \varepsilon_1 \times b \times \frac{(d - Y_C)^2}{Y_C}$$

در رابطه (۱۰)، Y_T عمق قسمت کششی، ε_T کرنش نهایی نظیر شکست کششی بتن، σ_T تنش کششی بتن، E_c مدول الاستیسیته بتن و F_i نیروی کششی مقطع می‌باشد.

بعد از مشخص شدن موقعیت تار خنثی، ظرفیت خمشی مقطع از رابطه (۱۱) محاسبه می‌شود، که M_C و M_T به ترتیب لنگر ناشی از نیروهای فشاری و کششی در مقطع حول تار خنثی می‌باشند و از رابطه (۱۲) و (۱۳) محاسبه می‌شوند.

$$M_{Total} = M_T + M_C \quad (11)$$

$$M_C = \int_0^{Y_C} \sigma_c b \times Y dy \quad (12)$$

$$= \int_0^{Y_C} f_c \left[\left(\frac{2Y_i \times \varepsilon_1}{Y_C \times \varepsilon_0} \right) - \left(\frac{Y_i \times \varepsilon_1}{Y_C \times \varepsilon_0} \right)^2 \right] b y_i dy$$

$$= f_c \times b \times \left[\left(\frac{2Y_C^2 \times \varepsilon_1}{3 \times \varepsilon_0} \right) - \left(\frac{Y_C^2}{4} \left(\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_0} \right)^2 \right) \right]$$

$$M_T = F_T \times \frac{2}{3} \times (d - Y_C) \quad (13)$$

$$= \frac{E_c}{3} \times \varepsilon_1 \times b \times \frac{(d - Y_C)^3}{Y_C}$$

۳-۲-۱- روابط محاسبه نیروها در مرحله دوم (مقطع ترک نخورده کششی)

مرحله دوم زمانی آغاز می‌شود که تنش در تار تحتانی به مقاومت کششی رسیده باشد. مطابق با قسمت (ب) شکل ۶، می‌توان نوشت:

وضعیت تمام المان‌ها در مدل و بررسی همگرایی. این گام‌ها با جزییات در فلوجارت شکل ۷ نشان داده شده است. براساس روش‌های نمودی-تکراری، بار اعمال شده در ابتدا به تعدادی نمود کوچک تقسیم می‌شود و نمود جابه‌جایی در میان هر نمود بار براساس ماتریس سختی مماسی محاسبه می‌گردد.

نیروی مقاوم (نیروی داخلی اعضا) بر مبنای مقدار جابه‌جایی تجمعی محاسبه می‌گردد و مقدار نیروی نامتعادل براساس تفاوت بین بار اعمال شده و برآیند نیروی داخلی گرهی به دست می‌آید. هرگاه نرم اقلیدسی خطای مربوط به نیروی نامتعادل یا جابه‌جایی نامتعادل در یک مرز مشخصی قرار گیرد، همگرایی تضمین شده است و مقدار نیروهای اعضا و جابه‌جایی‌ها مقادیر صحیح خود را دارند. این روند به صورت تناوبی تکرار می‌شود و مسیر تعادل دنبال می‌گردد. معیار همگرایی براساس کنترل جابه‌جایی مطابق رابطه (۲۴) استفاده شده است:

$$\sqrt{\left\| \frac{\delta u_{new}}{u_{new}} \right\|} = \left(\frac{\sum_{i=1}^{dof} (\delta u_i)^2}{\sum_{i=1}^{dof} (u_i)^2} \right)^{0.5} \leq tol \quad (24)$$

در رابطه فوق، δu_{new} تغییرات جابه‌جایی در هر تکرار، u_{new} مقدار جابه‌جایی همگرا شده جدید و tol مقدار لازم برای همگرایی است.

با در نظر گرفتن روابط ارائه شده در بخش‌های ۱-۳ تا ۳-۳ می‌توان با رعایت گام‌های ارائه شده در روند نشان داده شده در شکل ۷ منحنی بار-تغییر مکان برای یک عضو بتن الیافی تحت اثر خمش را به دست آورد.

۳-۱-۳- روابط محاسبه نیروها در مرحله سوم (مقطع ترک خورده)

زمانی که کرنش تار فوقانی نمونه که تحت اثر فشار قرار دارد به مرز ϵ_0 برسد، لازم است براساس روابط (۲۱) تا (۲۳)، رابطه (۱۶) و رابطه (۲۰) به تناسب اصلاح شوند.

$$\frac{Y_F'}{w_c} = \frac{d - Y_C - Y_T}{w_{max}} \rightarrow \quad (21)$$

$$Y_F' = \frac{w_c}{w_{max}} \times (d - Y_C - Y_T)$$

$$F_F' = \int_0^{Y_F'} f_t \left(1 - \frac{2y\theta}{w_c}\right) b dy \quad (22)$$

$$= f_t \times b \times \left(Y_F' - \frac{Y_F'^2 \theta}{w_c}\right)$$

$$M_F' = \int_0^{Y_F'} f_t \left(1 - \frac{2y\theta}{w_c}\right) b y dy + F_F' Y_T \quad (23)$$

$$= f_t \times b \times \left(\frac{Y_F'^2}{2} - \frac{2 \times Y_F'^3 \times \theta}{3 \times w_c}\right) + F_F' Y_T$$

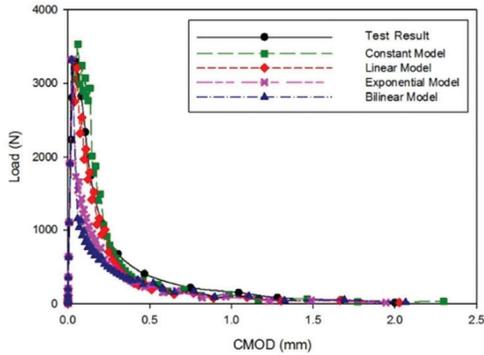
در این روابط، w_{max} عرض ترک حداکثر، Y_F' عمق الیاف در ناحیه ترک خورده، F_F' نیروی الیاف و M_F' لنگر الیاف در مرحله ج است.

در جداول پیوست، به صورت خلاصه، نیرو و لنگر مقطع برای سه حالت ثابت، نمایی و دوخطی در سه مرحله الف (قبل از ترک خوردگی)، ب و ج (بعد از ترک خوردگی) مطابق شکل ۶ ارائه شده است.

۳-۲- مراحل حل عددی

الگوریتم تحلیل غیرخطی شامل چهار گام اساسی است که عبارتند از: تشکیل ماتریس سختی موجود، حل معادلات تعادل برای محاسبه نمودهای جابه‌جایی، تعیین

الیافی نیز برابر 0.268 نیوتن بر میلی‌متر می‌باشد. الیاف بررسی شده در این آزمایش از نوع الیاف پلی‌پروپیلن با طول 24 میلی‌متر و ضخامت 25 میکرومتر است. در شکل ۸ مقایسه بین نتایج آزمایشگاهی و مدل پیشنهادی ارائه شده نشان داده شده است.

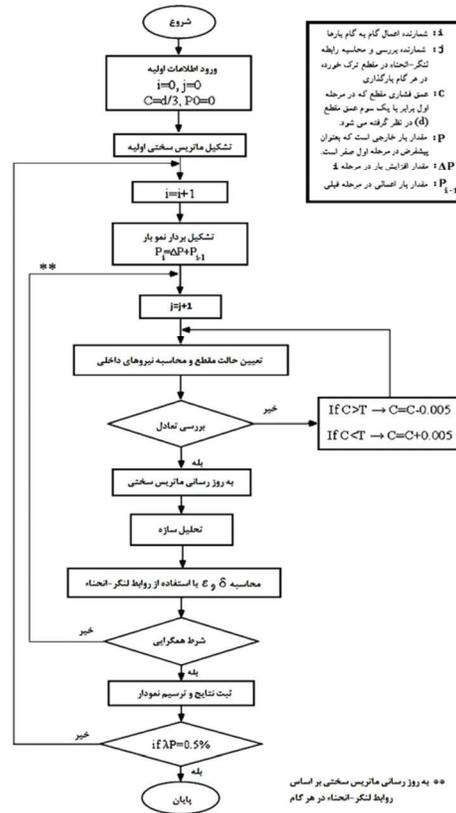


شکل ۸- اعتبارسنجی مدل با نتایج آزمایشگاهی سیفونتس و همکاران

۴-۲- اعتبارسنجی دو: مطالعه پارک کیونگ سو

در مطالعه پارک کیونگ سو^{۱۶} از آزمایش تیر سه نقطه‌ای جهت تعیین منحنی نرم‌شوندگی بتن الیافی استفاده شده است [۴۶]. نمونه تحت آزمایش دارای عرض 80 ، ارتفاع مقطع 150 ، ارتفاع شکاف اولیه 50 و طول دهانه 600 میلی‌متر است. نمونه بتن الیافی دارای مقاومت فشاری $26/65$ ، مدول الاستیسیته 24400 و مقاومت کششی $3/24$ نیوتن بر میلی‌متر مربع می‌باشد. انرژی شکست برای نمونه بتن الیافی برابر 0.175 نیوتن بر میلی‌متر می‌باشد. الیاف بررسی شده در این آزمایش از نوع ورق فایبرگلاس به ابعاد 150×80 میلی‌متر و از رزین وینیل استر و اپوکسی در آن استفاده شده است. شکل ۹ مقایسه بین نتایج آزمایشگاهی و مدل پیشنهادی ارائه شده نشان می‌دهد.

۴-۳- اعتبارسنجی سه: مطالعه احمد کیزلکانات



شکل ۷- روند گام‌به‌گام تعیین منحنی بار- تغییرمکان

۴-۴ اعتبارسنجی و نتایج

در این بخش، مدل پیشنهادی با برخی از نتایج آزمایشگاهی موجود اعتبارسنجی شده است. برای انجام این کار برای هر مقاله‌ای که معرفی می‌شود چهار مدل خطی، ثابت، نمایی و دوخطی بررسی شده است.

۴-۱- اعتبارسنجی یک: مطالعات سیفونتس و همکاران

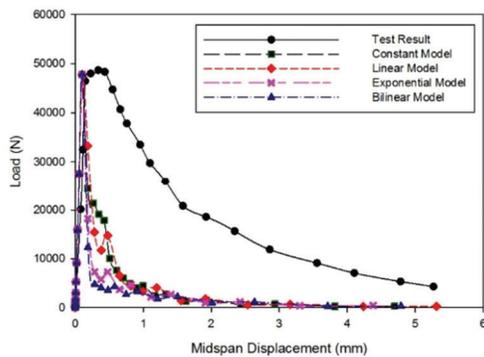
در مطالعه سیفونتس^{۱۵} و همکاران از آزمایش تیر سه نقطه‌ای جهت تعیین منحنی نرم‌شوندگی بتن الیافی استفاده شده است [۴۵]. نمونه تحت آزمایش دارای عرض 60 ، ارتفاع مؤثر 114 و طول دهانه 480 میلی‌متر است. همچنین، نمونه بتن الیافی دارای مقاومت فشاری $37/6$ ، مدول الاستیسیته 29200 و مقاومت کششی $2/62$ نیوتن بر میلی‌متر مربع می‌باشد. انرژی شکست برای نمونه بتن

¹⁶- Kyoungsoo Park

¹⁵- Cifuentes

۴-۴- اعتبارسنجی چهارم: مطالعه کوری هارا و همکاران

در مطالعه کوری هارا^{۱۸} و همکاران از آزمایش تیر سه نقطه‌ای جهت تعیین منحنی نرم‌شوندگی بتن الیافی استفاده شده است [۴۷]. نمونه تحت آزمایش دارای عرض ۱۰۰، ارتفاع مؤثر ۲۰۰ و طول دهانه ۶۰۰ میلی‌متر است. نمونه بتن الیافی دارای مقاومت فشاری ۶۶/۵، مدول الاستیسیته ۳۰۹۰۰ و مقاومت کششی ۵/۳۴ نیوتن بر میلی‌متر مربع می‌باشد. انرژی شکست برای نمونه بتن الیافی برابر ۳/۰۷ نیوتن بر میلی‌متر می‌باشد. الیاف بررسی شده در این آزمایش از نوع الیاف فولادی با انتهای صاف با طول ۳۰ میلی‌متر و ضخامت ۲ میکرومتر است. در شکل ۱۱ مقایسه بین نتایج آزمایشگاهی و مدل پیشنهادی ارائه شده مشاهده می‌شود.

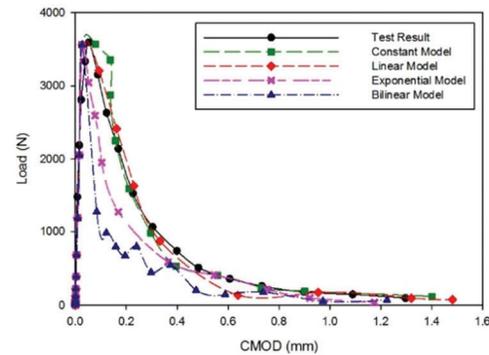


شکل ۱۱- اعتبارسنجی مدل با نتایج آزمایشگاهی کوری هارا و همکاران

۴-۵- اعتبارسنجی پنجم: مطالعه مورثی و همکاران

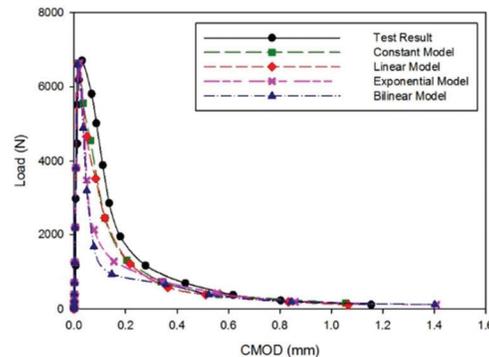
مورثی^{۱۹} و همکاران از آزمایش تیر سه نقطه‌ای جهت تعیین منحنی نرم‌شوندگی بتن الیافی استفاده کردند [۴۹]. نمونه تحت آزمایش دارای عرض ۵۰، ارتفاع مؤثر ۴۵ و طول دهانه ۲۵۰ میلی‌متر است. نمونه بتن الیافی دارای مقاومت فشاری ۸۷/۷، مدول الاستیسیته ۳۷۹۰۰ و مقاومت کششی ۱۵/۴ نیوتن بر میلی‌متر مربع می‌باشد.

در مطالعه احمد کیزیلکانات^{۱۷} از آزمایش تیر سه نقطه‌ای جهت تعیین منحنی نرم‌شوندگی بتن الیافی استفاده شده است [۴۷].



شکل ۹- اعتبارسنجی مدل با نتایج آزمایشگاهی پارک کیونگ سو

نمونه تحت آزمایش دارای عرض ۱۰۰، ارتفاع مقطع ۱۰۰، ارتفاع شکاف اولیه ۳۰ و طول دهانه ۳۰۰ میلی‌متر است. نمونه بتن الیافی دارای مقاومت فشاری ۶۵/۱، مدول الاستیسیته ۴۳۲۰۰ و مقاومت کششی ۳/۹ نیوتن بر میلی‌متر مربع می‌باشد. انرژی شکست برای نمونه بتن الیافی برابر ۰/۱۶۸۷ نیوتن بر میلی‌متر می‌باشد. الیاف بررسی شده در این آزمایش از نوع الیاف کربن با طول ۱۲ میلی‌متر و ضخامت ۷ میکرومتر است. در شکل ۱۰ مقایسه بین نتایج آزمایشگاهی و مدل پیشنهادی ارائه شده نشان داده شده است.



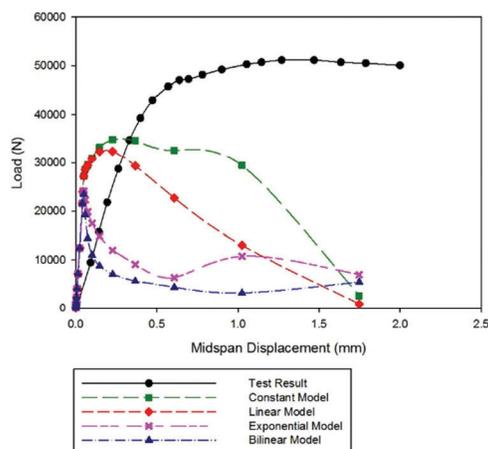
شکل ۱۰- اعتبارسنجی مدل با نتایج آزمایشگاهی احمد کیزیلکانات

¹⁸- Kurihara

¹⁹- Murthy

¹⁷- Ahmet B. Kizilkanat

بارگذاری در این مقاله $3/33 \times 10^{-3}$ میلی‌متر بر ثانیه می‌باشد.



شکل ۱۳- اعتبارسنجی مدل با نتایج آزمایشگاهی ژانگ

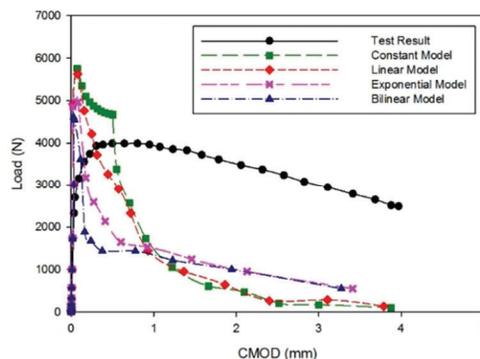
۴-۷- بررسی نتایج

همانطور که در بخش‌های بالا مشاهده گردید، در تعدادی از آزمایشات استفاده از این روش، دارای تطبیق مناسب و در برخی دیگر نیز تطابق خوبی نداشته است. در حالت کلی، نمونه‌هایی که دارای سخت‌شدگی کرنشی هستند؛ در این روش، نتایج خوبی حاصل نمی‌گردد. این عدم تطابق می‌تواند به فرض اولیه که در آن توزیع بازشدگی عرض ترک در ارتفاع به صورت خطی در نظر گرفته شده است، مرتبط باشد. به نظر می‌رسد در نمونه‌هایی که دارای سخت‌شدگی کرنشی هستند، ترک در ارتفاع محدوده ترک‌خورده به صورت خطی نبوده و احتمالاً به صورت منحنی‌های درجه ۲ یا شبیه آن باشد. خطی در نظر گرفتن این بازشدگی باعث می‌شود مقدار تنش ایجاد شده در قسمت‌های ترک‌خورده از مقدار واقعی آن کمتر شود و این منجر به برآورد مقدار لنگر و اختلاف با نتایج آزمایشگاهی شود.

۵- نتیجه‌گیری

در این تحقیق، یک روش مشخص تحلیلی با هدف دقت مناسب جهت پیش‌بینی رفتار خمشی بتن الیافی در آزمایش خمش سه نقطه‌ای ارائه شد. در این روش با استفاده

انرژی شکست برای نمونه بتن الیافی برابر $6/19$ نیوتن بر میلی‌متر می‌باشد. الیاف بررسی شده در این آزمایش از نوع الیاف فولادی با انتهای صاف با طول ۱۳ میلی‌متر و ضخامت $1/8$ میکرومتر است. در شکل ۱۲ مقایسه بین نتایج آزمایشگاهی و مدل پیشنهادی ارائه شده نشان داده شده است.



شکل ۱۲- اعتبارسنجی مدل با نتایج آزمایشگاهی مورثی و همکاران

۴-۶- اعتبارسنجی شش: مطالعه ژانگ

ژانگ^{۲۰} در مطالعات خود از آزمایش تیر سه نقطه‌ای جهت تعیین منحنی نرم‌شوندگی بتن الیافی استفاده شده است [۵۰]. نمونه تحت آزمایش دارای عرض ۱۵۰، ارتفاع مؤثر ۱۲۵ و طول دهانه ۵۰۰ میلی‌متر است. نمونه بتن الیافی دارای مقاومت فشاری ۹۲، مدول الاستیسیته ۳۵۰۰۰ و مقاومت کششی ۵/۱ نیوتن بر میلی‌متر مربع می‌باشد. انرژی شکست برای نمونه بتن الیافی برابر $4/521$ نیوتن بر میلی‌متر می‌باشد. الیاف بررسی شده در این آزمایش از نوع الیاف فولادی با انتهای قلاب‌دار با طول ۵۰ میلی‌متر و ضخامت $7/5$ میکرومتر است. در شکل ۱۳ مقایسه بین نتایج آزمایشگاهی و مدل پیشنهادی ارائه شده نشان داده شده است. در این مقاله، اثر سرعت بارگذاری در آزمایش تیر سه نقطه‌ای بررسی شده است. در این قسمت ما از نتایج کمترین سرعت بارگذاری استفاده می‌کنیم. کمترین سرعت

²⁰- Zhang

آمده نشان‌دهنده این است که استفاده از این مدل‌ها برای بتن‌های با نرم‌شوندگی تنشی کاهش یافته و کم‌الیاف تطابق مناسبی دارد. علاوه بر آن، مدل ارائه شده با برخی از نتایج آزمایشگاهی که در آنها نرم‌شدگی قابل‌ملاحظه نمی‌باشد، تطابق و پیش‌بینی مناسبی نشان نمی‌دهد و این نشان می‌دهد برای استفاده از این روش لازم است در فرضیات مسئله از جمله توسعه روابط لنگر-انحناء و یا نحوه محاسبه عرض ترک تغییراتی را به‌وجود آورد. توصیه می‌شود برای ارزیابی رفتار نمونه‌های الیافی که نرم‌شدگی در آنها قابل‌ملاحظه نمی‌باشد، در توسعه روابط لنگر-انحناء از توزیع ترک بازشدگی با منحنی‌های درجه ۲ یا شبیه آن استفاده شود.

از اجزای محدود یک‌بعدی، رفتار خمشی تحت اثر بار مرحله‌ای شبیه‌سازی گردید. جهت اعمال اثرات ترک‌خوردگی در تحلیل غیرخطی تیر، در هرگام ابتدا میزان تغییرشکل تار فوقانی تیر محاسبه شده و برای المان بحرانی (المان میانی) متناسب با لنگر ایجاد شده و تغییر طول تار فوقانی تیر، با استفاده از روابط لنگر-انحناء که در آن اثرات ترک‌خوردگی مقطع وارد می‌شود، سختی و مقاومت المان بحرانی در هرگام محاسبه شد. در نهایت، روند گام‌به‌گام تحلیل غیرخطی جهت تعیین منحنی بار-تغییر مکان نشان داده شد. همچنین مقایسه‌ای بین چهار مدل نرم‌شوندگی کششی شامل مدل‌های ثابت، خطی، نمایی و دوخطی در رفتار خمشی مقطع مستطیلی صورت گرفت. نتایج به‌دست

مراجع

- [1] Mobasher, B., & Shah, S. P. (1989). "Test parameters for evaluating toughness of glass-fiber reinforced concrete panels", *ACI Materials Journal*, 86(5), 448-458.
- [2] Mobasher, B., & Li, C.Y. (1996). "Mechanical properties of hybrid cement-based composites", *ACI Mater Journal*, 93, 284-292.
- [3] Li, V. C. (2000). "Large Volume, High-Performance Applications of Fibers in Civil Engineering", *High Performance Application of Fibers*, 83(3), 660-686.
- [4] Stang, H., & Li, V. (2004). "Classification of Fiber Reinforced Cementitious Material for Structural Application", *6th RILEM Symposium of FRC*, Italy.
- [5] Banthia, N., & Trottier, J.F. (1995). "Test methods for flexural toughness characterization of fiber reinforced concrete: Some concerns and proposition", *ACI Mater Journal*, 92, 48-57.
- [6] Van Mier, J. G. M., & Van Vliet, M. A. A. (2001). "Uniaxial tensile Test of Determination of Fracture Parameters of Concrete: State of the art", *Engineering Fracture Mechanics*, 69(2), 235-247.
- [7] Vandewalle, L., Nemegeer, D., Balazs, L., Barr, B., Barros, J., Bartos, P., ... & Falkner, H. (2003). "RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete'-sigma-epsilon-design method-Final Recommendation", *Materials and Structures*, 36(262), 560-567..
- [8] Zhang, J., & Stange, H. (1997). "Applications of Stress crack Opening Width Relationship in Predicting the Flexural Behavior of Fiber Reinforced Concrete", *Cement and Concrete research*, 28(3), 439-452.
- [9] Abdalla H. M., & Karihaloo, B. L. (2004). "A method for constructing the bilinear tension softening diagram of concrete corresponding to its true fracture energy", *Magazine of Concrete Research*, 56(10), 597-604.
- [10] Jepsen, M. S., Damkilde, L., Lövgren, I., & Berrocal, C. (2018). "Adaptive inverse analysis (AIA) applied and verified on various fiber reinforced concrete composites", *Materials and Structures*, 51(3), 60.
- [11] Jepsen, M. S., Damkilde, L., & Lövgren, I. (2016). "A fully general and adaptive inverse analysis method for cementitious materials", *Materials and Structures*, 49(10), 4335-4348.
- [12] Soranakom, C., & Mobasher, B. (2008). "Correlation of tensile and flexural responses of strain softening and strain hardening cement composites", *Cement and Concrete Composite*, 30(6), 465-477.
- [13] Mobasher, B., Yao, Y., & Soranakom, C. (2015). "Analytical solutions for flexural design of hybrid steel fiber reinforced concrete beams", *Engineering Structures*, 100, 164-177.
- [14] Barros, J. A. O., Taheri, M., & Salehian, H. (2015). "A model to simulate the moment-rotation and crack width of FRC members reinforced with longitudinal bars", *Engineering Structures*, 100, 43-56.
- [15] Amin, A., & Foster, S. J. (2016). "Predicting the flexural response of steel fiber reinforced concrete prisms using a sectional model", *Cement and Concrete Composites*, 67, 1-11.
- [16] Yoo, D.-Y., Banthia, N., & Yoon, Y.-S. (2016). "Predicting the flexural behavior of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete", *Cement and Concrete Composites*, 74, 71-87.

- [17] Chiranjeevi Reddy, K., & Subramaniam, K. V. L. (2017). "Analysis for multi-linear stress-crack opening cohesive relationship: Application to macro-synthetic fiber reinforced concrete", *Engineering Fracture Mechanics*, 169, 128-145.
- [18] Nguyen, D. L., Thai, D. K., & Kim, D. J. (2017). "Direct tension-dependent flexural behavior of ultra-high-performance fiber-reinforced concretes", *The Journal of Strain Analysis for Engineering Design*, 52(2), 121-134.
- [19] Yao, Y., Bakhshi, M., Nasri, V., & Mobasher, B. (2018). "Interaction diagrams for design of hybrid fiber-reinforced tunnel segments", *Materials and Structures*, 51(1), 35.
- [20] Dey, V., & Mobasher, B. (2018). "Quantitative characterization of accelerated aging in cement composites using flexural inverse analysis", *Cement and Concrete Composites*, 89, 181-191.
- [21] Armelin, H. S., & Banthia, N. (1997). "Predicting the flexural post cracking performance of steel fiber reinforced concrete from the pullout of single fibers", *ACI Materials Journal*, 94(1), 18-31.
- [22] Oh, B. H., Kim, J. C., & Choi, Y. C. (2007). "Fracture behavior of concrete members reinforced with structural synthetic fibers", *Engineering Fracture Mechanics*, 74(1), 243-257.
- [23] Prudencio, L., Austin, S., Jones, P., Armelin, H., & Robins, P. (2006). "Prediction of steel fiber reinforced concrete under flexure from an inferred fiber pull-out response", *Materials and Structures Journal*, 39(6), 601-610.
- [24] PEER/ATC 72-1 (2010), "Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall building". Applied Technology Council, report, 201 Redwood Shores Pkwy, Suite 240 Redwood City, California 94065.
- [25] Sharifi, M., & Kamali, M. (2017). "Evaluating the Concrete Tensions Softening Model in Flexural Behavior", *International Journal of Civil Engineering*, 15(5), 791-807.
- [26] Kwak, H. G., & Kim, S. P. (2002). "Nonlinear analysis of RC beams based on moment-curvature relation". *Computers & Structures*, 80(7), 615-628.
- [27] Vandewalle, L. (2002). "Test and design methods for steel fiber reinforced concrete. Design of steel fibre reinforced using σ -w method: principles and applications", *Materials and Structures*, 35(249), 262-278.
- [28] De Borst, R., Crisfield, M. A., Remmers, J. J., & Verhoosel, C. V. (2012). *Nonlinear finite element analysis of solids and structures*. John Wiley & Sons.
- [29] Ahmadi, R., Ghoddousi, P., & Sharifi, M. (2012). "A simple solution for prediction of steel fiber reinforced concrete behavior under flexure", *International Journal of Civil Engineering*, 10(4), 274-279.
- [30] Hillerborg, A., Mod er, M., & Petersson, P. E. (1976). "Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements", *Cement and Concrete Research*, 6(6), 773-781.
- [31] Figueiras, J. A., & Owen, D. R. J. (1984). "Non-Linear Analysis of Reinforced Concrete Shell Structures", *Intl. conf. on Computer Aided Analysis and Design of Concrete Structures, Part I, Split, Yugoslavia*, 509-532.
- [32] Ballarini, R., Shah, S. P., & Keer, L. M. (1984). "Crack growth in cement-based composites", *Engineering Fracture Mechanics*, 20(3), 433-445.
- [33] Reinhardt, H. W. (1985). "Crack softening zone in plain concrete under static loading", *Cement and Concrete Research*, 15(1), 42-52.
- [34] Gopalaratnam, V. S., & Surendra, P. S. (1985). "Softening Response of Plain Concrete in Direct Tension", *Journal Proceedings*, 82(3), 310-323.
- [35] Cedolin, L., Poli Sandro, D., & Iori, I. (1987). "Tensile Behavior of Concrete", *Journal of Engineering Mechanics*, 113(3), 431-449.
- [36] Foote, R. M. L., Mai, Y.-W., & Cotterell, B. (1986). "Crack growth resistance curves in strain-softening materials", *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 34(6), 593-607.
- [37] Du, J. J., Yon, J. H., Hawkins, N. M., & Kobayashi, A. S. (1990). "Analysis of the fracture process zone of a propagating concrete crack using moiré interferometry, in micromechanics of failure of quasi-brittle material", *Elsevier Applied Science*, 146-155.
- [38] Hordijk, D. A. (1991). "Local approach to fatigue of concrete", PhD thesis, Technical University of Delft
- [39] Roelfstra, R. E., & Wittmann, F. H. (1986). "A numerical method to link strain softening with fracture in concrete, fracture toughness and fracture energy in concrete", *Elsevier*, Amsterdam, 163-175.
- [40] Liaw, B. M., Jeang, F. L., Du, J. J., Hawkins, N. M., & Kobayashi, A. S. (1990). "Improved Nonlinear Model for Concrete Fracture", *Journal of Engineering Mechanics*, 116(2), 429-445.
- [41] CEB-FIP Model Code. (1993). Comité Euro-International du Béton. Bulletin d'Informacion, Lausanne, 213/214.
- [42] Kang, S. T., Lee, Y., Park, Y. D., & Kim, J. K. (2010). "Tensile fracture properties of an Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC) with steel fiber", *Composite Structures*, 92(1), 61-71.
- [43] Kamal, M. M., Safan, M. A., Etman, Z. A., & Abdelbaki, M. A. (2015). "Effect of steel fibers on the properties of recycled self-compacting concrete in fresh and hardened state", *International Journal of Civil Engineering*, 13(4), 400-410.
- [44] Reinhardt, H. W. (1984). "Fracture mechanics of an elastic softening material like concrete", Stevin-Laboratory, Department of Civil Engineering, Delft Institute of Technology, Delft.
- [45] Cifuentes, H., García, F., Maeso, O., & Medina, F. (2013). "Influence of the properties of polypropylene fibers on the fracture behavior of low-, normal- and high-strength FRC", *Construction and Building Materials*, 45, 130-137.

- [46] Park, K., Ha, K., Choi, H., & Lee, C. (2015). "Prediction of interfacial fracture between concrete and fiber reinforced polymer (FRP) by using cohesive zone modeling", *Cement and Concrete Composites*, 63, 122-131.
- [47] Kizilkanat, A. (2016). "Experimental Evaluation of Mechanical Properties and Fracture Behavior of Carbon Fiber Reinforced High Strength Concrete", *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 60(2), 289-296.
- [48] Kurihara, N., Kunieda, M., Kamada, T., Uchida, Y., & Rokugo, K. (2000). "Tension softening diagrams and evaluation of properties of steel fiber reinforced concrete", *Engineering Fracture Mechanics*, 65(2), 235-245.
- [49] Murthy, A., Karihaloo, B. L., Iyer, N. R., & Raghu Prasad, B. K. (2013). "Bilinear tension softening diagrams of concrete mixes corresponding to their size-independent specific fracture energy", *Construction and Building Materials*, 47, 1160-1166.
- [50] Zhang, X. X., Abdelazim, A. M., Ruiz, G., & Yu, R. C. (2014). "Fracture behavior of steel fiber-reinforced concrete at a wide range of loading rates", *International Journal of Impact Engineering*, 71, 89-96.

پیوست

جدول ۱- روابط نیرو و لنگر برای مدل ثابت در حالات مختلف [۲۴]

حالت	رابطه	ناحیه
الف، ب، ج	نیروی فشاری: $F_c = f_c' \times b \left[\frac{\epsilon_1 Y_c}{\epsilon_0} - \frac{Y_c}{3} \left(\frac{\epsilon_1}{\epsilon_0} \right)^2 \right]$ لنگر فشاری: $M_c = f_c' \times b \left[\left(\frac{2Y_c^2 \times \epsilon_1}{3 \times \epsilon_0} \right) - \left(\frac{Y_c^2}{4} \left(\frac{\epsilon_1}{\epsilon_0} \right)^2 \right) \right]$	بلوک فشاری
الف	نیروی کششی: $F_t = \frac{E_c}{2} \times \epsilon_1 \times b \times \frac{(d - Y_c)^2}{Y_c}$ لنگر کششی: $M_T = \frac{E_c}{3} \times \epsilon_1 \times b \times \frac{(d - Y_c)^3}{Y_c}$	بلوک کششی در قسمت ترک نخورده
ب، ج	نیروی کششی: $F_T = \frac{f_t}{2} \times b \times Y_T = \frac{f_t^2}{2 \times E_c \times \epsilon_1} \times Y_c \times b$ لنگر کششی: $M_T = \frac{1}{3} \times \frac{f_t^3}{(E_c \times \epsilon_1)^2} \times Y_c^2 \times b$	
ب	نیروی الیاف: $F_F = f_t \times b \times Y_F$ لنگر الیاف: $M_F = (f_t \times b \times \frac{Y_F^2}{2}) + F_F Y_T$	بلوک کششی در قسمت ترک خورده
ج	نیروی الیاف: $F_F' = f_t \times b \times Y_F'$ لنگر الیاف: $M_F' = (f_t \times b \times \frac{Y_F'^2}{2}) + F_F' Y_T$	

جدول ۲- روابط نیرو و لنگر برای مدل نمایی در حالات مختلف [۲۴]

حالت	رابطه	ناحیه
الف، ب، ج	نیروی فشاری: $F_c = f_c' \times b \left[\frac{\epsilon_1 Y_c}{\epsilon_0} - \frac{Y_c}{3} \left(\frac{\epsilon_1}{\epsilon_0} \right)^2 \right]$ لنگر فشاری: $M_c = f_c' \times b \left[\left(\frac{2Y_c^2 \times \epsilon_1}{3 \times \epsilon_0} \right) - \left(\frac{Y_c^2}{4} \left(\frac{\epsilon_1}{\epsilon_0} \right)^2 \right) \right]$	بلوک فشاری
الف	نیروی کششی: $F_t = \frac{E_c}{2} \times \epsilon_1 \times b \times \frac{(d - Y_c)^2}{Y_c}$ لنگر کششی: $M_T = \frac{E_c}{3} \times \epsilon_1 \times b \times \frac{(d - Y_c)^3}{Y_c}$	بلوک کششی در قسمت ترک نخورده
ب، ج	نیروی کششی: $F_T = \frac{f_t}{2} \times b \times Y_T = \frac{f_t^2}{2 \times E_c \times \epsilon_1} \times Y_c \times b$ لنگر کششی: $M_T = \frac{1}{3} \times \frac{f_t^3}{(E_c \times \epsilon_1)^2} \times Y_c^2 \times b$	
ب	نیروی الیاف: $F_F = f_t \times b \times \left\{ Y_F - \left[\frac{0.952 \times w_c}{\theta} \times \left(\frac{Y_F \times \theta}{w_c} \right)^{1.248} \right] \right\}$ لنگر الیاف: $M_F = f_t \times b \left\{ \frac{Y_F^2}{2} + \left[\frac{0.432 \times w_c^2}{\theta^2} \times \left(\frac{Y_F \times \theta}{w_c} \right)^{2.248} \right] - \left[\frac{0.952 \times w_c \times Y_F}{\theta} \times \left(\frac{Y_F \times \theta}{w_c} \right)^{1.248} \right] \right\} + F_F Y_T$	بلوک کششی در قسمت ترک خورده
ج	نیروی الیاف: $F_F' = f_t \times b \times \left\{ Y_F' - \left[\frac{0.952 \times w_c}{\theta} \times \left(\frac{Y_F' \times \theta}{w_c} \right)^{1.248} \right] \right\}$ لنگر الیاف: $M_F' = f_t \times b \left\{ \frac{Y_F'^2}{2} + \left[\frac{0.432 \times w_c^2}{\theta^2} \times \left(\frac{Y_F' \times \theta}{w_c} \right)^{2.248} \right] - \left[\frac{0.952 \times w_c \times Y_F'}{\theta} \times \left(\frac{Y_F' \times \theta}{w_c} \right)^{1.248} \right] \right\} + F_F' Y_T$	

جدول ۳- روابط نیرو و لنگر برای مدل دوخطی در حالات مختلف [۲۴]

حالت	رابطه	ناحیه
الف، ب، ج	نیروی فشاری: $F_c = f_c' \times b \left[\frac{\epsilon_1 Y_c}{\epsilon_0} - \frac{Y_c}{3} \left(\frac{\epsilon_1}{\epsilon_0} \right)^2 \right]$ لنگر فشاری: $M_c = f_c' \times b \left[\left(\frac{2Y_c^2 \times \epsilon_1}{3 \times \epsilon_0} \right) - \left(\frac{Y_c^2}{4} \left(\frac{\epsilon_1}{\epsilon_0} \right)^2 \right) \right]$	بلوک فشاری
الف	نیروی کششی: $F_t = \frac{E_c}{2} \times \epsilon_1 \times b \times \frac{(d - Y_c)^2}{Y_c}$ لنگر کششی: $M_T = \frac{E_c}{3} \times \epsilon_1 \times b \times \frac{(d - Y_c)^3}{Y_c}$	بلوک کششی در قسمت ترک نخورده
ب، ج	نیروی کششی: $F_T = \frac{f_t}{2} \times b \times Y_T = \frac{f_t^2}{2 \times E_c \times \epsilon_1} \times Y_c \times b$ لنگر کششی: $M_T = \frac{1}{3} \times \frac{f_t^3}{(E_c \times \epsilon_1)^2} \times Y_c^2 \times b$	
ب	نیروی ییاف: $F_F = f_t \times b \times \left\{ \left[\left(\frac{(\beta - 1)\theta\alpha}{w_c} - \frac{(1 + \alpha)\theta\beta}{w_c} \right) \times Y_F^2 \right] + [(\alpha + \beta) \times Y_F] \right\}$ لنگر ییاف: $M_F = f_t \times b \times \left\{ \left[\left(\frac{2(\beta - 1)\theta\alpha^2}{3w_c} + \frac{2(1 - \alpha^3)\theta\beta}{3(\alpha - 1)w_c} \right) \times Y_F^3 \right] + \left[\left(\frac{\alpha^2}{2} + \frac{\beta(\alpha + 1)}{2} \right) \times Y_F^2 \right] \right\}$	بلوک کششی در قسمت ترک خورده
ج	نیروی ییاف: $F_F' = f_t \times b \times \left\{ \left[\left(\frac{(\beta - 1)\theta\alpha}{w_c} - \frac{(1 + \alpha)\theta\beta}{w_c} \right) \times Y_F'^2 \right] + [(\alpha + \beta) \times Y_F'] \right\}$ لنگر ییاف: $M_F' = f_t \times b \times \left\{ \left[\left(\frac{2(\beta - 1)\theta\alpha^2}{3w_c} + \frac{2(1 - \alpha^3)\theta\beta}{3(\alpha - 1)w_c} \right) \times Y_F'^3 \right] + \left[\left(\frac{\alpha^2}{2} + \frac{\beta(\alpha + 1)}{2} \right) \times Y_F'^2 \right] \right\}$	

رضا مهاجری برج‌قلعه*

دانشکده فنی و مهندسی،
دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران
مرکز، تهران، ایران.
پست الکترونیک:
rmohajer2012@gmail.com

توحید پوررستم

دانشکده فنی و مهندسی،
دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران
مرکز، تهران، ایران.
پست الکترونیک:
t.pourroostam@iauctb.ac.ir

ناصر منصورشریفلو

دانشکده فنی و مهندسی،
دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران
مرکز، تهران، ایران.
پست الکترونیک:
naser.sharifloo@gmail.com

جواد مجروحی سردرد

دانشکده فنی و مهندسی،
دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران
مرکز، تهران، ایران.
پست الکترونیک:
j.majrouhi@iauctb.ac.ir

ابراهیم صفا

دانشکده فنی و مهندسی،
دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران
جنوب، تهران، ایران.
پست الکترونیک:
ebr36.safa@gmail.com

واکاوی دلایل تأخیر از دیدگاه مدیریت ریسک در اجرای

پروژه‌های راهسازی (مطالعه موردی: محور گرمسار-سیمین‌دشت)

مسئله تأخیر در پروژه‌های راهسازی یکی از رایج‌ترین مشکلات است. با توجه به اهمیت تأخیر و عوامل افزایش‌دهنده زمان بیش از مقدار پیش‌بینی شده، بررسی و آنالیز عوامل آن امری لازم و ضروری است. در این مقاله شناسایی، اولویت‌بندی کیفی و کمی تأخیرات مرحله ساخت پروژه‌های راهسازی از دیدگاه مدیریت ریسک در محور گرمسار-سیمین دشت مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفته است. شناسایی ریسک‌ها با تکنیک مصاحبه‌های ساختاریافته، اولویت‌بندی کیفی ریسک‌ها با نظرسنجی از خبرگان و اولویت‌بندی کمی ریسک‌ها با تکنیک فرآیند تحلیل سلسله مراتبی انجام شده است. خروجی آن، اولویت‌بندی کیفی ریسک‌های تأخیر با نمودار علت و معلولی (ایشیکاوا) و رتبه‌بندی کمی ریسک‌ها با نرم‌افزار Expert Choice می‌باشد. براساس رتبه‌بندی کمی، در میان معیارهای اصلی به ترتیب، مشکلات مالی و اعتباری، تملک اراضی، مشکلات مدیریتی، مشکلات فنی و حوادث طبیعی دارای بیش‌ترین ریسک می‌باشند. در میان زیر معیارهای ریسک تخصیص ناقص، قیمت زمین، باغات، مطالعات امکان‌سنجی ناقص، برنامه زمان‌بندی نادرست، اعتبارات استانی، عدم واریزی پولی، مناطق مسکونی، مناطق تجاری، توافق با منابع طبیعی، توافق با محیط‌زیست، سیل، تخمین اولیه کم، اعتبارات ملی، مناطق صنعتی، نامساعد بودن شرایط جوی، عملیات خاکی، مشکلات آسفالت، بیمه حوادث دارای اولویت می‌باشند. در نهایت، تحلیل معیارهای بحرانی انجام شده و راه‌کارهایی جهت کاهش یا رفع اثر این تأخیرات در پروژه‌های راهسازی ارائه شده است.

واژگان کلیدی: پروژه‌های راهسازی، تأخیر، فرآیند تحلیل سلسله مراتبی، مدیریت ریسک.

۱- مقدمه

یک مسئله حل نشده وجود دارد. تأخیر، نه تنها در پروژه‌های راهسازی، که در تمام صنعت ساخت‌وساز دیده می‌شود. به طوری که، پوررستم و اسماعیل تأخیرات مرحله ساخت را یک مشکل روتین در صنعت ساخت‌وساز ایران می‌دانند [۱]. آواری^۱ و همکاران، تأخیر را به‌عنوان افزایش

بحث تأخیر در اغلب پروژه‌های راهسازی از دیرباز وجود داشته است و اکنون نیز در برخی پروژه‌ها به صورت

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۸/۱۲/۱۰، بازنگری: ۱۳۹۹/۰۱/۳۰، پذیرش: ۱۳۹۹/۰۲/۲۴
DOI: 10.22091/cer.2020.5274.1196 شناسه دیجیتال

^۱- Awari

۲- پیشینه تحقیق

در پروژه‌های راه‌سازی با توجه به پیچیدگی‌هایی که وجود دارد، موضوع تأخیر یکی از مؤلفه‌های حائز اهمیت در موفقیت یا عدم موفقیت پروژه می‌باشد و تأخیر، یک پارامتر منفی در پروژه‌ها محسوب می‌گردد؛ که می‌تواند بر زمان و هزینه یک پروژه اثرگذار باشد. اگرچه نمی‌توان از تأخیر جلوگیری کرد، اما با شناخت آن و دلایل به‌وجود آمدن آن، می‌توان با احتیاط‌های لازم و اقدامات قبلی آن را کاهش داد [۸].

پوررستم و اسماعیل، با استفاده از پرسش‌نامه نسبت به شناسایی دلایل تأخیر در پروژه‌های ساخت ایران اقدام نموده‌اند و مهم‌ترین دلایل تأخیر را مدیریت ضعیف سایت، مشکلات مالی پیمان‌کار، دستور تغییرات توسط کارفرما در طول دوره ساخت بیان می‌دارند. آن‌ها رتبه‌بندی دلایل تأخیر را براساس شاخص اهمیت نسبی مورد ارزیابی قرار داده‌اند [۱].

ابدال-رازیک^۲ و همکاران، شناسایی علل تأخیر در پروژه‌های عمرانی مصر را از دیدگاه پیمان‌کاران، مشاوران و کارفرمایان انجام داده‌اند. از دیدگاه آن‌ها، تأمین اعتبار توسط پیمان‌کاران در هنگام ساخت، تأخیر در پرداخت پیمان‌کار توسط کارفرما، تغییرات طراحی توسط کارفرما یا نماینده وی در هنگام ساخت، پرداخت‌های جزئی در هنگام ساخت‌وساز و عدم استفاده از مدیریت حرفه‌ای مهم‌ترین دلایل تأخیر می‌باشند [۹].

آواری و همکاران نیز مدیریت ضعیف، پرداخت‌های مالی کارفرما به پیمان‌کار، برنامه‌ریزی و زمان‌بندی ناکارآمد پروژه ساخت‌وساز، اختلاف بین طرفین مختلف، کمبود مصالح، کمبود نیروی کار را دلایل اصلی تأخیر می‌دانند [۲].

زمان بیش از تاریخ ذکر شده در قرارداد یا فراتر از تاریخی که طرفین برای تحویل یک پروژه توافق نموده‌اند، تعریف کرده و بیان می‌کنند که تأخیر، باعث ایجاد تأثیر منفی بسیاری بر روی پروژه و ذی‌نفعان آن می‌شود [۲]. تأخیر در هر پروژه ساخت‌وساز اتفاق می‌افتد و بزرگی این تأخیرها از یک پروژه تا پروژه دیگر متفاوت است. برخی از پروژه‌ها چند روز و برخی دیگر بیش از یک سال به تأخیر می‌افتند [۳]. اما علل و اثرات آن با توجه به اقلیم، بافت و فرهنگ صنعت ساخت‌وساز در کشورهای مختلف متفاوت است [۴].

از این‌رو، مطالعه حاضر به شناسایی اقدامات مربوط به کنترل عوامل مؤثر بر زمان در پروژه‌های راه‌سازی متمرکز شده است. اقدامات کنترلی از طریق یک بررسی گسترده ادبیات به‌منظور ارتباط با عوامل مؤثر بر افزایش زمان در مرحله اجرا مشخص می‌شوند. چرخه عمر پروژه دارای پنج مرحله است. این مراحل شامل مرحله آغازین، مرحله برنامه‌ریزی، مرحله طراحی، مرحله اجرا و مرحله پایانی می‌شوند [۵]. با این حال، این مطالعه تنها به مرحله اجرا معطوف شده است.

مرحله اجرا مرحله چهارم از چرخه عمر پروژه است [۵]. در این مرحله، کلیه فعالیت‌ها برای تکمیل کارهایی که در مرحله برنامه‌ریزی و طراحی تعریف شده‌اند، انجام می‌شود. مرحله اجرا معمولاً طولانی‌ترین مرحله چرخه عمر پروژه و احتمالاً پرهزینه‌ترین مرحله است. همچنین پرمخاطره‌ترین بخش مدیریت پروژه است که در آن مشکلات، بسیار زیاد است، به‌خصوص اگر توسط تیم مدیریت به‌درستی انجام نشود یا عدم وجود شیوه‌های مدیریت ریسک در کل مراحل مشاهده شود [۶]. از آنجا که مشکلات تأخیر به دلایل مختلف رخ می‌دهند، بنابراین برای اتمام موفقیت‌آمیز پروژه، کنترل عوامل، بسیار مهم است. اگرچه محققان بسیاری عوامل افزایش زمان را برجسته نموده‌اند، اما تعداد زیادی از آن‌ها اقدامات کنترل احتمالی را برای این عوامل پیشنهاد نداده‌اند [۷].

²- Abd El-Razek

راه‌سازی را با استفاده از روش فرآیند تحلیل سلسله مراتبی (AHP^۵) انجام داده باشد، صورت نگرفته است.

در این تحقیق، روش تحلیل سلسله مراتبی برای انعکاس عدم قطعیت‌های موجود در معیارهای ریسک استفاده شده است. همچنین اهمیت نسبی و اهمیت کلی آن‌ها در به‌وجود آمدن تأخیر، برآورد شده است.

۳- متدولوژی تحقیق

مسأله تأخیر در مرحله ساخت پروژه‌های راه‌سازی تحت تأثیر عوامل مختلفی قرار دارد که هر یک از این عوامل، خود به عوامل دیگری وابسته‌اند، به همین علت، موضوع برخورد با تأخیر بسیار پیچیده بوده و نیازمند یک رویکرد مناسب با این مشکل است. از این‌رو، در این تحقیق، واکاوی دلایل تأخیر از دیدگاه مدیریت ریسک در مرحله اجرای پروژه‌های راه‌سازی مدنظر قرار گرفته است. برای اعتبارسنجی مطالعه، محور گرمسار-سیمین‌دشت به عنوان مطالعه موردی انتخاب شده است. شناسایی تأخیرات مرحله ساخت در پروژه‌های راه‌سازی با استفاده از نظر کارشناسان این حرفه و به‌صورت مصاحبه هدفمند مدنظر قرار گرفته است. برای اولویت‌بندی تأخیرات نیز با استفاده از پرسش‌نامه و نظرخواهی از متخصصین به جمع‌آوری اطلاعات پرداخته و برای نمایش آن‌ها از نمودار علت و معلولی (ایشیکاوا^۶) استفاده شده است. برای تحلیل داده‌ها از روش تحلیل سلسله مراتبی و نرم‌افزار ExpertChoice استفاده گردیده است. شکل ۱ نشان‌دهنده مراحل انجام این تحقیق می‌باشد.

۴- روش فرآیند تحلیل سلسله مراتبی در

مبانی نظری

راگوندا و حامد^۳، ۱۰ دلیل عمده تأخیر را کمبود مصالح ساختمانی در بازار، افزایش قیمت مواد، تأخیر در تحویل مواد، صدور سودآوری از مشکل مالی، کمبود نیروی کار، تأخیر در تکمیل کار توسط مالک، تغییر در کیفیت مواد، عرضه ضعیف کار و بهره‌وری نیروی کار، محدودیت بانکی و نیروی کار غیرمجاز می‌دانند [۱۰].

ونکاتسواران و مورگاسان^۴، هفت عامل را به‌عنوان عوامل مؤثر بر تأخیر و افزایش هزینه‌های پروژه‌ها ارائه نموده‌اند؛ این عوامل شامل تأخیر به‌دلیل روند تملک اراضی، هزینه تملک زمین، موانع قانونی، تعدد ذینفعان، مطالبات و اختلافات ذینفعان، شرایط و ضوابط نامعلوم قراردادهای و جابه‌جایی شبکه موجود در زیرساخت‌ها می‌شوند [۱۱].

نادرپور و همکاران، بیان می‌کنند وقتی که برنامه زمان‌بندی براساس زمان مناسب و معقول باشد، عدم قطعیت‌هایی که در پروژه‌ها وجود دارد مبتنی بر دو فرضیه احتمال و امکان است. برای غلبه بر این مشکل آن‌ها کاربرد توأم سیستم‌های مدیریت ریسک و تکنیک فازی را برای مدیریت زمان در پروژه‌ها پیشنهاد داده‌اند [۱۲].

با توجه به ادبیات موضوع می‌توان چنین بیان نمود که:

۱- فاکتورهای ریسک در نظر گرفته شده در ادبیات موضوع، فقط یک سطح از ریسک‌های تأخیر را در نظر می‌گیرند، در صورتی که خود این معیارها به عوامل دیگری وابسته‌اند که در این تحقیق به آن‌ها پرداخته شده است.

۲- مطالعات اندکی در خصوص شناسایی و اولویت‌بندی ریسک‌های تأخیر انجام شده است، اما تاکنون تحقیقی که ارزیابی و اولویت‌بندی ریسک‌های تأخیر در مرحله ساخت پروژه‌های

^۵- Analytical Hierarchy Process

^۶- Ishikawa

^۳- Ragunath and Hameed

^۴- Venkateswaran and Murugasan

AHP، یکی از جامع‌ترین سیستم‌های طراحی شده برای تصمیم‌گیری‌های چندمعیاره می‌باشد [۱۳].



شکل ۱- مراحل انجام این تحقیق.

می‌کند که باعث کاهش تعصب در تصمیم‌گیری فردی است.

۷- قادر به مدل‌سازی موقعیت‌هایی است که فاقد پشتوانه هستند مانند مدل‌سازی ریسک و عدم اطمینان.

۵- مطالعه موردی

در این بخش به مطالعه موردی پرداخته می‌شود. پروژه مورد مطالعه تبدیل یک راه فرعی به یک راه اصلی در محور گرمسار-سیمین‌دشت بوده که ۱۸/۵ کیلومتر آن در محدوده استان سمنان قرار گرفته است. این مسیر بخشی از محور گرمسار-سیمین‌دشت-فیروزکوه می‌باشد که بخش غربی استان سمنان را به بخش شرقی استان تهران متصل می‌کند. از جمله خصوصیات این مسیر، ۱۰ کیلومتر دشت، ۲ کیلومتر تپه‌ماهور و ۶/۵ کیلومتر کوهستانی است. به عبارت دیگر، از مناطقی با توپوگرافی مختلف عبور می‌کند و از آب‌وهوای بیابانی به سمت آب‌وهوای معتدل کوهستانی حرکت می‌کند. دلیل انتخاب این محور به عنوان مطالعه موردی، به موقعیت محدوده طرح، مشخصات کلی پروژه، شرایط اقلیمی، وضعیت

ساعتی، روش فرآیند تحلیل سلسله مراتبی را برای ساخت تصمیم‌گیری در شرایط ریسک^۷ و عدم اطمینان^۸ ارائه نموده است. دلایل انتخاب این روش برای این تحقیق به این صورت است که:

- ۱- امکان فرموله کردن مسئله را به صورت سلسله مراتبی فراهم می‌کند.
- ۲- امکان در نظر گرفتن معیارهای مختلف کمی و کیفی را در مسئله دارد.
- ۳- گزینه‌های مختلف را در تصمیم‌گیری دخالت داده و امکان تحلیل حساسیت روی معیارها و زیرمعیارها را دارد.
- ۴- بر مبنای مقایسه زوجی، بنا نهاده شده است که قضاوت و محاسبات را تسهیل می‌نماید.
- ۵- میزان سازگاری و ناسازگاری تصمیم را نشان می‌دهد.
- ۶- تصمیم‌گیری گروهی را از طریق اجماع با استفاده از میانگین هندسی قضاوت‌های فردی فراهم

^۷- Risk

^۸- Uncertainty

در این تحقیق با استفاده از منابع کتابخانه‌ای و نظرسنجی از کارشناسان مرتبط با پروژه مورد مطالعه، فهرست اولیه و جامعی از معیارهای ریسک شناسایی گردید. سپس با نظر خبرگان فهرستی از معیارهای اصلی و زیرمعیارهای ریسک مؤثر بر تأخیر در مرحله ساخت پروژه‌های راه‌سازی استخراج و نهایی شده است که در جدول ۱ ارائه شده‌اند.

پستی و بلندی‌های محور، وضعیت عمومی منابع و مصالح مورد نیاز، شرایط زیست‌محیطی، مطالعات زمین‌شناسی، مطالعات اقتصادی و اجتماعی آن برمی‌گردد. لازم به ذکر است که نویسندگان جزو عوامل اجرایی این پروژه نیستند، فقط از اطلاعات آن برای ارزیابی روش پیشنهادی استفاده شده است.

۶- معیارها و زیرمعیارهای ریسک‌های تأخیر در مرحله ساخت پروژه‌های راه

جدول ۱- معیارهای اصلی و زیرمعیارهای ریسک مؤثر بر تأخیر در مرحله ساخت پروژه‌های راه

ردیف	منشأ ریسک	عوامل ریسک (معیارهای اصلی)	عوامل ریسک (زیرمعیارها)
۱	عوامل داخلی	تملك اراضی	قیمت زمین
			مناطق مسکونی
			مناطق تجاری
			باغات
			مناطق صنعتی
۲	عوامل داخلی	مشکلات مدیریتی	تخمین اولیه
			مطالعات امکان‌سنجی
			برنامه زمان‌بندی
			آسفالت
۳	عوامل داخلی	مشکلات فنی	عملیات خاکی
			توافق با محیط زیست
			توافق با منابع طبیعی
			اعتبارات ملی
۴	عوامل خارجی	مشکلات مالی و اعتباری	اعتبارات استانی
			تخصیص ناقص
			عدم واریزی پولی
			نامساعد بودن شرایط جوی
۵	عوامل خارجی	حوادث طبیعی	سیل
			بیمه حوادث

- ۱- دو استاد مهندسی عمران- مهندسی و مدیریت ساخت،
- ۲- دو استاد مهندسی عمران- راه و ترابری،
- ۳- دو دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران- راه و ترابری که از تجربه کاری در زمینه پروژه‌های راه‌سازی برخوردار بودند،

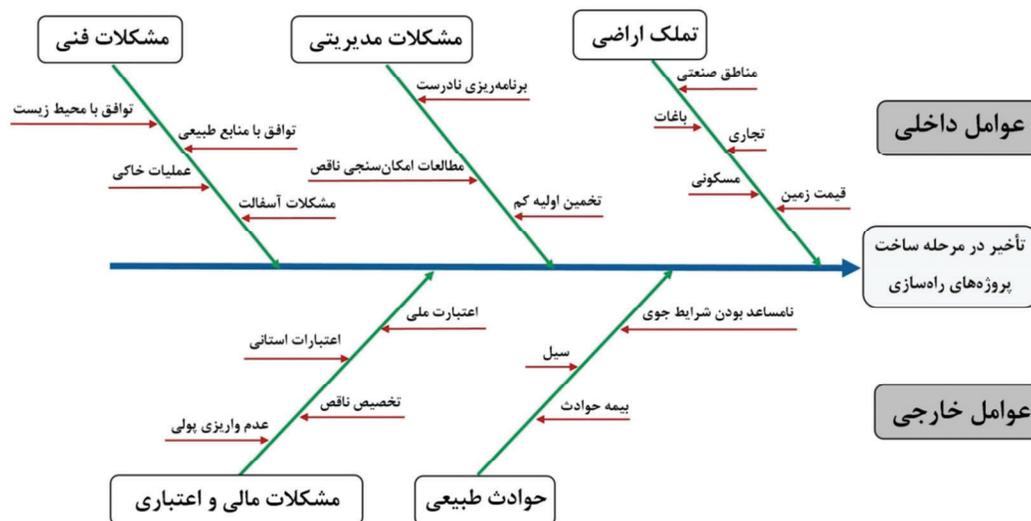
جهت کمی‌سازی اولویت‌های تأخیرات، از پرسش‌نامه استفاده شده است. روایی پرسش‌نامه به‌منظور اطمینان یافتن از وضوح، دقت و معنادار بودن مقایسات زوجی روش تحلیل سلسله مراتبی، توسط گروهی از متخصصین پروژه‌های ساخت و راه‌سازی تأیید شد. این گروه شامل:

اصلی عوامل داخلی و عوامل خارجی تقسیم شده‌اند. عوامل داخلی، عوامل مداخله‌گر که منشأ آن‌ها از خود پروژه می‌باشد و شامل تملک اراضی، مشکلات مدیریتی و مشکلات فنی می‌شوند. عوامل خارجی عواملی هستند که از طرف محیط به پروژه اعمال می‌شوند و شامل مشکلات مالی و اعتباری و حوادث طبیعی می‌شوند. شکل ۲، پارامترهای مؤثر بر تأخیر را به صورت نمودار علت و معلولی (ایشیکاوا) نمایش داده شده است. این شکل، بیانگر اولویت‌بندی کیفی ریسک‌ها می‌باشد که جایگاه هر یک از معیارهای اصلی و زیرمعیارهای مؤثر بر تأخیر را نشان می‌دهد.

۴- یک مدیر پروژه راه‌سازی می‌باشند. پایایی پرسش‌نامه از طریق محاسبه نرخ ناسازگاری برای هر یک از ماتریس‌های مقایسات زوجی مورد بررسی قرار گرفته است. اگر نرخ ناسازگاری برای یک ماتریس مقایسه زوجی کمتر از ۰/۱ باشد، آن‌گاه ماتریس مقایسه زوجی سازگار و پرسش‌نامه مربوطه پایا است [۱۲]. نتایج مربوط به سازگاری پرسش‌نامه فرآیند تحلیل سلسله مراتبی در بخش ۷ ارائه شده است.

۷- آنالیز نتایج

در این تحقیق پارامترهای مؤثر بر تأخیر در پروژه‌های راه‌سازی با استفاده از نظر خبرگان به دو گروه



شکل ۲- اولویت‌بندی کیفی ریسک‌ها براساس نظر خبرگان

۷-۱- تملک اراضی

به‌منظور اجرای مسیر باید نسبت به تملک اراضی اقدام گردد که با توجه به دارا بودن مالک و کاربری‌های مختلف اراضی اطراف راه، تملک اراضی باعث افزایش زمان ساخت خواهد شد. بدین جهت تأخیر ناشی از تملک اراضی را به زیربخش‌هایی همچون قیمت زمین، باغات، املاک (مسکونی)، تجاری و صنعتی دسته‌بندی شده است که هر یک دارای مشکلات خاص خود هستند.

۷-۲- مشکلات مدیریتی

این بخش از تأخیرات ناشی از فاز مطالعات پروژه می‌باشد که شامل برنامه زمان‌بندی نادرست، تخمین اولیه کم و مطالعات امکان‌سنجی نادرست می‌شود. چنانچه طرح مطالعات فنی و اقتصادی طرح به‌درستی صورت گیرد، این مشکلات نیز در مرحله ساخت کمتر نمود خواهد داشت.

۷-۳- مشکلات فنی

این دسته از مشکلات، مربوط به مصالح مورد استفاده در مرحله ساخت پروژه‌های راه‌سازی می‌شود که خود شامل مشکلات آسفالت، مشکلات مربوط به مصالح خاکی، مشکلات مربوط به توافق با منابع طبیعی و مشکلات مربوط به توافق با محیط‌زیست می‌شود.

۷-۴- مشکلات مالی و اعتباری

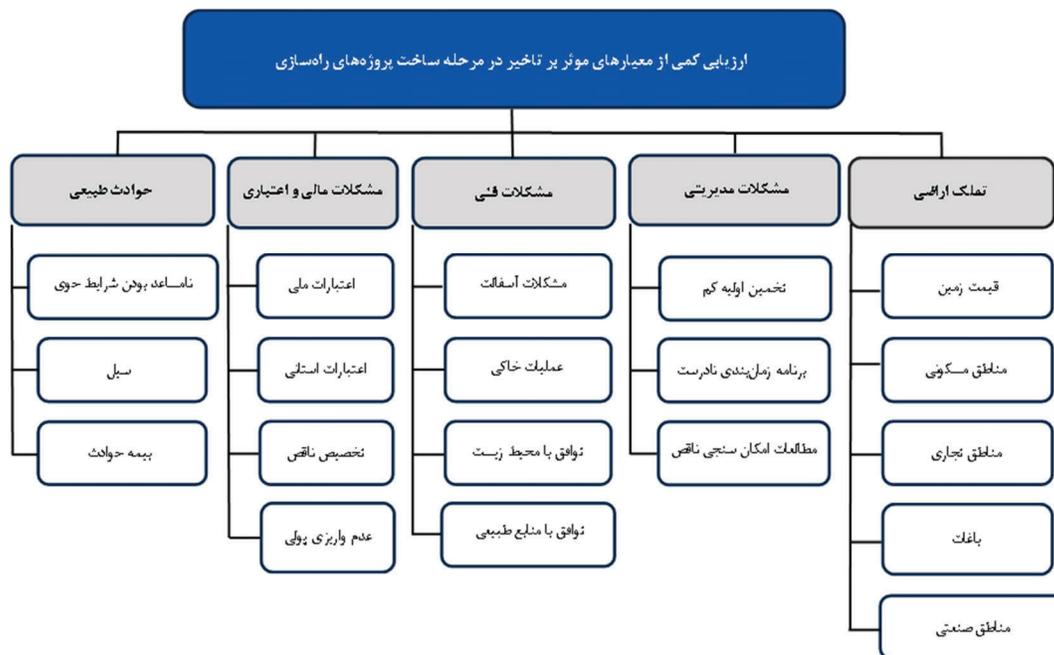
مشکلات مالی و اعتباری، بیشتر مربوط به تخصیص و اعتبارات است. در بخش اعتبارات می‌توان آن را به دو بخش اعتبارات ملی و استانی تقسیم نمود و مشکلات بخش تخصیص نیز شامل عدم واریزی پولی و تخصیص ناقص می‌شود. طبیعتاً مشکلات مالی و اعتباری، بنیه اقتصادی پیمان‌کار را ضعیف نموده و زمان اجرا افزایش

می‌یابد. این موارد جزو عوامل خارج از پروژه محسوب می‌گردند.

۷-۵- حوادث طبیعی

حوادث طبیعی جزو عوامل خارج از پروژه محسوب می‌گردند که از طرف محیط به پروژه وارد می‌شوند که خود شامل شرایط جوی، سیل، و بیمه حوادث قهری می‌باشند.

ساختار درختی پارامترهای مؤثر بر تأخیر به‌روشن تحلیل سلسله مراتبی در شکل ۳ نشان داده شده است. این ساختار از سه سطح تشکیل شده است. در سطر اول آن هدف، در سطح دوم معیارها و در سطرها بعد زیرمعیارها قرار گرفته‌اند.



شکل ۳- ساختار درختی معیارها و زیرمعیارهای تأخیر در مرحله ساخت پروژه‌های راه‌سازی.

مقایسه زوجی برای جمع‌آوری نظرات متخصصین در انجام مقایسه زوجی بین عناصر سلسله مراتب ساخته شد. اولین مقایسه زوجی بین پارامترهای اصلی در سطر اول سلسله مراتبی انجام شد. در این سطح، ریسک‌های مختلف با هم مقایسه شدند تا تأثیر آن‌ها بر تأخیر در مرحله ساخت

برای اولویت‌بندی کمی ریسک‌ها، پس از جمع‌آوری نظرات خبرگان در قالب گویه‌های زبانی، ماتریس مقایسات زوجی برای نظرات تک تک افراد خبره به‌دست آمد. پس از آن ماتریس مقایسات زوجی برای معیارهای اصلی و زیرمعیارها تجمیع شده است. شش ماتریس

ماتریس مقایسات زوجی در مورد معیارهای اصلی و زیرمعیارها را نشان می‌دهد.

پروژه‌های راه مشخص شود. در مراحل بعد تأثیر زیرپارامترها بر تأخیر و میزان تأثیر آن‌ها در پارامتر اصلی مورد مقایسه زوجی قرار گرفته است. جداول ۲ تا ۷

جدول ۲- مقایسات زوجی برای معیارهای اصلی

متوسط	مشکلات مالی و اعتباری	حوادث طبیعی	مشکلات فنی	مشکلات مدیریتی	تملك اراضی
۰/۲۶۲۶	۰/۲۲۴	۰/۳۰۸	۰/۲۵	۰/۲۸۶	۰/۲۴۵
۰/۱۲۸۴	۰/۱۴۸	۰/۱۵۴	۰/۱۶۷	۰/۱۴۳	۰/۰۳
۰/۰۸۰۴	۰/۰۹	۰/۰۷۷	۰/۰۸۳	۰/۰۷۱	۰/۰۸۱
۰/۰۷۶۴	۰/۰۹	۰/۰۷۷	۰/۰۸۳	۰/۰۷۱	۰/۰۶۱
۰/۴۳۳۶	۰/۴۴۸	۰/۳۸۴	۰/۴۱۷	۰/۴۲۹	۰/۴۹

مشکلات مالی و اعتباری	حوادث طبیعی	مشکلات فنی	مشکلات مدیریتی	تملك اراضی
۱	۱	۲	۲	۱
۱	۱	۲	۲	۱
۱	۱	۲	۲	۱
۱	۱	۲	۲	۱
۱	۱	۲	۲	۱

محاسبه شد. روابط (۱) تا (۶) محاسبه نرخ ناسازگاری را برای معیارهای اصلی و زیرمعیارها نشان می‌دهد. نرخ ناسازگاری برای معیارهای اصلی برابر است با:

$$\lambda_{max} = 5.033 \rightarrow \begin{cases} I.I. = 0.0083 \\ I.R. = 0.0074 < 0.1 \end{cases} \quad (1)$$

در این روابط، I.I. شاخص ناسازگاری^۹ و I.R. نرخ ناسازگاری^{۱۰} می‌باشد.

ریسک مالی و اعتباری به‌عنوان مهم‌ترین ریسک و تملك اراضی، مشکلات مدیریتی، مشکلات فنی و حوادث طبیعی به‌ترتیب در مرحله بعدی قرار دارند. همان روش، برای تعیین هر یک از زیرمعیارها اعمال شده است و تأثیر

از آن‌جایی که تعداد خبرگانی که بتوانند در مورد اهمیت معیارهای ریسک در پروژه راه‌سازی مورد مطالعه اظهارنظر کنند، زیاد نمی‌باشند. بنابراین تمامی خبرگانی که توانستند در مورد اهمیت معیارها نسبت به یکدیگر اظهارنظر کرده و پرسش‌نامه‌های مربوطه را به‌طور کامل تکمیل کنند، استفاده شده است. تعداد خبرگان مذکور ۲۰ نفر بوده که از نظرات همه آن‌ها برای انجام این تحقیق استفاده شده است. از آن‌جایی که اختلاف چشم‌گیری بین خبرگان از لحاظ تحصیلات، تجربه کاری و پست سازمانی وجود نداشت، برای جمع‌آوری داده‌ها وزن نظرات خبرگان، یکسان در نظر گرفته شده است. به‌منظور حصول اطمینان از پایداری نظرات نرخ ناسازگاری با استفاده از بزرگ‌ترین مقادیر ویژه (λ_{max})

^۹- Inconsistency Index

^{۱۰}- Inconsistency Ratio

آن‌ها را در مقایسه زوجی معیارهای اصلی مشخص کرده است. در گروه تملک اراضی، قیمت زمین و باغات دارای بیش‌ترین ارزش و در مراحل بعدی مناطق مسکونی، تجاری و صنعتی به‌عنوان مهم‌ترین ریسک شناخته شده‌اند.

جدول ۳- ماتریس مقایسات زوجی برای تملک اراضی

مناطق صنعتی	باغات	مناطق تجاری	مناطق مسکونی	قیمت زمین	متوسط
۴	۱	۳	۲	۱	۰/۳۲۳۸
۲	۱/۲	۱	۱	-	۰/۱۵۰
۲	۱/۳	۱	-	-	۰/۱۲۸
۴	۱	-	-	-	۰/۳۲۳۸
۱	-	-	-	-	۰/۰۷۵

قیمت زمین	مناطق مسکونی	مناطق تجاری	باغات	مناطق صنعتی	متوسط
۰/۳۲۵	۰/۳۰۸	۰/۳۵۳	۰/۳۲۵	۰/۳۰۸	۰/۳۲۳۸
۰/۱۶۲	۰/۱۵۴	۰/۱۱۸	۰/۱۶۲	۰/۱۵۴	۰/۱۵۰
۰/۱۰۷	۰/۱۵۴	۰/۱۱۸	۰/۱۰۷	۰/۱۵۴	۰/۱۲۸
۰/۳۲۵	۰/۳۰۸	۰/۳۵۳	۰/۳۲۵	۰/۳۰۸	۰/۳۲۳۸
۰/۰۸۱	۰/۰۷۷	۰/۰۵۹	۰/۰۸۱	۰/۰۷۷	۰/۰۷۵

جدول ۴- ماتریس مقایسات زوجی برای مشکلات مدیریتی

مطالعات امکان‌سنجی	برنامه زمان‌بندی	تخمین اولیه	متوسط
۱/۲	۱/۲	۱	۰/۲
۱	۱	-	۰/۴
۱	-	-	۰/۴

مطالعات امکان‌سنجی	برنامه زمان‌بندی	تخمین اولیه	متوسط
۰/۲	۰/۲	۰/۲	۰/۲
۰/۴	۰/۴	۰/۴	۰/۴
۰/۴	۰/۴	۰/۴	۰/۴

$$\lambda_{max} = 4.0076 \rightarrow \begin{cases} I.I. = 0.0025 \\ I.R. = 0.028 < 0.1 \end{cases} \quad (۴)$$

در گروه مشکلات مدیریتی، مطالعات امکان‌سنجی ناقص، برنامه زمان‌بندی نادرست و برآورد اولیه کم به‌ترتیب بیش‌ترین ریسک را دارند.

در گروه مالی و اعتباری، تخصیص ناقص، اعتبارات استانی، عدم واریزی پولی و اعتبارات ملی، بیش‌ترین میزان ریسک را دارند.

$$\lambda_{max} = 3 \rightarrow \begin{cases} I.I. = 0 \\ I.R. = 0 < 0.1 \end{cases} \quad (۳)$$

توافق با منابع طبیعی، توافق با محیط‌زیست، عملیات خاکی و مشکلات آسفالت به‌ترتیب در گروه مشکلات فنی بیش‌ترین ریسک را دارند

$$\lambda_{max} = 4.0187 \rightarrow \begin{cases} I.I. = 0.00623 \\ I.R. = 0.069 < 0.1 \end{cases} \quad (۵)$$

جدول ۵- ماتریس مقایسات زوجی برای مشکلات فنی

متوسط	توافق با محیط زیست	توافق با منابع طبیعی	عملیات خاکی	آسفالت
۰/۰۹۹۶	۰/۰۹۱	۰/۱۱۷	۰/۰۹۱	۰/۱۰
۰/۱۸۵۱	۰/۱۸۱۸	۰/۱۷۶۶	۰/۱۸۱۸	۰/۲۰
۰/۳۴۵۱	۰/۳۶۳۶	۰/۳۵۳۳	۰/۳۶۳۶	۰/۳۰
۰/۳۷۰۱	۰/۳۶۳۶	۰/۳۵۳۳	۰/۳۶۳۶	۰/۴۰

توافق با محیط زیست	توافق با منابع طبیعی	عملیات خاکی	آسفالت
۱/۶	۱/۳	۱/۳	۱
۱/۶	۱/۲	۱	-
۱	۱	-	-
۱	-	-	-

جدول ۶- ماتریس مقایسات زوجی برای مشکلات مالی و اعتباری.

متوسط	عدم واریزی پولی	تخصیص ناقص	اعتبارات استانی	اعتبارات ملی
۰/۰۹۵	۰/۰۷۷	۰/۱۱۲	۰/۰۹۱	۰/۱۰
۰/۱۸۰	۰/۱۵۴	۰/۱۸۵	۰/۱۸۲	۰/۲۰
۰/۵۵۶	۰/۶۱۵	۰/۵۶۲	۰/۵۴۵	۰/۵۰
۰/۱۶۹	۰/۱۵۴	۰/۱۴	۰/۱۸۲	۰/۲۰

عدم واریزی پولی	تخصیص ناقص	اعتبارات استانی	اعتبارات ملی
۱/۲	۱/۵	۱/۲	۱
۱	۱/۳	۱	-
۴	۱	-	-
۱	-	-	-

جدول ۷- ماتریس مقایسات زوجی برای حوادث طبیعی.

متوسط	بیمه حوادث	سیل	شرایط جوی
۰/۳۳۴	۰/۴۰	۰/۲۹۴	۰/۳۰۸
۰/۵۶۸	۰/۵۰	۰/۵۸۸	۰/۶۱۵
۰/۰۹۸	۰/۱۰	۰/۱۱۸	۰/۰۷۷

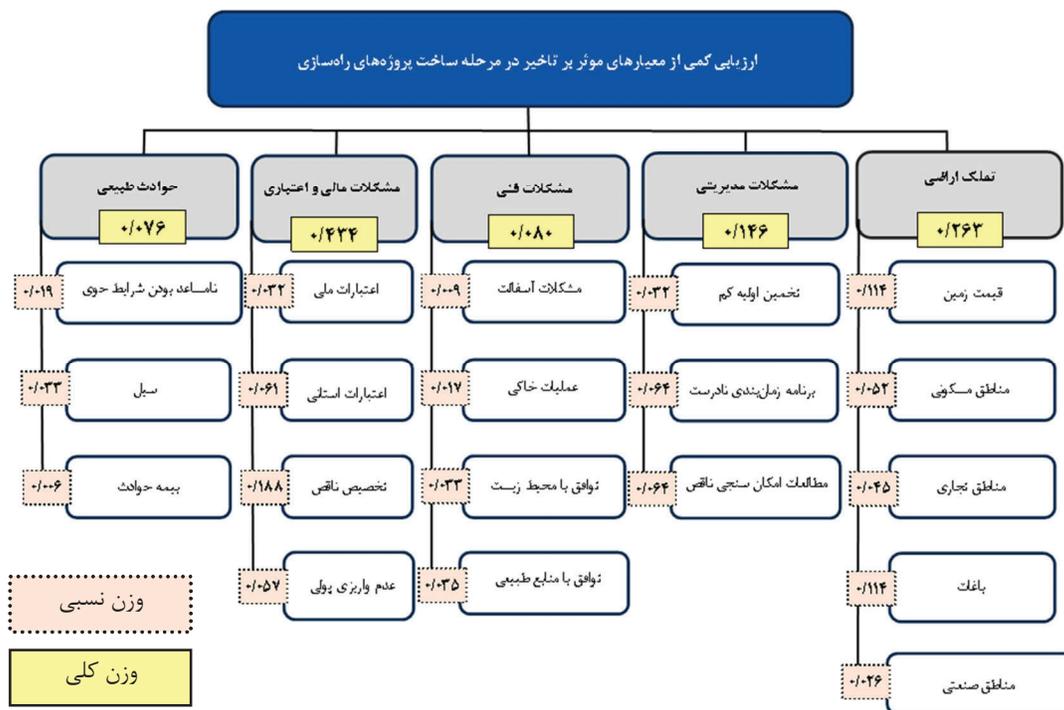
بیمه حوادث	سیل	شرایط جوی
۴	۱/۲	۱
۵	۱	-
۱	-	-

$$\lambda_{max} = 3.0246 \rightarrow \begin{cases} I.I. = 0.0123 \\ I.R. = 0.021 < 0.1 \end{cases} \quad (۶)$$

در گروه سوانح طبیعی سیل، شرایط نامساعد جوی و بیمه حوادث قهری به ترتیب دارای اهمیت هستند.

ناقص و برنامه زمان‌بندی نادرست با ۰/۰۶۴ در رتبه سوم قرار دارند؛ و به ترتیب اعتبارات استانی با ۰/۰۶۱، عدم واریزی پولی با ۰/۰۵۷، مناطق مسکونی با ۰/۰۵۲، مناطق تجاری با ۰/۰۴۵، توافق با منابع طبیعی با ۰/۰۳۵، توافق با محیط‌زیست و سیل با ۰/۰۳۳، تخمین اولیه کم و اعتبارات ملی با ۰/۰۳۲، مناطق صنعتی با ۰/۰۲۶، نامساعد بودن شرایط جوی با ۰/۰۱۹، عملیات خاکی با ۰/۰۱۷، مشکلات آسفالت با ۰/۰۰۹ و بیمه حوادث با ۰/۰۰۶ وزن کلی دارای رتبه‌های بعدی در رتبه‌بندی ریسک هستند.

با استفاده از نرم‌افزار Expert Choice، وزن نرمالیزه شده برای هر یک از عناصر موجود در سلسله مراتبی با توجه به سهم تخصیص یافته به هر یک از آنها محاسبه شده و در شکل ۴ نشان داده شده است. ناسازگاری کلی معیارها و زیرمعیارها برابر با ۰/۰۱ می‌باشد که کمتر از ۰/۱ است. به‌طور کلی، اولویت‌بندی‌ها نشان داد که تخصیص ناقص با ۰/۱۸۸ وزن کلی به‌عنوان مهم‌ترین ریسک مشخص شد. قیمت زمین و باغات با ۰/۱۱۴ وزن کلی در رتبه دوم و مطالعات امکان‌سنجی



شکل ۴- وزن نسبی و کلی معیارها و زیرمعیارها

۸- تحلیل معیارهای بحرانی

۸-۱- عدم تأمین بودجه کافی برای طرح در زمان مناسب

مشکلاتی مواجه ساخته و تأثیر زیادی در افزایش زمان پروژه‌ها داشته است.

۸-۲- عدم رفع به موقع معارضین

اکثر پروژه‌های راه‌سازی نیاز به تعریض مسیر و تملک اراضی اطراف دارند. با توجه به بحث مالکیت‌های حقیقی، باید زمین از افراد خریداری گردد. رسیدن به توافق بر سر قیمت زمین و انجام پیگیری‌های اداری مانند

یکی از مهم‌ترین عواملی که بر تأخیرات پروژه‌های راه‌سازی تأثیرگذار است، نبود بودجه کافی برای اجرای پروژه می‌باشد. عدم برنامه‌ریزی برای تأمین بودجه قبل از برگزاری مناقصه و همچنین عدم تخصیص بودجه سالیانه مورد نیاز به‌صورت منظم، اجرای پروژه‌های راه‌سازی را با

احراز مالکیت افراد، تهیه نقشه مسیر باعث افزایش زمان پروژه خواهد شد.

۸-۳- عدم وجود افراد با تجربه و آگاه

عدم وجود افراد با تجربه و متخصص در کادر مدیریتی باعث می‌شود در فاز مطالعات اولیه، پس از بازدید از محل، امکان‌سنجی اجرای پروژه به صورت ناقص انجام شود، در مرحله طراحی، برآورد پایینی از میزان هزینه‌ها و فعالیت‌ها ارائه گردد و نهایتاً برنامه زمان‌بندی نادرستی از روند اجرایی کار ارائه گردد. این اشتباهات در نهایت منجر به افزایش زمان پروژه خواهد شد.

۸-۴- کمبود ماشین‌آلات

توان مالی پیمان‌کار به‌عنوان اجراکننده در پیشرفت پروژه تأثیر به‌سزایی دارد. پیمان‌کارانی که توان مالی کمتری داشته و ماشین‌آلات کافی در اختیار پروژه نمی‌گذارند با طولانی کردن روند اجرا در عملیات خاکی و آسفالت باعث افزایش زمان پروژه می‌شوند.

۸-۵- توافق با محیط‌زیست و منابع طبیعی

چنانچه مسیر عبور راه از مناطق حفاظت شده عبور نماید؛ توافق با محیط‌زیست و انجام پیگیری‌های اداری باعث افزایش زمان پروژه می‌گردد. برداشت مصالح برای اجرای لایه‌های روسازی از معادن قرضه و بستر رودخانه‌ها نیازمند توافق با منابع طبیعی است که این پارامتر نیز باعث افزایش زمان خواهد شد.

۸-۶- حوادث طبیعی

شرایط آب‌وهوایی منطقه احداث راه به‌خصوص بارندگی و دمای هوا از اهمیت خاصی برخوردار است. چرا که بر روند ساخت راه تأثیر گذاشته و ممکن است باعث تأخیر یا توقف عملیات راه‌سازی شوند. بارندگی باعث اشباع شدن خاک می‌شود و عملیات راه‌سازی را مختل می‌کند. هوای سرد به‌خصوص در مناطق کوهستانی، بتن‌ریزی ابنیه فنی مانند پل‌ها را دچار مشکل می‌کند.

اجرای آسفالت در فصول سرد سال امکان‌پذیر نیست. بارندگی شدید موجب سیل شده و برای ابنیه در حال احداث، ایجاد خسارت و دوباره‌کاری می‌کند.

۹- ارائه راه‌کار

با توجه به نتایج به‌دست آمده از این پژوهش راه‌کارها و پیشنهادهایی در جهت کاهش تأثیر معیارهای یاد شده ارائه می‌گردد:

۱- انجام برنامه‌ریزی دقیق و واقع‌بینانه قبل از اجرا و داشتن اطمینان از وجود و یا تأمین اعتبار مورد نیاز پروژه.

۲- با توجه به طولانی بودن روند مراحل اداری در نهادهای دولتی، جهت حل‌وفصل مسائل مربوط به معارضین حقیقی و حقوقی در سطح کل پروژه‌های استان، ستادی متشکل از نمایندگان ادارات راه و شهرسازی، جهاد کشاورزی، بنیاد مسکن، منابع طبیعی، سازمان محیط‌زیست و قوه قضاییه تشکیل گردد و این ستاد با برگزاری جلسات منظم، پیگیر رفع معارضین قبل و حین اجرای پروژه‌ها باشد.

۳- انتخاب تیم مدیریتی قوی برای داشتن مطالعات امکان‌سنجی درست، برنامه زمان‌بندی درست و برآورد مناسب از منابع مورد نیاز، تا حدود زیادی مشکلات مدیریت را کاهش داده و از تأخیرات ایجاد شده جلوگیری می‌کند. وجود افراد آگاه و با تجربه جهت طراحی و نظارت در گروه‌کاری مشاور و کارفرما، می‌تواند این ضعف را پوشش دهد.

۴- انتخاب پیمان‌کار واجد شرایط برای اجرای پروژه، تنها براساس قیمت پیشنهاد شده نباشد و امکانات مالی و پشتیبانی، نیروی کار، ماشین‌آلات، سوابق اجرایی در پروژه‌های مشابه در انتخاب مدنظر قرار گیرند.

زیرمعیارها می‌شود. در این تحقیق، نمودار ایشیکاوا یک ابزار قدرتمند برای اولویت‌بندی کیفی ریسک‌ها ارائه نموده است و روش AHP یک روش قوی برای اولویت‌بندی کمی ریسک‌ها فراهم کرده است و می‌تواند یک دید واقع‌بینانه از میزان اهمیت ریسک‌ها را به تصمیم‌گیرندگان ارائه کند. در پروژه مورد مطالعه، مشکلات مالی و اعتباری، تملک اراضی، مشکلات مدیریتی، مشکلات فنی و حوادث طبیعی به ترتیب دارای بیشترین میزان اهمیت تعیین شدند. در تعیین وزن نسبی نیز تخصیص ناقص دارای بیشترین میزان اهمیت، قیمت زمین و باغات در رتبه دوم و مطالعات امکان‌سنجی ناقص و برنامه زمان‌بندی نادرست در رتبه سوم قرار دارند و عملیات خاکی، مشکلات آسفالت و بیمه حوادث دارای کم‌ترین ریسک در تأخیرات مرحله ساخت را دارا می‌باشند.

چارچوب پیشنهادی، یک روش قدرتمند برای اولویت‌بندی ریسک‌ها فراهم می‌کند، به‌خصوص در مواردی که دانش در ابتدا ناقص باشد. با این حال، ممکن است ریسک‌هایی با درجه اهمیت بالا، از لحاظ میزان هزینه‌ای که بر پروژه وارد می‌کنند؛ هزینه کمی در بر داشته باشند. در حالی که ریسک‌های با درجه اهمیت پایین، هزینه بسیار بالایی را بر پروژه وارد کنند. از این‌رو، تحقیقات بیشتری برای تدوین روشی برای منظور نمودن اثر هزینه‌های ریسک‌ها مورد نیاز است.

۵- حوادث طبیعی از قبیل نامساعد بودن شرایط جوی و سیل در اجرای فعالیت‌ها مدنظر قرار گیرند و پیش‌بینی‌های لازم در خصوص آن‌ها انجام گیرد و برنامه زمان‌بندی اجرای فعالیت‌ها به صورت ریز همراه با ساختار شکست کار مدنظر قرار گیرند.

۱۰- نتیجه‌گیری

در این مقاله، چارچوبی برای شناسایی و اولویت‌بندی ریسک‌های تأخیرات مرحله ساخت پروژه‌های راه‌سازی ارائه شده است. چارچوبی که با استفاده از تصمیم‌گیری گروهی، تصمیم‌گیری مغرضانه را در عین تسهیل تصمیم‌گیری در مورد اجماع توسط گروهی از تصمیم‌گیرندگان حذف می‌کند؛ همزمان با شناسایی و اولویت‌بندی کیفی، ارزیابی کمی از ریسک‌ها را ارائه می‌کند. چارچوب پیشنهادی برای یک پروژه راه‌سازی در مرحله ساخت ارائه شده است تا نشان دهد چارچوب چگونه می‌تواند تصمیم‌گیرندگان را از طریق ارزیابی کمی ریسک‌ها کمک کند. در چارچوب روش AHP گروهی به‌عنوان ابزاری برای بررسی و کاهش میزان ناسازگاری‌های تأخیرات که توسط متخصصان تعیین شده است، خدمت می‌کند. چارچوب پیشنهادی، مسأله تصمیم‌گیری را به سلسله مراتبی از پارامترهای فرعی تقسیم می‌کند که باعث تخصیص وزن به معیارها و

مراجع

- [1] Pourrostan, T., & Ismail, A. (2011), "Study of methods for minimizing construction delays: Evidences from developing country", *Advanced Materials Research*, 201-203, 2932-2943.
- [2] Awari, S.G., Narwade, R., & Jamgade, M. (2016), "Analysis for cause identification for delay in building construction industry", *International Journal of Modern Trends in Engineering and Research*, 3(10), 28-32.
- [3] Amandin, M.M., & Kule, J.W. (2016), "Project delays on cost overrun risks: a study of gasabo district construction projects Kigali, Rwanda", *ABC Journal of Advanced Research*, 5(1), 281-34.
- [4] Kumar, D. (2016). "Causes and effects of delays in indian construction projects", *International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET)*, 3(4), 1831-1837.
- [5] Project Management Institute (PMI), (2017). *Project Management Body of Knowledge (PMBOK)*, 6th edition, Project Management Institute, USA.
- [6] Khodeir, L.M., & Nabawy, M. (2019). "Identifying key risks in infrastructure projects – Case study of Cairo Festival City project in Egypt", *Ain Shams Engineering Journal*, 10, 613-621.

- [7] Roslan, N., Zainun, N.Y., & Memon, A.H. (2014). "Measures for controlling time and cost overrun factors during execution stage", *International Journal of Construction Technology and Management*, 1(1), 8-11.
- [8] Patil, V.M., Undle, A.M., Singh, G.M., Patil, S.S., Sathe, S.T. & Pisal, V.H. (2017). "Analysis of causes of delay in any construction project", *International Journal of Modern Trends in Engineering and Research*, 4(2), 128-134.
- [9] Abd El-Razek, M.E., Bassioni, H.A., & Mobarak, A.M. (2008). "Causes of delay in building construction projects in Egypt", *Journal of Construction Engineering and Management*, 134(11), 831-841.
- [10] Ragnath, S.K., & Hameed, M.S. (2018). "Ranking of delay factors in multi story building projects," *International Research Journal of Engineering and Technology*, 5(6), 1582-1586.
- [11] Venkateswaran, C. B. & Murugasan, R. (2017). "Time delay and cost overrun of road over bridge (ROB) construction projects in India", *Journal of Construction in Developing Countries*, 22(1), 79-96.
- [12] Naderpour, A., Majrouhi Sardroud, J., Mofid, M., Xenidis, Y., & Pourrostan, T. (2019). "Uncertainty management in time estimation of construction projects: A systematic literature review and new model development", *Scientia Iranica A*, 26(2), 752-778.
- [13] Saaty, T.L. (1990). "How to make a decision — the analytic hierarchy process", *European Journal of Operational Research*, 48(1), 9-26.

مدل‌سازی مدول برجهندگی مخلوط آسفالتی مسلح شده با الیاف کورتا با استفاده از روش سطح پاسخ (RSM)

در این مقاله، دو مدل به‌منظور پیش‌بینی مدول برجهندگی مخلوط‌های آسفالتی مسلح شده با الیاف کورتا تحت اثر بارگذاری مربعی و نیم‌سینوسی براساس روش سطح پاسخ، توسعه داده شده است. برای این منظور، نمونه‌های مخلوط آسفالتی با سه درصد مختلف قیر و چهار درصد مختلف الیاف نمونه‌های مخلوط آسفالتی ساخته شدند و سپس در پنج دما، پنج فرکانس بارگذاری و دو شکل بارگذاری مربعی و نیم‌سینوسی، مدول برجهندگی با استفاده از دستگاه 30 UTM اندازه‌گیری شد. در مدل‌های توسعه داده شده، دما، زمان بارگذاری، درصد قیر و درصد الیاف به‌عنوان متغیرهای ورودی و مدول برجهندگی تحت اثر بارگذاری نیم‌سینوسی و مربعی به‌عنوان متغیر خروجی در نظر گرفته شد. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که روش سطح پاسخ، قادر به پیش‌بینی مدول برجهندگی نمونه‌های آسفالتی مسلح شده با الیاف با دقت بالا است، به‌گونه‌ای که ضریب رگرسیون مربوط به معادلات توسعه داده شده برای دو شکل موج بارگذاری نیم‌سینوسی و مربعی به‌ترتیب برابر ۰/۹۷۹۵ و ۰/۹۷۷۷ به دست آمد. همچنین نتایج تحلیل حساسیت نشان می‌دهد که افزایش درصد الیاف تا مقدار مشخصی باعث افزایش مدول برجهندگی می‌شود و پس از آن با افزایش درصد الیاف، مقدار مدول برجهندگی کاهش می‌یابد. نتایج این تحقیق همچنین نشان داد که درصد بهینه الیاف تابعی از درصد قیر در مخلوط آسفالتی است؛ به‌گونه‌ای که در مخلوط‌های آسفالتی با درصد قیر بیشتر، درصد الیاف بهینه کمتر (حدود ۱ کیلوگرم در هر تن) و در مخلوط‌های با درصد قیر کمتر، درصد الیاف بهینه بیشتر (حدود ۱/۵ کیلوگرم در هر تن) است.

واژگان کلیدی: مدول برجهندگی، الیاف کورتا، روش سطح پاسخ، شکل موج، مخلوط آسفالتی.

علیرضا غنی‌زاده*

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

نسرین حیدرآبادی‌زاده

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سیرجان.
پست الکترونیک:
heidarabadizadeh@gmail.com

سعید دادکانی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سیرجان.
پست الکترونیک:
saeeddadkani@gmail.com

۱- مقدمه

از قیر معمولی و مصالح سنگدانه‌ای تحت شرایط خاص ترافیکی و جوی مانند آمدوشد زیاد، دمای بالا، رطوبت، نیروهای برشی زیاد و از این دست، دارای دوام و مقاومت کافی نیست. تاکنون افزودنی‌های زیادی برای اصلاح خواص مخلوط‌های آسفالتی و افزایش دوام آن‌ها پیشنهاد شده است [۱-۶]. یکی از این افزودنی‌ها، الیاف است که به‌عنوان مسلح‌کننده در مخلوط‌های آسفالتی استفاده می‌شود. انواع مختلفی از الیاف برای این منظور استفاده می‌شود که به دو دسته الیاف مصنوعی (شیشه، کربن، پلیمر) و الیاف طبیعی (کنف، لیف نارگیل، کنف هندی،

مخلوط‌های آسفالتی با گذشت زمان و تحت تأثیر ترافیک و دما دچار خرابی‌های متعددی از جمله تغییر شکل ماندگار و ترک‌های خستگی می‌شوند. آسفالت ساخته شده

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۸/۱۱/۰۵، بازنگری: ۱۳۹۹/۰۱/۲۸، پذیرش: ۱۳۹۹/۰۲/۰۳.
DOI: 10.22091/cer.2020.2289.1192 شناسه دیجیتال

دماهای مختلف برای مخلوط مسلح شده با ۱ پوند الیاف در هر تن به‌دست آمد [۲۰].

در سال ۲۰۱۶، فضایی و همکاران، عملکرد مخلوط آسفالت ولرم متشکل از ساسوبیت و الیاف پلی‌الفین-آرامید فورتا را در لایه روکش بررسی کردند. درصد الیاف، ۰/۵ کیلوگرم در تن و درصد ساسوبیت، ۲ درصد وزنی قیر در نظر گرفته شد. نتایج نشان داد که تغییرشکل ماندگار در دمای بالا به میزان ۲ تا ۴ برابر نمونه اصلاح‌نشده و عمق شیارشدگی ۳۰ درصد کاهش می‌یابد. همچنین آزمایش مدول برجهندگی در دمای ۲۵ درجه و با بارگذاری نیمه‌سینوسی انجام شد که نشان‌دهنده افزایش ۴۷ درصدی مدول برجهندگی نمونه مسلح شده با الیاف در مقایسه با نمونه اصلاح‌نشده بود [۲۱]. میرعبدالعظیمی و شفابخش، عمق شیارشدگی مخلوط آسفالتی مسلح شده با الیاف کورتا را با استفاده از شبکه عصبی مصنوعی و تکنیک برنامه‌نویسی ژنتیک پیش‌بینی کردند. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که شبکه عصبی مصنوعی پیشنهادی توانایی مناسبی در پیش‌بینی عمق شیارشدگی دارد [۲۲]. جاسکولا^۳ و همکاران، خواص مربوط به ترک‌خوردگی در دمای پایین و مقاومت در برابر تغییرشکل دائمی را مورد ارزیابی قرار دادند. آن‌ها از الیاف پلی‌آلفین و آرامید فورتا به‌عنوان مسلح‌کننده استفاده کردند. حساسیت به ترک‌خوردگی در دمای پایین با نتایج به‌دست آمده از آزمایش خمش تیرهای مستطیل با نرخ تغییرشکل ثابت و تست خمش نیم‌دایره‌ای براساس تئوری مکانیک شکست ارزیابی شد. عملکرد در دماهای بالا توسط منحنی‌های مرجع مدول دینامیکی بررسی شد. نتایج به‌دست آمده حاکی از آن است که الیاف ارزیابی شده می‌توانند عملکرد آسفالت در دمای پایین را بهبود دهند [۲۳].

آندروود^۴ و همکاران، کاهش ضخامت روسازی

سیزال، کتان) تقسیم می‌شوند [۷]. استفاده از الیاف، سبب افزایش مقاومت کششی، عمر خستگی و شکست مخلوط‌های آسفالتی می‌شود [۸-۱۳].

مخلوط‌های آسفالتی مسلح شده با الیاف، نسبت به تغییرشکل دائمی مقاوم‌تر بوده و مقاومت کششی بالاتری دارند [۱۴]. مسلح‌سازی مخلوط‌های آسفالتی با الیاف، سبب افزایش مقاومت در برابر رطوبت، ذوب و یخ‌زدان و جذب انرژی بیشتر شده و به‌همین دلیل، ترک‌های انعکاسی در آسفالت کاهش می‌یابد [۱۵-۱۷].

نخستین استفاده گسترده از الیاف در مخلوط‌های آسفالتی گرم به اواخر دهه ۱۹۵۰ برمی‌گردد. در آن زمان گروه مهندسان ارتش آمریکا، انستیتو آسفالت و شرکت جونز مانویل^۱، اولین ارزیابی را بر روی استفاده از الیاف آزیست در مخلوط‌های آسفالتی گرم انجام دادند. این بررسی نشان داد که مخلوط‌های حاوی الیاف آزیست، مقاومت کششی، مقاومت فشاری، استقامت و دوام بیشتری دارند [۱۸].

نوروند و همکاران، تأثیر الیاف مصنوعی بر عملکرد مکانیکی بتن آسفالتی را بررسی کردند. نتایج این تحقیق نشان داد که الیاف آرامید باعث افزایش عدد جریان می‌شوند [۱۹]. کالوش^۲ و همکاران، عملکرد مخلوط آسفالتی مسلح شده با درصد‌های مختلف الیاف پلی‌الفین-آرامید فورتا بررسی کردند. آزمایش تغییرشکل ماندگار در دمای ۱۳۰ درجه فارنهایت و با شکل بارگذاری نیم‌سینوسی انجام شد. نتایج آزمایش تغییرشکل ماندگار نشان داد که عدد جریان برای مخلوط اصلاح‌شده با ۱ و ۲ پوند الیاف در هر تن به ترتیب ۱۱۵ و ۲۰ برابر بیشتر از نمونه اصلاح‌نشده است. همچنین شیب منحنی مرحله دوم نمودار تغییرشکل ماندگار با افزایش الیاف کاهش می‌یابد که نشان‌دهنده افزایش مقاومت در برابر شیارشدگی است. علاوه بر این بیشترین مدول دینامیک در

³- Jaskula

⁴- Underwood

¹- Johns-Manville

²- Kaloush

مدول برجهندگی به‌جای مدول دینامیکی برای آنالیز و طراحی سازه روسازی استفاده شود [۲۶].

مدول برجهندگی در آزمایشات آزمایشگاهی معمولاً به‌وسیله اعمال یک بار با شکل موج نیم‌سینوسی با زمان بارگذاری ۰/۱ ثانیه و زمان استراحت ۰/۹ ثانیه اندازه‌گیری می‌شود [۲۷ و ۲۸]. این شرایط لزوماً شرایط واقع‌بینانه را شبیه‌سازی نمی‌کنند. به‌عنوان مثال، تحقیقات اخیر نشان داده‌اند که شکل و مدت زمان بارگذاری در یک لایه آسفالت با توجه به سرعت خودرو، ضخامت لایه آسفالت، عمق و نسبت مدول لایه آسفالت به مدول لایه اساس متفاوت است [۲۹]. بنابراین هدف اصلی این تحقیق، توسعه مدلی به‌منظور پیش‌بینی مدول برجهندگی مخلوط‌های آسفالتی مسلح شده با الیاف کورتا تحت اثر بارگذاری نیم‌سینوسی و مربعی است.

بررسی پیشینه تحقیق نشان می‌دهد همان‌طور که در تمامی تحقیقات گذشته صرفاً نتایج آزمایشگاهی نمونه‌های مسلح شده با الیاف با نمونه شاهد مقایسه شده و هیچ‌گونه مدل‌سازی به‌منظور پیش‌بینی مدول برجهندگی مخلوط‌های آسفالتی مسلح شده با الیاف کورتا در دماها و فرکانس‌های بارگذاری مختلف صورت نگرفته است. علاوه بر این، در تمامی تحقیقات گذشته صرفاً از شکل موج نیم‌سینوسی به‌منظور اندازه‌گیری مدول برجهندگی مخلوط‌های آسفالتی مسلح شده با الیاف استفاده شده است و به بررسی نتایج با شکل موج مربعی پرداخته نشده است.

روش‌های مختلفی به‌منظور مدل‌سازی یک پارامتر خروجی وابسته براساس تعدادی پارامترهای ورودی مستقل وجود دارد که از جمله این روش‌ها می‌توان به رگرسیون خطی و غیرخطی و همچنین روش‌های مبتنی بر هوش محاسباتی مانند روش شبکه عصبی مصنوعی اشاره نمود. عیب اصلی روش رگرسیون خطی، عدم دقت بالا در مدل‌سازی و عیب اصلی روش رگرسیون غیرخطی پیچیده بودن یافتن رابطه غیرخطی و عدم وجود یک

آسفالتی مسلح شده با الیاف فورتا را در کشور پرو ارزیابی نمودند. برای انجام این مطالعه، طراحی روسازی به روش مکانیستیک-تجربی (MEPDG^۵) برای پیش‌بینی عملکرد روسازی به‌کار گرفته شد. ارزیابی مقایسه‌ای برای روسازی‌های متعارف و روسازی تقویت‌شده با الیاف انجام گردید. نتایج این تحقیق نشان داد که روسازی آسفالتی مسلح شده با الیاف با ضخامت کمتری در مقایسه با روسازی بدون الیاف می‌تواند عملکرد شیارشدگی یکسانی داشته باشد. همچنین ملاحظه گردید که عمر شیارشدگی روسازی مسلح شده با الیاف در مقایسه با روسازی مسلح نشده برای اقلیم گرم‌تر و خاک بستر مقاوم‌تر، افزایش بیشتری می‌یابد [۲۴].

آزمایش مدول برجهندگی برخلاف آزمایش مدول دینامیکی بین هر دو زمان بارگذاری، یک زمان استراحت در نظر می‌گیرد و به‌همین دلیل با واقعیت بارگذاری مخلوط‌های آسفالتی بیشتر انطباق دارد. همچنین در آزمایش مدول دینامیکی، شکل موج بارگذاری، تنها به‌صورت سینوسی در نظر گرفته می‌شود، در حالی‌که تحقیقات گذشته نشان می‌دهند که شکل موج بارگذاری در نزدیکی سطح آسفالت به‌صورت مربعی است و با افزایش عمق، شکل موج بارگذاری رفته‌رفته به شکل نیم‌سینوسی نزدیک می‌شود. عدم در نظر گرفتن زمان استراحت و همچنین شکل موج سینوسی در تعیین مدول دینامیکی سبب می‌شود تا مدول دینامیکی همواره بیشتر از مدول برجهندگی برآورد شود و تحقیقات گذشته نشان می‌دهند که به‌کارگیری مدول دینامیک به‌جای مدول برجهندگی مخلوط‌های آسفالتی، یک پاسخ بحرانی دست پایین را نتیجه می‌دهد که تأثیر منفی بر پیش‌بینی عمر خستگی و شیارشدگی روسازی دارد [۲۵ و ۲۶]. مطابق با مطالب بالا، تعدادی از محققین پیشنهاد کرده‌اند که

⁵- Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide

۲-۱- مصالح

به‌منظور ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی از قیر خالص ۷۰-۶۰ پالایشگاه شیراز استفاده شد. همچنین مصالح سنگی به‌کار رفته در این پژوهش از نوع سنگ شکسته کوهی معدنی واقع در جاده سیرجان- بندرعباس می‌باشد. نتایج آزمایش‌های قیر، مشخصات فیزیکی مصالح سنگی در جداول ۱، ۲ و ۳ آورده شده است. دانه‌بندی مصالح سنگی نیز مطابق با دانه‌بندی شماره ۴ نشریه ۲۳۴ برای مخلوط‌های آسفالتی گرم انتخاب شده که نمودار دانه‌بندی و حدود مجاز آن در شکل ۱ نشان داده شده است.

روش سیستماتیک برای یافتن شکل مدل است. از طرفی، مدل‌سازی با استفاده از روش شبکه عصبی مصنوعی، نیازمند داشتن تعداد داده زیاد جهت آموزش و آزمون مدل خواهد بود که معمولاً در بسیاری از کارهای آزمایشگاهی جمع‌آوری چنین پایگاه داده‌ای بسیار وقت‌گیر و هزینه‌بر خواهد بود. در تحقیق حاضر، پس از انجام مطالعات آزمایشگاهی و ساخت نمونه‌های استوانه‌ای مارشال حاوی درصد‌های مختلف قیر و درصد‌های مختلف الیاف از روش سطح پاسخ به‌منظور مدل‌سازی مدول برجهندگی نمونه‌های مسلح شده با الیاف کورتا تحت اثر بارگذاری نیم‌سینوسی و مربعی استفاده شده است.

۲- مطالعات آزمایشگاهی

جدول ۱- مشخصات فیزیکی قیر

خواص قیر	واحد	استاندارد	حدود مجاز	نتیجه
نفوذ در دمای ۲۵ درجه سانتی‌گراد	0.1 mm	ASTM D5	۶۰-۷۰	۶۲
نقطه نرمی	°C	ASTM D36	۴۹-۵۶	۵۱
کشش در دمای ۲۵ درجه سانتی‌گراد	cm	ASTM D113	۱۰۰>	۱۰۰>
حلالیت در C_2HCl_3	%	ASTM D2042	حداقل ۹۹/۵	۹۹/۶
نقطه اشتعال	°C	ASTM D92	حداقل ۲۵۰	۳۲۰
وزن مخصوص	g/cm ³	ASTM D70	۱/۰۱-۱/۰۶	۱/۰۰۲
افت وزنی	%	ASTM D1754	حداکثر ۰/۲	۰/۰۹

جدول ۲- خواص فیزیکی مصالح

خواص مصالح	استاندارد	اندازه مصالح	نتیجه
درصد تطویل	BS-812	درشت‌دانه	۱۴
درصد تورق	BS-812	درشت‌دانه	۲۴
سایش لس‌آنجلس	AASHTO T96	درشت‌دانه	۲۴
شکستگی در یک وجه	ASTM D5821	درشت‌دانه	۹۵
شکستگی در دو وجه	ASTM D5821	درشت‌دانه	۹۰
حد خمیری	BS 1377	فیلر	۲۲
حد روانی	ASTM D4318	فیلر	۲۶
شاخص خمیری	ASTM D4318	فیلر	۴

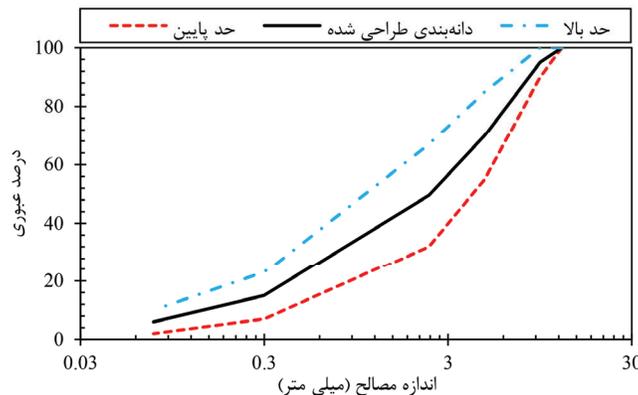
شیارشده‌گی، سبب صرفه اقتصادی از طریق افزایش عمر مخلوط آسفالتی می‌شوند. الیاف پلی‌الفین موجود در ترکیب در محدوده دمای اختلاط ذوب می‌شوند و به‌همین دلیل، به‌عنوان اصلاح‌کننده قیر عمل می‌کنند.

الیاف کورتا مخلوطی از الیاف مصنوعی متشکل از الیاف آرامید و پلی‌الفین با مقاومت، دوام و خاصیت چسبندگی بالا است. این الیاف با کاهش و به تأخیر انداختن ترک‌های حرارتی، انعکاسی، خستگی و

الیاف آرامید نیز به دلیل مقاومت کششی بالا نقش مسلح کننده سبب‌بندی دارند و به افزایش مقاومت مخلوط کمک می‌کنند [۲۰].

جدول ۳- مشخصات مصالح سنگی

درصد جذب آب	وزن مخصوص		استاندارد	اندازه مصالح
	حقیقی	ظاهری		
۱/۱۶۷	۲/۶۵۶	۲/۷۴۲	ASTM C-127	درشت‌دانه (< ۲/۳۶ میلی‌متر)
۱/۹۱۵	۲/۶۷۹	۲/۷۹	ASTM C-128	ریزدانه (۰/۰۷۵-۲/۳۶ میلی‌متر)
-	-	۲/۶۵۹	ASTM D-854	فیلر (> ۰/۰۷۵ میلی‌متر)



شکل ۱- نمودار دانه‌بندی و حدود مجاز

خالی مخلوط آسفالتی متراکم ($V.T.M^6$)، درصد فضای خالی مخلوط مصالح سنگی ($V.M.A^7$) و درصد فضای خالی مخلوط سنگی پر شده با قیر ($V.F.A^8$) محاسبه شد [۳۱-۳۴]. لازم به ذکر است که طرح اختلاط، براساس مخلوط آسفالتی فاقد الیاف داده شده است و درصد قیر بهینه به‌عنوان درصد قیر بهینه برای مخلوط‌های آسفالتی بدون الیاف و مسلح شده با الیاف مورد استفاده قرار گرفته است.

به‌منظور ساخت نمونه‌های مسلح شده با الیاف کورتا، ابتدا الیاف به مصالح سنگی اضافه و پس از اختلاط، قیر به مصالح اضافه گردید. برای تعیین مدول برجهندگی نمونه‌های ساخته‌شده براساس آزمایش کشش غیرمستقیم از دستگاه بارگذاری UTM-30 استفاده شد. مدول

از جمله مزایای دیگر الیاف کورتا می‌توان به مقاومت کششی بسیار زیاد، وزن کم، فرسایش‌ناپذیری و مقاومت حرارتی بالا اشاره کرد. ویژگی‌های فیزیکی الیاف کورتا در جدول ۴ آورده شده است.

۲-۲- طرح اختلاط

در تحقیق حاضر، ابتدا نمونه‌های آسفالتی با درصد‌های مختلف قیر ۶۰-۷۰ (۴، ۴/۵، ۵، ۵/۵، ۶، ۶/۵ و ۷) با اعمال ۷۵ ضربه به هر طرف نمونه به روش مارشال تهیه شدند. سپس براساس استانداردهای اش‌تو T166، اش‌تو T245 و اش‌تو T209 به ترتیب وزن مخصوص، استحکام و روانی و حداکثر وزن مخصوص نظری نمونه‌های آسفالتی تعیین گردید و براساس معادلات مندرج در نشریه MS-2 انستیتو آسفالت، درصد فضای

6- Void in the Total Mix

7- Void in Mineral Aggregate

8- Void Filled with Asphalt

برجهندگی مطابق استاندارد ASTM-D4123 در ۵ دمای مختلف -۵، ۵، ۱۵، ۲۵ و ۳۵ درجه سانتی‌گراد با مقدار صفر، ۰/۵، ۱ و ۱/۵ کیلوگرم الیاف در هر تن با دو شکل موج بارگذاری نیم‌سینوسی و مربعی اندازه‌گیری شد [۳۵]. مقادیر پارامترهای طرح اختلاط به‌ازای درصد بهینه قیر در جدول ۵ آورده شده است.

جدول ۴- خواص فیزیکی الیاف کورتا

مواد	پلی‌آلفین	آرامید
شکل	تک رشته‌ای- دو رشته‌ای	تک رشته‌ای
وزن مخصوص	۰/۹۱	۱/۴۴
مقاومت کششی (psi)	۷۰۰۰۰	۴۰۰۰۰۰
طول (میلی‌متر)	۱۹	۱۹
رنگ	سیاه	زرد
مقاومت اسیدی/ بازی	بی‌اثر	بی‌اثر

جدول ۵- پارامترهای مخلوط آسفالتی به‌ازای درصد قیر بهینه

پارامتر	مقدار	محدوده
درصد بهینه قیر	۵/۶	-
درصد فضای خالی	۴/۰	۳-۵
درصد فضای خالی مخلوط مصالح سنگی (V.M.A)	۱۳/۶	حداقل ۱۳
درصد فضای خالی مخلوط مصالح سنگی پر شده با قیر (V.F.A)	۶۴	۶۰-۷۵
روانی (mm)	۲/۵	۲-۳/۵
وزن مخصوص (kg/m ³)	۲۴۵۸	-
استقامت مارشال (kN)	۱۶	حداقل ۸

۳-۲- آزمایش مدول برجهندگی

هر پالس با دو شکل بارگذاری نیم‌سینوسی و مربعی مورد آزمایش قرار گرفتند.

به‌منظور حذف اثرات نحوه ساخت و تراکم، هر نمونه باید دو بار تحت آزمایش مدول برجهندگی قرار گیرد. ابتدا در راستای اول، آزمایش انجام شد و سپس نمونه در نوبت دوم به اندازه ۹۰ درجه چرخانده شده و آزمایش مجدداً تکرار شد. مقدار میانگین دو آزمایش به‌عنوان مقدار مدول برجهندگی گزارش می‌شود. جهت تعیین مقدار مدول برجهندگی از رابطه (۱) استفاده می‌شود:

$$M_R = \frac{P \times (v + 0.27)}{t \times \Delta H} \quad (1)$$

که در آن:

M_R : مدول برجهندگی برحسب مگاپاسکال،

P : بار تکراری برحسب نیوتن،

v : نسب پواسون،

مدول برجهندگی به‌عنوان پارامتری مهم در شناسایی عملکرد مصالح روسازی برای تحلیل پاسخ روسازی تحت اثر بارگذاری ترافیکی مطرح می‌باشد. این پارامتر با اعمال بارگذاری در مد کشش غیرمستقیم و با انجام بارگذاری تکراری تعیین می‌شود (شکل ۲). در استاندارد ASTM D4121 روش تعیین مدول برجهندگی مخلوط‌های آسفالتی با این روش بیان شده است [۳۵]. در این تحقیق، جهت تعیین مدول برجهندگی از دستگاه UTM30 براساس استاندارد مذکور استفاده شده است.

نمونه‌ها در ۵ دمای -۵، ۵، ۱۵، ۲۵ و ۳۵ درجه سانتی‌گراد، با زمان بارگذاری ۰/۰۵، ۰/۱، ۰/۲، ۰/۵ و ۱ ثانیه و زمان استراحت ۰/۴۵، ۰/۹، ۱/۸، ۴/۵ و ۹ ثانیه در

t: ضخامت نمونه برحسب میلی‌متر و

ΔH : تغییر شکل برگشت‌پذیر افقی برحسب میلی‌متر است. مقادیر نسبت پواسون در نظر گرفته‌شده براساس دما در جدول ۶ داده شده است.

جدول ۶- مقادیر ضریب پواسون براساس دما

دما	-۵	۵	۱۵	۲۵	۳۵
نسبت پواسون	۰/۱۸	۰/۲	۰/۲۶	۰/۳۲	۳۸



شکل ۲- تجهیزات مربوط به اندازه‌گیری مدول برجهندگی مخلوط‌های آسفالتی

۳- روش سطح پاسخ

روش سطح پاسخ (RSM^9) مجموعه‌ای از روش‌های آماری و ریاضی مفید برای توسعه، بهبود و بهینه‌سازی فرآیندها می‌باشد [۳۰]. روش سطح پاسخ، یک روش مبتنی بر رگرسیون برای برقراری ارتباط بین چندین متغیر ورودی به‌طور بالقوه و یک پارامتر خروجی است. در اصطلاح به این پارامتر خروجی، پاسخ گفته می‌شود. متغیرهای ورودی در اغلب اوقات به‌عنوان متغیرهای مستقل شناخته می‌شوند و در عمل، وابسته به کنترل محققان و مهندسان می‌باشند. روش سطح پاسخ، متشکل از راهبردهای علمی برای کاوش در فضای فرآیند یا متغیرهای مستقل، مدل‌سازی آماری- تجربی به‌منظور توسعه یک رابطه مناسب میان متغیرهای ورودی و خروجی و بهینه‌سازی روش‌ها برای یافتن مقدار متغیرهای

فرآیند که مقادیر مطلوب پاسخ را منجر می‌شود، است. در این تحقیق، بیشتر بر کاربرد دوم روش سطح پاسخ یعنی مدل‌سازی آماری به‌منظور توسعه یک رابطه تقریب مناسب میان پاسخ Y و متغیرهای مستقل $\xi_1, \xi_2, \dots, \xi_k$ تمرکز شده است. رابطه کلی به‌صورت زیر است:

$$Y = f(\xi_1, \xi_2, \dots, \xi_k) + \varepsilon \quad (2)$$

که در آن شکل تابع پاسخ دقیق f ناشناخته است و ممکن است پیچیده باشد و ε نشان‌دهنده خطای مدل‌سازی است که در تابع f به‌حساب نیامده است. ε معمولاً شامل اثرات خطای اندازه‌گیری بر پاسخ و همچنین تأثیر خطای ناشی از عوامل پارامترهای ورودی ناشناخته در مدل‌سازی است. ε همانند یک خطای آماری رفتار کرده که اغلب به جهت داشتن یک توزیع احتمال نرمال با میانگین صفر و واریانس σ^2 فرض می‌شود. پس داریم:

$$\begin{aligned} E(y) &= \eta = E[f(\xi_1, \xi_2, \dots, \xi_k)] + \\ E(\varepsilon) &= f(\xi_1, \xi_2, \dots, \xi_k) \end{aligned} \quad (3)$$

متغیرهای طبیعی $\xi_1, \xi_2, \dots, \xi_k$ در رابطه (۳) معمولاً متغیرهای طبیعی نامیده می‌شوند، زیرا با واحدهای اندازه‌گیری طبیعی مانند درجه سانتی‌گراد یا کیلوگرم بر مترمکعب بیان شده‌اند. در اکثر تحقیقات مبتنی بر مدل سطح پاسخ، به‌راحتی می‌توان متغیرهای طبیعی را به متغیرهای کد شده X_1, X_2, \dots, X_k که معمولاً به‌صورت بی‌بعد، با میانگین صفر و همان واریانس تعریف می‌شوند، تبدیل نمود. با در نظر گرفتن متغیرهای کد شده، تابع پاسخ رابطه (۳) به‌صورت زیر نوشته خواهد شد:

$$\eta = f(x_1, x_2, \dots, x_k) \quad (4)$$

به دلیل ناشناخته بودن شکل تابع پاسخ f ، باید آن را تقریب زد. در حقیقت، استفاده موفق از سطح پاسخ به توانایی محقق برای توسعه یک تقریب مناسب برای f بستگی دارد. معمولاً، یک تابع چندجمله‌ای مرتبه پایین در منطقه نسبتاً کوچکی از فضای متغیر مستقل، مناسب است. در بسیاری موارد، از یک مدل چندجمله‌ای مرتبه اول یا مرتبه دوم استفاده می‌شود. مدل‌های مرتبه اول

⁹- Response Surface Methodology

مرتبه دوم در حل مسائل واقعی سطح پاسخ است.

در حالت کلی، می‌توان مدل مرتبه اول را به صورت

زیر نوشت:

$$\eta = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 + \dots + \beta_k x_k \quad (8)$$

و مدل مرتبه دوم نیز به صورت رابطه (۹) خواهد بود:

$$\eta = \beta_0 + \sum_{j=1}^k \beta_j x_j + \sum_{j=1}^k \beta_{jj} x_j^2 + \sum_{i=1}^k \sum_{j=2}^k \beta_{ij} x_i x_j \quad (9)$$

در این تحقیق، به منظور ساخت مدل RSM از نسخه ۱۲ نرم‌افزار Design Expert استفاده شده است. این نرم‌افزار امکان برازش، تحلیل و مقایسه توابع مختلف اعم از خطی، برهم‌کنش (2FI) و چندجمله‌ای را فراهم می‌کند. همچنین صحت مدل^{۱۰} با استفاده از آزمون فیشر سنجیده شد و دقت عملکرد مدل به وسیله ضریب رگرسیون (R^2) مورد ارزیابی قرار گرفت. به علاوه، تأثیر متغیرهای ورودی بر روی مقاومت فشاری با استفاده از تحلیل واریانس ($ANOVA^{11}$) بررسی شد.

۴- پایگاه داده مورد استفاده

به منظور مدل‌سازی مدول برجهندگی مصالح مسلح شده با الیاف کورتا مجموعاً ۳۰۰ داده مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفتند. در واقع نمونه‌های ساخته شده با سه درصد مختلف قیر (۵/۱، ۵/۶ و ۶/۱ که به ترتیب نیم درصد کمتر از مقدار قیر بهینه، مقدار قیر بهینه و نیم درصد بیشتر از قیر بهینه)، ۴ مقدار مختلف الیاف کورتا (صفر، ۰/۵، ۱ و ۱/۵ کیلوگرم در هر تن آسفالت) در ۵ دمای مختلف (۵-، ۵، ۱۵، ۲۵ و ۳۵)، در ۵ نرخ بارگذاری مختلف (۵۰، ۱۰۰، ۲۰۰، ۵۰۰ و ۱۰۰۰ میلی‌ثانیه) و با دو شکل موج بارگذاری مربعی و نیم‌سینوسی تحت آزمایش مدول برجهندگی به روش کشش غیرمستقیم

زمانی مناسب‌اند که محقق علاقه‌مند باشد تا سطح پاسخ صحیح را در بیش از یک منطقه نسبتاً کوچک از فضای متغیر مستقل و محلی که در آن انحنای کمی در f وجود دارد، تخمین بزند.

در صورت وجود دو متغیر مستقل، مدل مرتبه اول

با توجه به متغیرهای کد شده به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\eta = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 \quad (5)$$

که در این رابطه ضرایب β_i پارامترهای ثابت مدل می‌باشند. شکل مدل مرتبه اول در معادله (۵)، گاهی اوقات تحت عنوان مدل تأثیرات اصلی نامیده می‌شود، زیرا فقط اثرات اصلی دو متغیر فرضی x_1 و x_2 را شامل می‌شود. در صورت وجود یک برهم‌کنش بین این متغیرها، می‌توان آن را به سادگی به مدل افزود:

$$\eta = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 + \beta_{12} x_1 x_2 \quad (6)$$

افزودن جزء برهم‌کنش، معرف انحنای تابع پاسخ خواهد بود. اغلب انحنای در سطح پاسخ صحیح به اندازه‌ای است که مدل مرتبه اول (حتی با وجود جزء برهم‌کنش) برای تقریب آن دارای کارایی لازم نیست. در این شرایط به مدل مرتبه دوم نیاز خواهد بود. در حالت وجود دو متغیر مستقل، مدل مرتبه دوم به صورت زیر می‌باشد:

$$\eta = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 + \beta_{11} x_1^2 + \beta_{22} x_2^2 + \beta_{12} x_1 x_2 \quad (7)$$

این مدل می‌تواند به عنوان یک تقریب از سطح پاسخ صحیح در یک منطقه نسبتاً کوچک، مفید واقع شود. دلایل استفاده از مدل مرتبه دوم موارد زیر است:

۱- مدل مرتبه دوم بسیار انعطاف‌پذیر است و می‌تواند

طیف گسترده‌ای از توابع را در برگیرد. به همین

منظور، اغلب به عنوان یک تقریب سطح پاسخ

صحیح، به خوبی عمل خواهد کرد.

۲- محاسبه پارامترهای β به راحتی انجام خواهد

پذیرفت و برای این منظور می‌توان از روش

حداقل مربعات استفاده نمود.

۳- تجارب عملی نشان‌دهنده عملکرد مناسب مدل

¹⁰- Significant of the model

¹¹- Analysis of variance

قرار گرفتند. جدول ۷ مشخصات آماری پارامترهای ورودی و خروجی را برای پایگاه داده مورد استفاده نشان می‌دهد. جدول ۷- مشخصات آماری پارامترهای ورودی و خروجی را برای پایگاه داده مورد استفاده.

پارامتر	پارامترهای ورودی				پارامترهای خروجی	
	دما (درجه سانتی‌گراد)	زمان بارگذاری (میلی ثانیه)	درصد قیر (درصد)	درصد الیاف (گرم در تن)	مدول برجهندگی با بارگذاری نیم سینوسی	مربعی
حداکثر	۳۵	۱۰۰۰	۶/۱	۱/۵	۱۶۴۶۸	۱۳۵۱۱/۵
حداقل	-۵	۵۰	۵/۱	صفر	۳۴۰	۲۱۴/۵
میانگین	۱۵	۲۰۰	۵/۶	۰/۵	۴۵۸۳/۵	۳۱۶۴
میانگین	۱۵	۳۷۰	۵/۶	۰/۷۵	۵۸۲۵/۷۶	۴۲۹۱/۷۶
انحراف معیار	۱۴/۱۷	۳۵۲/۱۶	۰/۴۱	۰/۵۶	۴۵۷۸/۱۱	۳۵۸۶/۶۴

۵- ارزیابی مدل ساخته شده توسط RSM

تابع درجه دوم برتری بیشتری دارد (جدول ۸). این مدل علاوه بر مقدار کم p ضریب رگرسیون $0/۹۷۷$ و $0/۹۷۹$ را به ترتیب برای شکل موج بارگذاری نیم‌سینوسی و مربعی نتیجه داد. منظور از درجه آزادی رگرسیون و خطا در هر مدل به ترتیب نشان‌دهنده تعداد متغیرهای پذیرفته شده و کنار گذاشته شده به دلیل تأثیر کم آن‌ها در فرآیند پیش‌بینی از مدل کلی ساخته شده است.

در این تحقیق از سه تابع خطی، برهم‌کنش و درجه دوم به منظور توسعه مدل سطح پاسخ جهت پیش‌بینی مدول برجهندگی نمونه‌های آسفالتی مسلح شده با الیاف کورتا استفاده شده است. مقایسه نتایج نشان می‌دهد که برای هر دو شکل موج بارگذاری نیم‌سینوسی و مربعی،

جدول ۸- مقایسه مدل‌های ساخته شده برای پیش‌بینی مدول برجهندگی

شکل موج	مدل	مجموع مربعات	درجه آزادی	میانگین مربعات	F	Prob>F	R ²
نیم سینوسی	خطی	۶۰/۳۸	۴	۱۵/۱۰	۱۱۳۱/۳۴	<۰/۰۰۰۱	۰/۹۳۸۸
	برهم‌کنش (2FI)	۶۱/۰۹	۱۰	۶/۱۱	۵۴۷/۰۶	<۰/۰۰۰۱	۰/۹۴۹۸
	درجه دوم	۶۳	۱۴	۴/۵	۹۷۱/۶۱	<۰/۰۰۰۱	۰/۹۷۹۵
مربعی	خطی	۶۷/۰۶	۴	۱۶/۷۷	۱۲۲۵/۴۵	<۰/۰۰۰۱	۰/۹۴۳۲
	برهم‌کنش (2FI)	۶۸/۰۶	۱۰	۶/۸۱	۶۴۶/۴۵	<۰/۰۰۰۱	۰/۹۵۷۲
	درجه دوم	۶۹/۵۱	۱۴	۴/۹۶	۸۹۰/۵۲	<۰/۰۰۰۱	۰/۹۷۷۷

می‌تواند در پیش‌بینی مدول برجهندگی تأثیرگذار باشد. علت انتخاب این متغیرها، مقادیر کمتر از $0/۰۵$ برای پارامتر $Prob>F$ است. همچنین با توجه به مقادیر F ، درجه اهمیت هریک از متغیرها به صورت روابط (۱۰) و (۱۱) قابل بیان است. در این روابط، T دما، LT زمان بارگذاری، BC درصد قیر و KF درصد الیاف می‌باشد.

براساس جدول ۹، تحلیل واریانس نشان می‌دهد که علاوه بر تمامی متغیرهای اولیه، برهم‌کنش میان دما با زمان بارگذاری، درصد قیر و درصد الیاف، برهم‌کنش میان زمان بارگذاری با درصد قیر و درصد الیاف، برهم‌کنش میان درصد قیر و درصد الیاف، مجذور دما، مجذور زمان بارگذاری، مجذور درصد قیر و مجذور درصد الیاف نیز

(الف) پیش‌بینی مدول برجهندگی براساس شکل موج بارگذاری نیم‌سینوسی:

$$T > LT > T^2 > "T \times LT" > LT^2 > "T \times BC" > KF^2 > BC > "BC \times KF" > KF > "T \times KF" > "LT \times KF" > BC^2 > "LT \times BC" \quad (10)$$

(ب) پیش‌بینی مدول برجهندگی براساس شکل موج بارگذاری مربعی:

$$T > LT > T^2 > "T \times LT" > LT^2 > KF^2 > "BC \times KF" > BC > "T \times BC" > BC^2 > "T \times KF" > KF > "LT \times BC" > "LT \times KF" \quad (11)$$

جدول ۹- تحلیل واریانس

متغیر	نماد	مجموع مربعات	F	Prob>F	مجموع مربعات	F	Prob>F
دما	T	۵۱/۶۳	۱۱۱۴۷/۷۲	<۰/۰۰۰۱	۵۷/۹۴	۱۰۳۹۲/۶۶	<۰/۰۰۰۱
زمان بارگذاری	LT	۳/۸۱	۸۲۱/۸۸	<۰/۰۰۰۱	۴/۴۳	۷۹۴/۴۱	<۰/۰۰۰۱
درصد قیر	BC	۰/۰۵۷۸	۱۲/۴۸	۰/۰۰۰۵	۰/۰۶۸۱	۱۲/۲۱	۰/۰۰۰۶
درصد الیاف	KF	۰/۰۲۴۸	۵/۳۶	۰/۰۲۱۳	۰/۰۰۴۴	۰/۷۸۸۹	۰/۳۷۵۲
برهم‌کنش دما و زمان بارگذاری	T×LT	۰/۵۷۳۳	۱۲۳/۸	<۰/۰۰۰۱	۰/۸۴۸۸	۱۵۲/۲۴	<۰/۰۰۰۱
برهم‌کنش دما و درصد قیر	T×BC	۰/۰۷۴۱	۱۵/۹۹	<۰/۰۰۰۱	۰/۰۳۸۵	۶/۹	۰/۰۰۹۱
برهم‌کنش دما و درصد الیاف	T×KF	۰/۰۰۳۱	۰/۶۶۷	۰/۴۱۴۸	۰/۰۱	۱/۸	۰/۱۸۱۱
برهم‌کنش زمان بارگذاری و درصد قیر	LT×BC	۰/۰۰۱۲	۰/۲۵۳	۰/۶۱۵۴	۰/۰۰۹۹	۰/۱۷۰۴	۰/۶۸۰۱
برهم‌کنش زمان بارگذاری و درصد الیاف	LT×KF	۰/۰۰۲۳	۰/۵۰۳۳	۰/۴۷۸۶	۰/۰۰	۰/۰۰۶۲	۰/۹۳۷۱
برهم‌کنش درصد قیر و درصد الیاف	BC×KF	۰/۰۵۴۹	۱۱/۸۵	۰/۰۰۰۷	۰/۰۹۵۲	۱۷/۰۷	<۰/۰۰۰۱
مجذور دما	T ²	۱/۳۸	۲۹۷/۵۴	<۰/۰۰۰۱	۰/۸۸۷	۱۵۹/۱	<۰/۰۰۰۱
مجذور زمان بارگذاری	LT ²	۰/۴۶۲۹	۹۹/۹۴	<۰/۰۰۰۱	۰/۴۲۵۶	۷۶/۳۳	<۰/۰۰۰۱
مجذور درصد قیر	BC ²	۰/۰۰۱۳	۰/۲۶۹۹	۰/۶۰۳۸	۰/۰۲۴۱	۴/۳۳	۰/۰۳۸۳
مجذور درصد الیاف	KF ²	۰/۰۶۵۳	۱۴/۰۹	۰/۰۰۰۲	۰/۱۱۶۷	۲۰/۹۳	<۰/۰۰۰۱

نشان‌دهنده میزان اثرگذاری آن‌ها بر مدول برجهندگی است. جدول ۱۰ تحلیل آماری مدل RSM را نشان می‌دهد.

مدل ساخته‌شده توسط روش سطح پاسخ برای اندازه‌گیری مدول برجهندگی برای دو شکل موج بارگذاری نیم سینوسی و مربعی به ترتیب در روابط (۱۲) و (۱۳) آورده شده است. ضرایب هریک از متغیرها

$$\log(Mr) = 4.35181 - 0.00036 \cdot T - 0.00058TL - 0.13866BC + 0.43958KF - 8.79258 \times 10^{-6} T \times TL - 0.00272T \times BC + 0.00041T \times KF - 0.000014TL \times BC - 0.000014TL \times KF - 0.059276BC \times KF - 0.00041T^2 + 4.59025 \times 10^{-7} TL^2 + 0.01372BC^2 - 0.05899KF^2 \quad (12)$$

$$\log(Mr) = 6.07346 - 0.00816T - 0.00058TL - 0.79849BC + 0.55102KF - 0.00001T \times TL - 0.00196T \times BC + 0.00073T \times KF - 0.00001TL \times BC + 1.73381 \times 10^{-6}TL \times KF - 0.07805BC \times KF - 0.00033T^2 + 4.40151 \times 10^{-7}TL^2 + 0.07613BC^2 - 0.07889KF^2 \quad (13)$$

جدول ۱۰- تحلیل آماری مدل RSM

پارامترها	شکل موج بارگذاری نیم‌سینوسی	شکل موج بارگذاری مربعی
R^2	۰/۹۷۹۵	۰/۹۷۷۷
R^2 تعدیل‌شده (Adj R-Squared)	۰/۹۷۸۵	۰/۹۷۶۶
R^2 پیش‌بینی‌شده (Pred R-Squared)	۰/۹۷۷۲	۹۷۵۱
کفایت دقت (Adeq precision)	۱۱۰/۹۵۲۷	۱۰۷/۵۲۵۲
انحراف معیار	۰/۰۶۸۱	۰/۰۷۴۷
ضریب تغییر (C.V. %)	۱/۹۱	۲/۱۹

که M تعداد کل داده‌ها در هر مجموعه، h_i مقدار اندازه‌گیری شده تأمین مدول برجهندگی، t_i مقدار پیش‌بینی‌شده تأمین مدول برجهندگی، \bar{h}_i میانگین h_i و \bar{t}_i میانگین t_i است. مقادیر این پارامترها در جدول (۱۱) داده شده است. مقایسه نتایج پیش‌بینی‌شده توسط روش سطح پاسخ با مقادیر اندازه‌گیری شده برای دو شکل موج بارگذاری نیم‌سینوسی و مربعی در شکل ۳ نشان داده شده است. مقادیر بالای R^2 نشان‌دهنده دقت بالای مدل ارائه‌شده برای پیش‌بینی مدول برجهندگی است.

۶- تحلیل حساسیت

از جمله مزیت‌های روش سطح پاسخ (RSM)، بررسی تأثیرات برهم‌کنش متغیرهای ورودی مختلف بر میزان خروجی مدل است. در این تحقیق، مدل نهایی به‌دست آمده شامل برهم‌کنش میان دما با زمان بارگذاری، درصد قیر و درصد الیاف، برهم‌کنش میان زمان بارگذاری با درصد قیر و درصد الیاف و همچنین برهم‌کنش میان درصد قیر و درصد الیاف است.

شکل‌های ۴ و ۵ (الف)، تأثیر زمان بارگذاری و دما را بر مدول برجهندگی مخلوط آسفالتی به ترتیب تحت بار نیم‌سینوسی و مربعی نشان می‌دهد. همان‌گونه که انتظار می‌رود با افزایش زمان بارگذاری و دما، مقدار مدول

برای محاسبه دقت و عملکرد روش سطح پاسخ از روابط آماری زیر استفاده شد که مقادیر کمتر خطای جذر میانگین مربعات ($RMSE^{12}$)، متوسط انحراف مطلق (MAD^{13}) و متوسط درصد خطای مطلق ($MAPE^{14}$) نشان‌دهنده دقت بالاتر مدل توسعه داده‌شده خواهند بود. در واقع برای یک مدل پیش‌بینی دقیق و بدون هیچ‌گونه خطا می‌توان مقدار یک را برای R^2 و مقدار صفر را برای $RMSE$ ، MAD و $MAPE$ انتظار داشت.

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{M} \sum_{i=1}^M (h_i - t_i)^2} \quad (14)$$

$$R^2 = \left[\frac{\sum_{i=1}^M (h_i - \bar{h}_i)(t_i - \bar{t}_i)}{\sqrt{\sum_{i=1}^M (h_i - \bar{h}_i)^2 \sum_{i=1}^M (t_i - \bar{t}_i)^2}} \right]^2 \quad (15)$$

$$MAD = \frac{\sum_{i=1}^M |h_i - t_i|}{M} \quad (16)$$

$$MAPE = \frac{\sum_{i=1}^M |h_i - t_i|}{\sum_{i=1}^M h_i} \times 100 \quad (17)$$

¹²- Root-mean-square error

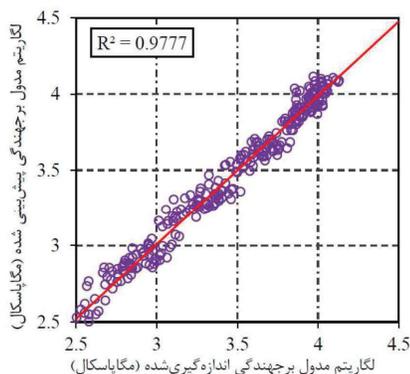
¹³- Mean Absolute Deviation

¹⁴- Mean absolute percentage error

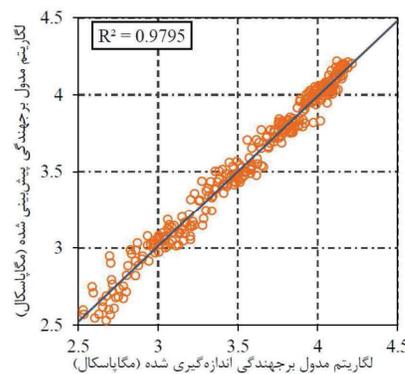
برجهندگی مخلوط‌های آسفالتی کاهش می‌یابد.

جدول ۱۱- دقت مدل RSM

مدل	R ²	RMSE	MAD	MAPE
بارگذاری نیم سینوسی	۰/۹۷۹۵	۰/۰۶۶۳۳	۰/۴۲۳۴۶	۰/۰۱۴۶۶
بارگذاری مربعی	۰/۹۷۷۷	۰/۰۷۲۷۸	۰/۴۳۶۷۲	۰/۰۱۷۲۶



(ب)



(الف)

شکل ۳- مقادیر پیش‌بینی شده و اندازه‌گیری شده توسط RSM برای شکل موج بارگذاری (الف) نیم‌سینوسی و (ب) مربعی

برجهندگی با افزایش درصد قیر، تقریباً مستقل از زمان بارگذاری است. در شکل‌های ۴ و ۵ (ه) و (و) ملاحظه می‌شود که افزایش درصد الیاف تا مقدار مشخصی باعث افزایش مدول برجهندگی می‌شود و پس از آن با افزایش درصد الیاف، مقدار مدول برجهندگی کاهش می‌یابد. درصد بهینه الیاف، تابعی از درصد قیر در مخلوط آسفالتی است. به گونه‌ای که در مخلوط‌های آسفالتی با درصد قیر بیشتر، درصد الیاف بهینه کمتر (حدود ۱ کیلوگرم در هر تن) و در مخلوط‌های با درصد قیر کمتر، درصد قیر بهینه بیشتر (حدود ۱/۵ کیلوگرم در هر تن) است.

۷- نتیجه‌گیری

نتایج این تحقیق به شرح زیر قابل بیان است:
 ۱- در این تحقیق از سه تابع درجه دوم، خطی و برهم‌کنش به منظور پیش‌بینی مدول برجهندگی مصالح آسفالتی مسلح شده با الیاف کورتا با دو شکل موج بارگذاری نیم‌سینوسی و مربعی استفاده شد که دقت مدل مبتنی بر تابع درجه دوم نسبت به سایر مدل‌ها در هر دو شکل موج

همچنین ملاحظه می‌شود که تأثیر افزایش زمان بارگذاری بر کاهش مدول برجهندگی در دماهای بالا مشهودتر است. علت این امر را می‌توان به این صورت تشریح کرد که در دماهای پایین، رفتار مخلوط‌های آسفالتی به رفتار الاستیک خطی نزدیک می‌شود و همین موضوع سبب می‌شود تا زمان بارگذاری تأثیر چندانی بر روی مدول برجهندگی و پاسخ‌های تنش- کرنش مخلوط‌های آسفالتی نداشته باشد. همچنین ملاحظه می‌شود که مقدار مدول برجهندگی تحت اثر بارگذاری مربعی کمتر از مقدار مدول برجهندگی تحت اثر بارگذاری نیم‌سینوسی است. این نتایج با نتایج به دست آمده از سایر تحقیقات سازگاری دارد.

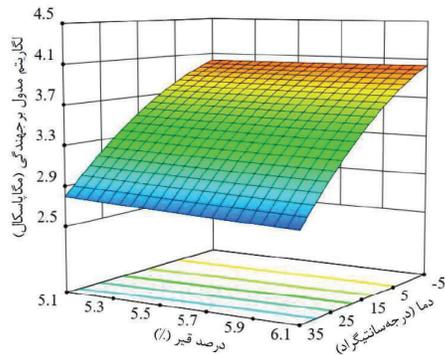
شکل‌های ۴ و ۵ (ب) و (ج) نشان می‌دهند که تأثیر درصد قیر و درصد الیاف بر روی مدول برجهندگی در مقایسه با تأثیر دما بر روی مدول برجهندگی قابل صرف‌نظر کردن است.

شکل‌های ۴ و ۵ (د) نشان می‌دهند که افزایش درصد قیر باعث کاهش مدول برجهندگی می‌شود. همچنین ملاحظه می‌شود که نرخ کاهش مدول

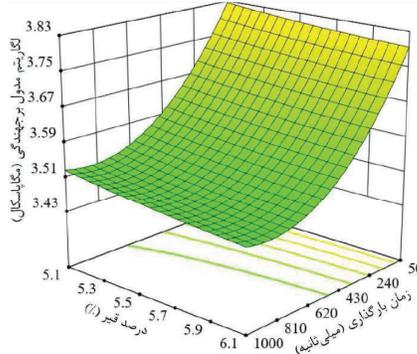
۰/۹۷۹۵ و ۰/۹۷۷۷ به‌دست آورد.

بارگذاری بیشتر شد. این مدل علاوه بر مقدار P کم

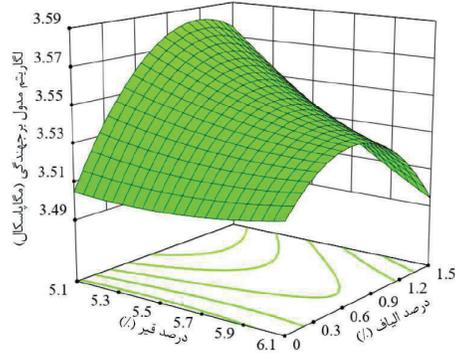
(۰/۰۰۱ < ۰) ضریب رگرسیونی به ترتیب برابر



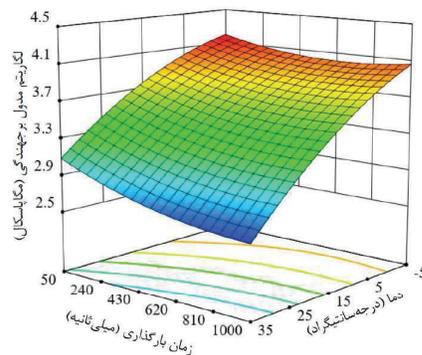
(ب) - برهم‌کنش دما و درصد قیر بر مدول برجهندگی



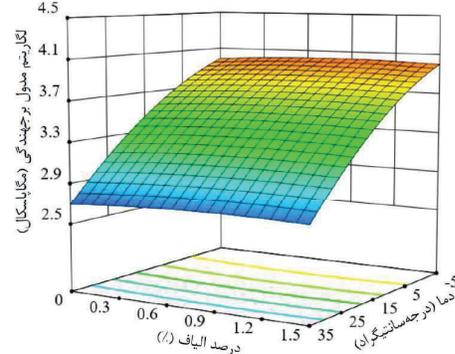
(د) - برهم‌کنش زمان بارگذاری و درصد قیر بر مدول برجهندگی



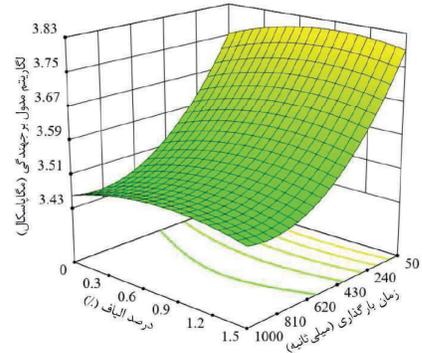
(و) - برهم‌کنش درصد قیر و درصد الیاف بر مدول برجهندگی



(الف) - برهم‌کنش دما و زمان بارگذاری بر مدول برجهندگی



(ج) - برهم‌کنش دما و درصد الیاف بر مدول برجهندگی



(ه) - برهم‌کنش زمان بارگذاری و درصد الیاف بر مدول برجهندگی

شکل ۴- برهم‌کنش پارامترهای ورودی بر مدول برجهندگی به‌دست آمده براساس شکل موج نیم‌سینوسی

مجذور درصد الیاف نیز می‌تواند در پیش‌بینی مدول برجهندگی تأثیرگذار باشد و درجه اهمیت متغیرها به‌صورت زیر است:

(الف) براساس شکل موج بارگذاری نیم‌سینوسی:

$$T > LT > T^2 > "T \times LT" > LT^2 > "T \times BC" > KF^2 > BC > "BC \times KF" > KF > "T \times KF" > "LT \times KF" > BC^2 > "LT \times BC"$$

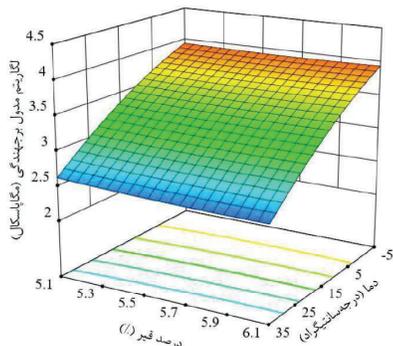
۲- مدل به‌دست آمده نشان داد که علاوه بر تمامی متغیرهای اولیه، برهم‌کنش میان دما با زمان بارگذاری، درصد قیر و درصد الیاف، برهم‌کنش میان زمان بارگذاری با درصد قیر و درصد الیاف، برهم‌کنش میان درصد قیر و درصد الیاف، مجذور دما، مجذور زمان بارگذاری، مجذور درصد قیر و

درصد قیر و KF درصد الیاف می باشد.

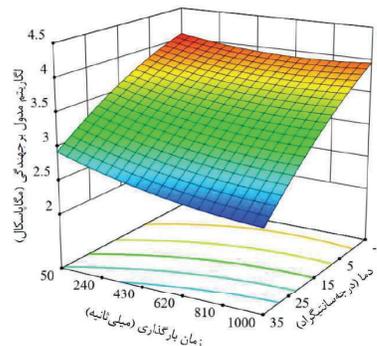
(ب) براساس شکل موج بارگذاری مربعی:

$$T > LT > T^2 > "T \times LT" > LT^2 > KF^2 > "BC \times KF" > BC > "T \times BC" > BC^2 > "T \times KF" > KF > "LT \times BC" > "LT \times KF"$$

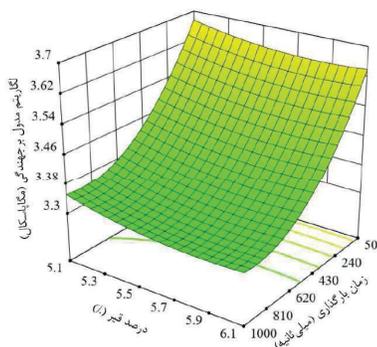
که T دمای بارگذاری، LT زمان بارگذاری، BC



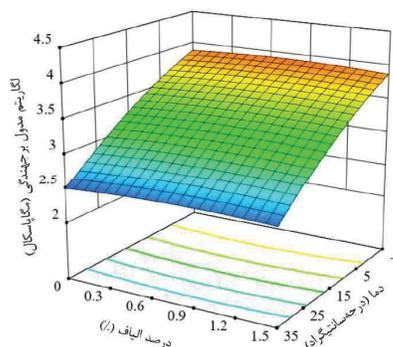
(ب)- برهم کنش دما و درصد قیر بر مدول برجهندگی



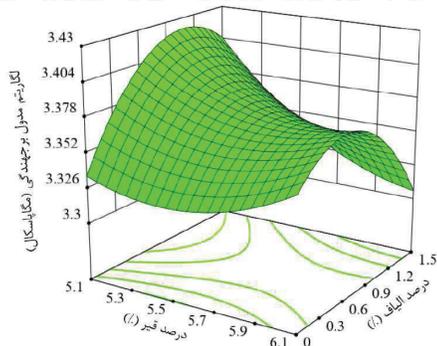
(الف)- برهم کنش دما و زمان بارگذاری بر مدول برجهندگی



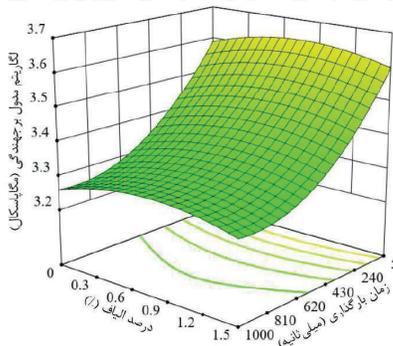
(د)- برهم کنش زمان بارگذاری و درصد قیر بر مدول برجهندگی.



(ج)- برهم کنش دما و درصد الیاف بر مدول برجهندگی.



(و)- برهم کنش درصد قیر و درصد الیاف بر مدول برجهندگی.



(ه)- برهم کنش زمان بارگذاری و درصد الیاف بر مدول برجهندگی.

شکل ۵- برهم کنش پارامترهای ورودی بر مدول برجهندگی به دست آمده براساس شکل موج مربعی

۳- مقدار R^2 پیش بینی شده (برای بارگذاری نیم سینوسی 0.9785 و برای بارگذاری مربعی 0.9766) با توجه به تفاوت کمتر از 0.001 میان آن ها بود.

۴- با افزایش زمان بارگذاری، مقدار مدول برجهندگی مقدار R^2 تعدیل یافته (برای بارگذاری نیم سینوسی 0.9795 و برای بارگذاری مربعی 0.9777) نشان دهنده سازگاری منطقی آن با مقدار R^2 تعدیل یافته (برای بارگذاری نیم

می‌یابد و نمودار آن حالت خطی دارد. این موضوع نشان می‌دهد که انعطاف‌پذیری رویه آسفالتی با افزایش درصد قیر به‌طور یکنواخت افزایش می‌یابد.

۶- افزایش درصد الیاف تا مقدار مشخصی باعث افزایش مدول برجهندگی می‌شود و سپس با افزایش درصد الیاف از مقدار بهینه مدول برجهندگی کاهش می‌یابد. با توجه به اشکال، مقدار بهینه در حدود ۰/۹ می‌باشد.

مخلوط‌های آسفالتی کاهش می‌یابد. همچنین دیده می‌شود که مقدار مدول برجهندگی تحت اثر بارگذاری مربعی کمتر از مقدار مدول برجهندگی تحت اثر بارگذاری نیم سینوسی است. با افزایش دما نیز مدول برجهندگی کم می‌شود و شیب آن در مقایسه با افزایش زمان بارگذاری بیشتر است.

۵- با افزایش دما، زمان بارگذاری یا الیاف مدول برجهندگی در اثر افزایش درصد قیر کاهش

منابع

- [1] Fang, X.-Q., Tian, J.-Y., Yang, S.-P., & Li, B.-L. (2019). "Elastic-slip interface effect on effective elastic modulus of elliptical-fiber reinforced asphalt concrete with large deformation". *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 19(3), 707-715.
- [2] Alsaif, A., Bernal, S. A., Guadagnini, M., & Pilakoutas, K. (2018). "Durability of steel fibre reinforced rubberised concrete exposed to chlorides". *Construction and Building Materials*, 188, 130-142.
- [3] Alsaif, A., Koutas, L., Bernal, S. A., Guadagnini, M., & Pilakoutas, K. (2018). "Mechanical performance of steel fibre reinforced rubberised concrete for flexible concrete pavements". *Construction and Building Materials*, 172, 533-543.
- [4] Dalhat, M., Osman, S., Alhuraish, A.-A. A., Almarshad, F. K., Qarwan, S. A., & Adesina, A. Y. (2020). "Chicken Feather fiber modified hot mix asphalt concrete: Rutting performance, durability, mechanical and volumetric properties". *Construction and Building Materials*, 239, 117849.
- [5] Luo, D., Khater, A., Yue, Y., Abdelsalam, M., Zhang, Z., Li, Y., & Iseley, D. T. (2019). "The performance of asphalt mixtures modified with lignin fiber and glass fiber: A review". *Construction and Building Materials*, 209, 377-387.
- [6] Bocci, E., & Prospero, E. (2020). "Recycling of reclaimed fibers from end-of-life tires in hot mix asphalt". *Journal of Traffic and Transportation Engineering, (English Edition)*.
- [7] Abiola, O., Kupolati, W., Sadiku, E., & Ndambuki, J. (2014). "Utilisation of natural fibre as modifier in bituminous mixes: A review". *Construction and Building Materials*, 54, 305-312.
- [8] Da Silva, L., Benta, A., & Picado-Santos, L. (2018). "Asphalt rubber concrete fabricated by the dry process: Laboratory assessment of resistance against reflection cracking". *Construction and Building Materials*, 160, 539-550.
- [9] Li, Z., Zhang, X., Fa, C., Zhang, Y., Xiong, J., & Chen, H. (2020). "Investigation on characteristics and properties of bagasse fibers: Performances of asphalt mixtures with bagasse fibers". *Construction and Building Materials*, 248, 118648.
- [10] Qin, X., Shen, A., Guo, Y., Li, Z., & Lv, Z. (2018). "Characterization of asphalt mastics reinforced with basalt fibers". *Construction and Building Materials*, 159, 508-516.
- [11] Slebi-Acevedo, C. J., Lastra-González, P., Castro-Fresno, D., & Bueno, M. (2020). "An experimental laboratory study of fiber-reinforced asphalt mortars with polyolefin-aramid and polyacrylonitrile fibers". *Construction and Building Materials*, 248, 118622.
- [12] Tanzadeh, J., & Shahrezagamasaei, R. (2017). "Laboratory assessment of hybrid fiber and nano-silica on reinforced porous asphalt mixtures". *Construction and Building Materials*, 144, 260-270.
- [13] Ziari, H., & Moniri, A. (2019). "Laboratory evaluation of the effect of synthetic Polyolefin-glass fibers on performance properties of hot mix asphalt". *Construction and Building Materials*, 213, 459-468.
- [14] Cleven, M.A., (2000). *Investigation of the properties of carbon fiber modified asphalt mixtures*, (Master's thesis, Michigan Technological University).
- [15] Wu, S., Ye, Q., & Li, N. (2008), "Investigation of rheological and fatigue properties of asphalt mixtures containing polyester fibers". *Construction and Building Materials*, 22(10), 2111-2115.
- [16] Tapkin, S. (2008), "The effect of polypropylene fibers on asphalt performance". *Building and Environment*, 43(6), 1065-1071.

- [17] Taherkhani, H., & Amini, H. (2016), "Investigating the Properties of Nylon Fiber Reinforced Asphalt Concrete". *International Journal of Science and Engineering Investigations*, 5(48). 1-6.
- [18] Putman, B.J. (2011), "Effects of fiber finish on the performance of asphalt binders and mastics". *Advances in Civil Engineering*, 2011.
- [19] Noorvand, H., Salim, R., Medina, J., Stempihar, J., & Underwood, B.S. (2018), "Effect of synthetic fiber state on mechanical performance of fiber reinforced asphalt concrete". *Transportation Research Record*, 2672(28), 42-51.
- [20] Kaloush, K. E., Biligiri, K. P., Zeiada, W. A., Rodezno, M. C., & Reed, J. X. (2010). "Evaluation of fiber-reinforced asphalt mixtures using advanced material characterization tests". *Journal of Testing and Evaluation*. 38(4), 400-411.
- [21] Fazaeli, H., Yousef, S., Pirnoun, A., & Dabiri, A. (2016). "Laboratory and field evaluation of the warm fiber reinforced high performance asphalt mixtures (case study Karaj-Chalooos Road)". *Construction and Building Materials*, 122, 273-283.
- [22] Mirabdolazimi, S., & Shafabakhsh, G. (2017), "Rutting depth prediction of hot mix asphalts modified with forta fiber using artificial neural networks and genetic programming technique". *Construction and Building Materials*, 148, 666-674.
- [23] Jaskuła, P., Stienss, M., & Szydłowski, C. (2017), "Effect of polymer fibres reinforcement on selected properties of asphalt mixtures". *Procedia Engineering*, 172, 441-448.
- [24] Underwood, B.S., & Zeiada, W. (2015), Layer Coefficient Calibration of Fiber Reinforced Asphalt Concrete Based On Mechanistic Empirical Pavement Design Guide.
- [25] Al-Qadi, I. L., Elseifi, M. A., Yoo, P. J., Dessouky, S. H., Gibson, N., Harman, T., ... & Petros, K. (2008). "Accuracy of current complex modulus selection procedure from vehicular load pulse: NCHRP Project 1-37A mechanistic-empirical pavement design guide". *Transportation research record*, 2087(1), 81-90.
- [26] Fujie Zhou, E. F., & Scullion, T. (2010). *Development, calibration, and validation of performance prediction models for the texas ME flexible pavement design system*. Report No. FHWA/TX-10/0-5798-2, Texas Department of Transportation, Research and Technology Implementation Office, PO Box 5080, Austin, Texas.
- [27] AASHTO. (1996). *Standard test method for determining the resilient modulus of bituminous mixtures by indirect tension, AASHTO designation: TP 31*, Washington DC, United States: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- [28] ASTM. (2011). *Standard test method for determining the resilient modulus of bituminous mixtures by indirect tension test, ASTM designation: D 7369*. Washington, DC, USA: ASTM International.
- [29] Hu, X., Zhou, F., Hu, S., & Walubita, L.F. (2010). "Proposed loading waveforms and loading time equations for mechanistic-empirical pavement design and analysis". *Journal of Transportation Engineering*, 136(6), 518-27.
- [30] Myers, R.H., & Montgomery, D.C. (2002). "Response Surface Methodology: process and product optimization using designed experiment". *A Wiley-Interscience Publication*.
- [31] AASHTO. (2010). *AASHTO T166: Bulk specific gravity of compacted bituminous mixtures using saturated surface-dry specimens*. Transportation Research Board, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
- [32] AASHTO. (2010). *AASHTO T245: Standard method of test for resistance to plastic flow of bituminous mixtures using Marshall Apparatus*. Transportation Research Board, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
- [33] AASHTO. (2010). *AASHTO T209: Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Hot Mix Asphalt (HMA)*. Transportation Research Board, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
- [34] Asphalt Institute. (1997). *Mix design methods, MS-2*. The Asphalt Institute manual series no. 2.
- [35] ASTM International. (1995). *ASTM D 4123: Standard Test Method for Indirect Tension Test for Resilient Modulus of Bituminous Mixtures*. West Conshohocken, PA: American Society for Testing and Materials.

پهنه‌بندی تعیین قیر مناسب براساس شاخص عملکردی (PG) در استان همدان

قیر از اجزای مهم و تأثیرگذار مخلوط آسفالتی می‌باشد که انتخاب نوع مناسب آن مطابق با شرایط آب‌وهوایی و ترافیکی هر منطقه جهت افزایش کیفیت و دوام آسفالتی اجرایی، امری ضروری می‌باشد. مطالعه براساس روش شارپ در طبقه‌بندی عملکردی قیر در سطح اطمینان‌های متفاوت می‌تواند نتایج بهینه‌ای را با لحاظ نمودن توأم شرایط فنی و اقتصادی ارائه نماید. در این تحقیق با استفاده از آمار ایستگاه‌های هواشناسی استان همدان، شاخص عملکردی به‌صورت PGXXXX در چهار سطح اطمینان ۵۰، ۸۴، ۹۸ و ۹۹/۹ درصد و با لحاظ نمودن شرایط ترافیکی در جاده‌های اصلی استان تعیین شده است. براساس نتایج حاصل شده از تحقیق، در سطوح اطمینان پایین، قیرهایی با رده‌بندی پایین‌تر پوشش بیشتری خواهند داشت و با افزایش سطح اطمینان، نقش قیرهایی با رده بالاتر، پررنگ‌تر خواهد شد و در یک سطح اطمینان مشخص اعمال شرایط ترافیکی رده قیرهای عملکردی مورد استفاده را در پهنه‌بندی افزایش خواهد داد. مطابق نتایج به‌دست آمده در سطح اطمینان ۵۰ درصد پنج نوع قیر PG58-16، PG58-22، PG64-10، PG64-16 و PG64-22 سطح استان همدان را پوشش می‌دهد. در سطح اطمینان ۸۴ درصد استفاده از سه نوع قیر PG64-16، PG64-22 و PG64-28 توصیه و در سطح اطمینان ۹۸ درصد سه نوع قیر PG64-16، PG64-22 و PG64-28 کاربرد دارد. همچنین بررسی نتایج در سطح اطمینان ۹۹/۹ درصد نشان داد که از چهار نوع قیر PG64-16، PG64-22، PG64-28 و PG64-34 در سطح این استان جهت تولید آسفالت باید استفاده نمود.

واژگان کلیدی: قیر، شاخص عملکردی، روسازی، روش شارپ، سطح اطمینان.

محمد رضا پیرمحمدی

دانشکده عمران، معماری و هنر،
دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم
و تحقیقات، تهران.
پست الکترونیک:
mr.ce62@gmail.com

سجاد رضائی*

دانشکده مهندسی عمران،
مؤسسه آموزش عالی پویش، قم.
پست الکترونیک:
rezaei@pooyesh.ac.ir

پرهام حیاتی

دانشکده عمران، معماری و هنر،
دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم
و تحقیقات، تهران.
پست الکترونیک:
p.hayati@srbiau.ac.ir

۱-مقدمه

مؤسسه شارپ^۱ جهت تعیین نوع قیر به‌عنوان روشی مرسوم و مورد تأیید در بسیاری از کشورها به‌کار می‌رود. استفاده از شاخص عملکردی در انتخاب قیر می‌تواند کمک شایانی به افزایش کیفیت و ماندگاری آسفالت‌های تولید شده نماید و همچنین هزینه‌های تعمیر و نگهداری در این حوزه را کاهش دهد. در سال ۱۹۸۷ میلادی در آمریکا پروژه‌ای به نام شارپ با برنامه تحقیقات استراتژیک بزرگراه‌ها با بودجه‌ای ۵۰ میلیون دلاری تعریف شد که هدف آن ایجاد روش جدیدی برای طبقه‌بندی قیر و پیش‌بینی عملکرد آن در روسازی آسفالتی بود. هدف

شرایط آب‌وهوایی و ترافیک از مهم‌ترین عوامل تأثیرگذار بر عملکرد روسازی‌های آسفالتی می‌باشد. با توجه به نقش مؤثر قیر در کیفیت و دوام مخلوط آسفالتی، تعیین نوع قیر براساس شرایط آب‌وهوایی و ترافیکی هر منطقه، امری ضروری می‌باشد. روش شاخص عملکردی

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۸/۰۵/۰۵، بازنگری ۱۳۹۸/۰۸/۱۸، پذیرش ۱۳۹۸/۰۹/۲۶.
DOI: 10.22091/cer.2019.4664.1161 شناسه دیجیتال

^۱-SHRP

نهایی از این مطالعات، محدود کردن خرابی‌های اصلی روسازی‌های آسفالتی شامل تغییرشکل‌های دائمی، ترک‌های ناشی از خستگی و ترک‌های ناشی از دمای پایین بود. این روش جدید در طبقه‌بندی قیر با نام طبقه‌بندی براساس عملکرد، مبتنی بر رفتار کامل قیر و شناخت کافی از ویژگی‌های عملکردی آن است. پس از ارائه این روش توسط مؤسسه شارپ، تاکنون پروژه‌ها و تحقیقات فراوانی در اکثر کشورهای دنیا صورت گرفته است. در کشور ما نیز در این خصوص، مطالعات کلی در سطح کشور و همچنین به‌صورت موردی در برخی استان‌ها صورت گرفته است که این مطالعات بر مبنای داده‌های ایستگاه‌های هواشناسی متمرکز در شهرها انجام شده است، اما در این پژوهش، علاوه بر ایستگاه‌های ثابت، پهنه‌بندی در طول جاده‌های اصلی استان همدان نیز گسترش یافته است. همچنین در تحقیق حاضر، با جمع‌آوری و تحلیل داده‌های ترافیکی، تأثیر آنها بر پهنه‌بندی اعمال شده است. در ادامه، به چند مورد از پژوهش‌های صورت گرفته در این حوزه اشاره می‌گردد. روح‌الامینی و همکاران، در تحقیقی به پهنه‌بندی تعیین قیر عملکردی در سطح کشور با استفاده از داده‌های هواشناسی ۹۶ ایستگاه در سطح کشور پرداختند. براساس نتایج این تحقیق، نوع قیر عملکردی هر ایستگاه در سطح اطمینان ۹۸ درصد مشخص شده و نقشه پهنه‌بندی نظیر آن در سطح کشور با استفاده از نرم‌افزار GIS تهیه گردید [۱]. کلانتر در پژوهشی، پهنه‌بندی آب‌وهوایی تعیین نوع قیر را در سطح استان سیستان و بلوچستان با استفاده از آمار ۹ ایستگاه هواشناسی مورد مطالعه قرار داد. نتایج به‌دست آمده از این تحقیق نشان داد که چه نوع قیر عملکردی جهت استفاده در هر منطقه (ایستگاه هواشناسی) مناسب می‌باشد. همچنین براساس نتایج ارائه شده در این تحقیق مشخص گردیده که استفاده از قیر پایه ۶۰/۷۰ و ۸۵/۱۰۰ جهت استان سیستان و بلوچستان مناسب نبوده و در مناطق سطح این استان باید از قیر پایه ۴۰/۵۰ استفاده نمود [۲]. داوری و همکاران، در تحقیقی

پهنه‌بندی آب‌وهوایی استان آذربایجان شرقی برای استفاده از قیر مناسب براساس شاخص عملکردی را در سطح اطمینان ۹۸ درصد مورد بررسی قرار دادند. با توجه به روابط شارپ، نوع قیر عملکردی برای هر ایستگاه، به‌دست آمده و براساس آن نقشه پهنه‌بندی جغرافیایی استان آذربایجان شرقی بر مبنای شاخص عملکردی برای ایستگاه‌های هواشناسی مورد مطالعه، ترسیم گردیده است. براساس نتایج به‌دست آمده از این تحقیق، قیر PG64-16 برای بیشتر نقاط استان آذربایجان شرقی شامل مناطق شمال و جنوب‌غربی و مناطق مرکزی مناسب می‌باشد. همچنین برای مناطق شرقی این استان، قیر PG58-16 مناسب می‌باشد [۳]. مارک‌پستولا^۲ و همکاران در دانشگاه فناوری گدانسک لهستان در تحقیقی به آنالیز منطقه‌بندی آب‌وهوایی لهستان برای طبقه‌بندی قیر براساس روش عملکردی در سه سطح اطمینان ۵۰، ۸۰ و ۹۸ درصد پرداختند. طبق نتایج حاصل شده از این تحقیق، قیر مناسب با مناطق آب‌وهوایی لهستان و میزان سطح خدمت جاده‌ها پیشنهاد شد و نقشه‌هایی پهنه‌بندی انتخاب نوع قیر عملکردی ترسیم گردید [۴]. در تحقیقی دیگر، پهنه‌بندی آب‌وهوایی کشور عراق جهت طراحی مخلوط آسفالتی مورد بررسی و مطالعه قرار گرفت. در این پژوهش با استفاده از آمار ۴۸ ایستگاه هواشناسی پراکنده شده در سطح کشور عراق با استفاده از روش شاخص عملکردی نوع قیر عملکردی در هر ایستگاه مشخص گردید. براساس نتایج، مشخص شد که قیرهای عملکردی PG70-10 و PG76-10 بیش از ۷۰ درصد سطح عراق را پوشش می‌دهد [۵]. جونگ سوب لی^۳ و همکارانش در مؤسسه تحقیقات شرکت بزرگراه‌های کره جنوبی، در تحقیقی به درجه‌بندی عملکردی قیر در کره شمالی جهت طراحی مخلوط آسفالتی پرداختند. در این تحقیق از داده‌های هواشناسی ۲۶ ساله در ۲۷ ایستگاه در شهرهای

²- Marek Pszczoła

³- Jong-Sub Lee

۵۰ درصد می‌باشد. شارپ به طراحان اجازه تعیین درجه ریسک در دمای بالا و پایین روسازی را با استفاده از قیرهای مختلف می‌دهد، به نحوی که درصد اطمینان بالاتر به معنای ریسک کمتر است.

میانگین به‌دست آمده از دمای حداکثر هفت روز گرم سال (T_{max}) و کمترین دمای سال (T_{min}) برای رسیدن به درصد اطمینان مورد نظر x ، از انحراف معیار^۴ (σ)، مطابق روابط (۱) و (۲) حاصل می‌شود [۷]:

$$T_{min(x\%)} = T_{min(50\%)} - n\sigma_{LowTemp} \quad (1)$$

$$T_{max(x\%)} = T_{max(50\%)} + n\sigma_{HighTemp} \quad (2)$$

در این روابط، $T_{min(50\%)}$ کمترین دما سال در سطح اطمینان ۵۰ درصد، $T_{max(50\%)}$ دمای حداکثر هفت روز گرم سال در سطح اطمینان ۵۰ درصد، $\sigma_{LowTemp}$ انحراف معیار دمای پایین، $\sigma_{HighTemp}$ انحراف معیار دمای بالا و n ضریب انحراف معیار (که با توجه به سطح اطمینان از روابط آماری محاسبه می‌گردد) می‌باشد.

در روش شارپ، دمای بالای طراحی جاده در عمق ۲۰ میلیمتر سطح روسازی تعریف می‌شود. دمای حداکثر روسازی با استفاده از رابطه (۳) و بر مبنای میانگین بیشترین دمای هفت روز متوالی در سال و عرض جغرافیایی منطقه به‌دست می‌آید [۸].

$$T_{20mm} = (T_{air} - 0.00618Lat^2 + 0.2289Lat + 42.2) \times (0.9545) - 17.78 \quad (3)$$

در رابطه ذکر شده T_{20mm} حداکثر دمای طرح روسازی در عمق ۲۰ میلیمتری از سطح راه برحسب درجه سانتی‌گراد، T_{air} میانگین حداکثر دمای هفت روز متوالی برحسب درجه سانتی‌گراد و Lat عرض جغرافیایی محل پروژه برحسب درجه می‌باشد.

کره شمالی استفاده شده است. در این تحقیق، پهنه‌بندی در دو سطح اطمینان ۵۰ و ۹۸ درصد صورت گرفته و بر پایه تجزیه و تحلیل‌های مبتنی بر روابط شارپ نوع قیر عملکردی در ایستگاه‌های مورد مطالعه به‌دست آمده و نقشه‌های تعیین نوع قیر عملکردی ترسیم شده است. مطابق نتایج حاصل، قیرهای عملکردی PG58-22 و PG58-28 اکثر مناطق کره شمالی را پوشش می‌دهند [۶].

در این پژوهش، با استفاده از شرایط آب‌وهوایی و اعمال شرایط ترافیکی در محورهای اصلی استان همدان با در نظر گرفتن قابلیت سطح اطمینان، طبقه‌بندی عملکردی صورت گرفته و نقشه پهنه‌بندی آب‌وهوایی جهت انتخاب نوع قیر براساس شاخص عملکردی با استفاده از نرم افزار ArcGIS ترسیم خواهد شد.

۲- روش تحقیق

در روش شارپ، درجه عملکردی قیر براساس دمای حداقل و حداکثر روسازی و شرایط ترافیکی محل مورد مطالعه تعیین می‌شود. دمای حداقل و حداکثر روسازی بر پایه دمای حداقل و حداکثر محیط (برای ایستگاه‌های هواشناسی با آمار حداقل ۲۰ ساله) و با استفاده از روابط شارپ محاسبه می‌شود. برای تعیین حداکثر دمای هر منطقه، حداکثر دمای روزهای سال تعیین شده و از روی آن هفت گرم‌ترین روز پیوسته سال مشخص می‌گردد. این روند برای تمام سال‌های آماری انجام شده و میانگین دمای حداکثر هفت روز از گرم‌ترین روز هوا در هر سال به‌دست آمده و سپس انحراف معیار آن محاسبه می‌گردد [۷]. برای تعیین حداقل دمای هر منطقه، حداقل دمای سردترین روز سال تعیین شده و این روند برای تمام سال‌های آماری انجام گرفته و سپس میانگین و انحراف معیار کمترین دما در این سال‌ها مشخص می‌گردد. میانگین دماهای به‌دست آمده از حداکثر هفت روز از گرم‌ترین روز پیوسته و حداقل دمای سال دارای اطمینان

⁴- Standard Deviation

برخی از ایستگاه‌های هواشناسی که آمار کمتر از ۲۰ سال وجود دارد و توزیع داده‌ها از توزیع نرمال^۶ تبعیت نمی‌کند، با توجه به تعداد سال‌هایی که آمار وجود دارد از توزیع تی^۷ استفاده خواهد شد که تقریب مناسبی برای توزیع نرمال می‌باشد [۱۲].

۲-۲- محاسبه میانگین و انحراف معیار دمای حداکثر هفت گرم‌ترین روز هوا و دمای حداقل سالانه هوا

با ثبت داده‌های آماری در نرم‌افزار اکسل، حداکثر دمای روزهای سال تعیین شده و از روی آن هفت گرم‌ترین روز پیوسته سال مشخص می‌گردد، همچنین حداقل دمای سردترین روز سال تعیین می‌شود. این روند برای تمام سال‌های آماری انجام شده و میانگین دمای حداکثر هفت گرم‌ترین روز هوا در هر سال و میانگین کمترین دما در این سال‌ها مشخص و سپس انحراف معیار این دماها محاسبه می‌گردد.

۲-۳- تعیین ایستگاه‌های ثانویه در طول جاده‌های اصلی استان همدان و محاسبه حداقل و حداکثر دما با استفاده از روابط میان دما و ارتفاع

ایستگاه‌های هواشناسی محدودی در سطح استان و به‌صورت متمرکز در مراکز شهرستان‌ها وجود دارد که از اطلاعات آنها جهت پهنه‌بندی استفاده می‌گردد. لذا جهت بسط پهنه‌بندی دقیق‌تر در طول محورهای اصلی سطح استان همدان نقاطی به‌صورت ایستگاه‌های ثانویه مشخص شده و براساس مختصات جغرافیایی و رابطه بین تغییر دما و ارتفاع، دمای هوای حداقل و حداکثر در هر نقطه محاسبه می‌گردد [۱۳].

۲-۴- تبدیل دمای حداکثر و حداقل ایستگاه‌ها به دمای حداکثر و حداقل روسازی

دمای حداقل طراحی جاده در سطح روسازی تعریف می‌شود. این دما با استفاده از رابطه (۴) و بر مبنای کمترین دمای هوا به دست می‌آید.

$$T_{sur} = 1.7 + 0.859 T_{air} \quad (4)$$

در این رابطه، T_{sur} حداقل دمای روسازی در سطح راه و T_{air} حداقل دمای هوا برحسب درجه سانتی‌گراد می‌باشد [۸].

شرایط ترافیکی شامل نوع و میزان آمدوشد، حالات بارگذاری و تعداد کل محورهای معادل استاندارد ۸/۲ تنی هم‌ارز آمدوشد در انتخاب نوع قیر تأثیرگذار هستند. در روش روسازی ممتاز^۵، وقتی میزان آمدوشد برحسب تعداد محورهای استاندارد، بیشتر از ۱۰ میلیون باشد، طراح باید انتخاب قیر را با یک درجه افزایش مورد بررسی و مطالعه قرار دهد و در شرایطی که این عدد به ۳۰ میلیون افزایش یابد، نوع قیر باید یک درجه سفت‌تر باشد. بر مبنای تحقیقات شارپ، قیر مصرفی با این شرایط تعیین می‌شود که مخلوط آسفالتی، تحت بارگذاری سریع است. در حالت بارگذاری کند مانند آمدوشد در تقاطع‌ها، ایستگاه‌های اخذ عوارض، عبور از شیب‌های تند و طولانی و به‌طور کلی آمدوشد با سرعت کم و کنترل‌شده، قیر انتخابی باید از سفتی بیشتری برخوردار باشد. البته در مواردی که سرعت بارگذاری خیلی کند باشد، انتخاب قیر حتی با دو درجه بالاتر نیز توصیه می‌شود [۹ و ۱۰]. مراحل انجام این تحقیق جهت تعیین قیر عملکردی در سطح استان همدان به شرح ذیل می‌باشد.

۲-۱- تهیه داده‌های هواشناسی

با مراجعه به سازمان هواشناسی کل کشور آمار ۲۰ ساله مربوط به دمای حداقل و حداکثر روزانه ۹ ایستگاه هواشناسی استان همدان دریافت شده است [۱۱]. در

⁶- Normal Distribution

⁷- Student's t-distribution

⁵- Superpave

$$r=10^A - 1 \quad (5)$$

که در این رابطه، r نرخ رشد سالیانه ترافیک و A شیب خط برازش می‌باشد. براساس روش ارائه شده مؤسسه آشتو، کل ترافیک عبوری از راه در دوره طرح با تعداد معینی محور استاندارد $8/2$ تنی طبق رابطه (۶) معادل خواهد شد [۹].

$$ESAL_n = EAL \times \frac{(1+r)^n - 1}{r} \quad (6)$$

در این رابطه، $ESAL_n$ تعداد کل ترافیک (یا محورهای هم‌ارز) در n سال دوره طرح، EAL تعداد کل ترافیک (یا محورهای هم‌ارز) در سال اول طرح، r نرخ رشد سالیانه ترافیک و n دوره طرح برحسب سال می‌باشد.

۲-۷- تهیه نقشه پهنه‌بندی آب‌وهوایی استان همدان براساس شاخص عملکردی قیر در سطح اطمینان‌های مورد مطالعه

با استفاده از نرم‌افزار ArcGIS و نتایج به‌دست آمده از مراحل پهنه‌بندی آب‌وهوایی برای ایستگاه‌های هواشناسی استان و همچنین ایستگاه‌های منتخب در طول محورهای اصلی استان همدان، شامل مختصات جغرافیایی ایستگاه‌ها، دمای حداقل و حداکثر روسازی و نوع قیر عملکردی به‌دست آمده، نقشه‌های پهنه‌بندی قیر عملکردی در سطح استان همدان تهیه و ارائه می‌گردد.

۳- ارائه نتایج و تحلیل آن

در شکل ۱، موقعیت ایستگاه‌های اصلی و فرعی مورد مطالعه این تحقیق، نمایش داده شده است. نتایج حاصل از پهنه‌بندی صرفاً براساس شرایط آب‌وهوایی در ایستگاه‌های مورد مطالعه در سطح استان همدان در جدول‌های ۱ و ۲ ارائه شده است.

در جدول ۱ براساس داده‌های هواشناسی گردآوری شده از ایستگاه‌های هواشناسی استان همدان و بر پایه

دمای حداکثر روسازی با استفاده از رابطه (۳) و بر مبنای میانگین بیشترین دمای هفت روز متوالی در سال و عرض جغرافیایی منطقه به‌دست می‌آید. همچنین دمای حداقل روسازی با استفاده از رابطه (۴) و بر مبنای کمترین دمای هوا به‌دست می‌آید [۸].

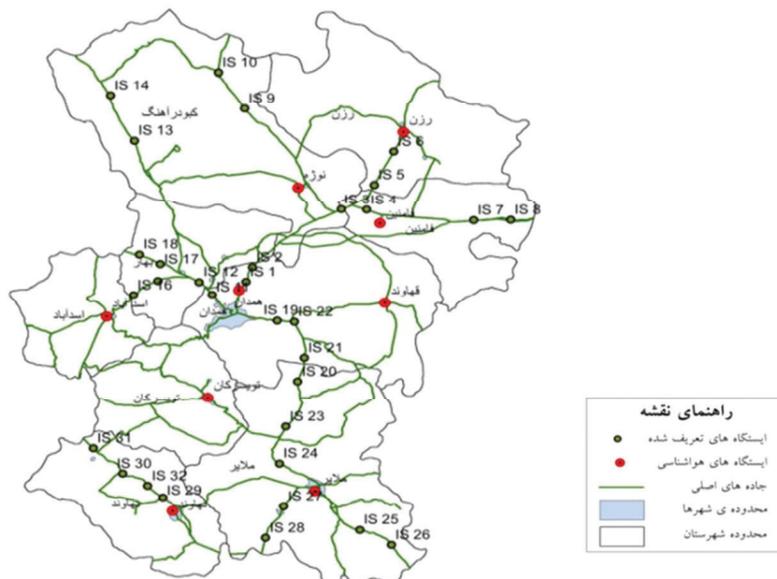
۲-۵- تعیین شاخص عملکردی ایستگاه‌ها براساس حداقل و حداکثر دمای روسازی در چهار سطح اطمینان ۵۰، ۸۴، ۹۸ و ۹۹/۹ درصد

روش شارپ برای پهنه‌بندی عملکردی قیر، دارای گام یا فواصل ۶ درجه‌ای می‌باشد. دمای حداکثر و حداقل روسازی که از روابط (۳) و (۴) به‌دست می‌آید، به درجات استاندارد PG تبدیل می‌شود، به‌طوری که شاخص عملکردی هر ایستگاه به‌صورت PG XXYY بیان می‌شود [۹]. برای ایستگاه‌های مورد نظر در این تحقیق، براساس داده‌های موجود و روابط شارپ دمای حداکثر روسازی و دمای حداقل روسازی محاسبه شده و براساس آن شاخص عملکردی در چهار سطح اطمینان ۵۰، ۸۴، ۹۸ و ۹۹/۹ درصد به‌دست می‌آید.

۲-۶- محاسبه تعداد محورهای معادل استاندارد (۸۰KN) در جاده‌های اصلی استان همدان جهت تأثیر شرایط ترافیکی بر روی انتخاب نوع قیر PG

جهت محاسبه تعداد محورهای هم‌ارز در دوره طرح، ابتدا اطلاعات تردد شماره‌های سطح استان همدان در پنج سال گذشته گردآوری شده است. این اطلاعات در پنج کلاس خودروهای سبک تا سنگین دسته‌بندی و به‌صورت سالانه استخراج می‌گردد. براساس این آمار و با استفاده از روش رگرسیون نرخ رشد سالیانه ترافیک در هر محور محاسبه می‌شود. بدین منظور، در نرم‌افزار SPSS پس از ترسیم نمودار لگاریتم تعداد وسیله نقلیه نسبت به زمان (برحسب سال)، بهترین خط برازش مشخص و با استفاده از رابطه (۵) مقدار نرخ رشد سالیانه ترافیک محاسبه می‌شود [۹].

روابط شارپ، نوع قیر عملکردی در هر ایستگاه در چهار سطح اطمینان ۵۰، ۸۴، ۹۸ و ۹۹/۹ درصد مشخص گردیده است.



شکل ۱- موقعیت ایستگاه‌های هواشناسی و ایستگاه‌های تعریف شده بر روی نقشه استان همدان

قیر عملکردی براساس شرایط آب و هوایی در محیط نرم‌افزار ArcGIS تهیه و در شکل ۲ نمایش داده شده است.

نتایج حاصل شده از پهنه‌بندی که در جدول‌های ۱ و ۲ ذکر شده است با جدول مشخصات قیر براساس عملکرد (جدول ۱۴-۲) نشریه ۱۰۱ [۱۰]، مطابقت و هم‌خوانی داشته و صحت محاسبات کنترل گردیده است.

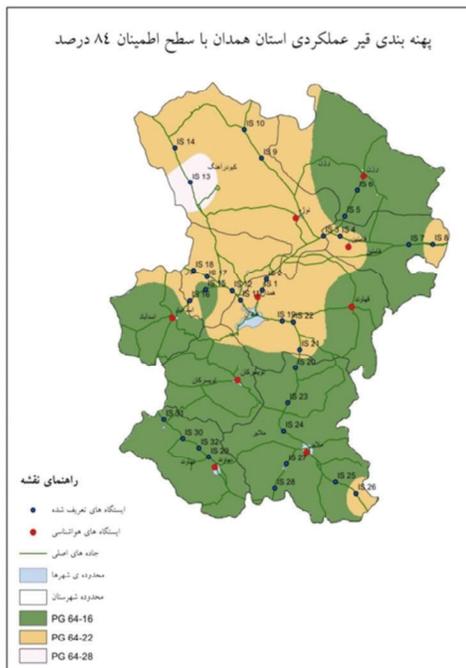
همان‌گونه که در جدول ۱ قابل مشاهده است با بالا رفتن سطح اطمینان، قیرهای عملکردی با رده بالاتر برای ایستگاه‌های مورد مطالعه حاصل شده است. همچنین در جدول ۲، این نتایج در سطح اطمینان‌های مورد مطالعه برای ایستگاه‌های تعریف شده در طول محورهای اصلی ارائه شده است. با استفاده از نتایج حاصل شده در ایستگاه‌های مورد مطالعه، نقشه‌های پهنه‌بندی تعیین نوع

جدول ۱- نوع قیر عملکردی (PG) در ایستگاه‌های هواشناسی استان همدان در سطح اطمینان‌های مورد مطالعه

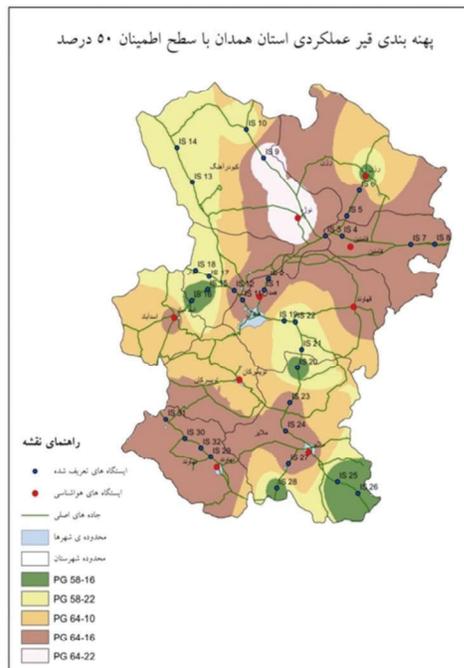
ایستگاه	سطح اطمینان ۵۰ درصد			سطح اطمینان ۸۴ درصد			سطح اطمینان ۹۸ درصد			سطح اطمینان ۹۹/۹ درصد		
	PG	T (MIN)	T (MAX)	PG	T (MIN)	T (MAX)	PG	T (MIN)	T (MAX)	PG	T (MIN)	T (MAX)
همدان	۶۴-۱۶	-۱۵/۷۲	۵۸/۱۶	۶۴-۲۲	-۱۹/۳۰	۵۹/۳۱	۶۴-۲۸	-۲۲/۸۸	۶۰/۲۱	۶۴-۲۸	-۲۶/۴۶	۶۱/۱۱
ملایر	۶۴-۱۶	-۱۲/۰۵	۵۸/۶۷	۶۴-۱۶	-۱۴/۶۵	۵۹/۶۰	۶۴-۲۲	-۱۷/۲۵	۶۰/۵۲	۶۴-۲۲	-۱۹/۸۴	۶۱/۴۵
نهادوند	۶۴-۱۶	-۱۱/۶۷	۵۸/۹۰	۶۴-۱۶	-۱۴/۳۲	۵۹/۷۶	۶۴-۲۲	-۱۶/۹۷	۶۰/۶۳	۶۴-۲۲	-۱۹/۶۳	۶۱/۵۰
نوزه	۶۴-۲۲	-۱۶/۵۸	۵۸/۶۰	۶۴-۲۲	-۲۰/۸۵	۵۹/۶۹	۶۴-۲۸	-۲۴/۸۵	۶۰/۷۷	۶۴-۲۴	-۲۸/۸۵	۶۱/۸۶
تویسرکان	۶۴-۱۰	-۹/۹۱	۵۸/۱۷	۶۴-۱۶	-۱۱/۹۲	۵۸/۹۶	۶۴-۱۶	-۱۳/۹۳	۵۹/۷۶	۶۴-۱۶	-۱۵/۹۵	۶۰/۵۵
رزن	۶۴-۱۶	-۱۳/۶۰	۵۷/۷۷	۶۴-۱۶	-۱۵/۴۱	۵۹/۰۹	۶۴-۲۲	-۱۷/۲۲	۶۰/۴۱	۶۴-۲۲	-۱۹/۰۲	۶۱/۷۴
اسدآباد	۶۴-۱۶	-۱۲/۹۰	۵۸/۵۸	۶۴-۱۶	-۱۴/۴۸	۵۹/۷۸	۶۴-۲۲	-۱۶/۰۷	۶۰/۹۸	۶۴-۲۲	-۱۷/۶۵	۶۲/۱۹
فامنین	۶۴-۱۶	-۱۳/۹۱	۵۹/۱۲	۶۴-۲۲	-۱۶/۰۲	۶۰/۱۹	۶۴-۲۲	-۱۸/۱۳	۶۱/۲۵	۶۴-۲۲	-۲۰/۲۵	۶۲/۳۱
قهاوند	۶۴-۱۶	-۱۳/۵۰	۵۹/۰۳	۶۴-۱۶	-۱۵/۶۸	۶۰/۲۵	۶۴-۲۲	-۱۷/۸۶	۶۱/۴۶	۶۴-۲۲	-۲۰/۰۴	۶۲/۶۷

جدول ۲- نوع قیر عملکردی (PG) در ایستگاه‌های تعریف شده در محورهای اصلی در سطح اطمینان‌های مورد مطالعه

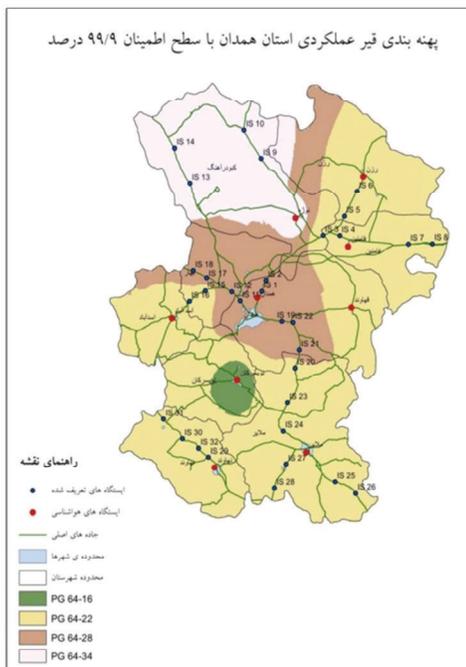
سطح اطمینان ۹۹/۹ درصد			سطح اطمینان ۹۸ درصد			سطح اطمینان ۸۴ درصد			سطح اطمینان ۵۰ درصد			شماره ایستگاه
PG	T (MIN)	T (MAX)	PG	T (MIN)	T (MAX)	PG	T (MIN)	T (MAX)	PG	T (MIN)	T (MAX)	
۶۴-۲۸	-۲۶/۳۶	۶۱/۲۲	۶۴-۲۸	-۲۲/۷۸	۶۰/۳۱	۶۴-۲۲	-۱۹/۲۰	۵۹/۴۲	۶۴-۱۶	-۱۵/۶۱	۵۸/۵۲	۱
۶۴-۲۸	-۲۶/۳۷	۶۱/۲۰	۶۴-۲۸	-۲۲/۷۹	۶۰/۲۹	۶۴-۲۲	-۱۹/۲۱	۵۹/۳۹	۶۴-۱۶	-۱۵/۶۳	۵۸/۵۰	۲
۶۴-۲۲	-۲۰/۲۸	۶۲/۲۷	۶۴-۲۲	-۱۸/۱۶	۶۱/۲۰	۶۴-۲۲	-۱۶/۰۵	۶۰/۱۴	۶۴-۱۶	-۱۳/۹۴	۵۹/۰۹	۳
۶۴-۲۲	-۲۰/۲۹	۶۲/۲۵	۶۴-۲۲	-۱۸/۱۸	۶۱/۱۸	۶۴-۲۲	-۱۶/۰۷	۶۰/۱۳	۶۴-۱۶	-۱۳/۹۶	۵۹/۰۷	۴
۶۴-۲۲	-۱۸/۳۸	۶۲/۴۹	۶۴-۲۲	-۱۶/۵۸	۶۱/۱۶	۶۴-۱۶	-۱۴/۷۷	۵۹/۸۵	۶۴-۱۶	-۱۲/۹۷	۵۸/۵۲	۵
۶۴-۲۲	-۱۸/۶۳	۶۲/۱۹	۶۴-۲۲	-۱۶/۸۳	۶۰/۸۶	۶۴-۱۶	-۱۵/۰۲	۵۹/۵۴	۶۴-۱۶	-۱۳/۲۲	۵۸/۲۱	۶
۶۴-۲۲	-۲۰/۰۵	۶۲/۵۳	۶۴-۲۲	-۱۷/۹۴	۶۴/۴۶	۶۴-۱۶	-۱۵/۸۲	۶۰/۴۰	۶۴-۱۶	-۱۳/۷۱	۵۹/۳۴	۷
۶۴-۲۲	-۲۰/۳۹	۶۲/۱۵	۶۴-۲۲	-۱۸/۲۸	۶۱/۰۸	۶۴-۲۲	-۱۶/۱۷	۶۰/۰۲	۶۴-۱۶	-۱۴/۰۵	۵۸/۹۶	۸
۶۴-۲۴	-۲۹/۲۵	۶۱/۳۸	۶۴-۲۸	-۲۵/۲۴	۶۰/۳۰	۶۴-۲۲	-۲۱/۲۵	۵۹/۲۱	۶۴-۲۲	-۱۷/۲۵	۵۸/۱۲	۹
۶۴-۲۴	-۲۹/۴۸	۶۱/۱۰	۶۴-۲۸	-۲۵/۴۷	۶۰/۰۲	۶۴-۲۲	-۲۱/۴۸	۵۸/۹۳	۵۸-۲۲	-۱۷/۴۸	۵۷/۸۴	۱۰
۶۴-۲۸	-۲۶/۵۱	۶۱/۰۷	۶۴-۲۸	-۲۲/۹۲	۶۰/۱۶	۶۴-۲۲	-۱۹/۳۴	۵۹/۲۶	۶۴-۱۶	-۱۵/۷۶	۵۸/۳۷	۱۱
۶۴-۲۸	-۲۶/۵۴	۶۱/۰۲	۶۴-۲۸	-۲۲/۹۶	۶۰/۱۲	۶۴-۲۲	-۱۹/۳۸	۵۹/۲۲	۶۴-۱۶	-۱۵/۷۹	۵۸/۳۲	۱۲
۶۴-۲۴	-۳۰/۵۶	۵۹/۹۳	۶۴-۲۸	-۲۶/۵۶	۵۸/۸۵	۶۴-۲۸	-۲۲/۵۷	۵۸/۰۰	۵۸-۲۲	-۱۸/۵۶	۵۶/۶۸	۱۳
۶۴-۲۴	۲۲/۹۹	۶۰/۵۵	۶۴-۲۸	-۲۵/۹۹	۵۹/۴۷	۶۴-۲۲	-۲۱/۹۹	۵۸/۳۸	۵۸-۲۲	-۱۷/۹۹	۵۷/۲۹	۱۴
۶۴-۲۲	-۱۸/۵۷	۶۱/۰۳	۶۴-۲۲	-۱۶/۹۹	۵۹/۸۲	۶۴-۱۶	-۱۵/۴۱	۵۸/۶۱	۵۸-۱۶	-۱۳/۸۳	۵۷/۴۱	۱۵
۶۴-۲۲	-۱۹/۳۸	۶۰/۱۴	۶۴-۲۲	-۱۷/۸۰	۵۸/۹۴	۶۴-۲۲	۱۶/۲۱	۵۷/۷۳	۵۸-۱۶	-۱۴/۶۳	۵۶/۵۳	۱۶
۶۴-۲۸	-۲۶/۸۷	۶۰/۶۴	۶۴-۲۸	-۲۳/۲۹	۵۹/۷۳	۶۴-۲۲	-۱۹/۷۱	۵۸/۸۴	۵۸-۲۲	-۱۶/۱۳	۵۷/۹۴	۱۷
۶۴-۲۸	-۲۷/۴۵	۶۰/۰۰	۶۴-۲۸	-۲۳/۸۷	۵۹/۰۹	۶۴-۲۲	-۲۰/۲۹	۵۸/۱۹	۵۸-۲۲	-۱۶/۷۰	۵۷/۲۹	۱۸
۶۴-۲۸	-۲۷/۰۹	۶۰/۴۴	۶۴-۲۸	-۲۳/۵۰	۵۹/۵۳	۶۴-۲۲	-۱۹/۹۲	۵۸/۶۳	۵۸-۲۲	-۱۶/۳۴	۵۷/۷۳	۱۹
۶۴-۲۲	-۲۱/۰۳	۶۰/۰۶	۶۴-۲۲	-۱۸/۴۴	۵۹/۱۳	۶۴-۱۶	-۱۵/۸۴	۵۸/۲۱	۵۸-۱۶	-۱۳/۲۴	۵۷/۲۹	۲۰
۶۴-۲۸	-۲۷/۶۴	۵۹/۸۴	۶۴-۲۸	-۲۴/۰۶	۵۸/۹۳	۶۴-۲۲	-۲۰/۴۸	۵۸/۰۴	۵۸-۲۲	-۱۶/۸۹	۵۷/۱۴	۲۱
۶۴-۲۸	-۲۷/۱۶	۶۰/۳۶	۶۴-۲۸	-۲۳/۵۸	۵۹/۴۵	۶۴-۲۲	-۱۹/۹۹	۵۸/۵۵	۵۸-۲۲	-۱۶/۴۱	۵۷/۶۵	۲۲
۶۴-۲۲	-۱۹/۸۰	۶۱/۴۵	۶۴-۲۲	-۱۷/۲۱	۶۰/۵۳	۶۴-۱۶	-۱۴/۶۰	۵۹/۶۱	۶۴-۱۶	-۱۲/۰۱	۵۸/۶۸	۲۳
۶۴-۲۲	-۱۹/۸۶	۶۱/۴۱	۶۴-۲۲	-۱۷/۲۶	۶۰/۴۸	۶۴-۱۶	-۱۴/۶۶	۵۹/۵۷	۶۴-۱۶	-۱۲/۰۷	۵۸/۶۴	۲۴
۶۴-۲۲	-۲۰/۹۱	۶۰/۲۸	۶۴-۲۲	-۱۸/۳۱	۵۹/۳۵	۶۴-۱۶	-۱۵/۷۱	۵۸/۴۳	۵۸-۱۶	-۱۳/۱۲	۵۷/۵۱	۲۵
۶۴-۲۲	-۲۱/۳۳	۵۹/۸۲	۶۴-۲۲	-۱۸/۷۳	۵۸/۹۰	۶۴-۲۲	-۱۶/۱۳	۵۸/۰۱	۵۸-۱۶	-۱۳/۵۳	۵۷/۰۵	۲۶
۶۴-۲۲	-۲۰/۱۹	۶۱/۰۶	۶۴-۲۲	-۱۷/۶۰	۶۰/۱۴	۶۴-۱۶	-۱۴/۹۹	۵۹/۲۲	۶۴-۱۶	-۱۲/۴۰	۵۸/۲۹	۲۷
۶۴-۲۲	-۲۰/۷۷	۶۰/۴۴	۶۴-۲۲	-۱۸/۱۸	۵۹/۵۱	۶۴-۱۶	-۱۵/۵۷	۵۸/۵۹	۵۸-۱۶	-۱۲/۹۸	۵۷/۶۷	۲۸
۶۴-۲۲	-۱۹/۲۳	۶۱/۹۲	۶۴-۲۲	-۱۶/۵۸	۶۱/۰۶	۶۴-۱۶	-۱۳/۹۳	۶۰/۱۹	۶۴-۱۶	-۱۱/۲۷	۵۹/۳۲	۲۹
۶۴-۲۲	-۱۸/۸۹	۶۲/۲۹	۶۴-۲۲	-۱۶/۲۴	۶۱/۴۲	۶۴-۱۶	-۱۳/۵۹	۶۰/۵۵	۶۴-۱۶	-۱۰/۹۳	۵۹/۶۸	۳۰
۶۴-۲۲	-۱۸/۸۶	۶۲/۳۱	۶۴-۲۲	-۱۶/۲۱	۶۱/۴۴	۶۴-۱۶	-۱۳/۵۶	۶۰/۵۷	۶۴-۱۶	-۱۰/۹۰	۵۹/۷۰	۳۱
۶۴-۲۲	-۱۹/۱۴	۶۲/۰۲	۶۴-۲۲	-۱۶/۴۹	۶۱/۱۵	۶۴-۱۶	-۱۳/۸۳	۶۰/۲۹	۶۴-۱۶	-۱۱/۱۸	۵۹/۴۲	۳۲



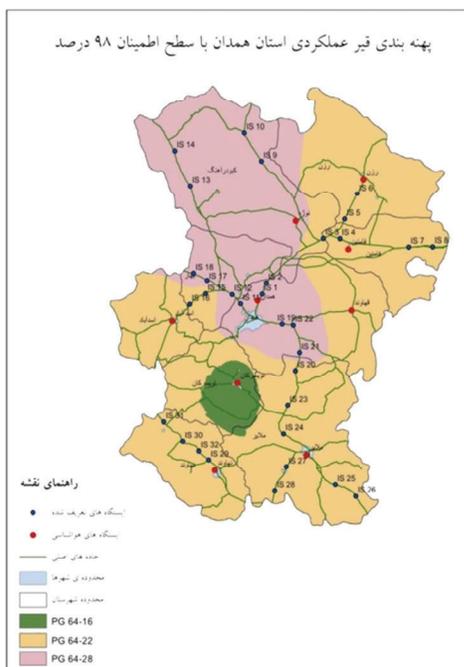
(ب)



(الف)



(د)



(ج)

شکل ۲- نقشه پهنه‌بندی قیر عملکردی در سطح اطمینان‌های مورد مطالعه

نتایج آن بر روی شاخص عملکردی در سطح اطمینان ۹۸ درصد که سطح اطمینان مناسبی جهت جاده‌های اصلی در سطح استان می‌باشد، اعمال شده است. در جدول ۳ خلاصه این نتایج ذکر شده است.

با استفاده از آمار میزان تردد در جاده‌های اصلی استان همدان که از تردد شماره‌های سازمان راهداری و حمل‌ونقل جاده‌ای کشور در سطح استان همدان اخذ شده، تعداد محورهای معادل استاندارد محاسبه شده و

جدول ۳- تعداد محورهای معادل استاندارد ۸/۲ تنی در جاده‌های اصلی استان همدان

نام محور	تعداد محور هم‌ارز ۸/۲ تنی در سال اول EAL	شیب خط برازش (A)	رشد ترافیک سالانه (۲)	تعداد محور هم‌ارز ۸/۲ تنی در دوره طرح	نام محور	تعداد محور هم‌ارز ۸/۲ تنی در دوره طرح	شیب خط برازش (A)	رشد ترافیک سالانه (۲)	تعداد محور هم‌ارز ۸/۲ تنی در سال اول EAL
همدان- کوریجان	۱۵۸۷۹۱۰	۰/۰۲۴	۰/۰۵۷	۵۶۴۵۲۶۹۷	قروه- صالح‌آباد	۵۶۴۵۲۶۹۷	۰/۰۲۴	۰/۰۵۷	۱۵۸۷۹۱۰
کوریجان- همدان	۲۲۵۰۸۶۸	۰/۰۰۹	۰/۰۲۱	۵۵۲۰۴۷۳۵	صالح‌آباد- قروه	۵۵۲۰۴۷۳۵	۰/۰۲۱	۰/۰۰۹	۲۲۵۰۸۶۸
رزن- روعان	۹۵۸۴۲۰	۰/۰۲۳	۰/۰۵۴	۳۳۲۰۰۸۸۸	زنجان- شیرین‌سو	۳۳۲۰۰۸۸۸	۰/۰۲۳	۰/۰۵۴	۹۵۸۴۲۰
روغان- رزن	۸۷۳۴۲۹	۰/۰۲۶	۰/۰۶۲	۳۲۷۲۱۴۱۶	شیرین‌سو- زنجان	۳۲۷۲۱۴۱۶	۰/۰۲۶	۰/۰۶۲	۸۷۳۴۲۹
روغان- فامنین	۶۸۳۷۰۴	۰/۰۲۳	۰/۰۵۴	۲۳۶۸۴۳۸۲	جوکار- همدان	۲۳۶۸۴۳۸۲	۰/۰۲۳	۰/۰۵۴	۶۸۳۷۰۴
فامنین- روعان	۱۰۳۶۷۷۶	۰/۰۲۶	۰/۰۶۲	۳۸۸۴۰۹۲۵	همدان- جوکار	۳۸۸۴۰۹۲۵	۰/۰۲۶	۰/۰۶۲	۱۰۳۶۷۷۶
ساوه- پل ۱۲۳	۱۲۹۵۹۰۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۷	۲۷۶۹۷۸۹۸	جوکار- ملایر	۲۷۶۹۷۸۹۸	۰/۰۰۳	۰/۰۰۷	۱۲۹۵۹۰۳
پل ۱۲۳- ساوه	۱۲۹۵۹۰۳	۰/۰۱۰	۰/۰۲۳	۳۲۵۴۰۴۵۵	ملایر- جوکار	۳۲۵۴۰۴۵۵	۰/۰۱۰	۰/۰۲۳	۱۲۹۵۹۰۳
همدان- صالح‌آباد	۱۹۱۹۴۱۷	۰/۰۱۸	۰/۰۴۲	۵۸۵۵۰۶۶۰	اراک- ملایر	۵۸۵۵۰۶۶۰	۰/۰۱۸	۰/۰۴۲	۱۹۱۹۴۱۷
صالح‌آباد- همدان	۱۱۸۹۷۴۴	۰/۰۵۰	۰/۱۲۲	۸۷۷۵۴۷۱۴	ملایر- اراک	۸۷۷۵۴۷۱۴	۰/۰۵۰	۰/۱۲۲	۱۱۸۹۷۴۴
بیجار- گل‌تپه	۵۹۷۸۹	۰/۰۷۴	۰/۱۸۶	۹۳۹۷۷۸۴	بروجرد- ملایر	۹۳۹۷۷۸۴	۰/۰۷۴	۰/۱۸۶	۵۹۷۸۹
گل‌تپه- بیجار	۵۴۱۱۳	۰/۰۷۴	۰/۱۸۶	۸۵۰۵۵۳۵	ملایر- بروجرد	۸۵۰۵۵۳۵	۰/۰۷۴	۰/۱۸۶	۵۴۱۱۳
اسدآباد- صالح‌آباد	۶۴۱۹۹۱	۰/۰۵۲	۰/۱۲۷	۵۰۲۹۴۲۱۳	نهایند- کنگاور	۵۰۲۹۴۲۱۳	۰/۰۵۲	۰/۱۲۷	۶۴۱۹۹۱
صالح‌آباد- اسدآباد	۶۸۴۶۴۷	۰/۰۵۰	۰/۱۲۲	۵۰۴۹۹۰۷۱	کنگاور- نهایند	۵۰۴۹۹۰۷۱	۰/۰۵۰	۰/۱۲۲	۶۸۴۶۴۷

اطمینان مناسب، کمک شایانی به انتخاب نوع قیر جهت تولید آسفالت در هر منطقه خواهد نمود. در این تحقیق جهت دستیابی به این هدف، با استفاده از داده‌های ایستگاه‌های هواشناسی استان همدان و لحاظ نمودن شرایط ترافیکی در محورهای اصلی این استان، بر پایه روابط شارپ و در سطح اطمینان‌های متفاوت، دمای حداقل و حداکثر روسازی محاسبه شده و براساس آن، نوع قیر عملکردی در هر منطقه مشخص شده و با توجه به نتایج حاصل شده نقشه پهنه‌بندی تعیین نوع قیر عملکردی در سطح استان همدان ترسیم گردیده است.

براساس نتایج به‌دست آمده مشخص گردید که در سطح اطمینان ۵۰ درصد، پنج نوع قیر PG58-16، PG58-22، PG64-10، PG64-16 و PG64-22 جهت

اعمال شرایط ترافیکی تغییراتی را در نوع قیر عملکردی در برخی مناطق به‌وجود آورده که این تغییرات به‌صورت نقشه پهنه‌بندی انتخاب قیر عملکردی در سطح استان همدان در سطح اطمینان ۹۸ درصد در شکل ۳ نشان داده شده است. در این شکل، تغییرات پهنه‌بندی در سطح اطمینان ۹۸ درصد پس از اعمال شرایط ترافیکی مشاهده می‌شود.

۴- نتیجه‌گیری

پهنه‌بندی آب‌وهوایی قیر بر پایه روش شارپ، عملکرد روسازی را در شرایط به‌کار رفته واقعی مدنظر قرار می‌دهد. لذا انجام این نوع پهنه‌بندی با توجه به شرایط آب‌وهوایی و ترافیکی استان همدان و در نظر گرفتن سطح

ترافیکی در سطوح مختلف سطح اطمینان جهت تعیین و انتخاب مطابق اصول فنی و اقتصادی قیر مصرفی مشخص می‌گردد.

قیرهای حاصل شده در سطح اطمینان‌های بالاتر توصیه می‌گردد. براساس این پژوهش، لزوم پهنه‌بندی شاخص عملکردی قیر در سطح کشور با لحاظ شرایط آب‌وهوایی و

مراجع

- [1] Rooholamini, H., Ghobadipour, B., Soleymani Kermani, M., & Vamegh, M. (2017). "Geographical Zoning of Asphalt Binder for Iran According on Performance Grade", *Journal of Transportation research*, 55, 65-75.
- [2] Kalantar, Sh., & Goli Khorasgani, A. (2016). "Sistan and Baluchestan climatic zoning for the use of bitumen based on the performance indicators PG", *6th International Conference on Sustainable Development and Urban*, 6, 756-765.
- [3] Davari, D., & Davari, P. (2015). "Climatic zoning of East Azarbaijan province for use of bitumen based on PG performance index", *7th Conference on Asphalt and Asphalt Mixes*, 55, 678-685.
- [4] Pszczoła, M., Ryś, D., & Jaskuła, P. (2017). "Analysis of climatic zones in Poland with regard to asphalt performance grading", *Roads and Bridges-Drogi i Mosty*, 16(4), 245-264.
- [5] Abbas, A. S. (2017). "Temperature zoning of Iraq for asphalt mix design", *Journal of Engineering and Sustainable Development*, 21(5), 54-63.
- [6] Lee, J. S., Kim, J. H., Kwon, O. S., & Lee, B. D. (2018). "Asphalt binder performance grading of North Korea for Superpave asphalt mix-design", *International Journal of Pavement Research and Technology*, 11(6), 647-654.
- [7] Huber, G. A. (1993), "Weather Database for theSUPERPAVE TM Mix Design System". *SHRP-A-648A*, Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, DC.
- [8] Cominsky, A. J., Huber, G. A., Kennedy, T. W., & Anderson, M. (1994). "The Superpave Mix Design Manual for New Construction and Overlays", *SHRP-A-407*, Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, DC.
- [9] IHAP. (2011). *Vice Presidency for Strategic Planning and Supervision*. Iran Highway Asphalt Paving. Code No. 234, Tehran, Iran.
- [10] RGTS. (2013). *Vice Presidency for Strategic Planning and Supervision*, Road General Technical Specification Code No. 101, Second Revision, Tehran, Iran.
- [11] I.R.OF IRAN Meteorological Organization. (2019). *Access historical climate data*. <https://data.irimo.ir/>.
- [12] Naderi, A., & Shahriari, M. (2000). "Premium Pavement Tests and performance ratings of bitumen", *Ministry of Roads and Urban Development*, Research and Training Center.
- [13] Mirmoosavi, S., Forooghi, M., S., & Bakhtaki, S. (2013). "Synoptic Analysis of the Relationship between Temperature, Height, Latitude and Longitude to Evaluate its Impact on Tourism Industry in East Azarbaijan Province", *National Conference on Tourism, Geography and Sustainable Environment.*, 1, 3608-3628.

کارایی آهک و سیمان پرتلند در تثبیت رس آلوده به آنتراسن و گلیسرول

یکی از روش‌های بهبود خواص ژئوتکنیکی خاک آلوده، تثبیت آن به‌وسیله تثبیت‌کننده‌هایی چون سیمان پرتلند و آهک است. در این تحقیق، تأثیر آلاینده‌های آلی آنتراسن و گلیسرول بر رس کائولینیت بررسی و تأثیر تثبیت‌کننده‌های سیمان پرتلند و آهک بر خاک با انجام آزمایش CBR ارزیابی شده است. از گلیسرول ۴۰٪ و آنتراسن به‌عنوان آلاینده و سیمان پرتلند نوع یک و آهک زنده کم‌مایه نیز به‌عنوان تثبیت‌کننده استفاده شده است. در نمونه‌های آلوده به درصد‌های مختلف آنتراسن، همواره کاهش وزن مخصوص حداکثر و افزایش در رطوبت بهینه مشاهده شد؛ درحالی‌که در نمونه‌های آلوده به گلیسرول، این رفتار به‌شدت تابع درصد آلاینده افزوده شده به خاک بود. به‌طوری‌که با ازدیاد درصد گلیسرول به ۶، بیشینه وزن مخصوص حداکثر و کمترین رطوبت بهینه ایجاد گردید. براساس نتایج، نشان داده شد که آلاینده‌ها مقاومت کائولینیت را کاهش و تثبیت‌کننده‌ها مقاومت آن را افزایش می‌دهند. همچنین مشخص گردید که افزایش مقاومت ناشی از افزودن ۶٪ سیمان پرتلند نوع ۱ در کائولینیت تمیز حدوداً هم‌ارز ۳۰٪ آهک است. هر دو عامل تثبیت‌کننده سیمان پرتلند و آهک در ازدیاد مقاومت خاک مؤثر بودند؛ اما تأثیر سیمان پرتلند در بهبود خواص مقاومتی نمونه‌های آلوده به آنتراسن بهتر از آهک تعیین شد. اگرچه تأثیر هر دو عامل در بهسازی نمونه‌های آلوده به گلیسرول قابل ملاحظه بود.

واژگان کلیدی: کائولینیت، آنتراسن، گلیسرول، تثبیت، آهک و سیمان پرتلند.

امیر حمیدی*

گروه عمران، دانشکده فنی و
مهندسی، دانشگاه خوارزمی،
تهران، ایران.
پست الکترونیک:

hamidi@khu.ac.ir

سعید عبدوس

گروه عمران، دانشکده فنی و
مهندسی، دانشگاه خوارزمی،
تهران، ایران.
پست الکترونیک:

saeid.abdoos@gmail.com

۱- مقدمه

و فلزات سنگین، زباله‌ها، مواد شیمیایی و نفتی از منابع اصلی آلودگی خاک‌ها هستند. آلودگی به مواد شیمیایی از منابع متعددی صورت می‌گیرد که نشت حین انتقال، تصادف تانکرها، تأسیسات دریایی و نشت طبیعی از اهمیت بیشتری برخوردار هستند [۱].

در گذشته مطالعات متعددی برای بررسی آثار آلاینده‌های آلی بر خاک‌ها انجام گرفته است. با بررسی تغییرات حدود اتربرگ خاک ریزدانه آلوده به نفت خام مشخص شد که با افزایش میزان آلاینده، پلاستیسیته خاک، کاهش یافته و چسبندگی آن کمتر می‌شود. به‌علاوه نشان داده شد که تأثیر آلودگی بر خاک‌های ریزدانه بیش از مصالح درشت‌دانه است [۲]. در تحقیقات

آلودگی خاک توسط آلاینده‌های آلی خطرناک و سمی به‌عنوان یک معضل زیست‌محیطی در گستره وسیعی از جهان مطرح شده است. آلودگی خاک به ایجاد، پخش یا آمیختن یک یا چند ماده خارجی با آن اطلاق می‌گردد. در نتیجه، تغییراتی در کیفیت فیزیکی، شیمیایی و بیولوژیکی خاک ایجاد شده و برای انسان و سایر موجودات زنده زیان‌آور می‌شود. آلاینده‌های صنعتی

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۹/۰۱/۱۱، بازنگری: ۱۳۹۹/۰۲/۱۸، پذیرش: ۱۳۹۹/۰۳/۱۸
DOI: 10.22091/cer.2020.5374.1198 شناسه دیجیتال

لزجت ماده آلی مصرفی نیز نقش مهمی در تراکم خاک دارد. افزایش لزجت سیال آلاینده نسبت به آب حفره‌ای موجب افزایش وزن واحد حجم و کاهش رطوبت بهینه می‌گردد [۹]. در پژوهشی دیگر، کائولینیت و بنتونیت آلوده به نفت سفید و گازوئیل در تراکم نسبی ۹۰٪ تحت آزمایش سه محوری تحکیم نیافته-زهکشی نشده قرار گرفتند. بر این اساس، مشخص شد که با افزایش آلودگی، ساختار خاک رسی به صورت متصل و فولوکوله تغییر می‌یابد. به علاوه، چسبندگی خاک افزایش و زاویه اصطکاک داخلی کاهش پیدا می‌کند. همچنین چارچوبی یکسان برای بیان رفتار خاک‌های آلوده در محدوده درصد‌های آلاینده مورد بررسی، ارائه شد [۱۰].

عملیات تثبیت خاک‌های آلوده به منظور عدم پخش بیشتر آلاینده در خاک، جلوگیری از رسیدن آن به سفره آب زیرزمینی، تبدیل آن به یک ماده غیرسمی و استفاده مجدد انجام می‌گیرد. معمولاً در این خصوص از سیمان، آهک و یا خاکستر بادی استفاده می‌شود. در مورد تأثیرات این مواد بر رفتار خاک آلوده، تحقیقات بسیاری انجام شده است. کارایی آهک در بهسازی خاک‌های ماسه سیلت یا رس‌دار آلوده به مواد نفتی در محدوده پالایشگاه تبریز بررسی شد. نتایج نشان داد که با افزودن آهک زنده، خواص خمیری خاک کاهش یافته و پارامترهای مقاومتی افزایش می‌یابند [۱۱]. تأثیر سیمان پرتلند و غبار کوره سیمان بر بهسازی رس کائولینیت نیز مورد توجه محققین قرار گرفته است. نتایج نشان داده که سیمان و غبار کوره سیمان مقاومت خاک را افزایش می‌دهند. مقاومت تک‌محوری نمونه با ۱۵ درصد غبار کوره سیمان برابر با مقاومت نمونه با ۱۰ درصد سیمان پس از ۲۸ روز عمل‌آوری می‌باشد [۱۲].

برای بررسی اثر زمان عمل‌آوری با سیمان پرتلند بر مقاومت نمونه آلوده به گلیسرول، آزمایش‌های متعدد فشار تک‌محوری انجام گرفت. مقادیر سیمان پرتلند و گلیسرول، ۳، ۶ و ۹ درصد بوده است. براساس نتایج،

دیگر، با انجام تست‌های حدود اتربرگ و نسبت باربری کالیفرنیا (CBR^۱) تأثیر تثبیت‌کننده آهک بر کانی‌های کائولیت و مونت‌موریلونیت مورد بررسی قرار گرفت. نتایج نشان داد که با افزایش درصد آهک در خاک حاوی کانی‌های کائولینیت، مقدار CBR افزایش می‌یابد [۳ و ۴].

در تحقیقی دیگر، آزمایش‌های حدود اتربرگ، تراکم استاندارد و تحکیم یک‌بعدی بر روی نمونه‌های رس کائولینیت و بنتونیت آلوده به نفت سفید و گازوئیل در تراکم‌های نسبی ۵۰ و ۷۰ درصد انجام شد. براساس نتایج، با افزایش درصد آلاینده شاخص خمیری خاک افزایش جزئی یافته و میزان رطوبت بهینه نسبت به خاک تمیز کاهش یافته است. همچنین مشاهده شد که میزان تورم و ضریب فشردگی خاک آلوده نیز نسبت به خاک تمیز افزایش یافته است [۵]. در ادامه این روند، مشخص گردید که ضریب تحکیم و نفوذپذیری خاک آلوده نسبت به خاک تمیز، کمتر است و با ازدیاد درصد آلودگی کاهش بیشتری می‌یابد [۶]. محققین دیگر، افزایش در حدود اتربرگ کائولینیت آلوده به ۱۰٪ نفت خام و کاهش در رطوبت بهینه آن را نشان دادند. با توجه به این تغییرات مشخص شد که در اثر آلودگی، حتی نام خاک از CL به OH تغییر می‌نماید [۷].

تأثیر گازوئیل بر ویژگی‌های ژئوتکنیکی رس کائولینیت با انجام آزمایش‌های حدود اتربرگ، تحکیم، تک‌محوری و برش مستقیم مورد بررسی قرار گرفت. براساس نتایج، تا محدوده ۱۲٪ گازوئیل، حد روانی و شاخص خمیری افزایش می‌یابند. ضریب تورم نیز بیشتر شده و ضریب فشردگی کاهش پیدا می‌کند. همچنین چسبندگی خاک افزایش یافته و از زاویه اصطکاک داخلی کاسته می‌شود، به طوری که مقاومت برشی تغییر چندانی نخواهد کرد [۸].

^۱- California Bearing Ratio

بررسی قرار گرفت و با انجام آزمایش‌های تراکم و CBR به ارزیابی امکان بهسازی این خاک‌ها پرداخته شد.

۲- مصالح

۲-۱- رس کائولینیت

در این تحقیق از رس کائولینیت که به اصطلاح خاک چینی یا کائولن نامیده می‌شود به‌عنوان مصالح پایه استفاده شده است. این خاک دارای رنگی سفید و پودری شکل با فرمول شیمیایی $Al_4Si_4O_{10}(OH)_8$ است که ۹۹ درصد ذرات آن از ۲۰ میکرون کوچک‌تر هستند. از کاربردهای این خاک می‌توان به صنایع مرتبط با کاشی و سرامیک و لعاب چینی اشاره کرد. خواص، ترکیبات شیمیایی و خصوصیات معدنی این خاک به‌همراه مشخصات فیزیکی آن در جدول ۱ ارائه شده است.

۲-۲- تثبیت‌کننده‌ها

سیمان پرتلند تیپ ۱ و آهک زنده کم‌مایه، تثبیت‌کننده‌های مورد نظر در این تحقیق هستند. مهم‌ترین علل استفاده از این دو تثبیت‌کننده، در دسترس و مقرون به صرفه بودن این دو ماده است. آهک برای پی‌سازی در ساختمان‌های کم‌ارتفاع و راهسازی مناسب است و به‌عنوان تثبیت‌کننده در صنعت ساختمان کاربردهای فراوانی دارد. سیمان پرتلند تیپ ۱ نیز دیرگیر نیست که با توجه به در نظرگیری دوره عمل‌آوری سه روزه، مناسب است. همچنین این نوع سیمان از دسته سیمان‌های دارای خواص شیمیایی خاص نمی‌باشد. لذا اثرات هر دو ماده بر روی خاک مشهود است.

۲-۳- آلاینده‌ها

دو ماده آلاینده در این تحقیق به‌کار گرفته شده است. آنتراسن با فرمول مولکولی $C_{14}H_{10}$ یک ماده آلی با پیوندهای حلقوی است. همچنین گلیسرول با فرمول مولکولی $C_3H_8O_3$ یک ماده آلی پرکاربرد با پیوندهای

مشاهده شد که با افزایش درصد سیمان و ازدیاد زمان عمل‌آوری، مقاومت فشاری خاک افزایش می‌یابد [۱۳]. در تحقیقی دیگر بر روی کائولینیت آلوده به آنتراسن که توسط سیمان پرتلند تثبیت شده بود، آزمایش‌های فشار تک‌محوری انجام گرفت. با توجه به عدم انحلال آنتراسن در آب، با نسبت وزنی ۱ به ۱۰۰ در استون حل شده و به خاک اضافه گردید. مشاهده شد که با افزایش درصد سیمان و ازدیاد زمان عمل‌آوری، مقاومت فشاری خاک افزایش می‌یابد. ولی نمونه در بیشترین میزان مقاومت فشاری، کرنش کمتری را تحمل می‌کند که نشانگر افزایش سختی خاک تثبیت شده است [۱۴].

اثر مخلوط سیمان و آهک به نسبت ۱ به ۲، بر خصوصیات ژئوتکنیکی رس کائولینیت آلوده به ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ درصد نفت خام نیز مورد بررسی قرار گرفته شده است [۱۵]. اثربخشی این مخلوط به‌عنوان یک تثبیت‌کننده جدید برای رس آلوده به نفت خام نشان داده شد. همچنین طبق نتایج به‌دست آمده از مطالعات میکروسکوپ الکترونی مشاهده گردید که با افزودن مخلوط سیمان و آهک به رس آلوده به نفت خام، از میزان ساختار فولوکوله و لخته‌ای به‌وجود آمده به علت آلودگی، کاسته می‌شود.

مرور متون فنی نشان می‌دهد که تاکنون تحقیقات فراوانی در خصوص رفتار مکانیکی خاک‌های آلوده انجام گرفته است. با توجه به امکان آلودگی خاک توسط منابع مختلف، این مطالعات نیز در طیف گسترده‌ای از مواد شیمیایی و خاک‌ها صورت پذیرفته است. اما امکان استفاده از این مواد آلوده به‌عنوان مصالح قرضه در پروژه‌های عمرانی و ساخت‌وساز جاده‌ها و خاکریزها کمتر مورد توجه قرار داشته است. به این ترتیب، در تحقیق حاضر، امکان تثبیت رس کائولینیت آلوده با آنتراسن، به‌عنوان نماینده‌ای از مجموعه آلاینده‌های حلقوی، و گلیسرول، به‌عنوان نماینده‌ای از آلاینده‌های زنجیره‌ای، توسط دو تثبیت‌کننده رایج سیمان پرتلند و آهک مورد

زنجیره‌ای است. با حل ۴۰ گرم گلیسرول در ۱۰۰ میلی‌لیتر آب، از گلیسرول ۴۰٪ استفاده شده است. شکل ۱، نمایی از این دو آلاینده را نمایش می‌دهد.

جدول ۱- خواص شیمیایی، معدنی و فیزیکی کائولینیت

خصوصیات فیزیکی		ترکیبات معدنی		ترکیبات شیمیایی	
ویژگی	مقدار	ماده	درصد	ماده	درصد
				L.O.I	۹±۱
G _s	۲/۴۵	Quartz	۲۷±۲	SiO ₂	۶۳±۱
				Al ₂ O ₃	۲۴±۱
LL (%)	۴۶	Calcite	۲/۱±۰/۵	Fe ₂ O ₃	۰/۵۵±۰/۱
				TiO ₂	۰/۰۴±۰/۰۱
PL (%)	۳۳	Kaolinite	۶۲±۲	CaO	۱/۲±۰/۲
				MgO	۰/۵۵±۰/۰۶
PI (%)	۱۳	Others	۶±۱	Na ₂ O	۰/۴±۰/۱
				K ₂ O	۰/۳±۰/۱



(ب)



(الف)

شکل ۱- آلاینده‌های آلی استفاده شده در پژوهش، (الف) گلیسرول و (ب) آنتراسن

مقادیر ۰/۰۶٪، ۰/۰۹٪ و ۰/۱۲٪ آلودگی، به ترتیب ۶۰۰، ۹۰۰ و ۱۲۰۰ میلی‌گرم آنتراسن به ازای هر کیلوگرم خاک است.

۳- روش انجام آزمایش‌ها

به منظور دست‌یابی به رطوبت بهینه و دانسیته بیشینه، آزمایش پروکتور اصلاح‌شده بر روی کائولینیت تمیز و آلوده به آلاینده آلی، طبق روش ASTM D1557 انجام گرفت و مقادیر مورد نظر تعیین شدند [۱۶]. برای ساخت نمونه‌ها، خاک رس کائولینیت با ۵٪ رطوبت بهینه و درصد وزنی مورد نظر از گلیسرول (۳، ۴/۵، ۶، ۷/۵ و ۹) یا آنتراسن (۰/۰۶، ۰/۰۹ و ۰/۱۲) آلوده شد.

همانطور که شکل ۱ نشان می‌دهد، برخلاف آلاینده زنجیره‌ای گلیسرول که به صورت مایع است؛ آلاینده حلقوی معطر آنتراسن، پولکی شکل و جامد می‌باشد. این ماده دارای قابلیت حلالیت بسیار کمی در آب است (۰/۰۷۵ میلی‌گرم در لیتر در دمای ۲۵ درجه سانتیگراد). به این ترتیب، ابتدا از استون با قابلیت حل نسبتاً خوب در آب (۱۰ گرم در لیتر در دمای ۲۵ درجه سانتیگراد) استفاده شده است. سپس محلول آنتراسن حل‌شده در استون به خاک اضافه و مخلوط شد. با توجه به فرار بودن استون، هنگامی که خاک در معرض هوای آزاد قرار گرفت، به سرعت از خاک خارج و خاک آلوده به آنتراسن جهت ادامه کار تهیه گردید. لازم به توضیح است که منظور از

بوده است. پس از آن، نمونه‌های ترکیب شده با تثبیت کننده در محفظه عمل‌آوری قرار داده شدند و به مدت ۳ روز مورد عمل‌آوری قرار گرفتند.

برای جلوگیری از تغییر رطوبت در زمان عمل‌آوری، نمونه‌های ساخته شده درون کیسه پلاستیکی قرار داده شده و در داخل اتاق مرطوب قرار گرفتند. این محفظه به‌صورت کاملا بسته با رویه پلاستیکی جهت مشاهده نمونه‌ها است. دمای داخل آن تقریباً ثابت و برابر ۲۰ درجه سانتیگراد و رطوبت نسبی برای عمل‌آوری نمونه‌ها 95 ± 2 درصد بوده است. همچنین برای ثابت ماندن درصد رطوبت عمل‌آوری، با قراردادن گونی خیس روی نمونه‌های قرار گرفته در کیسه پلاستیکی، شرایط مذکور برای دوره ۳ روزه عمل‌آوری فراهم شد. این روش عمل‌آوری در تحقیقات مشابه نیز مورد استفاده قرار گرفته است [۲۰].

در تحقیقات قبلی که برای بررسی تأثیر زمان عمل‌آوری بر مقاومت نمونه‌های تثبیت شده با سیمان پرتلند انجام شده است، به‌طور معمول، زمان‌های ۳، ۷، ۱۴ و ۲۸ روز لحاظ گردیده است [۱۹]. در خصوص آهک نیز دوره‌های زمانی ۱، ۳، ۷، ۱۴، ۲۱ و ۲۸ روزه در نظر گرفته شده است [۱۱]. براساس نتایج گزارش شده، عموماً در مورد آهک زنده بعد از ۱ روز و در خصوص سیمان تیپ یک بعد از ۳ روز، روند نرمال افزایش مقاومت با زمان عمل‌آوری قابل مشاهده است. به این ترتیب در تحقیق حاضر نیز از دوره عمل‌آوری سه روزه برای هر دو نوع تثبیت‌کننده استفاده شده است.

برای بررسی تأثیر آلاینده‌ها بر رفتار مکانیکی خاک، در تحقیق حاضر از دستگاه CBR و بارگذاری استاتیکی استفاده شده است، سرعت بارگذاری در این دستگاه ۱/۲۷ میلی‌متر بر ثانیه است [۲۱]. شکل ۲، نمایی از خاک تمیز و آلوده شده را نشان داده است. جدول ۲، متغیرهای به‌کار گرفته شده در پژوهش حاضر را ارائه می‌نماید. شکل ۳ نیز تصویری از انجام آزمایش CBR را نشان می‌دهد.

علت انتخاب حداقل ۳٪ گلیسرول، آن است که براساس طبقه‌بندی ارائه شده توسط ایالت نیوجرسی کشور ایالات متحده آمریکا، میزان آلودگی بیشتر از ۳٪ به‌عنوان زائادات خطرناک تلقی می‌شود [۱۷]. آنتراسن نیز توسط آژانس حفاظت محیط‌زیست (EPA^۲) به‌عنوان یکی از اولویت‌های اصلی آلودگی زیست‌محیطی معرفی شده و از مفاد لیست نگرانی‌های خیلی بزرگ (VHCL^۳) آژانس شیمی اروپا (ECHA^۴) است [۱۸]. با توجه به بررسی پژوهش‌ها و گزارش‌های مبنی بر مقدار موجود آنتراسن در مناطق آلوده به این ماده آلی، بیشینه مقدار گزارش شده، ۰/۱۲ درصد انتخاب گردیده است [۱۸] و [۱۹].

برای ایجاد مخلوط همگن، ابتدا آلاینده مورد نظر به داخل خاک موجود در کیسه زیپ‌دار ریخته شد. پس از اختلاط کامل با خاک درون کیسه درب آن بسته شده و مجدداً به مدت ۱۰ دقیقه از روی کیسه چنان مخلوط شد تا ملاحظه شود که تمام ذرات خاک به‌طور همگن به آلاینده آغشته شده باشند. بعد از آن نیز به مدت ۷ روز در کیسه نگهداری شد تا واکنش‌های مورد نظر انجام شوند. این روش اختلاط در مطالعات دیگر بر خاک‌های آلوده نیز به‌کار گرفته شده است [۱۰]. پس از آن، خاک آلوده از کیسه خارج و با ۹۵٪ باقیمانده از رطوبت بهینه و درصد مورد نظر از سیمان پرتلند تیپ ۱ (۳، ۶ و ۹) یا آهک (۱۰، ۲۰ و ۳۰) ترکیب گردید.

خاک‌های آلوده عمل‌آوری شده یا تثبیت شده برای انجام آزمایش در سه لایه در قالب دستگاه CBR ریخته شده و به روش استاتیکی، تا حصول وزن مخصوص حداکثر به‌دست آمده از آزمایش تراکم اصلاح شده، متراکم شدند. مهم‌ترین علت در انتخاب روش استاتیکی برای تراکم لایه‌ها، عدم جدایش آلاینده از ذرات خاک

²- Environmental Protection Agency

³- Very High Concern List

⁴- European Chemicals Agency



(ب)



(الف)

شکل ۲- نمایی از نمونه‌های خاک، (الف) رس کائولینیت تمیز و (ب) رس کائولینیت آلوده شده

جدول ۲- متغیرهای به کار رفته در مطالعه آزمایشگاهی

نوع آزمایش		CBR
آلاینده (درصد وزنی)	گلیسرول	۳
		۴/۵
		۶
		۷/۵
		۹
	آنتراسن	۰/۰۶
	۰/۰۹	
	۰/۱۲	
تثبیت کننده (درصد وزنی)	آهک	۱۰
		۲۰
		۳۰
	سیمان پرتلند	۳
		۶
		۹
زمان عمل آوری (روز)		۷
زمان تثبیت (روز)		۳
دفعات تکرار		۲

کاهش وزن واحد حجم خشک حداکثر و افزایش رطوبت بهینه می‌گردد. علت این موضوع در تفاوت ثابت دی‌الکتریک آب و گلیسرول است. ثابت دی‌الکتریک آب ۸۰ و این مقدار برای گلیسرول ۴۰٪ حدود ۶۷ است. کاهش ثابت دی‌الکتریک موجب کاهش در ضخامت لایه آب مضاعف ذرات رس شده و ساختار آن را لخته‌ای‌تر می‌نماید [۱۰، ۱۳ و ۱۹]. لذا میزان تخلخل در ساختار لخته‌ای و فولوکوله افزایش پیدا می‌نماید؛ که سبب کاهش

۴- نتایج آزمایش‌ها

۴-۱- بررسی نتایج آزمایش‌های تراکم

افزودن گلیسرول به خاک تمیز موجب بروز تغییراتی در خواص فیزیکی و مکانیکی آن می‌گردد. شکل ۴، نتایج آزمایش‌های تراکم اصلاح شده بر رس تمیز و آلوده به گلیسرول را نشان می‌دهد. بر این اساس، افزودن گلیسرول به میزان کم (۳ درصد) به خاک طبیعی موجب

آنها بر یکدیگر و کاهش فضای خالی بین آنها است که باعث افزایش وزن واحد حجم خشک حداکثر و کاهش در رطوبت بهینه می‌شود. اما مجدداً در درصدهای بالا (۷/۵ و ۹)، وزن مخصوص، کاهش و درصد رطوبت بهینه، افزایش یافته است. دلیل این موضوع آن است که در مقادیر بالای آلاینده، نقش فیزیکی آن نیز تعیین‌کننده می‌گردد. به عبارت دیگر، در درصدهای زیاد، آلاینده نقش پرکننده فضاهای خالی را ایفا نموده و با توجه به کمتر بودن دانسیته آن نسبت به خاک، طبیعتاً وزن واحد حجم مجموعه، کاهش خواهد یافت.

نتایج به دست آمده در این تحقیق در تطابق با مطالعات میکروسکوپ الکترونی انجام شده توسط سایر محققین بر رس کائولینیت آلوده به گلیسرول است. طبق این تحقیقات، نسبت تخلخل خاک آلوده به ۶٪ گلیسرول کاهش می‌یابد. این موضوع به ویسکوزیته گلیسرول که سبب کاهش اصطکاک بین ذرات و امکان حرکت آنها بر روی یکدیگر یا درون حفرات است مرتبط شد [۱۳].

شکل ۵، نتایج آزمایش تراکم را به روی خاک رس کائولینیت آلوده به آنتراسن نمایش می‌دهد. در این شکل مشاهده می‌گردد که در هر سه درصد مورد بررسی، با افزایش مقدار آنتراسن، کاهش در وزن مخصوص خشک حداکثر و افزایش رطوبت بهینه اتفاق افتاده است. علت این موضوع را می‌توان در ثابت دی‌الکتریک آلاینده آنتراسن یافت. ثابت دی‌الکتریک آنتراسن برابر ۲/۳۵ است که بسیار کمتر از مقدار نظیر برای آب است. به این ترتیب افزودن این ماده به خاک به شدت موجب کاستن ضخامت لایه آب مضاعف شده و ساختار آن را فولوکوله می‌نماید. بر این اساس، تخلخل خاک افزایش خواهد یافت و این امر سبب ازدیاد درصد رطوبت بهینه و کاهش وزن مخصوص خشک حداکثر آن می‌گردد. این روند تا بیشترین مقدار درصد آنتراسن اضافه شده یعنی ۰/۱۲ ادامه پیدا می‌کند.

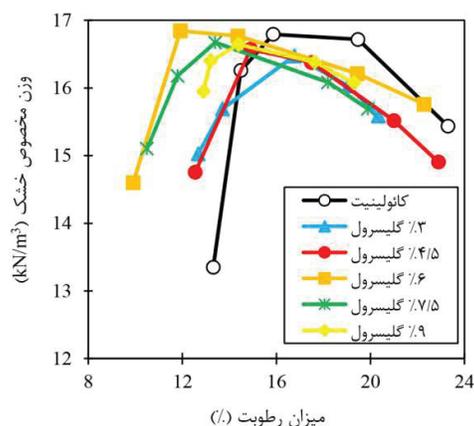
بررسی میکروسکوپی تغییرات تخلخل در رس کائولینیت آلوده به آنتراسن در تحقیقاتی انجام و گزارش

وزن مخصوص حداکثر و افزایش درصد رطوبت بهینه خواهد شد.



شکل ۳- تصویری از نحوه انجام آزمایش CBR

این روند با ازدیاد درصد گلیسرول به ۴/۵ کماکان مشاهده می‌شود. اما همانطور که شکل ۴ نشان داده است با افزایش میزان گلیسرول از ۴/۵ تا ۶ درصد، مقدار وزن مخصوص خشک حداکثر افزایش و رطوبت بهینه کاهش یافته است.

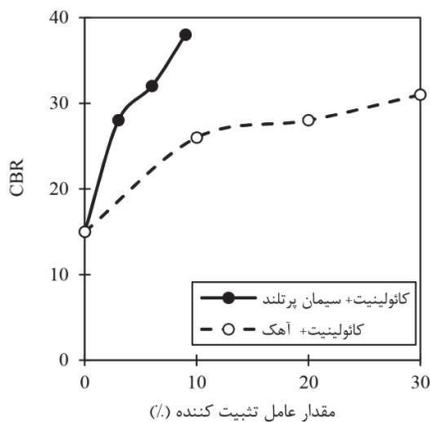


شکل ۴ نتایج آزمایش تراکم اصلاح شده بر رس کائولینیت تمیز و آلوده به گلیسرول

نکته مهم آن است که تفاوت ثابت دی‌الکتریک گلیسرول با آب، زیاد نیست و بنابراین عامل ثانویه‌ای موجب غلبه بر این موضوع شده است. عامل ثانویه مذکور، پوشانده شدن سطح ذرات رسی با گلیسرول در درصدهای بالاتر و در نتیجه کاهش اصطکاک بین ذرات خاک، لغزش

میزان سیمان بیشتر باشد، خاک در مقادیر نفوذ یکسان، تنش بیشتری را تحمل می‌کند.

براساس نتایج آزمایش CBR به‌طور تقریبی مشاهده می‌شود که افزودن ۳۰٪ آهک به کائولینیت تقریباً با اثرات بهسازی توسط ۶٪ سیمان پرتلند برابر است. این موضوع، عملکرد مناسب‌تر سیمان پرتلند در بهسازی نمونه‌های خاک تمیز را نشان می‌دهد.

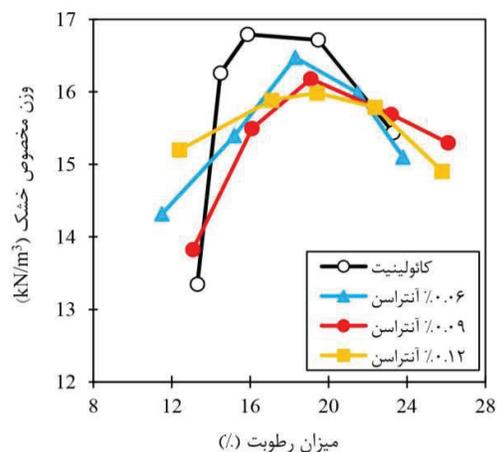


شکل ۶- تأثیر درصد تثبیت‌کننده بر نشانه باربری کالیفرنیا خاک رس کائولینیت

۴-۲-۲- تأثیر آلودگی بر CBR رس کائولینیت

شکل ۷، تغییرات CBR رس کائولینیت آلوده به درصد‌های مختلف از دو آلاینده موردنظر در این تحقیق را نشان می‌دهد. با توجه به ویسکوزیته و لزجت بالای گلیسرول که موجب روان‌کاری ذرات می‌شود (cP ۴/۳۱ در دمای ۲۵ درجه سانتیگراد)، افزایش درصد آن در خاک تا ۳ و حتی ۶ درصد، سبب نفوذ ساده‌تر پیستون در نمونه شده و عدد CBR را نسبت به خاک تمیز کاهش می‌دهد. افزودن ماده آلی به خاک‌های چسبنده منجر به واکنش ذرات خاک با ماده آلی می‌شود که به‌عنوان واکنش‌های فیزیکی- شیمیایی موسوم هستند. اثر این واکنش‌ها منجر به تغییراتی در ضخامت لایه مضاعف و فولوکوله شدن ساختمان خاک می‌گردد. ماده آلی بین ذرات نقش بسیار مهمی در تغییرات مقاومت دارد. کانی‌های تشکیل‌دهنده خاک‌های رسی حاوی بار الکتریکی بوده و خاصیت جذب آب به‌وسیله آن‌ها به

شده است [۱۹]. طبق نظر ایشان، اضافه شدن آنتراسن به کائولینیت موجب افزایش ساختار لخته در آن می‌گردد. علت این امر، تفاوت زیاد بین ثابت دی‌الکتریک آنتراسن و آب گفته شده است. در نتیجه، افزایش درجه لخته‌سازی، نسبت تخلخل در خاک افزایش پیدا خواهد کرد که با نتایج تحقیق حاضر در تطابق است.



شکل ۵- نتایج آزمایش تراکم اصلاح شده بر رس کائولینیت تمیز و آلوده به آنتراسن

۴-۲-۴- بررسی نتایج آزمایش‌های CBR

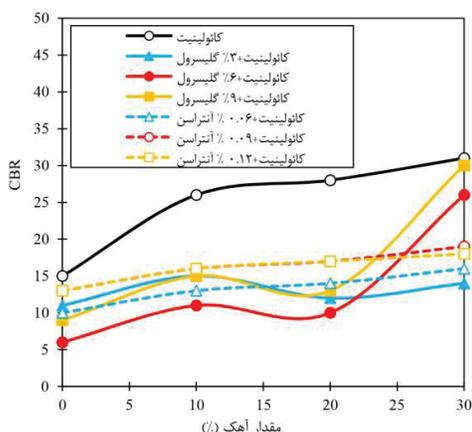
با انجام آزمایش نسبت باربری کالیفرنیا، عدد CBR برای کائولینیت تمیز، آلوده و تثبیت شده تعیین شد. این سنجش در زمان عمل‌آوری مشابه و شرایط محیطی کاملاً یکسان صورت پذیرفته است.

۴-۲-۴-۱- تأثیر تثبیت‌کننده‌ها بر CBR خاک طبیعی

شکل ۶ تغییرات CBR رس کائولینیت تمیز بهسازی شده با سیمان پرتلند و آهک را نشان می‌دهد. بر این اساس، هرچه میزان آهک در خاک تمیز افزایش پیدا کرده است، نیروی فشاری بیشتری برای وارد کردن پیستون به داخل نمونه خاک در مقادیر نفوذ یکسان لازم است.

قبل از نفوذ ۱۵ میلی‌متری، هیچ‌یک از نمونه‌های بهسازی‌شده با آهک، دچار ترک عمیق در محدوده نفوذ پیستون و کاهش مقاومت نشدند. در نمونه‌های بهسازی‌شده با سیمان پرتلند نیز مشاهده شد که هرچه

گلیسرول چنین نیست. به طوری که نرخ افزایش مقاومت خاک تثبیت شده با ۲۰ تا ۳۰ درصد آهک، به مراتب بیش از مقادیر مابین ۱۰ تا ۲۰ درصد است. این موضوع به ویژه در مورد خاک آلوده به ۶ یا ۹٪ گلیسرول وضوح بیشتری دارد. در خاکی که ۳٪ آلودگی دارد، نرخ ازدیاد عدد CBR با تثبیت به کمک آهک کمتر از روند مشاهده شده برای ۶ یا ۹٪ آلودگی است. همچنین با مشاهده شکل ۷ می توان دریافت که خاک آلوده به ۳٪ گلیسرول حساسیت چندانی به عمل آوری با درصد آهک بیشتر نشان نداده و عدد CBR برای ۱۰ درصد آهک اضافه شده حداکثر است. اما در درصدهای آلودگی بیشتر، برای حصول به بیشینه CBR، نیاز به استفاده از ۳۰ درصد آهک خواهد بود.



شکل ۷- تأثیر آهک بر CBR خاک رس کائولینیت آلوده به گلیسرول و آنتراسن

شکل ۸، تأثیر سیمان پرتلند بر CBR خاک رس کائولینیت آلوده شده با آلاینده های مدنظر تحقیق حاضر را نشان می دهد. همانطور که مشاهده می شود، با افزایش مقدار سیمان پرتلند عدد CBR خاک افزایش پیدا می کند. روند تغییرات تقریباً مشابه عملکرد آهک است. در این جا شیب افزایش مقاومت، از ۳ تا ۶ درصد سیمان پرتلند، بیش از شیب مابین ۶ تا ۹ درصد است. این موضوع به خصوص در مورد خاک آلوده به ۶ یا ۹٪ گلیسرول نمود بیشتری دارد. روند افزایش عدد CBR

میزان بارالکتریکی و سطح ویژه آن ها مرتبط است [۲۲]. خاک های رسی از طریق کاتیون هایی مانند Na^+ ، K^+ و Ca^{2+} و Mg^{2+} مواد آلی را جذب می کنند. بخشی از مواد آلی به علت عدم وجود کانی های لازم و نیز سطح ویژه مناسب، جذب ذرات رس شده و در فضای بین ذرات باقی می ماند.

جذب مواد آلی، موجب تغییراتی در ساختمان خاک می گردد؛ لیکن ماده آلی موجود در فضای بین ذرات در تغییرات مکانیکی مانند سهولت جابه جایی ذرات مؤثر می باشد که می توان آن را به عنوان عاملی مؤثر در کاهش مقاومت خاک آلوده به گلیسرول دانست. از طرف دیگر، با توجه به محصور بودن خاک در قالب و عدم امکان زهکشی سیال و همچنین به علت مدول حجمی بالای مایع به نسبت خاک، در مقادیر بالاتر گلیسرول (۹ درصد وزنی)، عدد CBR مجدداً افزایش می یابد. به این ترتیب، در خاک آلوده به گلیسرول، تا ۶ درصد وزنی آلاینده، کاهش و سپس افزایش در عدد CBR خاک مشاهده می گردد.

با توجه به شکل ۷، کاهش در عدد CBR زمانی که رس کائولینیت به آنتراسن نیز آلوده شده است دیده می شود. با افزایش درصد آنتراسن در خاک تا ۰/۰۶ درصد، کاهش و سپس در درصدهای ۰/۰۹ و ۰/۱۲ افزایش در نسبت باربری کالیفرنیا اتفاق افتاده است؛ هرچند که هنوز از CBR خاک تمیز کمتر است. علت کاهش اولیه، روان کاری سطح ذرات توسط آنتراسن است که حرکت آنها در فضای خالی مابین را تسهیل می نماید. اما در درصدهای بالاتر، به دلیل محصور بودن نمونه در قالب و شرایط زهکشی شده به همراه مدول حجمی بالاتر سیال نسبت به خاک، مقاومت در برابر نفوذ پیستون افزایش یافته و عدد CBR افزایش می یابد.

بر اساس شکل ۷، در خصوص خاک آلوده با آنتراسن، شیب ازدیاد مقاومت با افزایش درصد آهک تقریباً ثابت است. اما این روند در مورد خاک آلوده به

مقدار آلاینده افزایش یافته است. روند طی شده در خصوص آلاینده آنتراسن نیز تقریباً مشابه آهک است.

در شکل ۹، نمایی از سطح نمونه‌های آلوده به آنتراسن و گلیسرول پس از انجام آزمایش CBR ارائه شده است. همانطور که شکل نشان می‌دهد، نفوذ پیستون به درون قالب حاوی رس آلوده به گلیسرول با وقوع ترک‌هایی با زاویه حدوداً ۱۲۰ درجه در سطح نمونه‌ها همراه است. اما در نمونه‌های آلوده به آنتراسن، چنین ترک‌هایی به‌ویژه در مقادیر آلودگی بیشتر مشاهده نشد.

به‌طور کلی در آزمایش‌های انجام‌شده، نمونه‌های آلوده به آنتراسن زودتر به حد گسیختگی رسیدند. به‌عبارت دیگر، با ازدیاد میزان آنتراسن موجود در رس کائولینیت، خاک آلوده‌شده در میزان نفوذ کمتری به حد باربری نهایی خود رسید. گسیختگی در خاک آلوده به گلیسرول به شکل ترک‌های سطحی تا عمیق مشاهده گردید (شکل ۹-الف). ولی در خاک آلوده به آنتراسن، دامنه تغییر شکل نمونه بر اثر نفوذ پیستون، از ترک‌های عمیق تا شکلی مشابه برش سوراخ‌شدگی برحسب درصد آلاینده دیده شد (شکل ۹-ب).



(ب)

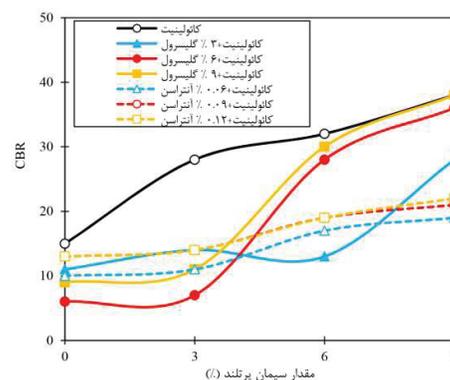


(الف)

شکل ۹- نمایی از سطح نمونه رس آلوده بعد از انجام آزمایش CBR (الف) گلیسرول و (ب) آنتراسن

وزنی به رس کائولینیت، رطوبت بهینه افزایش و وزن واحد حجم کاهش یافت. با ازدیاد گلیسرول تا ۶٪، با توجه به روان‌کاری بیشتر سطح ذرات و

خاک آلوده به گلیسرول در خاکی که ۳ درصد آلودگی دارد، بطئی‌تر از روند ۶٪ و ۹٪ آلودگی است و دیرتر به نقطه اوج می‌رسد. براساس شکل ۸، خاک آلوده به ۳٪ گلیسرول به حداقل ۹٪ سیمان برای افزایش CBR در محدوده بازه زمانی ۳ روز عمل‌آوری نیاز دارد. به‌عبارت دیگر، ۳٪ سیمان، مقدار مناسبی برای تثبیت خاک آلوده به گلیسرول نیست و اثر تثبیت در درصدهای ۶ تا ۹ رضایت‌بخش‌تر است.



شکل ۸- تأثیر تثبیت با سیمان پرتلند بر نسبت باربری کالیفرنیا در رس کائولینیت آلوده به گلیسرول و آنتراسن

افزودن سیمان پرتلند و افزایش چسبندگی ناشی از آن، سعی در جبران پیوندهای شکسته‌شده در خاک توسط آلاینده حلقوی آنتراسن دارد. هرچه میزان سیمان پرتلند بیشتر می‌شود، تأثیر تثبیت‌کننده نسبت به تأثیر

۵- نتیجه گیری

۱- به‌دلیل کمتر بودن ثابت دی‌الکتریک گلیسرول ۴۰٪ نسبت به آب، با افزودن گلیسرول تا ۴/۵٪

گلیسرول، حداکثر CBR متناظر با استفاده از ۳۰٪ آهک است. برای خاک آلوده به آنتراسن در همه غلظت‌ها، این روند همواره با ازدیاد درصد آهک به صورت افزایشی مشاهده شد.

۶- در رس آلوده به ۳، ۶ و ۹٪ گلیسرول، مقدار CBR حداکثر با اضافه شدن ۹٪ سیمان پرتلند (که حداکثر مقدار وزنی این تثبیت کننده در تحقیق حاضر است) به دست آمد. در خصوص آلودگی با آنتراسن، مجدداً روند منظم افزایش مقاومت با ازدیاد درصد سیمان پرتلند، در تمامی غلظت‌ها دیده شد.

۷- وضعیت نمونه آلوده به گلیسرول بعد از آزمایش‌های CBR، همراه با ترک‌های سطحی و یا عمیق بر روی نمونه (با زاویه ۱۲۰ درجه) است. در نمونه‌های آلوده به آنتراسن، این وضعیت از ترک‌های عمیق تا حالتی مشابه برش سوراخ‌شدگی متغیر بود.

۸- هر دو عامل تثبیت‌کننده سیمان و آهک قابلیت بهسازی خاک آلوده به آنتراسن و گلیسرول را دارا هستند. اما تأثیر سیمان در بهسازی نمونه‌های آلوده بیشتر از آهک است.

امکان حرکت و لغزش آنها بر یکدیگر، رطوبت بهینه کاهش و وزن واحد حجم حداکثر، افزایش پیدا کرد. در مقادیر بالاتر از ۶٪ وزنی، با توجه عملکرد آلاینده به‌عنوان ماده پرکننده، مجدداً وزن مخصوص، کاهش و رطوبت بهینه، افزایش یافت. به این ترتیب، بیشیه وزن مخصوص خشک حداکثر و کمترین رطوبت بهینه، در میزان ۶٪ وزنی گلیسرول ایجاد گردید.

۲- با افزودن ۰/۰۶، ۰/۰۹ و ۰/۱۲ درصد آنتراسن به رس کائولینیت، به‌طور مرتب درصد رطوبت بهینه افزایش و وزن واحد حجم حداکثر خاک آلوده کاهش پیدا کرد.

۳- در بازه عمل‌آوری ۳ روزه مدنظر این تحقیق، افزودن ۶ درصد سیمان پرتلند نوع یک، افزایش CBR هم‌ارز با ۳۰ درصد آهک بر روی خاک رس کائولینیت تمیز ایجاد کرد.

۴- افزودن گلیسرول تا ۶٪ وزنی به رس کائولینیت تمیز، CBR را کاهش داد. از ۶ تا ۹٪ گلیسرول، روند کاهش به افزایش تبدیل شد. ازدیاد درصد آنتراسن تا ۰/۰۶٪ وزنی نیز CBR را کاهش داد؛ ولی با افزایش بیشتر به ۰/۰۹٪ یا ۰/۱۲٪، روند افزایشی مشاهده نشد.

۵- در رس آلوده به ۳٪ گلیسرول و تثبیت شده با آهک، حداکثر CBR در مقدار آهک ۱۰٪ وزنی تعیین شد. اما در رس آلوده به ۶٪ یا ۹٪

مراجع

- [1] Khamsehchiyan, M., Charkhabi, A. H., & Tajik, M. (2007). "Effects of crude oil contamination on geotechnical properties of clayey and sandy soils", *Engineering Geology*, 89(3-4), 220-229.
- [2] Ijimdiya, T. S. (2012). "Effect of oil contamination on particle size distribution and plasticity characteristics of lateritic soil", *Advanced Materials Research*, 367, 19-25.
- [3] Bell, F. G. (1996). "Lime stabilization of clay minerals and soils", *Engineering Geology*, 42(4), 223-237.
- [4] Osinubi, K. J. (1998). "Influence of compactive efforts and compaction delays on lime-treated soil" *Journal of Transportation Engineering*, 124(2), 149-155.
- [5] Hamidi, A., & Jedari, C. (2013). "Investigating the consolidation behavior of contaminated clay", *Sharif Civil Engineering Journal*, 29-2(2), 29-35.
- [6] Zanjarani Farahani, M., & Hamidi, A. (2014). "Consolidation behavior and geotechnical parameters of oil contaminated kaolinite clay", *Iranian Journal of Petroleum Geology*, 4(8), 1-15.

- [7] Akinwumi, I. I., Daniel, D. & Obianigwe, N. (2014), "Effects of crude oil contamination on the index properties, strength and permeability of lateritic clay", *International Journal of Applied Sciences and Engineering Research*, 3(4): 816-24.
- [8] Khosravi, E., Ghasemzadeh, H., Sabour, M. R., & Yazdani, H. (2013). "Geotechnical properties of gas oil-contaminated kaolinite", *Engineering Geology*, 166, 11-16.
- [9] Estabragh, A.R., Rafatjo, H., & Javadi, A. A. (2014). "Treatment of an expansive soil by mechanical and chemical techniques", *Geosynthetics International*, 21(3), 233-243.
- [10] Ghadyani, M., Hamidi, A., & Hatambeigi, M. (2019). "Triaxial shear behaviour of oil contaminated clays", *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 23(1), 112-135.
- [11] Mohammadi, S. D., & Moharamzade Saraye, K. (2015). "The study of workability of lime on improvement of oil materials contaminated soils around the Tabriz oil refinery", *Modares Civil Engineering journal*, 15, 223-233.
- [12] Ghavami, S., Jahanbakhsh, H., & Moghaddasnejad, F. (2018). "Laboratory study on stabilization of kaolinite clay with cement and cement kiln dust", *Amir Kabir Journal of Civil Engineering*, 10.22060/CEEJ.2018.15100.5829.
- [13] Estabragh, A. R., Khatibi, M., & Javadi, A. A. (2016). "Effect of cement on treatment of a clay soil contaminated with glycerol", *Journal of Materials in Civil Engineering*, 28(4), 04015157.
- [14] Estabragh, A. R., Kholoosi, M., Ghaziani, F., & Javadi, A. A. (2018). "Mechanical and leaching behavior of a stabilized and solidified anthracene-contaminated soil", *Journal of Environmental Engineering* 144(2), 04017098.
- [15] Oluwatuyi, O., Ojuri, O., & Khoshghalb, A. (2020). "Cement-lime stabilization of crude oil contaminated kaolin clay", *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 12, 160-167.
- [16] ASTM, D. (2012). 1557. Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using modified effort. *West Conshohocken, USA*.
- [17] Pincus, H. J., Meegoda, N. J., & Ratnaweera, P. (1995). "Treatment of oil contaminated soils for identification and classification", *Geotechnical Testing Journal*, 18(1), 41-49.
- [18] Delgado, L., & Romero, E. M. (2013). "Removal of anthracene from recently contaminated and aged soils", *Water Air and Soil Pollution*, 224, 1420-1427.
- [19] Kholoosi, M. M., Estabragh, A. R., & Abdollahi, J. (2017). "Investigation of the effect of cement on the stabilization of contaminated soil with anthracene", *Sharif Civil Engineering Journal*, 33-2(4.1), 39-48.
- [20] Soltaninejad, S., Hamidi, S., & Marandi, S. M. (2019). "Effect of type and percentage of clay minerals on the pozzolanic stabilization of clayey soils (macrostructure and microstructure study)", *Sharif Civil Engineering Journal*, 35-2(4.1), 3-12.
- [21] ASTM, D. (2014). 1883 Standard test method for CBR (California Bearing Ratio) of laboratory-compacted soils. *ASTM International*, West Conshohocken, PA, USA.
- [22] Ratnaweera, P., & Meegoda, J. (2006). "Shear strength and stress-strain behavior of contaminated soils", *Geotechnical Testing Journal*, 29(2), 133-140.

مدل‌سازی سه‌بعدی پایداری و تغییر شکل جبهه کار تسلیح‌شده و تسلیح‌نشده در تونل‌های کم‌عمق

اقدامات پیش‌تحکیمی در تونل‌زنی در شرایط کم‌عمق و مشکل‌دار یکی از راهکارهای موفق در عملیات حفاری و تحکیم تونل‌هاست. استفاده از نیل فایبرگلاس در جبهه کار تونل به‌عنوان یکی از روش‌های مؤثر و اقتصادی پیش‌تحکیمی برای افزایش پایداری و کنترل نشست در زمین‌های نرم است. در این مطالعه، مدل‌سازی سه‌بعدی اثرات نیل فایبرگلاس در جبهه کار در کاهش پدیده شکم‌دادگی، نشست قائم و ضریب ایمنی با دو روش مدل‌سازی مستقیم نیل در مدل سه‌بعدی اجزای محدود و مصالح با مقطع معادل، بررسی شده است. مطالعه حاضر، اثرات دانسیته نیل، نسبت عمق به قطر تونل (C/D) و گام پیشروی را بررسی می‌کند. از روش کاهش مقاومت برای محاسبه ضریب ایمنی تونل استفاده شده است. نتایج تحلیل عددی با روش‌های تعادل حدی برای تعیین ضریب ایمنی مقایسه گردیده است. مقایسه روش تعادل حدی با روش اجزای محدود نشان می‌دهد که استفاده از نیل فایبرگلاس، ضریب ایمنی تونل را بین ۵۰ تا ۷۵ درصد (به ازای ۲۰ نیل فایبرگلاس) و ۱۲۵ تا ۲۰۰ درصد (به ازای ۵۰ نیل فایبرگلاس) با توجه به نسبت عمق به قطرهای مختلف افزایش می‌دهد. این در حالی است که با افزایش گام پیشروی، مقدار جابه‌جایی قائم در هر دو روش، افزایش می‌یابد ولی تأثیری در مقدار جابه‌جایی افقی تونل در هر دو روش ندارد. همچنین استفاده از نیل در جبهه کار تونل، مقدار جابه‌جایی قائم را بین ۲۰ تا ۳۵ درصد و جابه‌جایی افقی را بین ۵۰ تا ۶۰ درصد کاهش می‌دهد.

واژگان کلیدی: ضریب ایمنی، تغییر شکل، روش تعادل حدی، نیل فایبرگلاس، مدل‌سازی سه‌بعدی.

مجید طارمی*

باشگاه پژوهشگران جوان و نخبگان، دانشگاه آزاد اسلامی - واحد تهران جنوب، تهران.
پست الکترونیک:
majid.taromi@yahoo.com

امیرحسین اقبالی

گروه مهندسی ژئوتکنیک، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی - واحد اسلامشهر، اسلامشهر.
پست الکترونیک:
eghbali@iiiau.ac.ir

نوید هادیانی

گروه مهندسی ژئوتکنیک، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی - واحد اسلامشهر، اسلامشهر.
پست الکترونیک:
Na.hadiani@gmail.com

۱- مقدمه

کم‌عمق، این اثر می‌تواند به سرعت پیشرفت کرده و منجر به نشست زمین یا حتی ریزش شود [۱-۴].

تحلیل پایداری تونل‌ها به‌منظور کنترل نشست سطحی یا اطمینان از ایمنی در مقابل ریزش در جبهه کار تونل‌هاست [۵]. پایداری را می‌توان براساس دو اصل به‌دست آورد:

(الف) توسط متعادل کردن فشار توده زمین که

گسیختگی با آزادسازی تنش همراه است [۶].

(ب) بهبود شرایط زمین در تونل، با افزایش مقاومت

مکانیکی توده زمین [۷].

زمین نرم به‌علت خواص مکانیکی ضعیف و نگهداری زیاد آب، اغلب به شرایط دشوار در تونل‌زنی منجر می‌شود. آزادی تنش ناشی از حفاری، موجب ضعف و گسیختگی موضعی در تاج و جبهه‌کار حفاری می‌شود. در تونل‌های

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۸/۰۸/۱۴، بازنگری: ۱۳۹۸/۱۱/۱۵، پذیرش: ۱۳۹۸/۱۱/۱۹.
DOI: 10.22091/cer.2020.4950.1182 شناسه دیجیتال

کارایی و ایمنی بیشتر استفاده از نیل‌های فایبرگلاس در پایداری‌سازی جبهه‌کار در حفاری تمام مقطع در زمین‌های نرم، باعث لزوم توسعه استفاده از این فناوری در پروژه‌های تونل‌زنی شهری شده است [۱۳ و ۱۵].

طراحی سیستم تسلیح جبهه‌کار با نیل‌های فایبرگلاس با در نظر گرفتن تعداد، طول، آرایش، مشخصات نیل و روش اجراست. از اینرو، ارزیابی رفتار تغییرشکل تونل تقویت‌شده، یک تحلیل سه‌بعدی به منظور مدل‌سازی مستقیم عناصر تقویت‌کننده و روش حفاری است [۱۶ و ۱۷]. این در حالی است که روش‌های جایگزین نیز برای بررسی اثرات مسلح‌کننده‌ها در یک مدل سه‌بعدی را می‌توان با اعمال فشار سینه‌کار [۱۸] یا مصالح با مقطع معادل [۱۹] برای هسته-جبهه‌کار، مدل‌سازی کرد.

در این مطالعه، مدل‌سازی سه‌بعدی اثرات نیل فایبرگلاس در سینه‌کار با

(۱) مدل‌سازی مستقیم نیل در مدل سه‌بعدی اجزای محدود و

(۲) مصالح با مقطع معادل بررسی شده است. مطالعه حاضر، اثرات نسبت عمق به قطر تونل و گام پیشروی را پوشش می‌دهد. ضریب ایمنی برای هر دو حالت تقویت‌شده و بدون تقویت بررسی گردیده است. روش کاهش مقاومت برای محاسبه ضریب ایمنی سینه‌کار مورد پذیرش قرار گرفته شده است. سپس نتایج تحلیل عددی سه‌بعدی با روش‌های تعادل حدی روز^۲ (۲۰۰۴)، پن و دیاس^۳ (۲۰۱۷) و پترنسی^۴ و همکاران (۲۰۱۷) مقایسه شده است [۱۷، ۲۰ و ۲۱].

۲- روش تحلیل

حالت اول مشابه روش تونل‌زنی سپری مکانیزه است که در آن عملیات متعادل کردن به‌وسیله یک سیال تحت فشار در مقابل جبهه‌کار تونل اعمال می‌شود تا فشار زمین و فشار آب حفره‌ای در صورت وجود، به تعادل برسد [۸ و ۹]. حالت دوم، تمام روش‌های تسلیح و تزریق و به‌طور کلی، علاج‌بخشی خاک (قوس چتری^۱ (UAM)، ستون تزریق پرفشار، نیلینگ، انجماد خاک، و غیره) را شامل می‌شود [۱۰-۱۲].

تونل‌زنی تمام مقطع برای اولین بار ۳۰ سال قبل در ایتالیا و در تونل‌های با سطح مقطع ۱۲۰ تا ۲۲۰ مترمربع و در زمین‌های با شرایط ژئوتکنیکی مختلف و تونل‌های کم‌عمق و عمیق مورد استفاده قرار گرفت. در شرایط حفاری تمام مقطع، تنش‌ها و کرنش‌های توسعه‌یافته در محیط پیرامونی تونل (خاک یا سنگ) در هسته پیشروی تونل متمرکز می‌شوند. بنابراین مسئله پایداری سینه‌کار حفاری، اساسی‌ترین مشکل در حفاری تمام مقطع تونل است [۱۳ و ۱۴].

تحقیقات آزمایشگاهی، عددی و مشاهدات تجربی انجام شده روی وقوع نشست و جابه‌جایی‌های زمین در حین حفاری تونل نشان می‌دهد که علت اصلی فرآیند تنش-کرنش شامل شکم‌دادگی، پیش‌همگرایی و همگرایی محیط حفاری ناشی از تغییرشکل‌پذیری هسته پیشروی است. بنابراین صلبیت هسته نقش تعیین‌کننده‌ای در پایداری تونل در کوتاه‌مدت، طولانی‌مدت و کنترل نشست تونل ایفا می‌کند. با انجام فعالیت‌های پایداری‌سازی و تسلیح این ناحیه، حفاری را می‌توان با حداقل مخاطرات و بالاترین سرعت و ایمنی انجام داد [۱۰].

یکی از روش‌هایی که مستقیماً روی پایداری هسته پیشروی جهت بهبود خواص مقاومتی، کنترل تغییرشکل‌پذیری و نشست زمین نقش اساسی دارد، استفاده از المان‌های فایبرگلاس است. مزایای اقتصادی،

2- Ruse

3- Pan and Dias

4- Paternesi

1- Umbrella Arch Method

استفاده در مدل‌سازی عددی در جدول ۱ نشان داده شده است.

نتایج تحلیل عددی سه بعدی انجام شده با اطلاعات به دست آمده از ابزار دقیق و مطالعات قبلی مقایسه شد. مقادیر بیشینه نشست در مدل‌سازی عددی، همخوانی نسبتاً قابل قبولی با این مطالعات داشت (شکل ۱). بنابراین از نحوه مدل‌سازی، می‌توان در این تحقیق استفاده کرد.

۲-۲- مدل رفتاری خاک

استفاده از تحلیل اجزای محدود در پروژه‌های ژئوتکنیک، به‌عنوان ابزاری برای کنترل و بهینه‌سازی فعالیت‌های مهندسی، از محبوبیت و گسترش زیادی برخوردار است. با این حال، کیفیت هر پیش‌بینی تنش- کرنش در این نوع تحلیل، وابسته به مدل رفتاری است.

یکی از مسائل اصلی در مهندسی سازه‌های ژئوتکنیکی در دهه ۱۹۷۰ میلادی و پیش از آن، تفاوت آشکار بین سختی خاک اندازه‌گیری شده از آزمون‌های آزمایشگاهی و تحلیل‌های برگشتی انجام شده از مشاهدات جابه‌جایی‌های زمین بود. این تفاوت‌ها در حال حاضر، به‌طور کامل به‌واسطه درک مشخصه‌های اصلی تغییرشکل خاک به‌ویژه تأثیر قابل توجه غیرخطی بودن، مرتفع شده است. این رویکرد، یکی از مهم‌ترین دستاوردهای تحقیقات مهندسی ژئوتکنیک در ۳۰ سال گذشته بوده است. از اینرو، یک پیش‌بینی واقع‌بینانه‌تر از جابه‌جایی زمین، نیاز به استفاده از مدل‌های رفتاری برای محاسبه رفتار پیش از گسیختگی خاک همانند رابطه تنش- کرنش غیرخطی پیش از رسیدن به حالت نهایی را دارد.

مدل رفتاری خاک سخت‌شونده (HS^9) در چارچوب تئوری خمیری در سال ۱۹۹۹ توسط شنز^{۱۰} و همکاران پایه‌گذاری شد [۲۵]. در این مدل، کل کرنش‌ها (ارتجاعی و خمیری) براساس سختی تابع سطح تنش

در سال‌های اخیر روش‌های عددی در تحلیل مسائل ژئوتکنیک به‌سرعت در حال توسعه است. سمپریچ^۵ (۱۹۸۰) اولین بار تحلیل اجزای محدود سه‌بعدی را برای محاسبه تغییرشکل نزدیک به جبهه کار حفاری تونل انجام داد [۲۲]. پس از آن باومن^۶ و همکاران (۱۹۷۷)، پایداری سینه کار تونل را در خاک و سنگ‌های نرم با استفاده از روش اجزای محدود با در نظر گرفتن مدل رفتاری الاستو- پلاستیک مور- کولمب انجام داد [۲۳]. در ادامه، محققان در سال ۲۰۰۴، مطالعات عددی گسترده‌ای را روی حفاری سینه کار تونل بدون تسلیح انجام دادند [۲۰]. مدل‌سازی اثرات نیل فایبرگلاس با روش‌های عددی توسط محققین مختلف بررسی شده است. اغلب این مطالعات روی تعیین ضریب ایمنی، تحلیل شکم‌دادگی سینه کار و کاهش نشست سطحی متمرکز بوده است [۱۱، ۱۶، ۱۷ و ۲۱].

۲-۱- صحت‌سنجی مدل

به منظور صحت‌سنجی مدل اجزای محدود، دو روش

(۱) قوس چتری (UAM) در ترکیب با نیل سینه کار (FFB^7) و

(۲) روش تونل‌زنی جدید اتریشی ($NATM^8$) که در ساخت متروی استانبول مورد استفاده قرار گرفته، استفاده شده است [۲۴].

نتایج تحلیل، عملکرد مناسب روش ترکیبی UAM و FFB را در مقایسه با NATM در کنترل نشست سازه‌های سطحی به دلیل اثر قوس‌زدگی ناشی از بهسازی محیط تونل و کاهش جابه‌جایی افقی در جبهه کار حفاری به علت اثرات نیل، نشان داد. مشخصات مصالح مورد

⁵- Semprich

⁶- Umbrella Arch Method

⁷- Fiberglass Face Bolt

⁸- New Austrian Tunneling Method

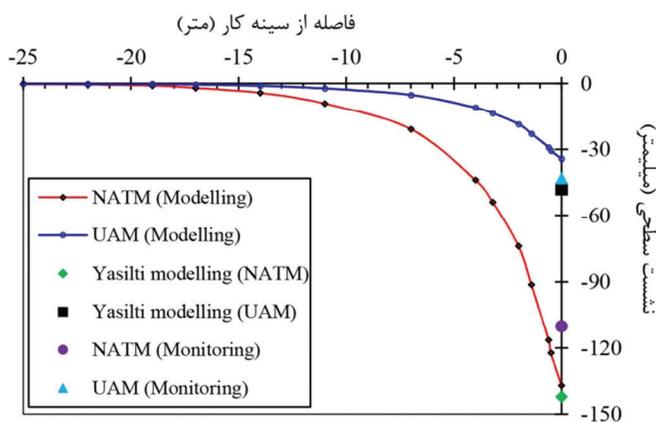
⁹- Hardening soil

¹⁰- Schanz

محاسبه می‌شود که این سختی برای حالت بارگذاری اولیه و باربرداری بارگذاری متفاوت است. در این مدل، رفتار تا قبل از نقطه شکست، غیرخطی است و همچنین رفتار بعد از شکست براساس پارامترهای مقاومتی مدل مور- کولمب (چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی) تعیین می‌شود.

جدول ۱- مشخصات مصالح مورد استفاده در مدل

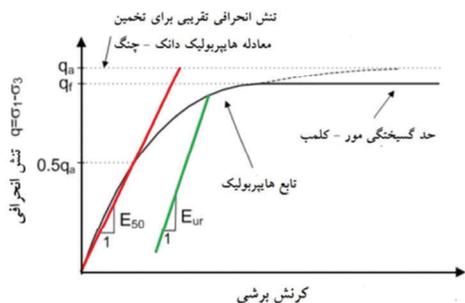
نوع مصالح	مدول ارتجاعی (kPa)	نسبت پواسون	سختی محوری (EA) (kN/m)	سختی خمشی (EI) (kNm ² /m)
شاتکریت یک روزه	1.0×10^7	۰/۲	2.678×10^6	2.806×10^4
شاتکریت ۲۸ روزه	2.85×10^7	۰/۲	8.925×10^6	9.352×10^4
فورپلینگ (Soilcrete)	1.473×10^6	۰/۲۵	-	-
Face bolt (ژئوگرید)	-	-	3.600×10^4	-
نیل خودحفر	-	-	2.367×10^5	۱۴۸



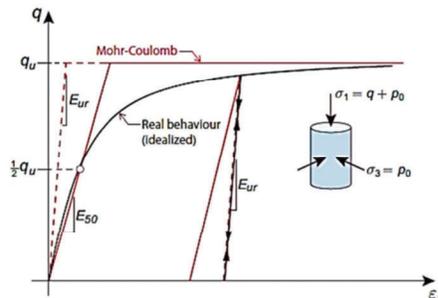
شکل ۱- مقایسه پروفیل نشست سطحی صحت‌سنجی مدل با نتایج رفتارنگاری و مطالعات قبلی

مسائل مربوط به «خاکبرداری» و «تونل‌سازی» استفاده از مدل HS نتایجی نزدیک‌تر به واقعیت و در نتیجه مطلوب‌تری را در بر خواهد داشت. از اینرو، در این تحلیل از مدل رفتاری HS استفاده شد.

در مدل رفتاری HS، سختی خاک بسیار دقیق‌تر از مدل رفتاری مور- کولمب در نظر گرفته می‌شود. این در حالی است که مدل مور- کولمب توانایی در نظر گرفتن تفاوت رفتار در بارگذاری و باربرداری را ندارد و در واقع تاریخچه تنش را در نظر نمی‌گیرد (شکل ۲). بنابراین در



(ب) مدل خاک سخت‌شونده



(الف) مدل مور- کولمب

شکل ۲- توصیف مدل‌های شکل‌پذیری مختلف خاک در آزمون‌های سه‌محوری [۲۷]

پارامترهای مورد استفاده در تحلیل اجزای محدود
براساس مدل رفتاری خاک سخت‌شونده در جدول ۲

نشان داده شده است. ()

جدول ۲- مشخصات فیزیکی و مکانیکی مدل رفتاری خاک سخت‌شونده در تحلیل اجزای محدود [۲۶]

γ (kN/m ³)	E_{50} (MPa)	E_{oed} (MPa)	E_{ur} (MPa)	c (kPa)	ϕ (Deg)	ψ (Deg)	ν_{ur}	P_{ref} (kPa)	K_0	$Power$	R_f	
۲۰	۱۰۰	۱۰۰	۲۵۰	۴۰ و ۲۰، ۱۰	۳۰	۵	۰/۲	۱۰۰	۰/۵	۰/۲۵	۰/۹	
تنش مرجع برای سختی‌ها					P_{ref}	چسبندگی موثر						c
زاویه اتساع					ψ	زاویه اصطکاک داخلی موثر						ϕ
توان نشان دهنده وابستگی سختی به سطح تنش					$m=1$	مدول بارگذاری اذئومتری						E_{oed}
ضریب پواسون برای حالت باربرداری- بارگذاری مجدد					ν_{ur}	مدول باربرداری/بارگذاری مجدد						E_{ur}
برای خاک‌های عادی تحکیم‌یافته (1-sin ϕ)					K_0	بارگذاری- باربرداری سهمحوری						E_{50}
وزن مخصوص خاک					γ	نسبت گسیختگی است که این مقدار به‌طور پیش فرض در Plaxis، ۰/۹ در نظر گرفته می‌شود.						R_f

۲-۳- ابعاد و حوزه مسئله

حفاری تونل متناسب است؛ یعنی آهنگ تغییرشکل‌های حاصل از حفاری در مصالح دانه‌ای و مصالح چسبیده متفاوت است. به‌طور کلی، نشست در خاک‌های چسبیده به دلیل قوی‌تر بودن خاصیت شکل‌گیری گنبد فشار نسبت به خاک‌های دانه‌ای، کمتر است. همچنین اگر دهانه حفاری شامل چند لایه خاک باشد، توجه به این نکته که بخش عمده دهانه، دانه‌ای است یا چسبیده، در تغییر مکان‌های نقاط اطراف دهانه حفاری تأثیرگذار است. بنابراین به‌منظور اجتناب از هرگونه سازوکار ممکن در خاک و همچنین اثرات مرز خارجی، بایستی مرزهای مدل در اطراف آن گسترش یابند.

روش‌های عددی نظیر روش اجزای محدود (FEM)، حل‌هایی تقریبی از مسئله‌های مقدار مرزی مکانیک محیط‌های پیوسته ارائه می‌دهند. در این رویکرد، حوزه و محدوده مسئله که بخشی از محیط پیوسته است، به اجزای مجزا تقسیم می‌شوند. اندازه حوزه و محدوده مسئله باید به‌گونه‌ای انتخاب شود که اثر بخش‌های حذف شده محیط پیوسته بر نتایج حل عددی ناچیز باشد. ابعاد حوزه مسئله از بزرگی و جهت‌گیری تنش‌های اصلی متناظر با حالت تنش‌های برجا نیز تأثیر می‌پذیرد. برای حالت متداول یک تونل سطحی در یک حوزه مستطیلی که تنش‌های برجا به موازات کناره‌های حوزه مسئله‌اند، بسته به عواملی که در بالا اشاره شد، تغییر مکان افقی برابر با صفر (ناچیز) در فاصله 3D تا 13D در طول کناره‌های حوزه مسئله رخ می‌دهد (D برابر عمق تونل یا ارتفاع روباره تونل است) [۸ و ۹]. همچنین به‌منظور اجتناب از تخمین کمتر تغییر مکان‌ها، برای فضاهای زیرزمینی در اعماق بیشتر، محدوده و حوزه مسئله باید به مراتب بزرگ‌تر باشد. تغییر مکان‌های نقاط درونی زمین با محیط

در این مطالعه، شرایط مرزی مدل به‌صورت شکل ۳ در نظر گرفته شده است. با توجه به تقارن مدل، در مدل‌سازی دو و سه‌بعدی، از تقارن محوری استفاده شده و تونل به‌صورت نیم‌مقطع مدل شده است. برای افزایش دقت نتایج از مش‌بندی غیریکنواخت استفاده شده و اندازه مش در اطراف ناحیه حفاری تونل، ریزتر گردیده است. این مدل شامل ۴۳۴۷ المان ۱۵ گره‌ای و ۱۳۷۴۸ گره است. تمامی حرکات در پایین مدل، ثابت شده و هرگونه

باریک^{۱۱} با صلبیت خمشی مشخص و یک سختی نرمال استفاده می‌شود. در هندسه مدل به‌طور پیش فرض این المان با خطوط رنگ آبی نمایش داده می‌شود. مشخصات مربوط به جنس المان Plate در مدل اجزای محدود با سختی خمشی (EI) و سختی نرمال (EA) معرفی شده‌اند (جدول ۳).

۲-۵- مدل‌سازی تسلیح‌سینه‌کار با نیل فایبرگلاس

در این مطالعه، مدل‌سازی نیل‌های فایبرگلاس با استفاده از المان ژئوگرید انجام شده است (جدول ۴). ژئوگریدها سازه‌های باریکی هستند که دارای سختی نرمال می‌باشند، ولی هیچ سختی خمشی ندارند. ژئوگریدها تنها قادرند نیروهای کششی را تحمل کنند [۱۶].

تأثیر نیل در سینه‌کار حفاری با مدل‌سازی خصوصیات معادل مصالح بدون مدل‌سازی سازه‌ی المان‌های تسلیح نیز بررسی شد. در این رویکرد اثرات نیل در سینه‌کار با چسبندگی معادل مدل‌سازی گردید. مطابق با این رویکرد درمی‌یابیم که چسبندگی ۱۰ کیلوپاسکال با تعداد ۲۰ و ۵۰ نیل در سینه‌کار به ترتیب برابر با سینه‌کار بدون تسلیح با چسبندگی ۲۰ و ۴۰ کیلوپاسکال است. نتایج هر دو روش با رویکرد تحلیلی نعمتی حیاتی و همکاران (۲۰۱۲) مقایسه شد [۲۶].

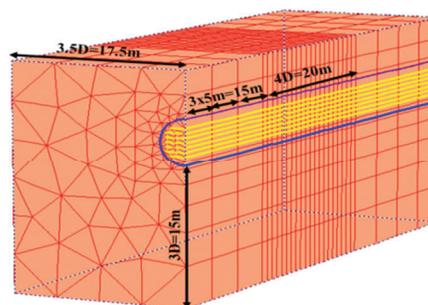
برای مدل‌سازی اثرات نیل فایبرگلاس به‌صورت چسبندگی معادل، اثرات بهسازی خاک تنها به شکل چسبندگی و هیچگونه تغییر در زاویه اصطکاک داخلی خاک به جبهه کار تونل اعمال می‌شود. در ناحیه تسلیح‌شده تونل، چسبندگی افزایش یافته، براساس رابطه (۱) محاسبه می‌شود:

$$c^* = c + \frac{\Delta\sigma_3}{2} \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (1)$$

که در آن c و ϕ به ترتیب چسبندگی و زاویه اصطکاک

تغییرمکان‌های افقی در سطوح جانبی مدل، بلوکه شده است.

قطر تونل، ثابت ($D=5m$)، روباره تونل متغیر از ۵ (برابر با قطر تونل، D) تا ۱۵ متر (سه برابر قطر تونل) و حفاری به‌صورت تمام مقطع با گام‌های پیشروی ۱ تا ۴ متر در نظر گرفته شده است. مرزهای جانبی مدل به اندازه سه و نیم برابر قطر تونل و مرز پایینی به اندازه سه برابر قطر تونل امتداد پیدا کرده است.



شکل ۳- مدل سه‌بعدی اجزای محدود در نرم‌افزار Plaxis3DTunnel

همانطور که در شکل ۳ نشان داده شده است، ۱۵ متر ابتدایی مدل به‌منظور از بین بردن اثرات پرتال با مش درشت و در سه گام ۵ متری حفاری شده است. پس از حفاری این بخش، کلیه جابه‌جایی‌ها صفر شده است. سپس به اندازه ۲۰ متر (چهار برابر قطر تونل) از تونل با المان‌های به فاصله یک متر بلوک‌بندی گردیده است. از المان‌های ۱۵ گره‌ای مثلثی‌شکل برای شبیه‌سازی رفتار خاک استفاده شد.

۲-۴- مدل‌سازی پوشش موقت

بسیاری از مسئله‌های مهندسی ژئوتکنیک درگیر اندرکنش خاک-سازه‌اند. بنابراین مدل‌سازی مناسب المان‌های سازه‌ای در تحلیل اجزای محدود تأثیر بسزایی در صحت نتایج دارد.

به منظور مدل کردن پوشش موقت تونل (شاتکریت) از المان Plate استفاده شده است. این المان یک عنصر سازه‌ای است که برای مدل کردن سازه‌های

^{۱۱}- Selender

داخلی خاک تسلیح نشده و $\Delta\sigma_3$ افزایش در فشار محصورکنندگی تأمین شده به واسطه المان‌های

تسلیح‌کننده در سینه کار حفاری است.

جدول ۳- مشخصات پوشش بتنی تونل در تحلیل اجزای محدود

مدل مصالح	ضریب پواسون	صلبیت خمشی (EI) (kN/m)	سختی محوری (EA) (kN/m)	ضخامت (mm)
ارتجاعی	۰/۲	$9/352 \times 10^4$	$8/925 \times 10^6$	۳۵۵

جدول ۴- مشخصات نیل فایبرگلاس در تحلیل اجزای محدود

E_n (Mpa)	E_g (Mpa)	E_{eq} (kPa)	EA (kN/m)	EI (kNm ² /m)	A_n (mm ²)	A_g (mm ²)	D_{DH} (mm)	D_{bar} (mm)	S_h (m)
۵۰۰۰۰	۲۰	۲۴۵۷۰۴۴	۸۶۷۹۵	۱۲۲	۸۳۶	۱۴۸۳۶	۱۵۰	۶۰	۰/۵
مدول ارتجاعی مقطع معادل	E_{eq}	سطح مقطع نیل		A_n	قطر نیل	D_{bar}	فاصله افقی نیل‌ها		S_h
مدول ارتجاعی گروت	E_g	مدول ارتجاعی نیل		E_n	قطر گمانه	D_{DH}	سطح مقطع گروت		A_g

ناشی از تسلیم‌شدگی نیل، است. برای هر نیل با سطح مقطع A ، مقاومت تسلیم f_{yk} ، کمینه اصطکاک جداره نیل τ_a ، کمینه طول تزریق شده نیل L ، قطر گمانه D ، نیروی F_{VTR} برابر است با:

$$F_{VTR} = \min \left[F_1 = \frac{\tau_a \pi D k L}{FS_1}; F_2 = \frac{A f_{yk}}{FS_2} \right] \quad (3)$$

در جدول ۵ محاسبه چسبندگی معادل به ازای تعداد نیل‌های مختلف مورد استفاده در مدل اجزای محدود و تعادل حدی برای محاسبه ضریب ایمنی ارائه شده است.

جدول ۵- محاسبه چسبندگی معادل به ازای تعداد نیل‌های مختلف

N	f_{yk} (Mpa)	S (m ²)	T_a (Mpa)	k	L (m)	FS	c (kPa)	c^*
۲۰	۳۰۰	۱۹/۶۲۵	۵۰	۱	۱۲	۲	۱۰	۲۰
۵۰								۴۰

فایبرگلاس، مدل‌سازی سه‌بعدی روش اجرا و حفاری تونل در نرم‌افزار Plaxis3DTunnel انجام شد [۲۷]. نتایج این تحلیل‌ها به شرح زیر است.

۳- مطالعه پارامتریک

به‌منظور بررسی پارامترهای مختلف تأثیرگذار شامل روباره، گام پیشروی، چسبندگی خاک و تعداد نیل

فشار محصورکننده از نیروی محصورکننده F_{VTR} توسط نیل‌های فایبرگلاس محاسبه می‌شود، با فرض اینکه همه نیل، نیروهای برابری را تأمین می‌کنند. فشار محصورکننده به‌صورت رابطه (۲) محاسبه می‌شود:

$$\Delta\sigma_3 = \frac{F_{VTR}}{A_s} \sum_{k=1}^f (n_k \cos i_k) \quad (2)$$

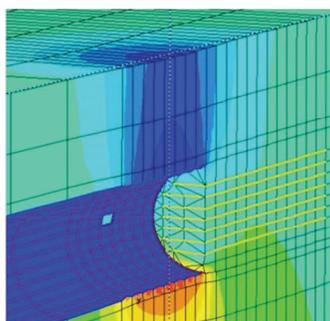
که در آن A_s سطح مقطع تونل، f تعداد خطوط نیل‌های تزریق شده، n_k و i_k به‌ترتیب تعداد نیل‌ها در k امین خط و زاویه نظیر آن است.

نیروی F_{VTR} برابر با کمترین مقدار بین نیروی F_1 ، نیروی حاصل از بیرون‌کشیدگی نیل، و F_2 ، نیروی

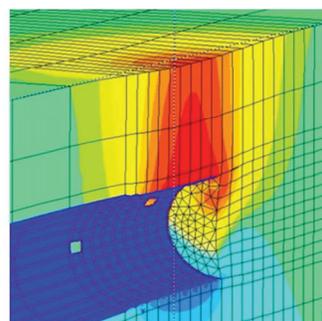
۳-۱- سازوکار گسیختگی

در شرایط تسلیح جبهه کار، جابه‌جایی در داخل جبهه کار ادامه ندارد. همچنین در حالت استفاده از المان‌های سازه‌ای فایبرگلاس، جابه‌جایی‌های افقی هسته-جبهه کار ناچیز است، ولی در حالت دوم، جابه‌جایی‌های افقی در هسته-جبهه کار متمرکز است.

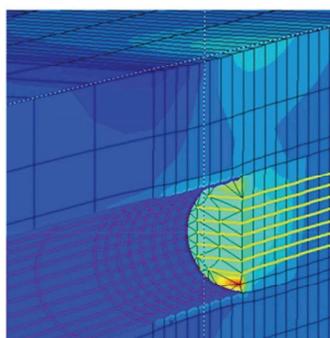
با توجه به مشخصات ژئوتکنیکی خاک و المان‌های فایبرگلاس می‌توان دریافت که استفاده از المان‌های سازه‌ای فایبرگلاس، سازوکار گسیختگی را تغییر می‌دهند (شکل ۴). در حالت عدم استفاده از نیل، سازوکار گسیختگی در جابه‌جایی‌های قائم، حالت دودکش‌مانند است و در جبهه کار نیز ادامه دارد. این در حالی است که



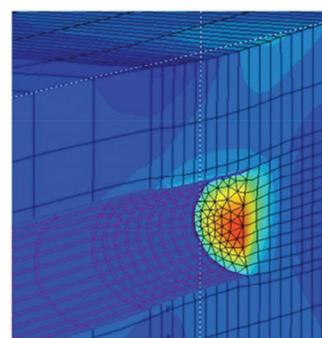
ب) جابه‌جایی قائم در شرایط تسلیح



الف) جابه‌جایی قائم در شرایط بدون تسلیح



د) جابه‌جایی افقی در شرایط تسلیح



ج) جابه‌جایی افقی در شرایط بدون تسلیح

شکل ۴- الگوی جابه‌جایی ناشی از حفر تونل در شرایط تسلیح‌شده و تسلیح‌نشده

2D: مدل‌سازی دوبعدی جبهه کار حفاری تونل در

حالت بدون تسلیح و

C/D: نسبت عمق (روباره) به قطر تونل.

این در حالی است که گام پیشروی تأثیری در مقدار جابه‌جایی افقی تونل در هر دو روش ندارد (شکل ۶). همچنین با استفاده از نیل در جبهه کار تونل، مقدار جابه‌جایی قائم بین ۲۰ تا ۳۵ درصد و جابه‌جایی افقی بین ۵۰ تا ۶۰ درصد کاهش می‌یابد (شکل ۷). بنابراین می‌توان دریافت که استفاده از نیل در جبهه کار در کاهش جابه‌جایی افقی تونل تأثیر بیشتری دارد. همچنین با

۳-۲- اثرات گام پیشروی و روباره

به‌طور کلی، با افزایش گام پیشروی و روباره مقدار جابه‌جایی قائم و افقی در هر دو روش، افزایش می‌یابد (شکل ۵). در شکل ۵، پارامترها به صورت زیر می‌باشند:

FGN: مدل‌سازی سه‌بعدی نیل فایبرگلاس در

جبهه کار حفاری،

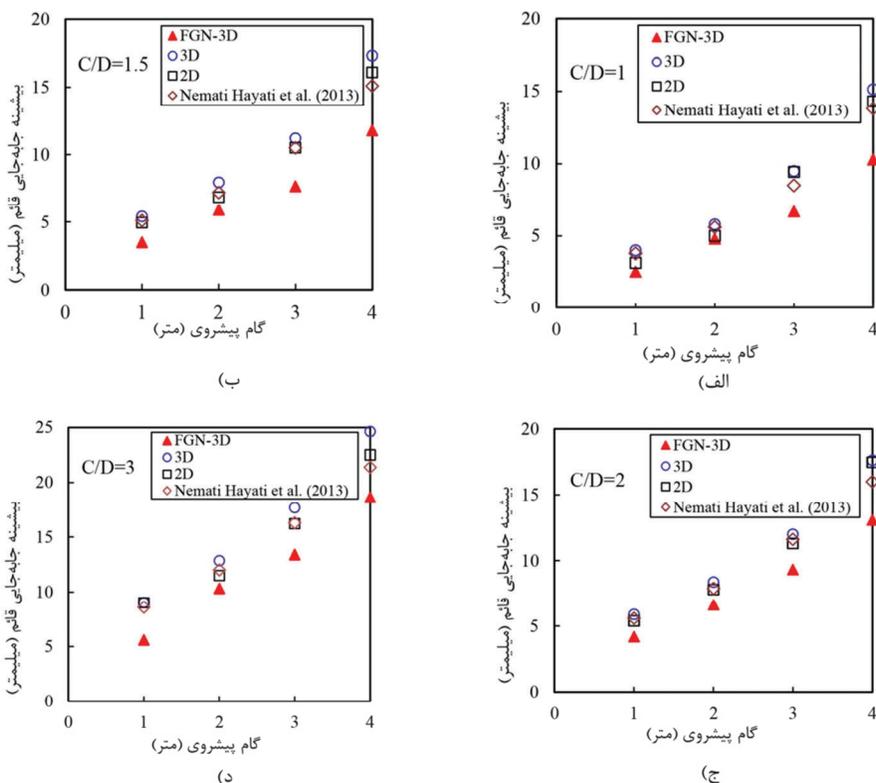
3D: مدل‌سازی سه بعدی جبهه کار حفاری در حالت

بدون تسلیح،

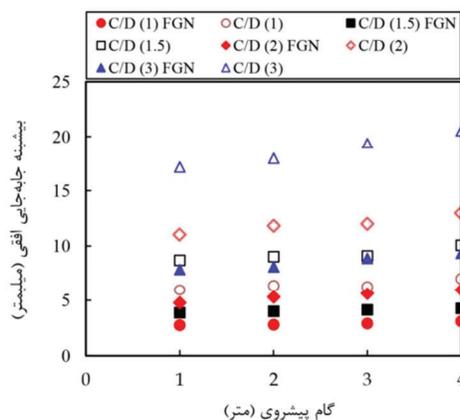
فرآیند حفاری، تحکیم و بررسی تغییرشکل تونل‌ها یک پدیده پیچیده سه‌بعدی است. با این حال، استفاده از تحلیل دوبعدی هنوز در بسیاری از مسائل اجرایی متداول است.

استفاده از روش تحلیلی نعمتی حیاتی و همکاران (۲۰۱۲) که اثرات گام حفاری و روباره را به‌طور مناسب در محاسبات لحاظ می‌کند، مشخص شد که نتایج تحلیل عددی تطابق خوبی با روش مذکور دارد [۲۶].

۳-۳- اثرات گام پیشروی و روباره

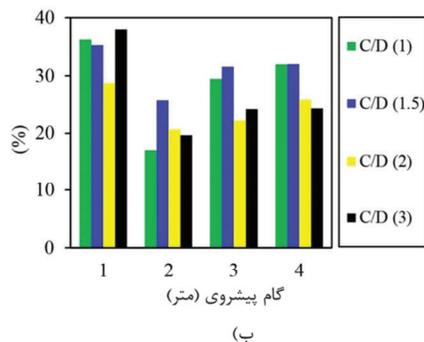


شکل ۵- بیشینه جابه‌جایی قائم تونل با نسبت‌های مختلف عمق به قطر، (الف) $C/D=1$ ، (ب) $C/D=1.5$ ، (ج) $C/D=2$ ، (د) $C/D=3$

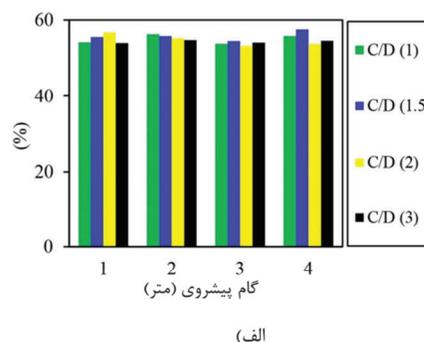


شکل ۶- بیشینه جابه‌جایی افقی جبهه کار تونل

اجرای پوشش موقت با استفاده از اثر قوس‌زدگی طولی از همگرایی بیش از حد مرز حفاری ممانعت می‌کند. قابل ذکر است که بعد از اجرای پوشش موقت در طول زیاد تونل، شرایط کرنش صفحه‌ای برقرار شده و مدل دوبعدی با شرایط واقعی انطباق دارد.

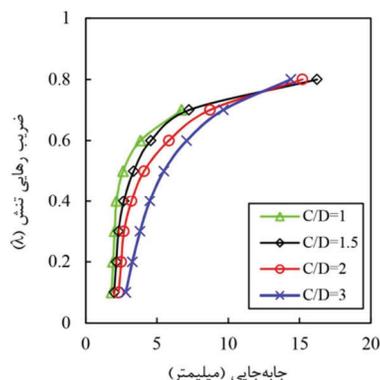


حذف المان‌های خاک در تحلیل دوبعدی، معادل خاک‌برداری به طول نامحدود در طول مسیر تونل می‌شود. این امر، منجر به همگرایی المان‌های مرز حفاری بیش از مقدار واقعی و حتی گسیختگی در مدل عددی می‌گردد. در عمل، خاک پیش‌رو در هر گام حفاری قبل از

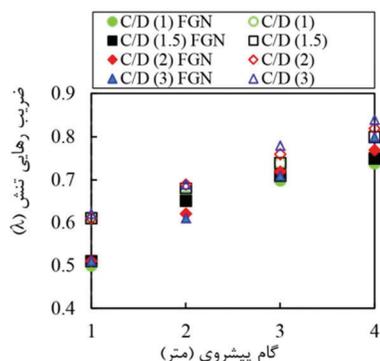


شکل ۷- درصد کاهش جابه‌جایی (الف) افقی و (ب) قائم در شرایط تسلیح جبهه کار به‌ازای C/D و گام‌های پیشروی مختلف

مختلف در گام‌های حفاری ۱ تا ۴ متر نشان داده شده است. مطابق با این شکل با افزایش روباره و گام حفاری، مقدار ضریب رهایی تنش افزایش می‌یابد.



شکل ۸- منحنی همگرایی تونل بدون نگهداری



شکل ۹- تغییرات ضریب رهایی تنش در برابر گام حفاری در نسبت‌های مختلف عمق به قطر

برای استفاده از مدل دوبعدی در هنگام خاک‌برداری، بخشی از نیروهای نامتعادل کننده ناشی از حفاری به مدل عددی کرنش صفحه‌ای اعمال می‌شود تا اثر گام حفاری در کاهش تغییرشکل‌ها و همگرایی مرز حفاری منظور شود. میزان نیروهای نامتعادل کننده‌ای که در مرحله حفاری آزاد می‌شود، به‌صورت ضریب رهایی تنش بیان می‌گردد. برای تخمین میزان این مقادیر در مراحل مختلف حفاری از مقایسه نتایج تحلیل‌های سه‌بعدی با دوبعدی استفاده می‌شود. معیار معادل‌سازی تحلیل‌های دوبعدی و سه‌بعدی، همگرایی مرز حفاری است.

به‌منظور لحاظ کردن اثرات مدل‌سازی سه‌بعدی در مدل دوبعدی در نرم‌افزار Plaxis2D از ضریب رهایی تنش (λ) استفاده شد [۲۸]. ضریب رهایی تنش برای روباره‌های مختلف در مدل‌سازی دوبعدی در شکل ۸ نشان داده شده است. مطابق شکل ۸، می‌توان دریافت که رفتار زمین تا $\lambda=0.4$ به‌صورت ارتجاعی است که متناظر با جابه‌جایی ۲ تا ۵ میلیمتر است. سپس خاک تا $\lambda=0.8$ تغییرشکل می‌دهد (جابه‌جایی ۱۵ تا ۱۷ میلیمتر) و در نهایت گسیختگی اتفاق می‌افتد.

در شکل ۹ ضریب رهایی تنش به‌ازای روباره‌های

۴- مقایسه ضریب ایمنی FEM با روش تعادل

حدی

یکی از روش‌های کارآمد در کنترل پایداری تونل‌ها، محاسبه ضریب ایمنی است. به‌طور کلی، دو روش برای پایداری تونل‌ها وجود دارد. اولین روش، نسبت بین ظرفیت مقاوم به بارهای وارده خارجی است. به‌عنوان مثال، می‌توان نسبت نرخ استهلاک انرژی کل سیستم به نرخ کار خارجی را بیان کرد. در حالی که در روش دوم (روش تکنیک کاهش مقاومت)، از کاهش چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی مصالح مور-کولمب، ضریب ایمنی تا لحظه گسیختگی تعیین می‌شود [۱۶ و ۲۱].

در این تحقیق از روش کاهش مقاومت برای محاسبه ضریب ایمنی پایداری جبهه کار تونل در روش اجزای محدود استفاده شده است. ضریب ایمنی محاسبه‌شده در روش اجزای محدود با استفاده از نرم‌افزار Plaxis3DTunnel انجام شد. همچنین معیار گسیختگی مور-کولمب برای خاک در نظر گرفته شد. عناصر تقویت‌کننده جبهه کار با استفاده از المان‌های ژئوگرید مدل‌سازی شدند. این المان‌ها هیچگونه سختی خمشی ندارند، اما توانایی محدود کردن نیروهای محوری را دارند. گام حفاری ۱ تا ۴ متر، روباره از ۵ تا ۱۵ متر و دانسیته نیل فایبرگلاس برابر با ۲۰ عدد نیل (معادل با چسبندگی ۲۰ کیلوپاسکال)، ۵۰ عدد نیل (معادل با ۴۰ کیلوپاسکال) با طول ثابت ۱۲ متر، همپوشانی ۴ متر و جبهه کار حفاری در حالت بدون تسلیح (چسبندگی ۱۰ کیلوپاسکال) با زاویه اصطکاک داخلی ثابت ۳۰ درجه در تمام مدل‌ها به‌صورت سه‌بعدی تحلیل شد (جدول‌های ۴ و ۵). همچنین ضریب ایمنی برای طول‌های بدون نگهداری و نسبت‌های عمق به قطر مختلف با روش تعادل حدی، محاسبه گردید. همچنین در این روش، اثرات نیل در جبهه کار با چسبندگی معادل محاسبه شد [۱۹]. محققین مختلف با استفاده از نتایج تحلیل عددی به روش کاهش مقاومت، روابط مختلفی را برای محاسبه ضریب

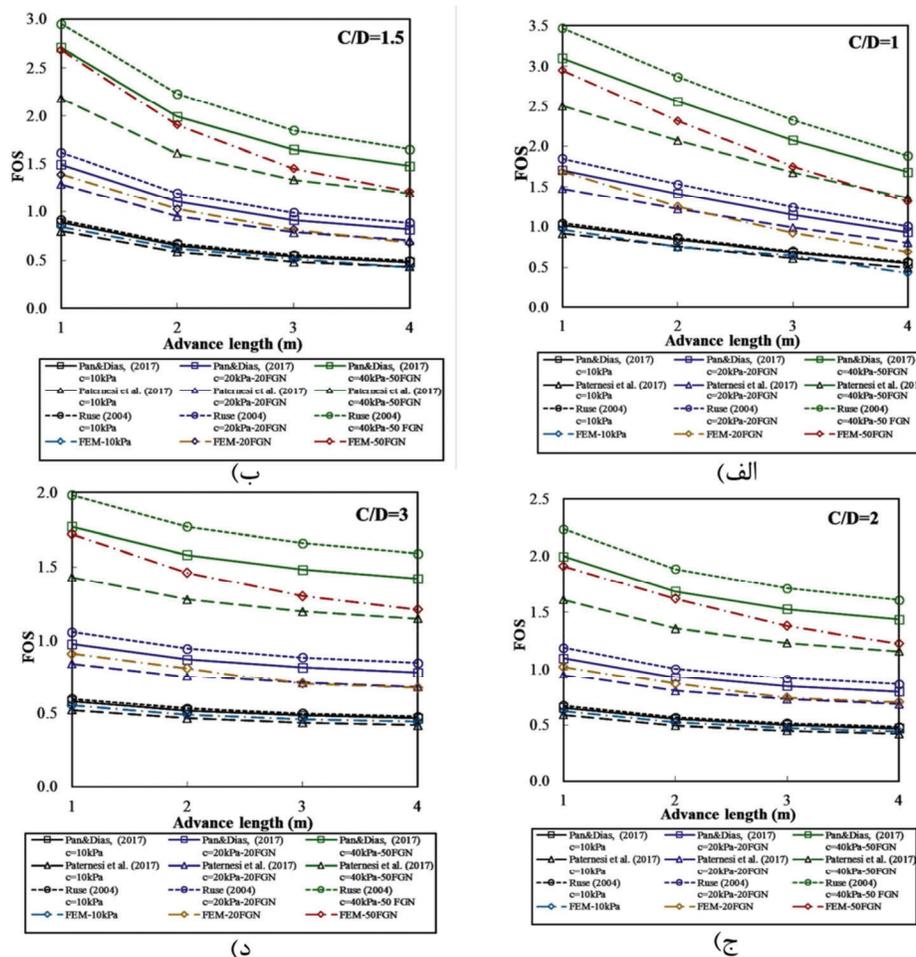
ایمنی پیشنهاد دادند. در جدول ۶، تعدادی از این روابط ارائه شده است که در آن، ϕ زاویه اصطکاک داخلی خاک، c' چسبندگی خاک، γ وزن مخصوص خاک، D قطر تونل و d گام حفاری تونل است.

مطابق شکل ۱۰، درمی‌یابیم که به‌طور کلی، با افزایش چسبندگی، پایداری جبهه کار تونل افزایش می‌یابد. در حالی که با افزایش نسبت عمق به قطر و گام حفاری، ضریب ایمنی کاهش می‌یابد.

جدول ۶- روابط پیشنهادی برای محاسبه ضریب ایمنی تونل

$FS = \frac{0.9 \tan(\phi') + \frac{18c'}{\gamma D}}{2 + 3(d/D)^6 \tan(\phi'/FS)} \quad [20]$
$FS = \frac{1.23 \tan(\phi') + \frac{15.46c'}{\gamma D}}{2 + 3(d/D)^6 \tan(\phi'/FS)} \quad [17]$
$FS = \frac{0.9 \tan(\phi') + 11.2 \left(\frac{c'}{\gamma D}\right)^{-0.13} \cdot \frac{c'}{\gamma D}}{2 + 3(d/D)^6 \tan(\phi'/FS)} \quad [21]$

همچنین تأثیر روباره در کاهش ضریب ایمنی با افزایش گام حفاری، قابل توجه‌تر است. حداقل چسبندگی برای پایداری جبهه کار بین ۲۰ تا ۳۰ کیلوپاسکال با توجه به روباره تونل است و در چسبندگی ۱۰ کیلوپاسکال تونل ناپایدار است. در مقادیر بالای چسبندگی (بزرگ‌تر از ۲۰ کیلوپاسکال) مقدار ضریب ایمنی از همگرایی مناسبی بین روش‌های مختلف برخوردار نیست. مقایسه روش‌های مختلف تعادل حدی نشان می‌دهد که روش روز در سال ۲۰۰۴ ضریب ایمنی بالاتری را ارائه می‌کند [۲۰]. این موضوع به دلیل این است که گسیختگی کششی را در محاسبات لحاظ نمی‌کند. مقایسه روش تعادل حدی و اجزای محدود نشان می‌دهد که روش‌های تعادل حدی در مقادیر چسبندگی پایین از دقت و تطابق قابل‌قبولی برخوردار هستند. این در حالی است که در مقادیر بالای چسبندگی، تغییر در مقادیر ضریب ایمنی بین روش اجزای محدود و همچنین روش‌های مختلف تعادل حدی قابل‌ملاحظه است.



شکل ۱۰- مقایسه ضریب ایمنی در برابر گام حفاری در نسبت‌های در نسبت‌های مختلف عمق (روباره) به قطر تونل، (الف) $C/D=1$ ، (ب)

(ج) $C/D=1.5$ ، (د) $C/D=3$

۵- نتیجه‌گیری

- به‌طور کلی با افزایش چسبندگی، پایداری جبهه کار تونل افزایش می‌یابد. در حالی‌که با افزایش نسبت عمق به قطر (C/D) و گام حفاری، ضریب ایمنی کاهش می‌یابد. همچنین افزایش روباره در کاهش ضریب ایمنی همزمان با افزایش گام حفاری، تأثیر کمتری دارد. حداقل چسبندگی برای پایداری جبهه کار بین ۲۰ تا ۳۰ کیلوپاسکال با توجه به روباره تونل است و در چسبندگی ۱۰ کیلوپاسکال، تونل ناپایدار است.

- در تحلیل دوبعدی، رفتار زمین تا $\lambda=0/4$ ، به‌صورت ارتجاعی است که متناظر با جابه‌جایی ۲ تا ۵ میلی‌متر است. سپس خاک تا $\lambda=0/8$ تغییرشکل

در مطالعه حاضر، تحلیل اجزای محدود دو و سه‌بعدی و روش تعادل حدی برای بررسی ضریب ایمنی و رفتار تغییرشکل تونل بررسی شد. جمع‌بندی و مقایسه نتایج به‌دست آمده از هر دو روش، به‌طور خلاصه شامل موارد زیر است:

- با استفاده از نیل در جبهه‌کار تونل، مقدار جابه‌جایی قائم بین ۲۰ تا ۳۵ درصد و جابه‌جایی افقی بین ۵۰ تا ۶۰ درصد کاهش می‌یابد. بنابراین می‌توان دریافت که استفاده از نیل در جبهه کار در کاهش جابه‌جایی افقی تونل تأثیر بیشتری دارد.

- روش تحلیلی نعمتی حیاتی و همکاران به طور مناسب اثرات روباره و گام حفاری را برای محاسبه مقادیر نشست سطحی تونل لحاظ می‌کند [۲۶]. بنابراین از این رویکرد تحلیلی می‌توان با در نظر گرفتن اثرات نیل فایبرگلاس به صورت چسبندگی معادل در محاسبات مقادیر نشست تا چسبندگی ۴۰ کیلوپاسکال استفاده کرد.

- استفاده از نیل فایبرگلاس ضریب ایمنی تونل را بین ۰/۵ تا ۰/۷۵ (به ازای ۲۰ نیل فایبرگلاس) و ۱/۲۵ تا ۲ برابر (به ازای ۵۰ نیل فایبرگلاس) با توجه به نسبت عمق به قطرهای مختلف افزایش می‌دهد.

می‌دهد (جابه‌جایی ۱۵ تا ۱۷ میلیمتر) و در نهایت گسیختگی اتفاق می‌افتد.

- نتایج تحلیل نشان داد که استفاده از روش مصالح معادل برای شبیه‌سازی اثرات نیل فایبرگلاس همانند مدل‌سازی با المان‌های سازه‌ای در مدل اجزای محدود، از دقت قابل‌قبولی برای محاسبه ضریب ایمنی تونل برخوردار است.

- مقایسه روش‌های مختلف تعادل حدی نشان می‌دهد که روش روز ضریب ایمنی بالاتری را ارائه می‌کند [۲۰]. این موضوع به دلیل این است که گسیختگی کششی را در محاسبات لحاظ نمی‌کند. همچنین ضریب ایمنی محاسبه شده با روش اجزای محدود به‌طور میانگین، برابر با روش‌های پن و دیاس [۱۷] و پترنسی و همکاران [۲۱] است.

مراجع

- [1] Elyasi, A., Javadi, M., Moradi, T., Moharrami, S., Parnian, S., & Amrac, M. (2016). "Numerical modeling of an umbrella arch as a pre-support system in difficult geological conditions: a case study", *Bull Eng Geol Environ*, 75(1), 211-221.
- [2] Taromi, M., Eftekhari, A., Khademi Hamidi, J., & Aalianvari, A. (2017). "A discrepancy between observed and predicted NATM tunnel behaviors and updating: a case study of the Sabzkuh tunnel", *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 76(2), 713-729.
- [3] Taromi, M., Eftekhari, A., Khademi Hamidi, J., & Eghbali, A. (2018). "Tunnel designing and construction process in difficult ground conditions using Controlled Deformations (ADECO) approach; a Case Study", *IJMGE*, 52(2), 149-160.
- [4] Mikaeil, R., Ataei, M., Sereshki, F., & Jafarpour, A. (2019). "Evaluation of the Environmental Impacts of Groundwater Levels Drop Due to the Excavation of Large-Scale Tunnels (Case Study: Kouhin Rail-Way Tunnel)", *Journal of Civil and Environmental Research*, 5(1), 89-103.
- [5] Alaghaa, A. S., & Chapman, D. N. (2019). "Numerical modelling of tunnel face stability in homogeneous and layered soft ground", *Tunnelling and Underground Space Technology*, 94, 103096.
- [6] Shiau, J., & Al-Asadi, F. (2020). "Two-dimensional tunnel heading stability factors F_c , F_s and F_γ ", *Tunnelling and Underground Space Technology*, 97, 103293.
- [7] Liua, K., Lia, Sh., Dinga, W., Houa, M., Gongc, Y., & Lic, H. (2020). "Pre-supporting mechanism and supporting scheme design for advanced small pipes in the silty clay layer", *Tunnelling and Underground Space Technology*, 98, 103259.
- [8] Chen, S.L., Lee, Ch. Sh., & Wei, Y.S. (2016). "Numerical Analysis of Ground Surface Settlement Induced by Double-O Tube Shield Tunneling", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 30(5), 04016012.
- [9] Zhao, Ch., Alimardani Lavasan, A., Barciaga, Th., Zarev, V., Datcheva, M., & Schanz, T. (2015). "Model validation and calibration via back analysis for mechanized tunnel simulations- The Western Scheldt tunnel case", *Computers and Geotechnics*, 69, 601-614.
- [10] Sterpi, D., Rizzo, F., Renda, D., Aguglia, F., Carla, L., & Zenti, e. (2013). "Soil nailing at the tunnel face in difficult conditions: A case study", *Tunnelling and Underground Space Technology*, 38, 129-139.
- [11] Janin, J. P., Dias, D., Emeriault, F., Kastner, R., Le Bissonnais, H., & Guilloux, A. (2015). "Numerical back-analysis of the southern Toulon tunnel measurements: A comparison of 3D and 2D approaches", *Engineering Geology*, 195, 42-52.

- [12] Jin, D., Yuan, D., Li, X., & Zheng, H. (2018). "An in-tunnel grouting protection method for excavating twin tunnels beneath an existing tunnel", *Tunnelling and Underground Space Technology*, 71, 27-35.
- [13] Lunardi, P. (2008). *Design and construction of tunnels: Analysis of Controlled Deformations in Rock and Soils (ADECO-RS)*. Springer Science & Business Media.
- [14] Hernández, Y. Z., Farfána, A. D., & Pacheco de Assis, A. (2019). "Three-dimensional analysis of excavation face stability of shallow tunnels", *Tunnelling and Underground Space Technology*, 92, 103062.
- [15] Tonon, F. (2010). "Sequential Excavation, NATM and ADECO: What They Have in Common and How They Differ", *Tunnelling and Underground Space Technology*, 25, 245–265.
- [16] Schweiger, H. F., & Mayer, P. M. (2004). "Fe-analysis of reinforced tunnel face", *Felsbau*, 22(4), 47–51.
- [17] Pan, Q., Dias, D. (2017), "Upper-bound analysis on the face stability of a non-circular tunnel", *Tunnelling and Underground Space Technology*, 62, 96-102.
- [18] Peila, D. (1994). "A theoretical study of reinforcement influence on the stability of a tunnel face", *Geotechnical and Geological Engineering*, 12(3), 145- 168.
- [19] Grasso, P., Mahtab, A., & Pelizza, S. (1989). "Riquilificazione della massa rocciosa: un criterio per la stabilizzazione di gallerie", *Gallerie e grandi opere sotterranee*, 29, 35–41.
- [20] Ruse, N. M. (2004). *Räumliche Betrachtung der Standsicherheit der Ortsbrust beim Tunnelvortrieb* (Vol. 51). Institut für Geotechnik.
- [21] Paternesi, A., Schweiger, H. F., & Scarpellia, G. (2017). "Numerical analyses of stability and deformation behavior of reinforced and unreinforced tunnel faces", *Computers and Geotechnics*, 88, 256–266.
- [22] Semprich, S. (1980). "Berechnung der Spannungen und Verformungen im Bereich der Ortsbrust von Tunnelbauwerken in Fels", *Report of the Inst. of Geotech. Engng of the RWTH Aachen*, Report No. 8, ISSN 0341-7956.
- [23] Baumann, T., Sternath, R., & Schwarz, J. (1997). "Face stability of tunnels in soft rock – Possibilities for the computational analysis", *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 3, 1389-1392.
- [24] Yasitli, N. E. (2013). "Numerical modeling of surface settlements at the transition zone excavated by New Austrian Tunneling Method and Umbrella Arch Method in weak rock", *Arabian journal of geosciences*, 6(7), 2699–2708.
- [25] Schanz, T., Vermeer, P.A., & Bonnier, P.G. (1999), The hardening-soil model: formulation and verification. In: Brinkgreve, R.B.J. (Ed.), *Beyond 2000 in computational geotechnics*. Balkema, Rotterdam, 281–290.
- [26] Nemati Hayati, A., Ahmadi, M. M., Hajjar, M., & Kashighandi, A. (2012), "Unsupported advance length in tunnels constructed using New Austrian Tunneling Method and ground surface settlement", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 37(14), 2170-2185.
- [27] Brinkgreve, R.B.J., Engin, E., & Swolfs, W.M. (2012). *Plaxis 2D version 2012 manual*, Delft the Netherlands.
- [28] PLAXIS. (2006). "Plaxis user manual (version 8.6)". *Delft University of Technology & Plaxis BV*, The Netherlands.

بررسی تأثیر تغییرات ژئوسل بر پایداری شیروانی در خاک غیراشباع

این پژوهش به بررسی عملکرد و بازدهی مسلح‌کننده ژئوسل در پایداری شیروانی مسلح شده با لایه ژئوسل در شرایط خاک غیراشباع می‌پردازد. شیروانی مسلح شده با ژئوسل به دلیل اینکه مسلح‌کننده ژئوسل دارای ارتفاع (سه بعدی) بوده، همانند یک تیر در خاک عمل می‌کند و به دلیل داشتن خصوصیات خمشی، دارای ممان اینرسی و در نتیجه مقاومت خمشی نیز می‌باشد. این امر، سبب کاهش جابه‌جایی شیروانی و افزایش ضریب اطمینان شیروانی خواهد شد. در نظر گرفتن شرایط غیراشباع برای خاک، کمک زیادی در ایجاد نتایج نزدیک به واقعیت می‌کند. یکی از مدل‌های شناخته شده در میان مدل‌های الاستوپلاستیک برای مدل‌سازی خاک‌های غیراشباع، مدل بنیادی بارسلون می‌باشد که این مدل به نرم‌افزار FLAC2D توسط کدنویسی اضافه شده است. در این مطالعه، به بررسی تغییرات ضخامت، طول و تعداد لایه ژئوسل بر پایداری شیروانی پرداخته شده است. نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که بازده مسلح‌کننده ژئوسل در افزایش ضریب اطمینان به تعداد لایه و عمق قرارگیری آن بستگی دارد. با افزایش عمق قرارگیری اولین لایه ژئوسل نسبت به ارتفاع شیروانی، مقدار جابه‌جایی جانبی و قائم خاک در قسمت بالای شیروانی افزایش خواهد یافت. همچنین ظرفیت باربری با افزایش طول لایه ژئوسل افزایش می‌یابد. با افزایش طول لایه ژئوسل، مقاومت سطح مشترک، مقاومت کششی بسیج شده و ممان خمشی افزایش می‌یابد. همچنین با افزایش ضخامت ژئوسل مقدار ممان اینرسی افزایش یافته و در نتیجه، مقدار لنگر خمشی مسلح‌کننده ژئوسل افزایش پیدا می‌کند.

واژگان کلیدی: خاک غیراشباع، مدل پایه‌ای بارسلون، شیروانی، ژئوسل، FLAC2D.

بهنام مهدی‌پور

گروه مهندسی عمران، واحد
نجف‌آباد، دانشگاه آزاد اسلامی،
نجف‌آباد، ایران.
پست الکترونیک:
zipaton@yahoo.com

بهرام نادی*

گروه مهندسی عمران، واحد
نجف‌آباد، دانشگاه آزاد اسلامی،
نجف‌آباد، ایران.
پست الکترونیک:
nadi@pci.iaun.ac.ir

حمید هاشم‌الحسینی

گروه مهندسی عمران، دانشگاه
صنعتی اصفهان، ایران.
پست الکترونیک:
hamidh@cc.iut.ac.ir

مسعود میرمحمدصادقی

گروه آب و محیط‌زیست، مجتمع
عالی آموزشی و پژوهشی صنعت
آب و برق اصفهان، وزارت نیرو،
اصفهان، ایران.
پست الکترونیک:
Msadeghi84@yahoo.com

۱- مقدمه

تسلح‌کننده‌ها بر رفتار شیروانی خاکی مسلح به‌طور وسیعی مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج نشان داد چنانچه فواصل مسلح‌کننده‌ها افزایش یابد، بار موجود در لایه‌های مسلح‌کننده و در نتیجه تغییرشکل دیوار، افزایش می‌یابد. به منظور بررسی سازوکار گسیختگی شیروانی خاکی مسلح به ژئوسنتتیک و ارزیابی فرضیه طراحی و روش‌های طراحی برای اینگونه دیوارها پژوهش‌های آزمایشگاهی و عددی مختلفی انجام شد. نتایج حاصل از

در سالیان اخیر، پژوهش‌های بسیاری در زمینه شیروانی خاکی مسلح انجام شده است. تأثیر طول و فاصله

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۸/۰۱/۳۰، بازنگری: ۱۳۹۸/۰۹/۰۳، پذیرش: ۱۳۹۸/۰۹/۰۸
DOI: 10.22091/cer.2019.4270.1147 شناسه دیجیتال

محققان، از طریق کار آزمایشگاهی مشاهده کردند که لایه ژئوسل مانند تیر عمل کرده و دارای رفتار خمشی می‌باشد. نتایج کار آن‌ها نشان داد که با افزایش ارتفاع لایه ژئوسل، رفتار تیر عمیق در لایه ژئوسل غالب می‌شود [۱۱]. پژوهشگران دیگری نشان دادند که ژئوسل مقاومت خمشی نسبتاً قابل توجهی دارد و در نظر گرفتن سختی خمشی در مدل‌سازی لایه ژئوسل، امری ضروری است [۱۲]. در این پژوهش، برای در نظر گرفتن خصوصیات لایه ژئوسل از المان تیر در نرم‌افزار FLAC2D برای شبیه‌سازی مسلح‌کننده ژئوسل استفاده شده است.

هر روزه ساخت انواع پروژه‌ها با تکنولوژی‌های پیشرفته‌تر در حال توسعه است. یکی از عوامل محدودکننده چنین پروژه‌هایی، مناسب نبودن زمین محل اجرای پروژه به‌عنوان پی سازه است. تشخیص مناسب بودن زمین برای اجرای پی سازه، بستگی به شناخت و علم مهندسی و پژوهشگران از رفتار خاک در شرایط و حالات مختلف دارد. به‌عبارت دیگر، پژوهشگران برای ارزیابی کیفی و کمی رفتار خاک در شرایط مختلف باید عالم بر تغییر رفتار خاک در حالت‌های مختلف باشند. این در حالی است که اصول مکانیک خاک کلاسیک که بنیان‌گذار آن کارل ترزاقی است، بیشتر برای خاک‌ها در حالت اشباع شده پی‌ریزی شده است [۱۳ و ۱۴].

خاک غیراشباع نوع خاصی از خاک نیست؛ بلکه حالتی از خاک است که برای انواع خاک‌ها با توجه به شرایط سیال پرکننده آن‌ها ممکن است رخ دهد. اشباع یا غیراشباع بودن خاک در هر ناحیه از زمین متأثر از عوامل زیست‌محیطی مانند باران یا تبخیر و یا بالا آمدن سطح سفره آب زیرزمینی است. به‌عبارت دیگر، همه خاک‌ها در معرض خشک‌شدگی یا ترشدگی قرار دارند. بنابراین تغییر در وضعیت فشار آب حفره‌ای و بروز شرایط غیراشباع برای همه خاک‌ها محتمل است [۱۵].

شرایط خشکی کامل خاک به‌ویژه برای خاک‌های دانه‌ای، ممکن است با خیس شدن و جذب رطوبت در پایان مراحل ساخت‌وساز، سازه را با کاهش ضریب ایمنی

این بررسی‌ها نشان داد که سطح گسیختگی متفاوت از امتداد ناحیه گسیختگی بوده و موقعیت آن به هندسه، مقاومت و سختی عناصر تسلیح بستگی دارد [۱-۶]. استفاده از ژئوسل به‌عنوان روشی سریع و موثر در مسلح کردن خاک‌ها در پروژه‌های عمرانی کاربرد وسیعی دارد. مهم‌ترین هدف استفاده از ژئوسل، تقویت خاک برای تحمل بارهای استاتیکی و سیکی می‌باشد. این مسلح‌کننده برای افزایش ظرفیت باربری خاک نرم و کاهش نشست و تغییر مکان شیروانی‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد. ژئوسل مانند یک لایه محصورکننده خاک عمل کرده و از حرکت آن به طرف بیرون از منطقه بارگذاری جلوگیری می‌کند. همچنین از مقدار بالادگی خاک کاسته می‌گردد و موجب تغییراتی در ضریب اطمینان شیروانی خواهد شد. ژئوسل مقاومت خمشی، کششی و برشی خاک را افزایش می‌دهد و به‌دلیل داشتن ارتفاع، مانند یک تیر^۱ عمل کرده که دارای ممان اینرسی و در نتیجه مقاومت خمشی نیز می‌باشد. هرچند که سختی خمشی با توجه به ضخامت، کم می‌باشد، اما می‌تواند از تغییر شکل‌های لایه‌ها کاسته و باعث کاهش نشست سیستم خاک-سازه گردد [۷].

فاخر و جونز^۲، با استفاده از نرم‌افزار FLAC2D به بررسی تأثیر سختی خمشی مسلح‌کننده ژئوگرید پرداخته‌اند. نتایج کار آن‌ها نشان می‌دهد که سختی خمشی برای ژئوگرید اگرچه با توجه به ضخامت ناچیز لایه ژئوگرید دارای مقدار ناچیزی می‌باشد، اما می‌تواند از تغییر شکل لایه ژئوگرید کاسته و در نتیجه سبب کاهش نشست سیستم گردد [۸].

زانگ^۳ و همکارانش عملکرد مسلح‌کننده ژئوسل را با در نظر گرفتن مقاومت سطح تماس خاک با ژئوسل شبیه‌سازی کردند و مسلح‌کننده ژئوسل را به‌عنوان یک تیر بر روی یک بستر الاستیک در نظر گرفتند [۹ و ۱۰].

^۱- Beam

^۲- Fakher and Jones

^۳- Zhang

نتیجه کار بیشتر پژوهشگران در سه مورد زیر خلاصه شده است:

الف- مباحث کلی از حالت‌های تنش و متغیرهای اساسی به‌کارگرفته شده برای ساخت مدل‌های متعدد.

ب- تجزیه و تحلیل دقیق مدل‌های بنیادین و بررسی نقاط ضعف و قدرت آن‌ها.

پ- پیشرفت در حوزه نمونه‌سازی خاک غیراشباع [۱۴].

در نظر گرفتن شرایط غیراشباع برای خاک باعث می‌گردد مطالعه وضعیت خاک به حالت واقعی نزدیک‌تر باشد. این مطالعه، با هدف بررسی پایداری شيروانی مسلح‌شده در شرایط خاک غیراشباع انجام شده است. همچنین اثرات تغییر طول و ضخامت ژئوسل بر پایداری لحاظ می‌گردد. استفاده از مدل بارسلون به دلیل مشابهت بسیار زیاد با شرایط واقعی خاک مورد استفاده قرار گرفته است.

۲- مروری بر ادبیات فنی

۲-۱- مدل پایه‌ای بارسلون

در این پژوهش از مدل پایه‌ای بارسلون^۶ که به صورت الاستوپلاستیک عمل می‌کند و برای بیان تنش- کرنش خاک‌های غیراشباع می‌باشد که در قالب پلاستیسیته سخت‌شونده عمل می‌کند، استفاده می‌شود. این مدل توسط پروفیسور آلونسو در سال ۱۹۹۰ در دانشگاه کتلونیا اسپانیا معرفی گردید. مدل بارسلون بر پایه مدل کم- کلی می‌باشد و قادر به بیان بسیاری از جنبه‌های اساسی رفتار خاک‌های غیراشباع است. این مدل به قصد بیان رفتار خاک‌های غیراشباع، سیلت‌ها، ماسه‌های رسی، رس‌های ماسه‌ای و رس با پلاستیسیته کم می‌باشد. مدل پایه‌ای بارسلون را می‌توان توسعه مفهوم

مواجه کند. همچنین از آنجا که مقاومت برشی خاک نیز به شدت تحت تأثیر درجه اشباع خاک تغییر می‌کند، بنابراین در نظرگرفتن شرایط صحیحی از اشباع یا غیراشباع بودن خاک در بررسی رفتار خاک اهمیت دارد. در واقع طراحی در مهندسی ژئوتکنیک بدون در نظرگرفتن شرایط خاک غیراشباع گرچه ساده‌تر است، اما هزینه‌های ساخت‌وساز را افزایش می‌دهد [۱۶].

در سال ۱۹۷۸، فردلاند و مورگنسترن^۴، رابطه‌ای برای بیان مقاومت برشی خاک‌های اشباع نشده ارائه کردند که به گونه مناسب، مقاومت برشی ناشی از تنش مؤثر را از مقاومت برشی ناشی از تنش خالص جدا می‌کرد [۱۷]. در سال‌های اخیر، علاقه پژوهشگران به استفاده از روش تنش مؤثر در تعیین مقاومت برشی خاک‌های غیراشباع گسترش زیادی یافته است [۱۸-۲۱].

در سال ۱۹۹۸، رابطه‌ای برای بیان مقاومت برشی خاک رس غیراشباع ارائه شد که مبتنی بر تنش مؤثر، چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی خاک بود [۲۲]. از طرفی، تنش مؤثر در خاک‌های غیراشباع، در ارتباط مستقیم با مقدار مکش بافتی درون خاک است. از جمله پیشگامان پژوهش در این راستا آلونسو^۵ و همکارانش بودند. پژوهش آن‌ها توجه زیادی را به خودش جلب کرد. به گونه‌ای که اکنون تعداد زیادی از مدل‌های اساسی را می‌توان در منابع علمی مربوطه یافت [۱۵].

این مدل که از معروف‌ترین مدل‌های معرفی شده در تحلیل خاک غیراشباع می‌باشد، بر مبنای سه اصل عمده معرفی شده است: مفهوم سطوح حالت، توسعه مفهوم وضعیت بحرانی خاک و آزمایش‌های تجربی. این مدل را می‌توان توسعه مفهوم وضعیت بحرانی در حالت غیراشباع و با در نظر گرفتن اثر پدیده مکش دانست [۲۳].

^۴- Fredlund and Morgenstern.

^۵- Alonso

^۶- Barcelona Basic Model

$$\lambda(s) = \lambda(0)[(1-r)\exp(\beta s + r)] \quad (۶)$$

α پارامتری است که معرف حداکثر سختی خاک بوده و β نرخ افزایش سختی خاک با مکش را کنترل می‌کند. در مدل پایه‌ای بارسلون، منحنی فروریزی- بارگذاری (LC^A) نامیده می‌شود. مشابه کنش‌های ناشی از تنش خالص اعمال شده، مکش نیز موجب ایجاد کرنش‌های الاستیک و پلاستیک می‌گردد. زمانی که خاک به حداکثر مکشی که قبلاً تجربه کرده است می‌رسد، کرنش برگشت‌ناپذیر از آنجا شروع می‌شود [۲۳].

در مدل پایه ای بارسلون، کرنش حجمی جزئی $d\varepsilon_v$ وابسته به تغییرات تنش میانگین خالص p است که به صورت رابطه (۷) بیان می‌شود:

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_1 + d\varepsilon_2 + d\varepsilon_3 \quad (۷)$$

$$d\varepsilon_q = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(d\varepsilon_1 - d\varepsilon_2)^2 + (d\varepsilon_2 - d\varepsilon_3)^2 + (d\varepsilon_1 - d\varepsilon_3)^2} \quad (۸)$$

کرنش جزئی ایجاد شده توسط تنش میانگین خالص و تنش انحرافی به دو مؤلفه تقسیم می‌شود: کرنش الاستیک $d\varepsilon^e$ و کرنش پلاستیک $d\varepsilon^p$. از طرف دیگر، کرنش حجمی جزئی از کاهش مکش به دلیل ترشدگی و یا افزایش مکش به دلیل خشک شدگی $d\varepsilon^s$ به صورت خالص الاستیک است.

$$d\varepsilon = (d\varepsilon^e + d\varepsilon^p)_p + (d\varepsilon^e + d\varepsilon^p)_s \quad (۹)$$

این مدل شامل یک منحنی تسلیم کاهش مکش می‌باشد که اثر تغییر مکش بر روی رسیدن حالت خاک به نقطه تسلیم اهمیت یکسانی با اثر تغییر تنش متوسط خالص دارد. در مدل پایه‌ای بارسلون، کرنش الاستیک حجمی $d\varepsilon_{vp}^p$ (رابطه ۱۰) توسط تنش میانگین خالص در ناحیه الاستیک ایجاد می‌گردد.

وضعیت بحرانی در حالت غیراشباع و با در نظر گرفتن اثر پدیده مکش دانست. مدل پایه‌ای بارسلون دارای دو متغیر تنش مستقل به صورت تنش خالص و مکش خاک می‌باشد.

$$\bar{\sigma}_{ij} = \sigma_{ij} - \partial_{ij} u_{ij} \quad (۱)$$

$$S = u_a - u_w \quad (۲)$$

که در رابطه (۱)، $\bar{\sigma}_{ij}$ معرف تانسور تنش خالص، σ_{ij} تانسور تنش کل، ∂_{ij} دلتای کرونیگر و در رابطه (۲)، S مکش خاک، u_a فشار هوای حفره‌ای و u_w فشار آب حفره‌ای است. روابط مدل پایه‌ای بارسلون برحسب چهار متغیر تنش میانگین خالص P ، تنش انحرافی q ، مکش خاک S و حجم مخصوص v نوشته می‌شود.

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (۳)$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2} \quad (۴)$$

در روابط (۳) و (۴)، σ_1 ، σ_2 و σ_3 معرف تنش‌های اصلی خاک هستند. زمانی که خاک به صورت همسان تا تنش میانگین خالص در طول خط تحکیم عادی، تحت مکش ثابت بارگذاری شود، حجم مخصوص از رابطه زیر حاصل می‌گردد:

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{P}{P^c} \quad (۵)$$

که $\lambda(s)$ پارامتر سختی^۷ در طول خط عادی تحکیم‌یافته در مکش ثابت S و P^c فشار مرجع در $v = N(s)$ است. اگر باربرداری و بارگذاری مجدد در مکش ثابت S رخ دهد، رفتار خاک، الاستیک فرض خواهد شد. در مدل پایه‌ای بارسلون، برای تمامی سطوح، مکشی ثابت فرض می‌شود. پارامتر سختی بر روی مسیر تحکیم عادی در مکش ثابت به صورت رابطه زیر تعریف می‌گردد:

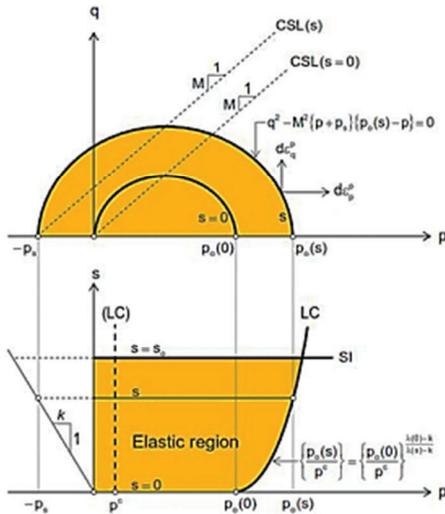
^۸- Load Collapsing

^۷- Stiffness Parameter

کلی می‌باشد. روند محاسبات در نرم‌افزار براساس الگوریتم تهیه شده در شکل ۲ است.

۲-۲- منحنی مشخصه آب- خاک

تاکنون توابع زیادی جهت توصیف یک منحنی مشخصه آب- خاک پیشنهاد شده است.



شکل ۱- سطح گسیختگی در فضای (q, p, s) [۲۳]

در این پژوهش، از مدل ارائه شده توسط ون جنختن^{۱۰} استفاده شده است. این مدل توسط رابطه (۱۶) تعریف می‌گردد [۲۵]:

$$\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \frac{1}{[1 + (\alpha\psi)^n]^m} \quad (16)$$

در رابطه (۱۶)، پارامترهای α ، m و n ، پارامترهای برازش بوده، ψ مکش خاک و θ_r و θ_s به ترتیب میزان آب پسماند و حالت اشباع می‌باشند. شیب منحنی، متأثر از پارامتر m در محدوده مکش‌های بالا است. براساس رابطه (۱۷) پارامترهای m و n با یکدیگر در ارتباط هستند.

$$m = 1 - \frac{1}{n} \quad (17)$$

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{k}{v} \frac{dp}{p} \quad (10)$$

در این رابطه، ν ضریب پواسون و k چسبندگی مکشی می‌باشد.

زمانی که تنش میانگین خالص به مقدار فشار پیش‌تحکیمی p_0 در مکش ثابت S می‌رسد، خاک هنوز در حالت عادی تحکیم‌یافته است. در این حالت، کرنش حجمی کل در رابطه (۱۱) بیان شده است.

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(s)}{v} \frac{dp_0}{p_0} \quad (11)$$

از اینرو، کرنش پلاستیک حجمی به وسیله تفاضل کرنش حجمی الاستیک (رابطه ۱۰) از کرنش حجمی کل (رابطه ۱۱) به صورت زیر بیان می‌گردد.

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(0) - k}{v} \frac{dp^*}{p^*} \quad (12)$$

به‌طور مشابه کرنش حجمی الاستیک، پلاستیک و کل، وابسته به تغییرات مکش به ترتیب روابط زیر است:

$$d\varepsilon_{vk}^p = \frac{k_s}{v} \frac{ds}{s + p_{atm}} \quad (13)$$

$$d\varepsilon_{vs} = \frac{\lambda(s)}{v} \frac{ds_0}{s_0 + p_{atm}} \quad (14)$$

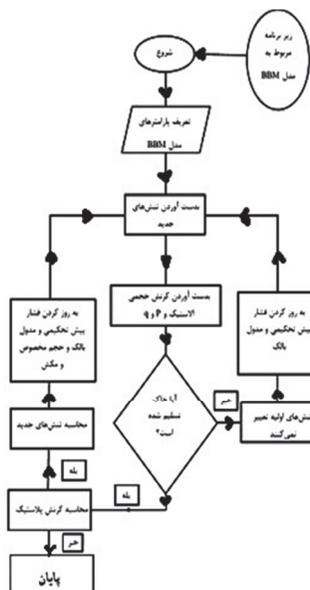
$$d\varepsilon_{vs}^p = \frac{\lambda(s) - ks}{v} \frac{ds_0}{s_0 + p_{atm}} \quad (15)$$

خط حالت بحرانی^۹ در هر مکش ثابت (s) در شرایط اشباع موازی است (شکل ۱).

برای کدنویسی مدل پایه بارسلون در نرم‌افزار FLAC2D از FISH استفاده می‌گردد. روش نوشتن کد مدل پایه‌ای بارسلون بسیار شبیه مدل رس اصلاح شده

¹⁰- Van Genuchten

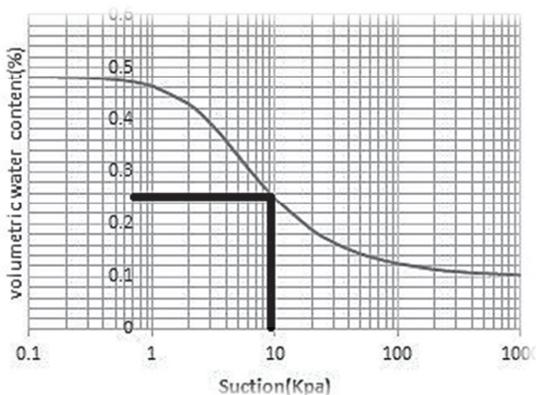
⁹- Critical state Line



شکل ۲- الگوریتم محاسبات کد نوشته شده در FLAC

جدول ۱- پارامترهای رابطه منحنی آب- خاک

θ_s	θ_r	$(m^{-1}) \alpha$
۰/۴۸	۰/۱	۰/۳



شکل ۳- منحنی مشخصه آب- خاک.

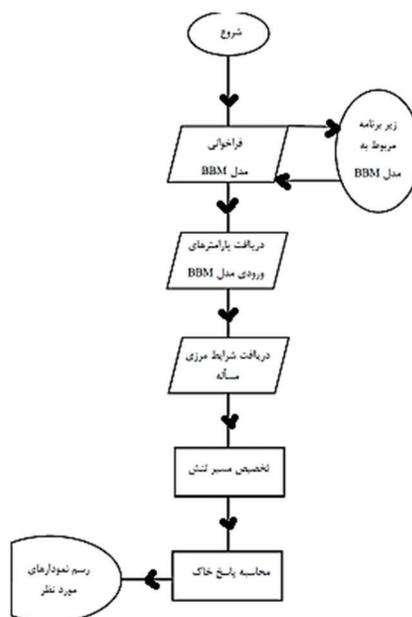
۲-۳- ژئوسل

ژئوسل به واسطه ساختار سه بعدی، سبب ایجاد محصورکنندگی جانبی ذرات خاک درون سلول‌ها می‌شود. همچنین مسلح‌کننده ژئوسل از دو طریق سبب ایجاد محصورکنندگی قائم خاک درون سلول‌های ژئوسل می‌گردد. اولاً از طریق اصطکاک میان مصالح خاک داخل سلول که با دیواره‌های سلول ایجاد می‌شود. ثانیاً بستر

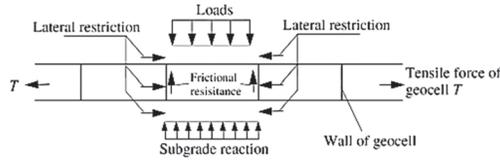
که با جای‌گذاری رابطه (۱۷) در رابطه (۱۶)، رابطه کلی برای تابع منحنی مشخصه آب- خاک به دست خواهد آمد. براساس این رابطه، برای هر درجه اشباع مشخص خاک، مقدار معینی مکش بافتی حاصل خواهد شد [۲۴ و ۲۵].

$$\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \frac{1}{[1 + (\alpha\psi)^n]^{1/n}} \quad (18)$$

مقادیر برای رابطه (۱۸) در جدول ۱ آمده است. مقادیر منطبق بر منحنی $SWCC^{11}$ با رگرسیون R^2 برابر ۰/۹۴۲ است (شکل ۳).



11- Soil-Water Characteristic Curves

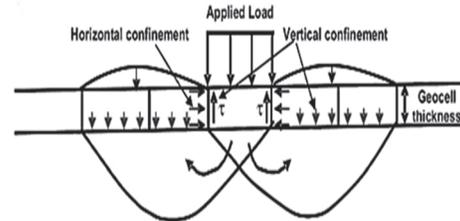


شکل ۵- اثر مقاومت جانبی مسلح کننده ژئوسل [۲۸]

مسلح کننده ژئوسل علاوه بر نیروی کششی و برشی در فصل مشترک خاک با ژئوسل، به دلیل داشتن ضخامت و مدول الاستیسیته، دارای ممان اینرسی و در نتیجه لنگر خمشی می باشد. همانطور که در شکل ۶ ملاحظه می گردد، نیروی کششی، M لنگر خمشی و Q نیروی برشی ژئوسل می باشد. همچنین O مرکز سطح لغزش دایره ای، r شعاع دایره لغزش و W وزن گوه گسیختگی می باشد. تنش $q(y)$ در قسمت بالایی لایه ژئوسل و $p(y)$ ناشی از عکس العمل بستر در قسمت پایینی لایه ژئوسل وارد می گردد. از طرفی، h ضخامت مسلح کننده ژئوسل و $\tau(x)$ مقاومت سطح مشترک بین خاک و ژئوسل می باشد (شکل ۶- (ب)).

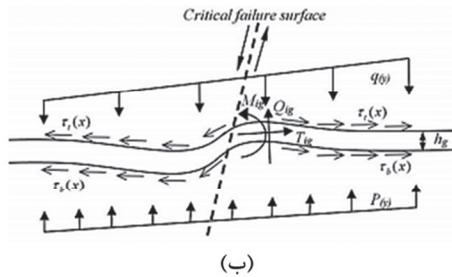
مسلح کننده ژئوسل مانند یک لایه محصورکننده خاک عمل می کند که از حرکت خاک به طرف بیرون از منطقه بارگذاری جلوگیری می کند [۲۶].

اثر کششی لایه ژئوسل نیز در اثر مقاومت در برابر بارهای قائم، به صورت نیروی کششی در لایه مسلح کننده ژئوسل توسعه پیدا می کند (شکل ۴).

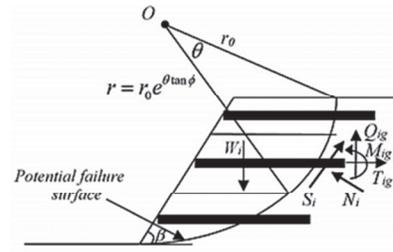


شکل ۴- خاصیت محصورکنندگی خاک توسط ژئوسل [۲۷]

مقاومت های تماسی ناشی از اندرکنش میان لایه ژئوسل و خاک دو طرف لایه ژئوسل، سبب افزایش خاصیت محصورکنندگی جانبی و کاهش کرنش جانبی می شود. در نتیجه، مقدار مدول الاستیسیته سیستم ژئوسل - خاک افزایش می یابد (شکل ۵).



(ب)



(الف)

شکل ۶- (الف) مکانیزم گسیختگی مسلح شده با ژئوسل و (ب) نیروهای وارد بر ژئوسل [۲۹]

مقدار جابه جایی نسبی برشی، σ_n تنش نرمال، K_n و K_s به ترتیب سختی نرمال و سختی برشی، A سطح مشخصه اختصاص یافته برای هر گره و σ_{si} تنش برشی اضافی به علت ایجاد تنش در المان تماسی است. مقدار سختی نرمال و برشی نیز از رابطه (۲۱) به دست می آید [۳۱]:

$$k_n = k_s = 10 \times \max \left[\frac{k + \frac{4}{3}G}{\Delta z_{\min}} \right] \quad (21)$$

نیروهای نرمال و برشی که باعث پاسخ المان های تماسی می شوند، به کمک محاسبات صورت گرفته در زمان $t + \Delta t$ و توسط معادلات زیر به دست می آید [۳۰]:

$$F_n^{(t+\Delta t)} = K_n u_n A + \sigma_n A \quad (19)$$

$$F_{si}^{(t+\Delta t)} = F_{si}^{(t)} + K_s \Delta u_{si}^{(t+0.5\Delta t)} A + \sigma_{si} A \quad (20)$$

که در آن $F_n^{(t+\Delta t)}$ و $F_{si}^{(t+\Delta t)}$ به ترتیب نیروی نرمال و نیروی برشی در زمان $t + \Delta t$ ، مقدار مطلق نفوذ گره المان تماسی در راستای عمود بر سطح هدف، $\Delta u_{si}^{(t+0.5\Delta t)}$

در الگوریتم‌های تولید، پارامترهای p ، q ، v و ε پیش‌بینی شده است. مشخصات خاک در جدول ۲ آمده است. شرایط مدل‌سازی عددی در چهار مرحله خلاصه می‌شود:

- ۱- ساخت هندسه مدل و شیروانی مسلح شده،
- ۲- تنظیم شرایط مرزی و تنش‌های مربوطه،
- ۳- اجرای برنامه و رسیدن به تعادل اولیه،
- ۴- بررسی ضریب اطمینان و تغییرشکل شیروانی مسلح‌شده و تغییرات خمشی ژئوسل در شرایط خاک غیراشباع.

که k مدول بالک و G مدول برشی خاک می‌باشد. Δz_{\min} عرض کوچک‌ترین ناحیه تماسی در جهت نرمال است.

۳- مدل عددی

مدل رفتاری خاک برای تحلیل شیروانی مسلح‌شده، مدل پایه‌ای بارسلون می‌باشد. این مدل، به‌واسطه کدنویسی به محیط نرم‌افزار تفاضل محدود FLAC اضافه شده است. در کد FISH که براساس آزمایش سه محوری برای صحت‌سنجی مدل اساسی بارسلون نوشته شده است،

جدول ۲- پارامترهای مورد استفاده در مدل [۲۳]

پارامتر	مقدار	توصیف
G	۳/۳ (Mpa)	مدول برشی
M	۰/۸۲	شیب خط حالت بحرانی
λ	۰/۱۴	شیب خط اصلاح ایزوتروپیک
K	۰/۰۱۵	شیب خط الاستیک تورم
β	۱۶/۴ (Mpa ⁻¹)	پارامتری که میزان افزایش سفتی خاک را با مکش کنترل می‌کند
r	۰/۲۶	ثابت مربوط به حداکثر سختی خاک
k	۱/۲۴	پارامتر افزایش چسبندگی با مکش
k_s	۰/۰۱	پارامتر سختی الاستیک برای تغییر در مکش
v	۱/۹۱۵	نسبت پواسون
P^c	۰/۰۴۳ (Mpa)	تنش مرجع

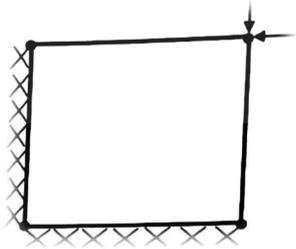
یابد. مرز پایینی مدل در برابر هرگونه حرکت و جابه‌جایی در تمام جهات گیردار شده و مرز عمودی تنها در جهت افقی محدود گردیده و در جهت قائم امکان حرکت دارد (شکل ۶). پارامترهای مورد بررسی به‌منظور تأثیر مسلح‌کننده ژئوسل بر روی ضریب اطمینان و سطوح گسیختگی عبارتند از:

- u ، عمق قرارگیری اولین لایه ژئوسل از تراز بالای شیروانی.
- h ، ضخامت لایه ژئوسل.
- L ، طول ژئوسل.

برای ساده‌سازی نتایج به‌دست آمده تمامی پارامترهای موجود به‌صورت بدون بعد برحسب ارتفاع شیروانی بیان شده‌اند: نسبت عمق برای اولین لایه

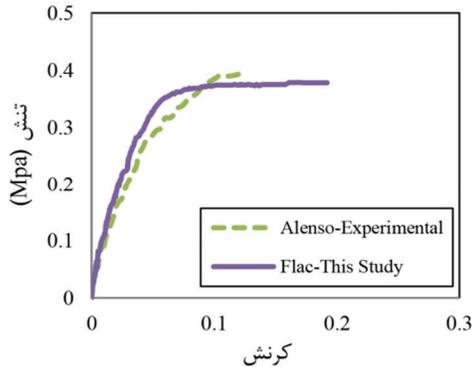
شیروانی مورد بررسی دارای ۵۰ متر عرض و ۳۰ متر ارتفاع می‌باشد. محدوده‌های انتخاب شده در مدل، توسط آنالیز حساسیت و پس از چندسری مدل‌سازی انجام شده است. به‌طوری که با افزایش بیشتر محدوده در نتایج تغییری ایجاد نشده و فقط زمان تحلیل افزایش یافته است. به‌دلیل تقارن، تنها نیمی از خاکریز شبیه‌سازی شده است. خط تقارن در سمت راست مدل قرار دارد. به‌منظور تحلیل دقیق‌تر مدل در تعیین ضریب اطمینان (FOS^{12}) و تغییرشکل شیروانی خاکی مسلح شده، از مش‌بندی ریزتری استفاده شده و با دور شدن از شیروانی اندازه مش‌بندی بزرگ‌تر شده است تا زمان تحلیل کاهش

¹²-Factor of safety



شکل ۸- شرایط مرزی و بارگذاری یک‌چهارم المان

برای شبیه‌سازی، تک المانی که دارای شرایط متقارن محوری است در نظر گرفته شده است تا آزمایش‌های سه محوری بر روی خاک مدل مرجع مدل‌سازی شود. شرایط مرزی، تک المان، در نظر گرفته شده است. در عمل، این تک المان، نشان‌دهنده یک‌چهارم نمونه سه محوری تحت آزمایش است که از دو جهت دیگر ثابت شده است (شکل ۸). براساس شکل ۹، اختلاف بین نمودار موجود در کار آزمایشگاهی مرجع [۲۳] و نمودار حاصل از نتایج نرم‌افزار FLAC بسیار اندک و درصد خطا کمتر از ۵ درصد است. نتایج اعتباربخشی نشان می‌دهد که مدل در مجموع در حد قابل‌قبولی، ظرفیت بیان رفتار خاک غیراشباع را دارد.



شکل ۹- صحت‌سنجی مدل ایجاد شده در FLAC با مدل

پایه‌ای بارسلون (مکش ۹۰ کیلوپاسکال) [۲۳]

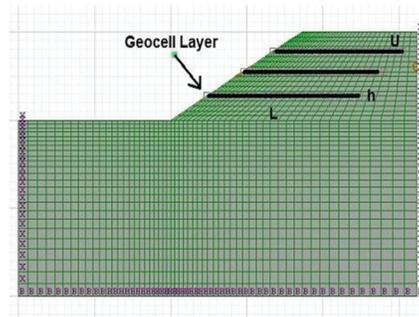
۴- بررسی تأثیر تعداد لایه ژئوسل و عمق قرارگیری اولین لایه بر پایداری شیروانی مسلح شده

مسلح‌سازی شده (u/H)، نسبت طول ژئوسل به ارتفاع خاکریز (L/H) و نسبت ضخامت ژئوسل به ارتفاع خاکریز (h/H). مشخصات ژئوسل در جدول ۳ آمده است.

جدول ۳- مشخصات ژئوسل [۲۹]

پارامترهای ژئوسل	مقدار (واحد)
مدول الاستیسیته	۵۰ (Mpa)
مدول سکانت	۱۵۰ (kN/m)
مقاومت کششی	۶۵ (kN/m)
ضخامت ژئوسل	۰/۱ و ۰/۵ (m)

شیروانی مورد بررسی در شرایط غیرمسلح دارای ضریب اطمینان ۱/۱۰ و میزان جابه‌جایی شیروانی غیرمسلح در شرایط خاک خشک، ۱۵/۶ سانتیمتر می‌باشد. خاک فونداسیون شیروانی در شرایط اشباع بوده و خاک قسمت خاکریز در شرایط غیراشباع قرار دارد. تمام مدل‌ها در مکش ۱۰ کیلوپاسکال و درصد رطوبت ۴۸٪ می‌باشند (براساس منحنی SWCC).



شکل ۷- نمای شیروانی مورد مطالعه با ژئوسل

۳-۱- صحت‌سنجی

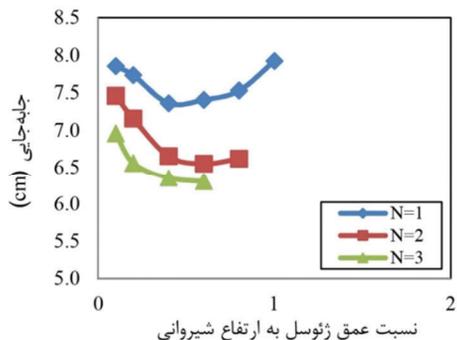
به‌کارگیری مدل پایه‌ای بارسلون در نرم‌افزار FLAC با فرضیات زیر انجام شده است:

۱- تنش میانگین خالص برابر با تنش میانگین کل می‌باشد.

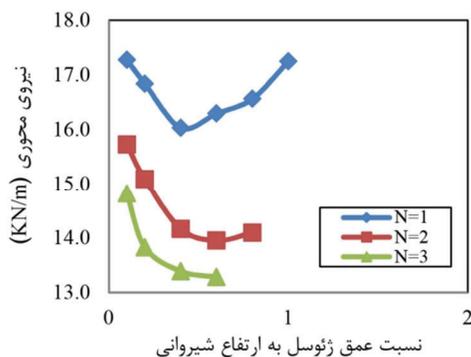
۲- مکش خاک متغیری است که بر هر دو شاخصه مقاومت و سختی خاک تأثیر می‌گذارد.

تنش می‌شود. در $u/H=0.6$ با افزایش تعداد لایه، جابه‌جایی شیروانی ۱۵ درصد کاهش می‌یابد. اولین لایه ژئوسل به‌صورت قابل ملاحظه‌ای نیرو را به قسمت‌های پایین‌تری انتقال داده و در نتیجه باعث انتقال نیرو به سایر لایه‌های ژئوسل شده و بنابراین سبب افزایش بهبود عملکرد پایداری می‌شود.

با توجه به شکل ۱۲، با افزایش تعداد لایه نیروی محوری لایه ژئوسل به‌صورت محسوسی کاهش یافته است. بیشترین تغییر نیروی محوری با افزایش تعداد لایه در $u/H=0.6$ ایجاد می‌گردد که تقریباً ۲۰ درصد نیروی محوری لایه ژئوسل کاهش می‌یابد.



شکل ۱۱- تغییرات جابه‌جایی با تعداد لایه ژئوسل

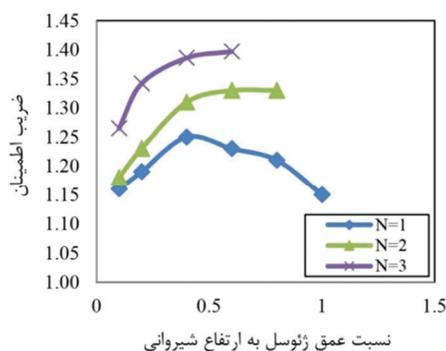


شکل ۱۲- تغییرات نیروی محوری لایه ژئوسل با تعداد لایه ژئوسل

با افزایش مقدار فشار سربار، مقدار نیروی بسیج‌شده در سطح مشترک خاک-ژئوسل افزایش یافته و در نتیجه، مقدار نیروی کششی در مسلح‌کننده‌ها افزایش می‌یابد. از طرف دیگر، اولین لایه ژئوسل به‌صورت قابل ملاحظه‌ای مقدار جابه‌جایی افقی و کرنش برشی در ارتفاع شیروانی را

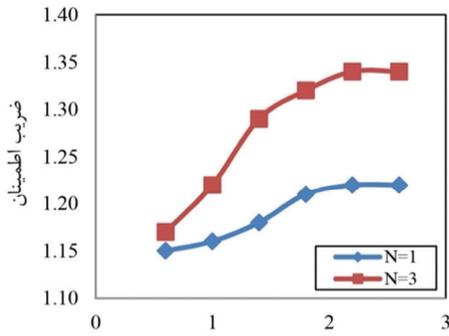
همانطور که در شکل ۱۰ نشان داده شده است، افزایش تعداد لایه‌های مسلح‌کننده باعث افزایش ضریب اطمینان می‌شود. چنین رفتاری را می‌توان ناشی از وسیع‌تر شدن ناحیه تماس و مقاومت اصطکاکی بیشتر در سطح مشترک خاک و ژئوسل دانست. در نتیجه، تنش برشی افقی بزرگتری در قسمت خاک پشت سطح گسیختگی ایجاد می‌شود. در این شرایط، سختی خمشی و مقاومت برشی تقویت‌کننده‌ها نیز افزایش پیدا کرده و از اینرو از جابه‌جایی‌های افقی خاک جلوگیری می‌شود.

ضریب اطمینان براساس تعداد لایه‌ها تا حد زیادی به عمق قرارگیری اولین لایه مسلح‌کننده ژئوسل بستگی دارد. علت این موضوع را می‌توان توانایی اولین لایه مسلح‌کننده در جلوگیری از گسترش سطح لغزش دانست که در نتیجه، می‌تواند پایداری کل شیروانی را تحت تأثیر قرار دهد. عملکرد سایر لایه‌های ژئوسل را می‌توان تا حد زیادی در بهبود تغییرشکل جانبی شیروانی مرتبط دانست. طول ژئوسل ۲۲ و ضخامت آن ۰/۵ متر است. در $u/H=0.6$ با افزایش تعداد لایه، ضریب اطمینان ۱۳/۸ افزایش می‌یابد (شکل ۱۰).



شکل ۱۰- تغییرات ضریب اطمینان شیروانی با تعداد لایه ژئوسل

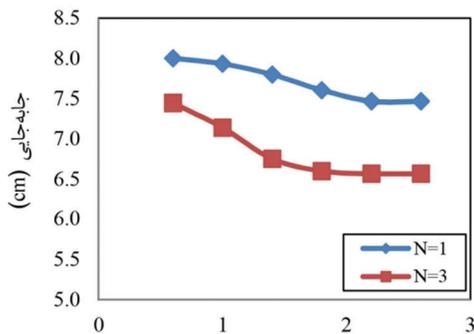
همانگونه که در شکل ۱۱ مشخص است، با افزایش مقدار u/H از ۰/۲ به ۰/۶ مقدار جابه‌جایی شیروانی ۲۲/۶ درصد کاهش یافته است. بنابراین نتایج نشان می‌دهد که اولین لایه ژئوسل مانند یک دال گسترده عمل کرده و سبب توزیع مجدد بار در سطح وسیع‌تر و کاهش شدت



شکل ۱۴- تغییرات ضرب اطمینان شیروانی تحت اثر طول لایه مسلح کننده

همانطور که در شکل ۱۵ نشان داده شده است، با افزایش طول لایه ژئوسل، مقدار جابه‌جایی و تغییرمکان شیروانی کاهش می‌یابد. با افزایش نسبت L/H از $0/6$ به $2/6$ در یک لایه ژئوسل مقدار جابه‌جایی $7/32$ درصد کاهش می‌یابد. همچنین در سه لایه ژئوسل مقدار جابه‌جایی $13/81$ درصد کاهش داشته است. در L/H برابر $1/8$ با افزایش تعداد لایه از یک به سه، مقدار جابه‌جایی $15/2$ درصد کاهش یافته است.

با افزایش نسبت L/H از $0/6$ به $2/6$ در یک لایه ژئوسل نیروی محوری در ژئوسل 7 درصد کاهش می‌یابد. همچنین در سه لایه ژئوسل $14/44$ درصد کاهش داشته است. در L/H برابر $2/6$ با افزایش تعداد لایه از یک به سه، نیروی محوری $5/18$ درصد کاهش یافته است. تأثیر افزایش طول بر سه لایه ژئوسل محسوس‌تر از یک لایه ژئوسل می‌باشد (شکل ۱۶).

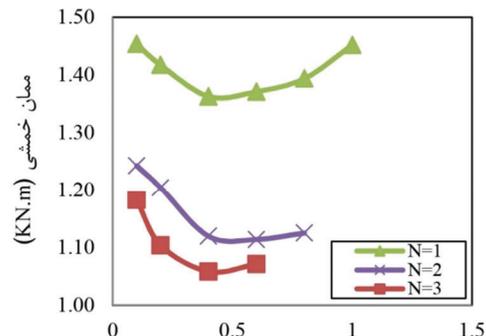


شکل ۱۵- تغییرات جابه‌جایی شیروانی تحت اثر طول لایه مسلح کننده

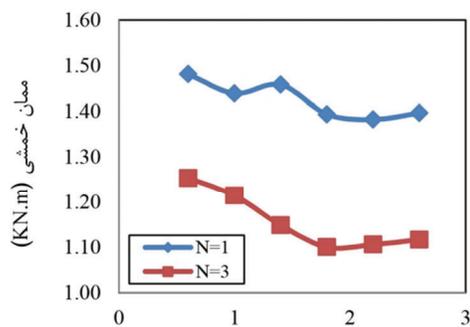
کاهش داده است. بنابراین با گرفتن بیشتر نیروها در اولین لایه ژئوسل ممان خمشی در اولین لایه ژئوسل به مقدار زیادی بسیج شده و در نتیجه مقدار ممان خمشی در سایر لایه‌ها کاهش می‌یابد. در حقیقت مقدار ممان خمشی در سایر لایه‌ها بدلیل اینکه بیشتر نیروها در اولین لایه ژئوسل به مقدار زیادی بسیج شده است، کاهش می‌یابد (شکل ۱۳).

۵- بررسی تأثیر طول لایه‌های ژئوسل بر پایداری شیروانی مسلح شده

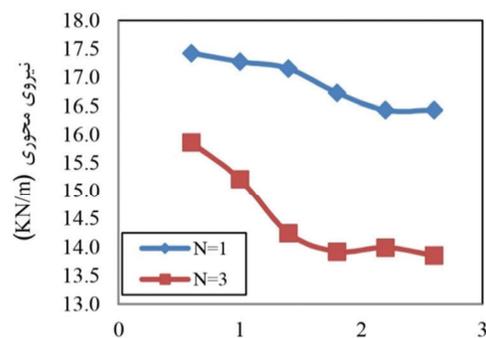
در شکل ۱۴ تغییرات ضرب اطمینان شیروانی را تحت اثر طول لایه مسلح کننده برای شیروانی مشاهده می‌شود. نتایج نشان می‌دهد که با افزایش طول لایه مسلح، ضرب اطمینان نیز افزایش می‌یابد. علت این موضوع به دلیل افزایش مقاومت گیرداری، مقاومت سطح مشترک و مقاومت کششی و خمشی می‌باشد که با افزایش طول لایه ژئوسل، افزایش پیدا می‌کنند. مقدار $u/H=0/2$ لحاظ شده و ضخامت ژئوسل $0/5$ متر است.



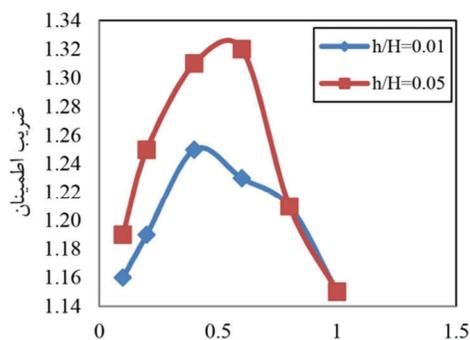
شکل ۱۳- تغییرات لنگر خمشی در لایه ژئوسل با تعداد لایه ژئوسل



شکل ۱۷- تغییرات لنگر خمشی در لایه ژئوسل تحت اثر طول لایه مسلح‌کننده



شکل ۱۶- تغییرات نیروی محوری لایه ژئوسل تحت اثر طول لایه مسلح‌کننده



شکل ۱۸- تغییرات ضریب اطمینان شیروانی تحت اثر تغییرات ضخامت لایه ژئوسل

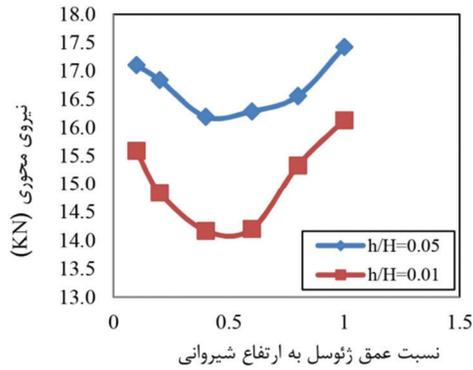
مطابق شکل ۱۹، بیشترین مقدار جابه‌جایی در نسبت $u/H=1$ رخ داده است. در این حالت، بیشتر جابه‌جایی‌ها در زیر لایه ژئوسل اتفاق می‌افتد و لایه ژئوسل تأثیری در مهار نیروهای ناشی از وزن خاک ندارد. از طرف دیگر، چنانچه لایه ژئوسل در این حالت عمق خیلی زیادی از سطح شیروانی قرار بگیرد ($u/H=1$)، مقدار جابه‌جایی قائم جانبی شیروانی در قسمت بالای شیروانی افزایش پیدا کرده و تمام جابه‌جایی در قسمت بالای شیروانی اتفاق می‌افتد. این امر سبب کاهش ضریب اطمینان شیروانی شده و در این حالت نیز شیروانی مانند شیروانی مسلح نشده رفتار می‌کند. در $u/H=0.2$ افزایش ضخامت باعث کاهش جابه‌جایی ۱۰ درصدی شده است که این نسبت، کمترین تأثیر افزایش را در مقایسه با بقیه نسبت‌ها دارد. با کاهش بیش از اندازه ارتفاع لایه ژئوسل، بازدهی مسلح‌کننده در توزیع مجدد بار در سطح وسیع‌تر

بررسی نتایج تغییرات لنگر خمشی نشان می‌دهد که در یک لایه ژئوسل نزدیک ۷ درصد کاهش مقدار لنگر خمشی حاصل شده است؛ در حالی که، در شرایط سه لایه، نزدیک به ۱۱/۴ درصد می‌باشد. زمانی که L/H برابر $2/6$ باشد، با افزایش تعداد لایه‌های ژئوسل لنگر خمشی ۲۰ درصد کاهش می‌یابد. تأثیر نحوه قرارگیری لایه اول بر نتایج محسوس است (شکل ۱۷).

۶- بررسی تغییرات ضخامت لایه ژئوسل بر پایداری شیروانی مسلح شده

همانطور که انتظار می‌رود، براساس شکل ۱۸، مقدار ضریب اطمینان با افزایش ارتفاع لایه ژئوسل افزایش می‌یابد. مقدار حداکثر جابه‌جایی شیروانی و همچنین کرنش برشی در تراز از شیروانی که در بالای لایه ژئوسل قرار گرفته، رخ می‌دهد و در ارتفاع شیروانی در زیر لایه ژئوسل مقاومت در برابر حرکت جانبی خاک افزایش می‌یابد. در $u/H=0.6$ بیشترین تأثیر ضخامت لایه ژئوسل بر ضریب اطمینان حدود ۸ درصد می‌باشد. بررسی‌ها در شرایط یک لایه ژئوسل به طول ۱۸ متر انجام شده است.

و در نتیجه لنگر خمشی مسلح کننده کاهش می یابد. همچنین در $u/H=0.2$ حدود ۲۰ درصد افزایش ممان خمشی با افزایش ضخامت ژئوسل رخ داده است. از طرفی، در $u/H=1$ مقدار افزایش لنگر خمشی ۱۰/۴ درصد می باشد.

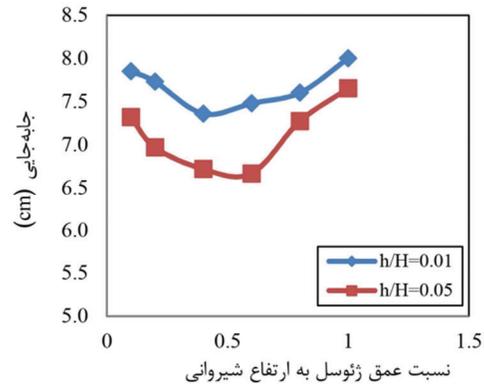


شکل ۲۰- تغییرات نیروی محوری لایه ژئوسل تحت اثر تغییر ضخامت لایه ژئوسل

۷- نتیجه گیری

نتایج نشان می دهد که عمق جای دهی مؤثر برای لایه ژئوسل، در قسمت میانی ارتفاع شیروانی می باشد و افزایش تعداد لایه های ژئوسل تأثیر بیشتری بر پایداری شیروانی نسبت به افزایش طول ژئوسل دارند. با قرارگیری اولین لایه ژئوسل در ناحیه مؤثر، توسعه صفحات شکست کاهش یافته و آنها را به عمق بیشتری سوق می دهد. در این رابطه، سایر تقویت کننده های ژئوسل نیز همچون یک دال رفتار کرده که فشارهای عمودی را از بالاترین لایه گرفته و آنها را در اعماق بیشتری از خاک انتقال می دهند. در حقیقت، اولین لایه سبب رابطه میان لایه های ژئوسل شده برای انتقال تنش می شود. چنانچه طول لایه ژئوسل نسبت به سطح لغزش بسیار کوچک باشد، لنگر خمشی مقاوم لایه ژئوسل منفی می شود. دلیل این موضوع، ناشی از اندازه لنگر مقاوم بسیار کمی می باشد که توسط نیروی کششی لایه ژئوسل شکل گرفته است. لنگر خمشی منفی لایه ژئوسل سبب افزایش جابه جایی جانبی شیروانی و همچنین جابه جایی لایه ژئوسل می گردد.

و در اعماق بیشتر کاهش پیدا کرده و رفتار مسلح کننده سه بعدی ژئوسل مانند مسلح کننده های صفحه ای می شود.



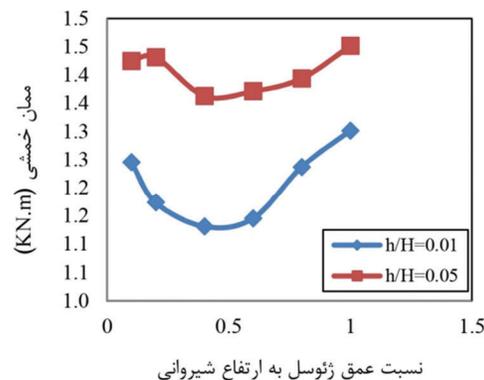
شکل ۱۹- تغییرات جابه جایی شیروانی تحت اثر تغییر ضخامت لایه ژئوسل

با افزایش ضخامت ژئوسل مقدار ممان اینرسی افزایش یافته و در نتیجه مقدار لنگر خمشی مسلح کننده ژئوسل افزایش می یابد. در این حالت، رفتار لایه ژئوسل مانند یک تیر عمیق بوده که سبب کاهش تغییر شکل مسلح کننده و در نتیجه کاهش تغییر شکل جانبی شیروانی می شود. از طرف دیگر، با کاهش ارتفاع لایه ژئوسل مقدار بازدهی مسلح کننده به صورت چشمگیری کاهش می یابد. بیشترین مقدار افزایش نیرو در $u/H=0.6$ حدود ۱۳ درصد و کمترین تأثیر در $u/H=0.8$ حدود ۸ درصد است (شکل ۲۰).

المان تیر به دلیل داشتن ارتفاع و مدول الاستیسیته می تواند ممان اینرسی ایجاد کرده و سبب ایجاد لنگر خمشی گردیده و در مقابل تغییر شکل مقاومت کند. به نظر می رسد در این حالت، لایه ژئوسل شبیه سازی شده با تیر می تواند مانند یک دال گسترده عمل کرده و سبب توزیع مجدد بار و انتقال بار در سطح بزرگتر و در عمق بیشتری از خاک شود. عمق قرارگیری اولین لایه ژئوسل نقش بسیار زیادی در افزایش ضریب اطمینان شیروانی و کاهش تغییر شکل های جانبی شیروانی دارد. با توجه به شکل ۲۱، مشاهده می شود که با کاهش ضخامت مسلح کننده ژئوسل، ممان اینرسی ایجاد شده کاهش یافته

نیروی محوری ۵/۱۸ درصد کاهش یافته است. تأثیر افزایش طول بر سه لایه ژئوسل محسوس‌تر از یک لایه ژئوسل می‌باشد. نرخ بهبود ضریب اطمینان براساس تعداد لایه‌های ژئوسل تا حد زیادی به عمق قرارگیری اولین مسلح‌کننده بستگی دارد. علت این موضوع، توانایی اولین لایه مسلح‌کننده در جلوگیری از گسترش سطح لغزش می‌باشد که در نتیجه، می‌تواند پایداری کل شیروانی را تحت تأثیر قرار دهد. عملکرد سایر لایه‌های ژئوسل را می‌توان تا حد زیادی در بهبود تغییرشکل جانبی شیروانی مرتبط دانست.

نتایج نشان می‌دهد زمانی که ژئوسل در $u/H=0.2$ باشد، افزایش ضخامت مسلح‌کننده باعث کاهش جابه‌جایی ۱۰ درصدی شده است که این فاصله از راس شیروانی، کمترین اثر افزایشی را در مقایسه با بقیه نسبت‌ها دارد. همچنین با افزایش طول مسلح‌کننده ژئوسل، ممان اینرسی ایجاد شده کاهش یافته و در نتیجه لنگر خمشی مسلح‌کننده کاهش می‌یابد. در این حالت، رفتار مسلح‌کننده ژئوسل به مسلح‌کننده صفحه‌ای نزدیک می‌شود و مقدار بازدهی آن کاهش می‌یابد.



شکل ۲۱- تغییرات لنگر خمشی در لایه ژئوسل تحت اثر تغییر ضخامت لایه ژئوسل

طول مؤثر لایه مسلح‌کننده برابر است با طولی از لایه ژئوسل که در داخل سطح لغزش قرار گرفته و در این ناحیه مقدار زیادی از نیروی کششی، برشی و خمشی لایه ژئوسل بسیج می‌شود. از طرفی، طول لایه مسلح‌کننده می‌بایست مقداری از طول سطح لغزش بیشتر بوده تا بتواند از گسترش سطوح لغزش احتمالی جلوگیری کرده و همچنین طول گیرداری مناسبی برای مقابله با بیرون کشیدگی لایه مسلح‌کننده در برابر نیروهای وارده ایجاد کند. در L/H برابر ۲/۶ با افزایش تعداد لایه از یک به سه،

مراجع

- [1] Hegde, A. M., & Sitharam, T. G. (2015). "Three-dimensional numerical analysis of geocell-reinforced soft clay beds by considering the actual geometry of geocell pockets", *Canadian Geotechnical Journal*, 52(9), 1396-1407.
- [2] Skinner, G. D., & Rowe, R. K. (2005). "Design and behaviour of a geosynthetic reinforced retaining wall and bridge abutment on a yielding foundation", *Geotextiles and Geomembranes*, 23(3), 234-260.
- [3] Leshchinsky, B., & Ling, H. (2013). "Effects of geocell confinement on strength and deformation behavior of gravel", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(2), 340-352.
- [4] Zornberg, J. G., & Arriaga, F. (2003). "Strain distribution within geosynthetic-reinforced slopes", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(1), 32-45.
- [5] Belabed, L., Benyaghla, H., & Yahiaoui, J. (2011). "Internal stability analysis of reinforced earth retaining walls", *Geotechnical and geological engineering*, 29(4), 443-452.
- [6] Chen, R. H., & Chiu, Y. M. (2008). "Model tests of geocell retaining structures", *Geotextiles and Geomembranes*, 26(1), 56-70.
- [7] Chen, R. H., Huang, Y. W., & Huang, F. C. (2013). "Confinement effect of geocells on sand samples under triaxial compression", *Geotextiles and Geomembranes*, 37, 35-44.
- [8] Fakher, A., & Jones, C. J. F. P. (2001). "When the bending stiffness of geosynthetic reinforcement is important", *Geosynthetics International*, 8(5), 445-460.
- [9] Zhang, L., Zhao, M., Zou, X., & Zhao, H. (2009). "Deformation analysis of geocell reinforcement using Winkler model", *Computers and Geotechnics*, 36(6), 977-983.
- [10] Zhang, L., Zhao, M., Zou, X., & Zhao, H. (2010). "Analysis of geocell-reinforced mattress with consideration of horizontal-vertical coupling", *Computers and Geotechnics*, 37(6), 748-756.

- [11] Dash, S. K., Rajagopal, K., & Krishnaswamy, N. R. (2007). "Behaviour of geocell-reinforced sand beds under strip loading", *Canadian Geotechnical Journal*, 44(7), 905-916.
- [12] Yang, X., Han, J., Parsons, R. L., & Leshchinsky, D. (2010). "Three-dimensional numerical modeling of single geocell-reinforced sand", *Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China*, 4(2), 233-240.
- [13] Roy, K., Hawlader, B., Kenny, S., & Moore, I. (2015). "Finite element modeling of lateral pipeline-soil interactions in dense sand", *Canadian Geotechnical Journal*, 53(3), 490-504.
- [14] Sheng, D. (2011). "Review of fundamental principles in modelling unsaturated soil behaviour", *Computers and Geotechnics*, 38(6), 757-776.
- [15] Sheng, D. (2011). "Constitutive modelling of unsaturated soils: Discussion of fundamental principles", *Unsaturated soils*, 1, 91-112.
- [16] Uchaipichat, A. (2011). "Effective stress parameter of unsaturated granular soils"; International Conference on Mechanical, Automobile and Robotics Engineering (ICMAR, 2011), 231-234.
- [17] Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R., & Widger, R. A. (1978). "The shear strength of unsaturated soils", *Canadian geotechnical journal*, 15(3), 313-321.
- [18] Yang, K. H., Thuo, J. N., Chen, J. W., & Liu, C. N. (2019). "Failure investigation of a geosynthetic-reinforced soil slope subjected to rainfall", *Geosynthetics international*, 26(1), 42-65.
- [19] Oberg, A. L., & Sallfors, G. (1995). "A rational approach to the determination of the shear strength parameters of unsaturated soils", In *Proceedings of the first international conference on unsaturated soils/ unsat'95/ Paris/ France*, 1.
- [20] Bolzon, G., Schrefler, B. A., & Zienkiewicz, O. C. (1996). "Elastoplastic soil constitutive laws generalized to partially saturated states", *Géotechnique*, 46(2), 279-289.
- [21] Wu, L. Z., Huang, R. Q., Xu, Q., Zhang, L. M., & Li, H. L. (2015). "Analysis of physical testing of rainfall-induced soil slope failures", *Environmental earth sciences*, 73(12), 8519-8531.
- [22] Khalili, N., & Khabbaz, M. H. (1998). "A unique relationship for χ for the determination of the shear strength of unsaturated soils", *Geotechnique*, 48(5), 681-687.
- [23] Alonso, E. E., Gens, A., & Josa, A. (1990). "A constitutive model for partially saturated soils", *Géotechnique*, 40(3), 405-430.
- [24] Sreedeeep, S., & Singh, D. N. (2006). "Nonlinear curve-fitting procedures for developing soil-water characteristic curves", *Geotechnical Testing Journal*, 29(5), 409-418.
- [25] Van Genuchten, M. T. (1980). "A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils 1", *Soil science society of America journal*, 44(5), 892-898.
- [26] Cheng, Y. M., Lansivaara, T., & Wei, W. B. (2007). "Two-dimensional slope stability analysis by limit equilibrium and strength reduction methods", *Computers and geotechnics*, 34(3), 137-150.
- [27] Zhou, H., & Wen, X. (2008). "Model studies on geogrid-or geocell-reinforced sand cushion on soft soil", *Geotextiles and Geomembranes*, 26(3), 231-238.
- [28] Pokharel, S. K., Han, J., Leshchinsky, D., Parsons, R. L., & Halahmi, I. (2010). "Investigation of factors influencing behavior of single geocell-reinforced bases under static loading", *Geotextiles and Geomembranes*, 28(6), 570-578.
- [29] Mehdipour, I., Ghazavi, M., & Moayed, R. Z. (2013). "Numerical study on stability analysis of geocell reinforced slopes by considering the bending effect", *Geotextiles and Geomembranes*, 37, 23-34.
- [30] Zhao, M. H., Zhang, L., Zou, X. J., & Zhao, H. (2009). "Research progress in two-direction reinforced composite foundation formed by geocell reinforced mattress and gravel piles", *China Journal of Highway and Transport*, 22(1), 1-10.
- [31] Madhavi Latha, G., Rajagopal, K., & Krishnaswamy, N. R. (2006). "Experimental and theoretical investigations on geocell-supported embankments", *International Journal of Geomechanics*, 6(1), 30-35.

بررسی عددی رفتار سد خاکی و مقایسه آن با داده‌های ابزار دقیق (مطالعه موردی سد مروک لرستان)

در این تحقیق رفتار سد خاکی مروک با هسته رسی که دارای ارتفاع ۶۸ متر می‌باشد، با استفاده از مدل‌سازی عددی نرم‌افزار GeoStudio و ابزار دقیق بررسی گردیده است. ابتدا هندسه این سد خاکی در نرم‌افزار، مدل‌سازی شده و تنش‌های قائم در هسته و مقدار نشست بیشینه در حین ساخت تعیین گردیده است. آنگاه نتایج با قرائت‌های ابزار دقیق نصب شده در قسمت‌های مختلف بدنه سد مقایسه شده است. مقایسه نتایج تحلیل‌های عددی و قرائت‌های ابزار دقیق نشان می‌دهد زمانی که تراز ساخت سد در ارتفاع ۱۵۹۰ متری از سطح دریا (۳۱ متر پایین‌تر از تاج سد) باشد حداکثر نشست اندازه‌گیری شده در پایان ساخت سد با ابزار INC 10-1 که در ۴ متری بالادست محور سد نصب شده است، مقدار ۸۱ سانتی‌متر بوده و نتایج تحلیل عددی مقدار نشست در همان نقطه را برابر ۸۰ سانتی‌متر نشان می‌دهد. بیشترین میزان قوس‌زدگی و نشست قائم در درازمدت تقریباً در وسط سد رخ می‌دهد. مقدار ضریب قوس‌زدگی بین ۰/۷۳ تا ۱ می‌باشد که بیانگر این است که سر مروک در وضعیت پایدار قرار دارد.

واژگان کلیدی: سد خاکی مروک، ابزار دقیق، نشست، تنش کل، قوس‌زدگی، GeoStudio.

احمد رضا مظاهری

دانشکده مهندسی، دانشگاه
آیت‌الله بروجردی.
پست الکترونیک:
A.Mazaheri@abru.ac.ir

رسول عالی پور*

دانشکده مهندسی، دانشگاه
شهرکرد، ایران.
پست الکترونیک:
R.alipour@sku.ac.ir

بهزاد شکری دری‌کوند

کارشناس ارشد ژئوتکنیک،
دانشگاه آزاد اراک.
پست الکترونیک:
shokridrk@gmail.com

۱- مقدمه

مراحل طراحی ضروری است و رفتارنگاری آنها در راستای ارزیابی عملکرد و عکس‌العمل این سازه‌های مهم در شرایط مختلف بارگذاری یعنی سه دوره زمان ساخت، اولین آگیری و زمان بهره‌برداری بسیار اهمیت دارد [۱]. به‌منظور بررسی پایداری سدها مطالعات بسیاری بر روی سدهای بزرگ خاکی و رویه بتنی انجام گردیده است. گیگز و ساکلاریو^۱، به مقایسه نتایج تغییرشکل‌پذیری‌های افقی واقعی در مشاهدات ثبت شده ژئودزی پیوسته بر رفتار سد خاکی مورونوس در یونان توسط آنالیز برگشتی عددی پرداختند که در آن مدل‌سازی ژئوتکنیکی سد با استفاده از نرم‌افزار زد سویل^۲ که براساس روش المان محدود استوار است انجام شد. آنها نتیجه‌گیری کردند که

سدها از نظر اقتصادی، اجتماعی و سیاسی دارای اهمیت بسیار زیادی می‌باشند. نقش سدها در توسعه کشاورزی، عمران مناطق روستائی و شهری، تأمین آب آشامیدنی، تولید انرژی هیدروالکتریک، کنترل و تنظیم شدت جریان آب در رودخانه‌ها و غیره قابل توجه است. به‌علت بالا بودن هزینه ساختمان سدها و نیز شدت وخامت عواقب ناشی از پایداری سدها، مسأله حفاظت و نگهداری و ارزیابی مستمر پایداری سدها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. تضمین وضعیت پایداری سد در کلیه

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۸/۱۱/۲۲، بازنگری: ۱۳۹۹/۰۳/۲۳، پذیرش: ۱۳۹۹/۰۳/۲۷.
DOI: 10.22091/cer.2020.5223.1194 شناسه دیجیتال

1- Gikas and Sakellariou
2- Z-Soil

تجزیه و تحلیل‌های عددی برای حل مسائل پیچیده پایداری به‌طور گسترده استفاده می‌شود [۷-۱۱]. به‌طور مثال، رفتار نشست سد شیبویا^۵ در طول ساخت و ساز و آبیگری اولیه، با استفاده از تجزیه و تحلیل دوبعدی المان محدود مورد بررسی قرار گرفت. محققان، نتایج را با داده‌های اندازه‌گیری ابزار دقیق در رقوم نشست‌ها نیز مقایسه کردند [۱۲]. با مقایسه نتایج اینگونه تحلیل‌ها با واقعیت که همان نتایج ابزار دقیق است، علاوه بر اعتباربخشی به تحلیل عددی، می‌توان مبنای مناسبی برای انجام یک تحلیل برگشتی^۶ برای حصول به پارامترهای دقیق ژئوتکنیکی ایجاد کرد [۱۳ و ۱۴]. با این حال، نتایج حاصل از این تحلیل‌ها می‌تواند مبنای مناسبی برای تحلیل‌های بعدی از جمله رفتارنگاری در دوران بهره‌برداری و تحلیل عددی دینامیکی سد باشد.

کماسی و همکاران، استوار کشکولی و همکاران و مظاهری و همکاران با استفاده از نتایج ابزار دقیق به بررسی جابه‌جایی‌های افقی و قائم و نیز فشار آب حفره‌ای در سدهای ایوشان، رودبال داراب و دویرج ایلام پرداخته‌اند [۱۵-۱۸].

در این تحقیق، سعی شده است ابتدا بدنه سد مروک در نرم‌افزار عددی مدل‌سازی گردد و سپس نتایج حاصل از تنش‌ها، نشست‌ها و مقادیر قوس‌زدگی با مقادیر استاندارد مقایسه و در ادامه با قرائت نتایج ابزار دقیق در نقاط مختلف بدنه سد، نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی مورد مقایسه و ارزیابی قرار گیرد.

۲- مواد و روش‌ها

۲-۱- معرفی سد مروک

سد مخزنی مروک در استان لرستان و به فاصله حدود ۴۰ کیلومتری از شهرستان دورود واقع شده است. این سد بر روی رودخانه تیره از سرشاخه‌های رود دز و در

روش اجزای محدود با نتایج اندازه‌گیری واقعی، یک روش مناسب برای بررسی یا کالیبره کردن تغییرات هندسی حاصل از مطالعات مدل‌سازی است [۲]. در سال ۲۰۱۱، مول و استروب هار^۳، به بررسی سد نام نگوم در چین و مقایسه نتایج ابزار دقیق و تحلیل عددی پرداختند و نتیجه گرفتند که خزش مصالح سد یک چالش اصلی در پیش‌بینی تغییرشکل‌ها است [۳]. ژوهو و همکاران^۴ در سال ۲۰۱۶، به بررسی سد خاکی در چین پرداختند. آنها با استفاده از ماهواره، سری‌های زمانی تداخل را برای نظارت بر تغییرشکل‌پذیری سطح سد انجام دادند [۴]. حائری و فقیهی، به بررسی رفتار سد طالقان در زمان ساخت پرداختند. آنها با مقایسه نتایج ابزار دقیق و تحلیل‌های انجام شده به ناکارآمدی مدل الاستیک خطی در تعیین تغییرشکل‌ها در سدهای سنگریزه‌ای و خاکی به خصوص در هسته پی بردند [۱]. پژوهشگران، سد گتوندعلیا که یک سد سنگریزه‌ای با هسته رسی مخلوط می‌باشد را به‌صورت دوبعدی و با استفاده از نرم‌افزار FLAC تحلیل نمودند. نتایج تحقیق آنها نشان داد که مقادیر نشست‌های سد در محدوده مجاز قرار دارد [۵]. محققان دیگری نیز، به بررسی رفتار سد گتوندعلیا با استفاده از نتایج ابزار دقیق پرداختند و نتیجه گرفتند که اکثر نشست‌های بدنه سد حین ساخت رخ می‌دهد و این نشست‌ها در محدوده مجاز قرار دارد [۶]. در سدهای خاکی به‌منظور کنترل رفتار و عملکرد سد، در قسمت‌های مختلف بدنه و در اعماق مختلف ابزارهایی جهت کنترل فشار آب منفذی، تنش قائم و تنش افقی نصب می‌گردد. تعدادی از این ابزار، طی نصب و در طی زمان، کارایی خود را از دست می‌دهند بنابراین لازم است در پاره‌ای از زمان‌ها تحلیل‌های مختلفی به منظور کنترل نتایج ابزارها صورت گیرد.

⁵- Shuibuya

⁶- Back Analysis

³- Moll and Straubhaar

⁴- Zhou et al.

شکل ۲، مقطع سد و محل نصب ابزارهای نصب شده در ترازهای مختلف در مقطع ۱۰-۱۰ را نشان می‌دهد که در هسته رسی به ازای هر ۳ متر خاکریزی یک صفحه نشست، در پوسته‌ها به ازای هر ۶ متر و در پی در هر ۶ متر صفحه نشست‌سنج نصب شده است [۱۹].

در کل بدنه سد در مجموع ۱۵۶ ابزار نصب شده است که از این تعداد، ۹۰ عدد پیژومتر، ۲۹ عدد تنش‌سنج و ۸ عدد نشست‌سنج در داخل بدنه سد به کار رفته است. در جدول ۱ تعداد ابزار نصب شده در بدنه سد نشان داده شده است.

جدول ۱- ابزاربندی بدنه و پی سد مروک

نوع ابزار نصب شده	تعداد ابزار نصب شده
پیژومتر الکتریک	۲۴
پیژومتر کاساگرانده	۳۲
فشارسنج	۲۹
انحراف‌سنج	۸
پیژومترهای فونداسیون	۳۴
نشست‌سنج سطحی	۲۷
شتاب‌نگاشت زلزله	۳

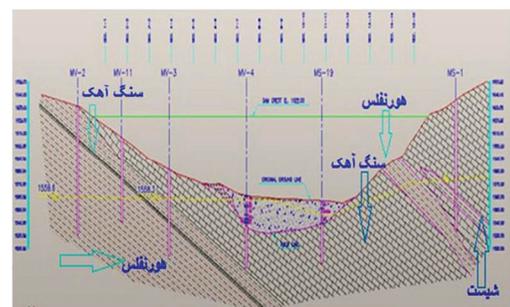
۲-۳- مدل‌سازی عددی بدنه سد مروک

۲-۳-۱- مشخصات هندسی، ابعاد مدل و تعداد لایه‌ها
به‌منظور مدل‌سازی بدنه سد از نرم‌افزار GeoStudio استفاده شده است. در این خصوص، نیاز است همانند اجرای واقعی بدنه که مرحله به مرحله خاکریزی صورت می‌گیرد، در نرم‌افزار نیز این اصل رعایت گردد. حداقل تعداد لایه‌های لازم برای رسیدن به نتایج معقول در مدل‌های کامپیوتری سد، $H/10$ و $H/9$ ارایه شده که H ارتفاع از پی سد می‌باشد [۲۰]. ارتفاع سد مروک از پی ۶۸ متر می‌باشد؛ از اینرو، حداقل تعداد لایه‌ها جهت مدل‌سازی ۷ لایه می‌باشد که در مدل‌سازی انجام شده جهت بالا بردن دقت نتایج ۱۲ لایه در نظر گرفته شده است.

فاصله حدود دو کیلومتری بالادست روستای مروک احداث گردیده است. طول تاج سد ۴۸۶، عرض تاج ۱۲، ارتفاع سد از پی ۶۸ و طول دریاچه ۸۵۰۰ متر می‌باشد. همچنین تراز تاج سد ۱۶۲۱ متر از سطح دریا و مساحت دریاچه ۶۸۰ هکتار می‌باشد. هدف از ساخت سد، تأمین نیاز آبی اراضی توسعه کشاورزی پایاب سد در حدود ۳۲ میلیون مترمکعب در دشت سیلاخور و با قابلیت ذخیره‌سازی تا حدود ۱۰۰ میلیون مترمکعب در سال بوده است [۱۹]. ساختگاه سد مخزنی مروک، از دیدگاه زمین‌شناسی ایران، در منطقه سندنج- سیرجان، در جنوب‌شرقی شهر بروجرد و شمال‌غربی شهر دورود قرار دارد. در ساختگاه، رودخانه تیره از سوی شمال خاوری به سوی جنوب باختری جریان دارد و تنگه‌ای به طول ۶۸۸ متر در سنگ‌های آهک بلورین، هورنفلس و شیست حفر کرده است. ساختگاه در ابتدای تنگه انتخاب گردیده است [۲۰]. شکل ۱، مقطع زمین‌شناسی مهندسی سد را نشان می‌دهد.

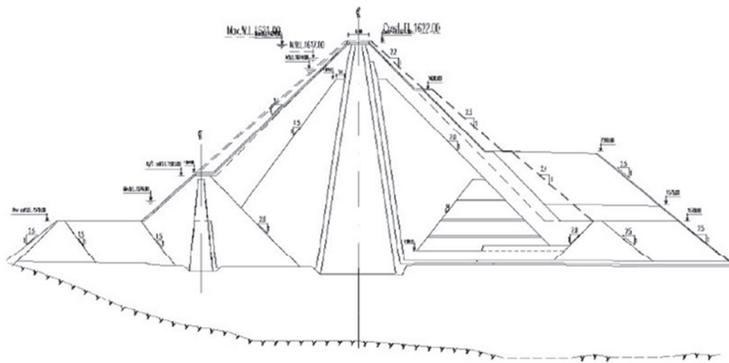
۲-۲- سیستم ابزاردقیق بدنه سد مروک

در قسمت‌های مختلف بدنه سد مروک و در ترازهای ارتفاعی گوناگون عملیات نصب ابزاردقیق انجام شده است.

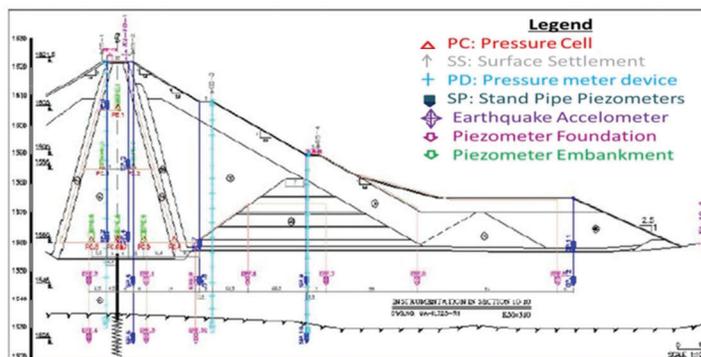


شکل ۱- مقطع عرضی زمین‌شناسی محل سد [۱۹]

بیشترین ابزار در مقطع ۱۰-۱۰ که بزرگترین مقطع سد می‌باشد، قرار گرفته است. لذا این مقطع، به‌عنوان مقطع بحرانی سد جهت انجام تحلیل‌ها انتخاب شده است.



(الف)



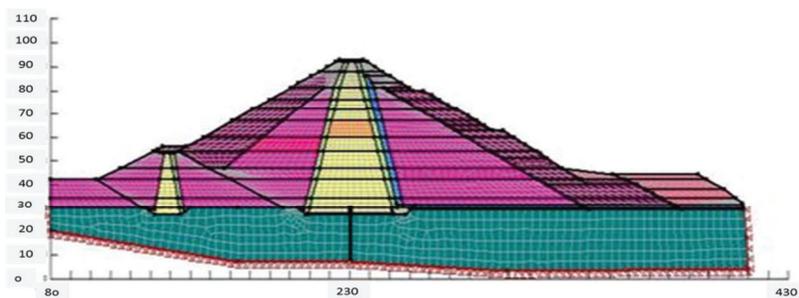
(ب)

شکل ۲- (الف) مقطع عرضی ۱۰-۱۰ سد مروک و (ب) محل نصب ابزار دقیق در مقطع ۱۰-۱۰

شده‌ای می‌باشد، انتخاب شده است. متغیرهای مورد نیاز در مدل عبارتند از: وزن مخصوص، مدول الاستیسیته، ضریب پواسون، چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی، زاویه اتساع. جدول ۲ پارامترهای ژئومکانیکی مصالح بدنه سد را نشان می‌دهد.

۲-۳-۲- مشخصات لایه‌های خاک و مش‌بندی

در شکل ۳، لایه‌بندی و مش‌بندی بدنه سد در نرم‌افزار نشان داده شده است. با توجه به طبیعت غیرخطی مصالح ژئوتکنیک به‌ویژه خاک، مدل رفتاری غیرخطی الاستوپلاستیک موهر- کولمب، که مدل شناخته



شکل ۳- شبکه المان محدود ایجاد شده برای مقطع عرضی ۱۰-۱۰ سد مروک

X مقید گردیده‌اند. به‌منظور دستیابی به مدل دقیق‌تر، مدل‌سازی سد به‌صورت مرحله‌ای و در ۱۲ مرحله انجام

۲-۳-۳- شرایط مرزی و مراحل مدل‌سازی

به‌منظور ایجاد شرایط مرزی مناسب، گره‌های کف پی در دو جهت X و Y و گره‌های مرزی کناری در جهت

شده تا امکان مدل سازی مرحله ای دوران ساخت بدنه سد ایجاد گردد.

جدول ۲- مقادیر پارامترهای مصالح سد مروک

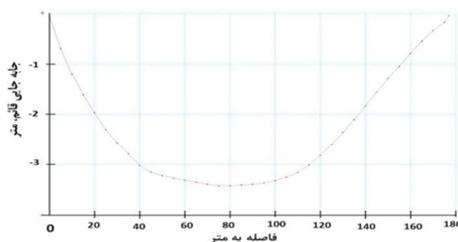
وزن مخصوص مرطوب (kN/m^3)	وزن مخصوص خشک (kN/m^3)	زاویه اصطکاک (deg)	چسبندگی (kN/m^2)	مدول الاستیک (kN/m^2)	ضریب پواسون	نفوذپذیری (m/sec)	نوع مصالح
۱۷	۱۸	۱۸	۲۰	۲۰	۰/۳	$۲/۵ \times 10^{-6}$	هسته
۱۹	۲۰	۳۰	صفر	۳۵	۰/۲	۱×10^{-3}	پوسته
۲۰	۲۱	۴۴	صفر	۹۰	۰/۲	۱×10^{-4}	پوسته درشت دانه
۲۰	۲۱	۲۵	صفر	۲۵	۰/۲	۱×10^{-4}	فیلتر
۲۰	۲۱	۲۵	صفر	۲۵	۰/۲	۱×10^{-4}	زهکش
۲۱	۲۲	۲۷	۱۰۰	۴۰	۰/۳	۱×10^{-1}	فونداسیون

ضخامت لایه های خاکریزی مدل، ۸ متر و با میانگین ۴ متر می باشد.

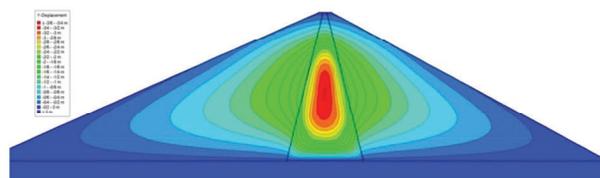
۲-۳-۴- صحت سنجی مدل سازی

به منظور صحت سنجی نتایج، مدل سازی سد گذار لندر در خوزستان با ارتفاع ۱۷۸ متر توسط نرم افزار GeoStudio/Slope انجام پذیرفت. به این منظور، مدل سازی سد گذار لندر انجام پذیرفت و نتایج مختلف مدل سازی عددی با نتایج ابزار دقیق مقایسه گردید. در شکل ۴، نتایج جابه جایی قائم برای سد گذار لندر نشان داده شده است که تطابق بسیار خوبی با نتایج ابزار دقیق دارد.

در هنگام ساخت مدل پس از هر مرحله لایه بندی شرایط تنش های موجود در ساختگاه، پیش از احداث سد مدل می شود و پس از اعمال شرایط اولیه و شرایط مرزی، پی سد مورد تحلیل قرار گرفته است. در این حالت، مدل آماده ایجاد شرایط جدید که همان ایجاد لایه های خاکریزی است می باشد. در این شرایط، با ایجاد هر لایه خاکریزی، تحلیل تا رسیدن به شرایط تعادل، ادامه می یابد. در نهایت، با تعریف لایه آخر، شرایط پایان ساخت مدل می شود. به دلیل مراحل پلکانی زمان ساخت بدنه سد، از مش مستطیلی استفاده گردید. تعداد کل المان های در نظر گرفته شده برای سد در مقطع حداکثر و پی، جمعاً ۴۸۷۱ المان و ۴۲۷۵ گره می باشد و حداکثر



(ب)



(الف)

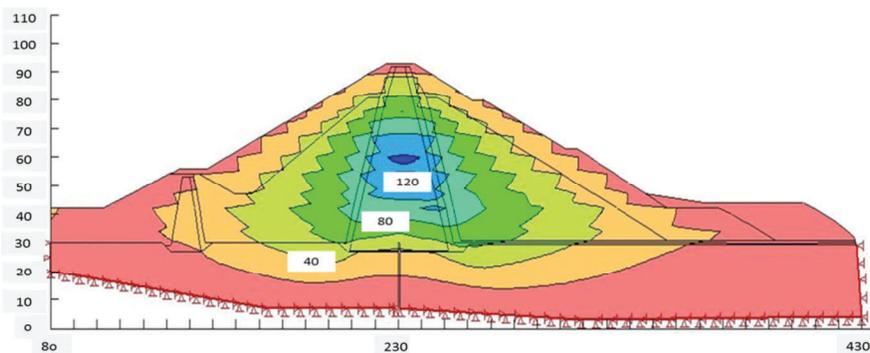
شکل ۴- صحت سنجی مدل نرم افزاری با مدل سازی سد گذار لندر با به دست آوردن جابه جایی های قائم (الف) و (ب) در هسته سد

۳- نتایج و بحث

پس از بیان نحوه مدل سازی و مشخصات و تراز ابزار نصب شده در بدنه سد، نیاز است تا نتایج به دست آمده از تحلیل های عددی مورد ارزیابی و بررسی دقیق قرار گیرد.

شده است، برابر ۱۱۴ سانتیمتر می‌باشد. با توجه به ارتفاع ۶۸ متری سد، این مقدار نشست در حدود ۱/۷ درصد ارتفاع سد می‌باشد. براساس نشست متعارف دیگر سدهای دنیا در حین و پایان ساخت که بین ۱ تا ۲ درصد ارتفاع سد مجاز می‌باشد [۲، ۳ و ۴]، این میزان نشست در حد معمول قرار دارد. دلایل دستیابی به مقادیر مختلف نشست در قسمت‌های مختلف بدنه بستگی به جنس مصالح هسته و پوسته و نیز باز توزیع تنش‌ها و مقادیر آنها در قسمت‌های گوناگون سد دارد.

همانطور که در شکل ۶ نشان داده شده است، روند نتایج قرائت شده ابزار دقیق با نتایج تحلیل عددی هم‌خوانی مناسبی دارد. بیشترین نشست پیش‌بینی شده توسط تحلیل در پایان ساخت ۱۱۴ سانتی‌متر و در تراز ۱۵۸۵ می‌باشد.



شکل ۵- توزیع نشست در بدنه و هسته سد در پایان ساخت (مقادیر به سانتیمتر می‌باشند)

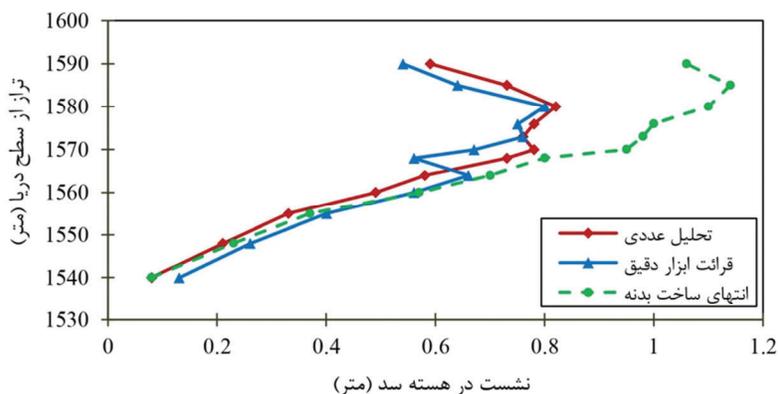
به دلیل کم شدن عرض قسمت هسته سد و استفاده از پوسته سد به عنوان یک تکیه‌گاه در جلوگیری از افزایش نشست در قسمت‌های نزدیک به تاج سد دانست.

در این قسمت، نتایج حاصل از نشست و تنش در قسمت‌های مختلف بدنه سد مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۳-۱- نشست هسته و پوسته سد

یکی از قسمت‌های اصلی بدنه سد که نشست آن همواره مهم می‌باشد، هسته سد است. در سد مروک مقطع ۱۰-۱۰ که بزرگترین مقطع سد است، طی ۱۲ لایه مدل‌سازی شده و نشست آن در قسمت‌های مختلف تعیین شده است. شکل ۵، نشست قائم در مقطع ۱۰-۱۰ توسط تحلیل را نشان می‌دهد. بیشینه نشست قائم در پایان ساخت در محور سد و در تراز ۵۰ متری از کف پی برابر ۱۲۰ سانتیمتر می‌باشد. حداکثر مقدار نشست ثبت شده توسط ابزار دقیق مربوط به ابزار INC 10-1 که در ۴ متری بالادست محور سد در تراز ۴۶ متری از پی نصب

به طور کلی، این نتایج نشان می‌دهد که میزان نشست قائم در قسمت‌های میانی بدنه سد بیشترین مقادیر خود را تجربه می‌کند. این موضوع را می‌توان



شکل ۶- تغییرات نشست در پایان ساخت و مقایسه نتایج تحلیل عددی و ابزار دقیق INC10-1

هسته است که دلیل آن تغییر شکل پذیری کمتر مصالح درشت‌دانه پوسته نسبت به مصالح هسته رسی است.

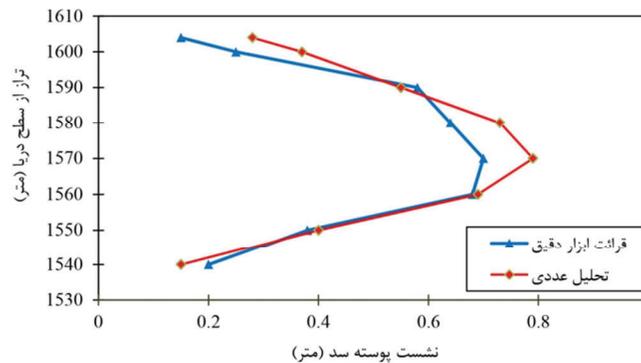
۳-۲- تنش قائم در بدنه سد مروک

به‌منظور کنترل تنش کل و نیز بررسی پدیده قوس‌زدگی در سد مروک از ابزار سلول فشارکل، نوع تار مرتعش استفاده شده است. در مقطع ۱۰-۱۰ برای بررسی وضعیت تنش قائم کل، ۱۴ عدد سلول تنش کل در سه تراز ۱۵۶۰، ۱۵۸۵ و ۱۶۰۵ سد نصب شده‌اند.

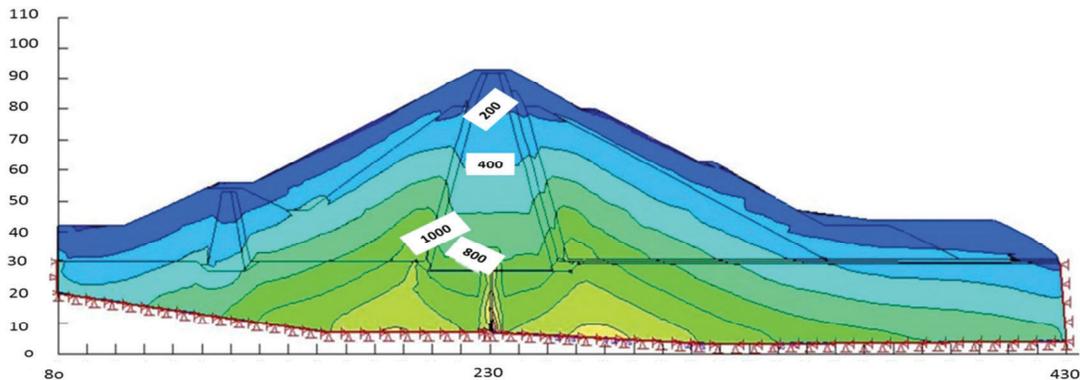
نتایج کانتور تنش و نحوه توزیع تنش قائم در پایان ساخت در شکل ۸ نشان داده شده است. مقدار تنش‌های قائم در هسته نسبت به پوسته کمتر است که این موضوع به‌علت سختی کمتر مصالح هسته می‌باشد.

نتایج حاصل از اندازه‌گیری نشست قائم در پوسته پایین‌دست در شکل ۵ نشان داده شده است. مقدار بیشینه نشست حاصل از تحلیل برابر ۷۹ سانتیمتر و بیشینه نشست اندازه‌گیری شده توسط ابزار دقیق INC10-2 در نشیب‌بند و در انتهای ساخت، ۶۸ سانتیمتر است که تطابق رفتاری خوب روند واقعی نشست اندازه‌گیری شده در پوسته را نشان می‌دهد. منحنی‌های نشست سد همانند نتایج تحقیقات سایر پژوهشگران سهمی‌شکل هستند، زیرا در هر مرحله از خاکریزی، لایه‌های زیرین، اجازه نشست پیدا کرده و نشست حداکثر تقریباً در تراز میانی سد واقع می‌گردد [۵].

با مقایسه نمودارهای نشست هسته در شکل ۶ و پوسته پایین‌دست در شکل ۷ ملاحظه می‌شود که مقدار نشست در پوسته پایین‌دست کمتر از مقدار نشست در



شکل ۷- نتایج نشست به‌دست آمده از تحلیل و ابزار دقیق INC10-2



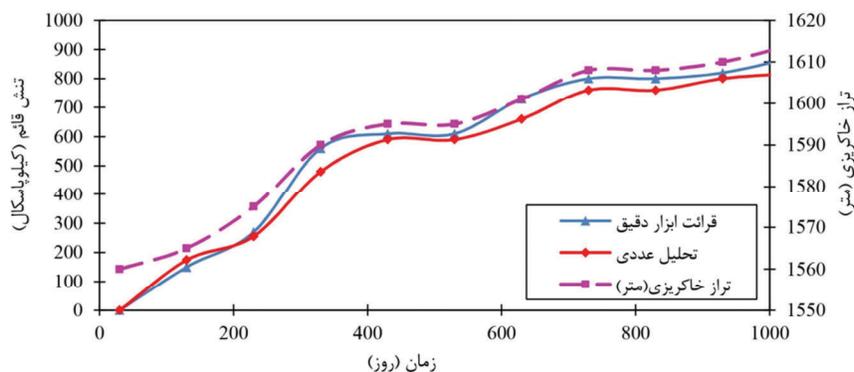
شکل ۸- نتایج کانتور تنش و نحوه توزیع تنش قائم در تمام بدنه سد در پایان ساخت

متفاوت می‌باشد. این تفاوت مقدار نشست، سبب می‌شود تمام وزن مصالح به خاک لایه‌های زیرین آن منتقل نگردد

در محل اتصال پوسته به هسته سد به‌علت تغییر جنس مصالح و تغییر مدول الاستیک آنها مقدار نشست

شکل ۹، نتایج تنش قائم به‌دست آمده از تحلیل و ابزار دقیق را در تراز ۱۵۶۰ و در ۱۰ متری بالادست محور سد نشان می‌دهد.

که این موضوع به‌خوبی در شکل ۸ نشان داده شده است. در لایه‌های پایین‌تر، این تغییر شیب کنتورهای تنش در محل اتصال هسته به پوسته، بیشتر می‌شود.



شکل ۹- نتایج تنش قائم به‌دست آمده از تحلیل و ابزار دقیق در تراز ۱۵۶۰ و در ۱۰ متری بالادست محور در پایان ساخت

مقادیر پیش‌بینی شده و اندازه‌گیری شده تا چه مقدار به خط رگرسیون با شیب یک، نزدیک است. در محاسبات، هرچقدر مقدار NS به عدد یک نزدیک‌تر باشد، آنگاه کارایی بیشتر مدل را نشان می‌دهد [۸]. در واقع، چنانچه مقدار NS معادل یک گردد، برازش کاملی را نشان می‌دهد و بیانگر انطباق کامل بین داده‌های مشاهداتی و پیش‌بینی شده است. با اعمال رابطه (۱) بر روی داده‌های تنش قائم مشاهداتی و پیش‌بینی شده در شکل ۱۰، مقدار ضریب تعیین ۰/۹۹ به‌دست آمده که نشانگر هم‌خوانی نتایج مربوط به ضریب قوس‌زدگی برای مقادیر ابزار دقیق و مقادیر نرم‌افزار می‌باشد.

همانطور که در شکل ۱۰ نشان داده شده است مقادیر پیش‌بینی تنش و نشست در نقاط و ترازهای مختلف بدنه سد با نتایج قرائت شده ابزار دقیق برای حدود ۳۰ نقطه متفاوت مقایسه گردیده است.

همانطور که مشخص است از لحاظ مهندسی، نتایج به‌دست آمده از تحلیل عددی با دقت مناسبی با نتایج مشاهده‌ای ابزار دقیق هم‌خوانی دارد. اختلاف میان پیش‌بینی در مدل‌سازی‌های عددی و نتایج ابزار دقیق عمدتاً شامل موارد زیر می‌باشد:

مقدار بیشینه تنش قائم کل حاصل از تحلیل در هسته در این مقطع، در حدود ۷۹۰ کیلوپاسکال در تراز ۱۵۶۰ و بیشترین تنش قائم در این نقطه که توسط ابزار pc-3 اندازه‌گیری شده است، مقدار ۸۷۰ کیلوپاسکال می‌باشد. براساس نتایج تحلیل‌های عددی تنش قائم حاصل در تراز ۱۵۸۵ در پایان ساخت، مقدار ۴۵۰ کیلوپاسکال و در تراز ۱۶۰۵ در پایان ساخت، مقدار ۲۰۰ کیلوپاسکال می‌باشد. به‌طور معمول، فشار کل با افزایش سربار ناشی از خاکریزی، افزوده می‌شود.

به منظور ارزیابی و مقایسه عملکرد نتایج حاصل از تنش و نشست ابزار دقیق و مدل Geo-studio از رگرسیون چندمتغیره و از معیار کرائی نش- ساتکلیف^۷ در رابطه (۱) استفاده شده است.

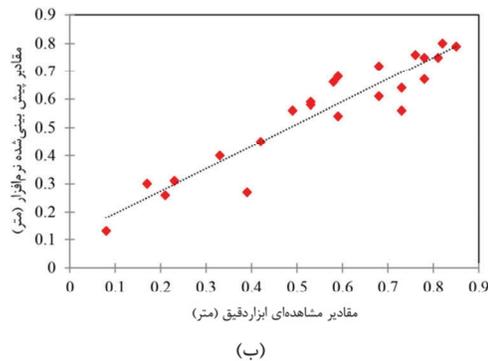
$$NS = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (P_i - O_i)^2}{\sum_{i=1}^n (P_i - O_{ave})^2} \quad (1)$$

در این رابطه، n تعداد نمونه‌ها، O_{ave} میانگین مقادیر مشاهداتی، O_i و P_i به‌ترتیب مقادیر مشاهده‌ای و مقادیر پیش‌بینی شده است.

ضریب تعیین، نشان می‌دهد که خط رگرسیون بین

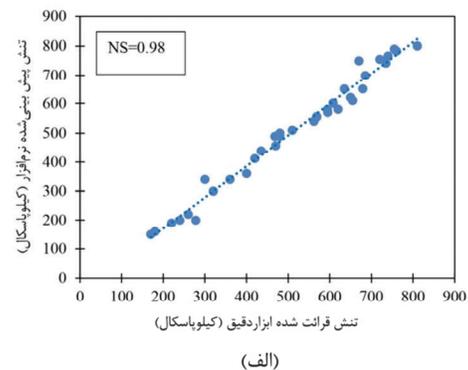
⁷- Nash-Sutcliffe

ج- مسائل اجرایی و نحوه تراکم و ضخامت لایه‌ها به‌همراه اعمال رطوبت لازم که ممکن است به صورت یکسان و هموژن نباشند.



الف- تقریب‌هایی که در روش‌های عددی برای پیش‌بینی پدیده‌های فیزیکی به‌کار می‌روند تا مسأله قابل حل باشد.

ب- رفتار مصالح و نحوه مدل‌سازی آنها در نرم‌افزارهای عددی که خود دارای پیچیدگی‌های خاص خود می‌باشد.



شکل ۱۰- نمودار پراکنش برای مقادیر مشاهداتی و پیش‌بینی شده، (الف) مقادیر تنش و (ب) مقادیر نشست

تحتانی منتقل شده و مقدار بیشتری از آن به فیلترها یا پوسته تکیه کرده است [۱۰].

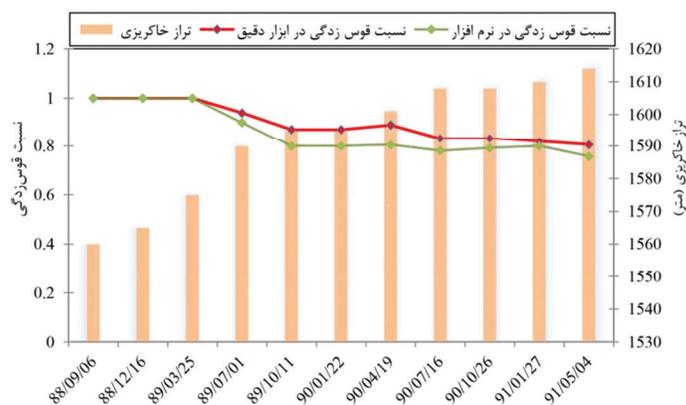
شکل ۱۱، تغییرات ضریب قوس‌زدگی در ۱۰ متری بالاتر از محور سد در تراز ۱۵۶۰ متری (۵/۶۱ متر پایین‌تر از تاج سد) را نشان می‌دهد. همانطور که ملاحظه می‌شود روند تغییرات ضریب قوس‌زدگی با افزایش ارتفاع خاکریز روند کاهشی است. علاوه بر آن با توجه به شکل ۱۲ تغییرات ضریب قوس‌زدگی در تراز ۱۵۶۰ (۵/۶۱ متر پایین‌تر از تاج سد) و در ۱۰ متری پایین‌تر از محور سد مقدار قوس‌زدگی در نزدیکی فیلتر، بیشتر است. با توجه به اینکه نتایج تحلیل تنش قائم در این نقطه بیشتر است، از این‌رو نتایج تحلیل با نتایج ابزار دقیق متفاوت می‌باشد. این امر به دلیل تفاوت در پارامترهای طراحی خاک در عمل با واقعیت، متفاوت می‌باشد و بخشی دیگر، به احتمال بروز خطا و یا عملکرد نامناسب این ابزار است.

با محاسبه معیار کارائی نش- ساتکلیف رابطه (۱) برای مقادیر پیش‌بینی شده و مشاهده‌ای ضریب قوس‌زدگی مقدار ۰/۸۶ به‌دست آمده است. این مقدار،

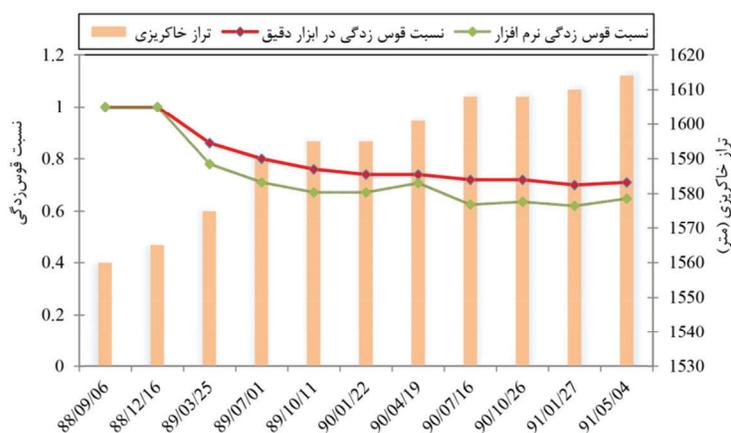
۳-۳- بررسی پدیده قوس‌زدگی بدنه سد

مصالح هسته به دلیل تراکم‌پذیری بیشتر و مقاومت کمتر، نسبت به پوسته و نواحی انتقالی تمایل بیشتری به نشست دارند. از طرفی، به علت وجود مقاومت برشی در فصل مشترک بین هسته و فیلتر (یا پوسته) مصالح سخت‌تر فیلتر در مقابل این نشست، مقاومت نموده و در صورتی که مصالح هسته مقاومت برشی بالایی داشته باشد، می‌تواند با تکیه کردن مصالح هسته به پوسته، بخشی از وزن مصالح هسته به فیلتر یا پوسته منتقل شده و در نتیجه تنها قسمتی از سربار موجود روی مصالح هسته به لایه‌های زیرین آن منتقل شود [۷]. بنابراین سطح تنش در مصالح هسته نسبت به وضعیتی که تمام سربار، (γ_h) به لایه‌های زیرین منتقل می‌شود، کاهش می‌یابد. در واقع، نسبت تنش قائم به سربار موجود در هر نقطه (σ_v/γ_h) نشان‌دهنده بخشی از وزن سربار است که به لایه‌های زیرین منتقل شده است. هرچه این نسبت کمتر باشد یعنی مقدار کمتری از وزن سربار به لایه‌های

نشانهگر همخوانی نسبتاً مناسب بین مقادیر ابزار دقیق و نرم افزار می‌باشد.



شکل ۱۱- تغییرات ضریب قوس زدگی در ۱۰ متری بالاتر از محور سد در تراز ۱۵۶۰ (۶۱ متر پایین تر از تاج سد)



شکل ۱۲- تغییرات ضریب قوس زدگی در ۱۰ متری پایین تر از محور سد در تراز ۱۵۶۰ (۶۱ متر پایین تر از تاج سد)

۰/۷۳ تا ۱ می‌باشد که بیانگر این است که سد مروک در وضعیت پایان ساخت در وضعیت پایدار می‌باشد. در پایان، جهت تحقیقات آینده موارد زیر ذکر می‌شود:

- الف- توسعه مدل رفتاری مناسب جهت پیش‌بینی دقیق رفتار مصالح پوسته
- ب- بررسی مسائل اجرایی در هنگام ساخت سد و تأثیر آن در مدل‌سازی‌های اولیه

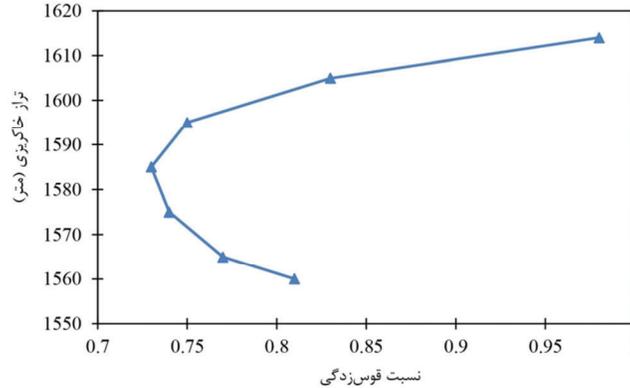
۴- نتیجه‌گیری

در این تحقیق رفتار سد مروک در پایان ساخت، به کمک اطلاعات به دست آمده از ابزار دقیق و تحلیل‌های عددی، مورد مطالعه قرار گرفته است. نتایج نشست‌سنج در هر ۲ ابزار، تطابق قابل قبول و منطقی با نتایج حاصل از

شکل ۱۳، منحنی تغییرات نسبت قوس زدگی در ارتفاع محور هسته را نشان می‌دهد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، کمترین میزان ضریب قوس زدگی (بیشترین مقدار قوس زدگی حاصل از تحلیل عددی) مقدار ۰/۷۳ است که تقریباً در وسط ارتفاع سد رخ می‌دهد. تغییرات قوس زدگی پس از افزایش ارتفاع خاکریزی، روند کاهشی را نشان می‌دهد. با توجه به کانتورهای جابه‌جایی قائم شکل ۶، که بیشینه جابه‌جایی قائم (نشست) را در تراز ۱۵۹۰ نشان می‌دهند، به خوبی ارتباط ضریب قوس زدگی و نشست در هسته مشخص می‌شود و گویای افزایش شدت قوس زدگی با افزایش نشست در هسته است. در ارتفاع‌های بالاتر، مقادیر نسبت قوس زدگی با سرعت بیشتری افزایش می‌یابد که دلیل آن کاهش نشست هسته در نقاط با ارتفاع بالاتر است. مقدار ضریب قوس زدگی بین

اندازه‌گیری شده توسط ابزار دقیق در پایان ساخت، اعداد ۷۰ سانتی‌متر در پوسته پایین‌دست را نشان می‌دهد که با نتایج تحلیل، تطابق دارد.

تحلیل‌های عددی نشان می‌دهد. به‌گونه‌ای که در تحلیل، بیشترین نشست در هسته و پوسته پایین‌دست به ترتیب برابر با ۱۲۰ و ۶۰ سانتی‌متر است و مقدار نشست



شکل ۱۳- منحنی تغییرات نسبت قوس‌زدگی در محور هسته

هسته- فیلتر و فیلتر- پوسته دیده می‌شود. علاوه بر این، میزان قوس‌زدگی در ترازهای بالاتر به علت درصد رطوبت کمتر و عرض کم هسته، بیشتر است. مقدار ضریب قوس‌زدگی بین ۰/۷۳ تا ۱ می‌باشد که این مقدار نشان از قوس‌زدگی کم در هسته سد مروک می‌باشد.

تشکر و قدردانی

در پایان لازم است که نهایت سپاس و قدردانی خود را از مسئولین محترم شرکت آب منطقه‌ای لرستان و مهندسین مشاور آیفن ابراز نماییم.

بیشترین میزان نشست کل مربوط به بدنه و بخش ناچیزی متعلق به پی است. بیشترین نشست هسته در پایان ساخت ۱۲۰ سانتی‌متر می‌باشد که ۱/۷ درصد ارتفاع سد می‌باشد. با توجه به مقادیر نشست‌های متعارف دیگر سدهای دنیا که بین ۱ تا ۲ درصد است، این مقدار نشست سد مروک در محدوده معمول است. بیشترین مقدار تنش در ترازهای پایین و در محل اتصال هسته و پی رخ می‌دهد. مقدار تنش‌های قائم در هسته سد نسبت به پوسته کاهش می‌یابد که علت آن کمتر بودن سختی مصالح هسته نسبت به پوسته است. به دلیل تفاوت سختی مصالح هسته با فیلتر و پوسته، قوس‌زدگی میان

مراجع

- [1] Haeri, S. M., & Faghihi, D. (2008). "surveying Soil Dams at Construction Time, Case Study: Taleghan Dam", *Fourth National Congress of Civil Engineering*, Tehran, Tehran University (In persian).
- [2] Moll, S., & Straubhaar, R. (2011). "Performance of a high rockfill dam during construction and first impounding. Nam Ngum 2 CFR, Dams and Reservoirs under Changing Challenges", In *Proceedings of the International Symposium on Dams and Reservoirs under Changing Challenges—79 Annual Meeting of ICOLD, Swiss Committee on Dams*, 65-72.
- [3] Gikas, V., & Sakellariou, M. (2008). "Settlement analysis of the Mornos earth dam (Greece): Evidence from numerical modeling and geodetic monitoring", *Engineering Structures*, 30(11), 3074-3081.
- [4] Zhou, M., Zhang, B., & Peng, C. (2018). "Numerical evaluation of soft inter-slab joint in concrete-faced rockfill dam with dual mortar finite element method", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 42(5), 781-805.

- [5] Hosseini, M., & Shahourdi, L. (2013). "Evaluation and analysis of Gotvand dam construction during construction using the results of practical tools", *First National Conference on Engineering Geotechnics*, Ardebil, Mohaghegh Ardebil University (In persian).
- [6] Ansari, H., Mirghasemi, A., & Niroumand, H. (2013). "The Survey of Soil Dams in Coincidental Construction and Drainage Conditions by Instrumentation Results", *The First National Conference on Geotechnical Engineering*, Ardebil, Mohaghegh Ardebil University (In persian).
- [7] Rashidi, M. (2013). "Investigation of Gavoshan Dam Stress During Construction and First Dewatering", *First National Conference on Engineering Geotechnics*, Ardebil, Mohaghegh Ardebil University (In Persian).
- [8] Eberhardt, E. (2003). "Rock slope stability analysis-Utilization of advanced numerical techniques", *Earth and Ocean sciences at UBC*.
- [9] Ormann, L., Zardari, M. A., Mattsson, H., Bjelkevik, A. & Knutsson, S. (2013). "Numerical analysis of strengthening by rockfill embankments on an upstream tailings dam", *Canadian Geotechnical Journal*, 50(4), 391-399.
- [10] GeoSlope International Ltd. (2007). *SEEP/W Users Guide*. GeoSlope International, Calgary, Canada.
- [11] Zhou, W., Hua, J., Chang, X., & Zhou, C. (2011). "Settlement analysis of the Shuibuya concrete-face rock-fill dam", *Computers and Geotechnics*, 38(2), 269-80.
- [12] Rashidi, M., & Haeri, S. M. (2017). "Evaluation of behaviors of earth and rockfill dams during construction and initial impounding using instrumentation data and numerical modeling", *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 9(4), 709-725.
- [13] Rashidi, M., Heidar, M., & Azizyan, G. (2017). "Numerical analysis and monitoring of an embankment dam during construction and first impounding (case study: Siah Sang Dam)", *Scientia Iranica*, 25(2), 505-516.
- [14] Zanjani, M. M., Soroush, A., & Khoshini, M. (2016). "Two-dimensional numerical modeling of fault rupture propagation through earth dams under steady state seepage", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 88, 60-71.
- [15] Komasi, M., & Beiranvand, B. (2020). "Study of Vertical and Horizontal Displacements of Eyvashan Earth Dam Using Instrumentation and Numerical Analysis", *Iranian Journal of Soil and Water Research*, 51(1), 245-256.
- [16] Komasi, M., & Beiranvand, B. (2019). "Evaluation of pore water pressure foundation and core of Sivand dam after the dewatering period in comparison with the actual instrument results", *Dam and Hydroelectric Powerplant*, 6(21), 63-77.
- [17] Ostvar Kashkouli, Y., & Jabbari, M. M. (2017). "Evaluating excess pore pressure in embankment and comparison with monitoring results and FLAC software, Case study: Roudbal Darab Dam", 16 th Iranian Hydraulics Conference.
- [18] Mazaheri, A. R., Komasi, M., & Veisi, M. (2020). "Numerical examination of embankment dams after construction and at the time of the first impounding- Case study is Doiraj dam in Ilam province", *Journal of Civil and Environmental Engineering*, https://ceej.tabrizu.ac.ir/article_9816_0.html.
- [19] Annual Report, 2012, Instrumentation and Monitoring of Marvak Dam, Kowsar Universe Company (In persian).
- [20] Emeraldian, M. & Sahebzadeh K. (2004). "Determination of the number of stages for the construction of earth and dams dams for the analysis of consolidation in computer models", *the first National Congress of Civil Engineering*, Sharif University of Technology, Tehran, Iran (In persian).
- [21] Mehrnehad, H. (2014). "Evaluation of Injection of Pinnacle and Drawing of the Curtain Wall of the Dam marvak in Lorestan", *Thesis, Master of Science in Yazd University* (In persian).

تعیین دبی در واحد عرض برای تفکیک جریان ریزشی و رویه‌ای

در سرریز پلکانی با استفاده از Flow-3D

(مطالعه موردی: سد سیاه‌بیشه)

یکی از چالش‌های مهم در مهندسی سد، طراحی دبی جریان سرریزهای پلکانی است. میزان استهلاک انرژی در جریان‌های ریزشی بیشتر از جریان‌های رویه‌ای می‌باشد. برای رسیدن به این نوع جریان، باید دبی و شیب سرریز کم باشد که ساختن چنین سرریزی صرفه اقتصادی ندارد. به همین دلیل در طراحی سرریزهای پلکانی، دبی جریان رویه‌ای لحاظ می‌گردد. در این پژوهش، پس از صحت‌سنجی با استفاده از نرم‌افزار Flow-3D جریان بر روی سرریز پلکانی سد سیاه‌بیشه شبیه‌سازی شد. جهت صحت‌سنجی، مقادیر منحنی دبی-اشل مورد ارزیابی قرار گرفته و خطای جذر میانگین مربعات برابر با ۵/۰۷ به دست آمد. طبق نتایج حاصل از شبیه‌سازی عددی، به ازای دبی حداقل تا ۱۷ مترمکعب بر ثانیه، جریان حتما ریزشی است. با افزایش مقدار دبی، جریان از حالت ریزشی خارج گشته و به سمت جریان انتقالی پیش خواهد رفت و این روند تا دبی ۳۷ مترمکعب بر ثانیه ادامه دارد. در نهایت به ازای مقادیر بیش از ۶۰ مترمکعب بر ثانیه جریان قطعا رویه‌ای می‌شود.

واژگان کلیدی: شبیه‌سازی عددی، سرریز پلکانی، جریان ریزشی، Flow-3D.

آیدین شیشه‌گران*

دانشکده مهندسی عمران و محیط‌زیست، دانشگاه علم و صنعت ایران.

پست الکترونیک:

aydin_shishegaran@civileng.iust.ac.ir

محمد رضا محمدخانی

دانشکده مهندسی پیشرفت، دانشگاه علم و صنعت ایران.

پست الکترونیک:

mkhanimr57n@chmail.ir

محمد امین توکلی

دانشکده مهندسی عمران و محیط‌زیست، دانشگاه علم و صنعت ایران.

پست الکترونیک:

amintavakoli908@gmail.com

۱- مقدمه

بزرگترین سیلاب محتمل در حوزه آبریز سد را در مدت کوتاهی تخلیه کنند. سرریزها به‌عنوان اصلی‌ترین سازه کنترل سد، سهم بسیاری در تأمین ایمنی سدها داشته و هزینه قابل توجهی از کل پروژه را به خود اختصاص می‌دهند [۱].

به طور کلی، طبیعت مملو از انواع انرژی جنبشی و پتانسیلی است. به همین جهت در سازه‌های هیدرولیکی با تبدیل انرژی پتانسیل به جنبشی مواجه بوده که این انرژی جنبشی می‌بایست به نحوی مورد استفاده قرار گیرد و در غیر این صورت تلف شود زیرا منجر به سرعت‌های بالا شده و می‌تواند به سازه‌های پایین‌دست صدمه وارد کرده و یا برای ساکنین مشکل‌آفرین شود. استهلاک انرژی در مواردی همچون سرریزها، سازه‌های خروجی و کانال‌های پرشیب مطرح می‌گردد که استهلاک انرژی در سرریزها از

سدها به صورت کلی از اجزای هیدرولیکی مختلفی تشکیل شده‌اند که از جمله آنها می‌توان به سازه‌های روگذر، سازه‌های منحرف‌کننده جریان، سازه‌های تخلیه کننده، سازه‌های مستهلک‌کننده انرژی، تخلیه‌کننده‌های تحتانی و سازه‌های آبیگیر اشاره نمود. تخلیه‌کننده‌های تحتانی و سرریزها از جمله سازه‌های مهم سدها هستند که غالبا از آنها برای تخلیه سیلاب استفاده می‌شود. به این صورت که باید قادر باشند تا حجم آبی برابر با حجم

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۸/۷/۲۱، بازنگری: ۱۳۹۸/۱۰/۰۴، پذیرش: ۱۳۹۸/۱۰/۳۰
DOI: 10.22091/cer.2020.4890.1176 شناسه دیجیتال

اهمیت بالاتری برخوردار است؛ زیرا که مقادیر انرژی که باید در سدهای بلند مستهلک گردد بسیار زیاد می‌باشد. در مجموع می‌توان به پنج مرحله مجزا در استهلاک انرژی جریان بر روی سرریزها اشاره نمود که عبارتند از:

۱- روی سطح سرریز

۲- در طول جت ریزشی آزاد

۳- در برخورد با حوضچه پایین‌دست

۴- درون حوضچه آرامش

۵- در محل ورودی به دریاچه [۲].

سرریزها بر طبق بارزترین مشخصه، شامل سرریزهای اوجی، تندآب، جانبی، نیلوفری، آزاد، تونل، کنگره‌ای، پلکانی، آبشاری و سرریز مجهز به بارشکن می‌باشند [۳ و ۴]. در بین سرریزهای موجود، سرریز پلکانی به دلیل تأثیر فراوان پلکان‌ها بر میزان استهلاک انرژی جریان، در سال‌های اخیر بیشتر از سایر سرریزها مورد توجه قرار گرفته است. سرریز پلکانی متشکل از پله‌هایی است که از نزدیکی تاج سرریز شروع شده و تا پنجه پایین‌دست ادامه دارد. به عبارت بهتر، طبق تعریف، تندآب پلکانی شامل یک کانال باز به همراه مجموعه‌ای از دراپ‌ها (اختلاف ارتفاع یک نقطه با نقطه‌ای دیگر) می‌باشد [۵ و ۶]. یکی از روش‌های مؤثر در استهلاک انرژی بر روی سرریز سدها، ساخت پله بر روی سرریز به منظور مشارکت در استهلاک انرژی است. از دیگر مزایای این سرریز، هماهنگی طراحی سرریز پلکانی با روش‌های ساخت بتن‌های غلتکی (RCC^1) و در نتیجه کاهش هزینه‌های جانبی می‌باشد [۷]. در چند دهه اخیر به دلیل پیشرفت قابل توجه در ساخت سدهای RCC و رخداد استهلاک در طول سرریزهای پلکانی و در نتیجه کاهش ابعاد حوضچه آرامش، توجه زیادی به این سازه‌ها معطوف شده است.

جریان‌های عبوری از برخی سدها بیش از چیزی است که در طراحی آن‌ها در نظر گرفته شده و این پدیده

منجر به سرریز شدن سد، به دلیل عدم کفایت ظرفیت مخزن و ظرفیت سرریز مخزن می‌شود که این امر در سازه‌های خاکی بسیار خطرناک و فاجعه‌آفرین است. برای حل این مشکل از روش‌های محافظت از خاکریزها استفاده می‌شود که رایج‌ترین آن ساخت سرریز پلکانی در شیب پایین‌دست می‌باشد [۸]. اینگونه سرریزهای پلکانی RCC باعث افزایش ظرفیت سرریز بدون نیاز به تغییر در ابعاد سد (مثلاً تراز بالایی سد) می‌شوند. لازم به ذکر است که این سرریزهای پلکانی بر روی خاکریزها یا سرریزهای اضطراری قرار می‌گیرند [۹ و ۱۰]. علاوه بر استهلاک انرژی در طول سرریز پلکانی، به دلیل کاهش سرعت و افزایش عمق، ریسک وقوع کاویتاسیون نیز کاهش می‌یابد. هرچند امکان وقوع کاویتاسیون در سرریزهای پلکانی وجود دارد؛ اما ریسک خرابی‌های آن با هوادهی، کمتر می‌شود. پله‌های روی این سرریز باعث کاهش ابعاد و عمق مورد نیاز حوضچه آرامش در پای سرریز می‌گردد [۴ و ۱۱]. انواع مختلفی از هندسه پله در این سرریزها به کار می‌رود که عبارتند از: پله افقی، پله شیب‌دار و حوضچه‌ای [۷].

هیدرولیک کانال‌ها و شوت‌های پلکانی اساساً با محاسبات کلاسیک برای شوت‌های با شیب ملایم متفاوت است. برای مدل‌سازی این‌گونه جریان‌ها باید موارد خاصی مدنظر قرار گیرد. نیروهای لزجت و کشش سطحی در اغلب مسائل کاربردی کانال‌های باز، قابل صرف‌نظر کردن هستند؛ ولی در مورد جریان‌های شدیداً هوادهی شده مانند سرریزهای پلکانی به سادگی نمی‌توان آن‌ها را نادیده گرفت و صرف‌نظر نمودن از آن‌ها منجر به رخداد اثرات مقیاس می‌گردد. این اثرات، اختلالاتی هستند که در اثر نادیده گرفتن نیروهای ثانویه در مدل ایجاد می‌گردند که در سرریزهای پلکانی برای مقیاس‌های کمتر از ۱:۱۰ رخ می‌دهند. اکثر تحقیقات صورت پذیرفته بر روی سرریزهای پلکانی به صورت مدل‌سازی‌های فیزیکی و آزمایشگاهی بوده است که به بررسی استهلاک انرژی بر روی سرریزهای پلکانی پرداخته‌اند [۹ و ۱۲-۱۶].

¹ - Roller Compact Concrete

ناویراستوکس متوسط‌گیری شده زمانی جهت شبیه‌سازی مورد استفاده قرار گرفته است.

۲- مواد و روش

۲-۱- نرم‌افزار Flow-3D

نرم‌افزار Flow-3D یکی از مدل‌های بسیار قوی در زمینه دینامیک سیالات می‌باشد که توسعه و پشتیبانی آن توسط علم جریان^۲ صورت گرفته است. این برنامه برای جریان‌های سه‌بعدی غیرماندگار که دارای سطح آزاد و هندسه پیچیده هستند کاربرد دارد. به لحاظ استفاده از روش حجم محدود در یک شبکه منظم، شکل معادلات گسسته شده مورد استفاده، نظیر معادلات گسسته شده در روش تفاضل محدود می‌باشند. بر این اساس، برنامه Flow-3D از روش‌های دقت مرتبه اول و دوم در حل معادلات بهره می‌برد [۱۸].

در این نرم‌افزار که مبتنی بر روش حجم محدود است، از دو تکنیک عددی برای شبیه‌سازی هندسی مرز سیالات و مرزهای صلب استفاده شده است:

۱- روش حجم سیال (VOF^3)، که از این روش برای نشان دادن رفتار سیال در سطح آزاد مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۲- روش کسر مساحت-حجم مانع ($FAVOR^4$)، که برای شبیه‌سازی سطوح و احجام صلب مثل مرزهای هندسی کاربرد دارد.

روش‌های VOF و $FAVOR$ مثال‌هایی از روش‌های جزء حجمی هستند. در این روش‌ها ناحیه‌ای که باید مدل شود، ابتدا به شبکه‌هایی از المان‌های کوچکتر و یا حجم کنترل‌هایی تقسیم می‌شود. برای المان‌های حاوی سیال، مقادیر عددی برای هرکدام از متغیرهای جریان نظیر فشار، دما و سرعت در داخل آنها

کاربرد سرریز، تخلیه کنترل شده و ایمن آب مازاد مخزن در هنگام سیلاب به پایین دست سد می‌باشد. در صورت اشتباه در محاسبه ظرفیت سرریز، خسارت مالی و جانی فراوان و جبران‌ناپذیری به وجود می‌آید. سرریزهای پلکانی نقش بسزایی در استهلاک انرژی دارند. یکی از عوامل مهم در طراحی سرریزهای پلکانی، دبی جریان می‌باشد. از طرفی در جریان‌های ریزشی، به علت وقوع پرش هیدرولیکی کامل، انرژی در بالاترین حد ممکن مستهلک می‌شود که برای رسیدن به این جریان یا باید دبی جریان پایین باشد و یا شیب سرریز کم باشد که ساختن چنین سرریزی از لحاظ اقتصادی قابل توجیه نیست. به همین دلیل، برای طراحی سرریزهای پلکانی، دبی جریان رویه‌ای لحاظ می‌گردد. بنابراین مطالعه رفتار سرریزهای پلکانی و به‌ویژه تعیین دبی جریان ریزشی و رویه‌ای بیش از پیش مورد توجه قرار می‌گیرد. لازم به ذکر است که مهمترین هدف از انجام این مطالعه، تعیین مرز جریان ریزشی و لغزشی بر روی سرریز می‌باشد که در ذیل آن به بررسی مسیر حرکت جریان بر روی پلکان پرداخته شده است.

همانطور که اشاره شد اغلب تحقیقات صورت گرفته بر روی سرریزهای پلکانی به مدل‌سازی آزمایشگاهی پرداخته‌اند که اغلب این‌گونه آزمایش‌ها دارای هزینه‌های زیادی هستند [۱۷]. با توجه به اهمیت موضوع و پیچیدگی مدل‌سازی‌های آزمایشگاهی و همچنین پرهزینه بودن آزمایش‌های مربوطه، نیاز هرچه بیشتر به شبیه‌سازی‌های عددی بیشتر احساس می‌شود. از این رو در سال‌های اخیر، مدل‌های عددی مورد توجه بسیاری از محققین قرار گرفته‌اند و توانسته‌اند جایگزین مطمئنی برای کارهای آزمایشگاهی باشند. به همین منظور در این مطالعه از شبیه‌سازی عددی نرم‌افزار Flow-3D جهت شبیه‌سازی میدان جریان بر روی سرریز پلکانی استفاده شده است. در این مقاله، معادلات پیوستگی و

²- Flow Science

³- Volume of Fluid

⁴- Fractional Area-Volume Obstacle Representation

سلول‌هایی با مقادیر تابع F بین صفر و یک متناظر با سطح آزادند. با داشتن مقدار کسر F می‌توان مکان عمومی و زاویه سطح آزاد در المان سطحی را به دست آورد و در این حالت با سیال موجود در المان‌های مجاور کنترل می‌شود. بعد از تعیین موقعیت و زاویه سطح جریان، اعمال شرایط مرزی مناسب در سطح جریان برای محاسبه حرکت سیال مقدور خواهد بود. با حرکت سیال مقادیر F نیز با آن حرکت می‌کنند.

مزیت عمده روش VOF این است که سیال در داخل یک شبکه ثابت جریان دارد و هیچگونه تغییرشکل و جابه‌جایی شبکه وجود ندارد. همچنین توده‌های سیال می‌توانند براساس اثر نیروها با هم مخلوط یا از هم جدا شوند بدون اینکه منطق اصلی برای تعیین سطوح مشترک نیاز باشد. این ویژگی باعث می‌شود تا روش VOF در مدل‌سازی فرآیندهای با تر و خشک شدن متناوب، نظیر موج در ساحل یا امواج جزر و مدی، روش مناسب‌تری باشد.

روش FAVOR یکی دیگر از فنون جزء حجمی است که برای تعیین هندسه به کار برده می‌شود. همان‌طور که جزء حجمی سیال در داخل هر سلول شبکه برای تعیین موقعیت سطح سیال استفاده می‌شود، یک کمیت جزء حجمی دیگر نیز می‌تواند برای تعیین سطح بدنه صلب استفاده شود. از طرفی، این کمیت می‌تواند در مشخص کردن حجمی از سلول که توسط بدنه صلب اشغال نشده است نیز استفاده شود. زمانی که در هر سلول حجم اشغال شده توسط بدنه صلب مشخص باشد با روشی مشابه روش VOF می‌توان مرز صلب را در داخل شبکه ثابت مشخص کرد. این مرز برای تعیین شرایط مرزی دیواره که جریان باید از آن تبعیت کند، به کار برده می‌شود.

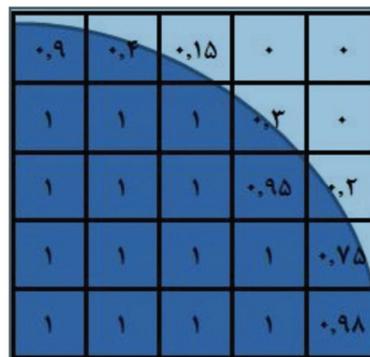
نرم‌افزار FLOW-3D معادلات حاکم بر حرکت سیال را با استفاده از تقریبات حجم محدود حل می‌کند. محیط جریان به شبکه‌ای با سلول‌های مستطیلی ثابت تقسیم‌بندی می‌شود که برای هر سلول مقادیر میانگین

نگه داشته می‌شود. معمولاً این مقادیر نشان‌دهنده مقادیر در هر المان هستند. مطابق رابطه (۱)، زمانی که جریان دارای سطح آزاد است، تمام سلول‌ها از سیال، پر نیستند. روش مناسب برای نشان دادن وضعیت سلول‌ها این است که کمیتی به نام F تعریف گردد که بیانگر جزئی از سلول است که توسط سیال پر شده است.

$$\frac{\partial F}{\partial t} + u \frac{\partial F}{\partial x} + v \frac{\partial F}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

در رابطه (۱)، F نسبت سیال در سلول محاسباتی و u و v مؤلفه‌های سرعت سیال می‌باشند.

همان‌طور که در شکل ۱ نشان داده شده است، در حل معادله فوق در سلولی که پر از سیال می‌باشد، مقدار F برابر یک می‌باشد، ولی در سلول خالی از سیال این مقدار برابر صفر است و در سلول سطحی این مقدار بین صفر و یک می‌باشد.



شکل ۱- نمونه‌ای از مقادیر F در نزدیکی سطح آزاد

به هنگام استفاده از معادلات ناویراستوکس و معادله VOF، پارامترهای لزجت (μ) و چگالی سیال (ρ) در هر سلول طبق روابط (۲) و (۳) معین می‌گردد، که در سلول‌های سطحی ترکیب دو فاز سیال در چگالی و لزجت هر سلول دیده می‌شود.

$$\mu = \sum F_i \times \mu_i \quad (2)$$

$$\rho = \sum F_i \times \rho_i \quad (3)$$

مطابق شکل ۱، تابع کسر سیال F در محیط سیال برابر با یک و در خارج از آن برابر با صفر است، بنابراین

رینولدز) می‌نامند. مدل‌های آشفتگی برای حل عبارت‌های اضافی ظاهر شده در معادلات ناویر استوکس مورد استفاده قرار می‌گیرند.

مدل‌های آشفتگی که در نرم افزار Flow-3D مورد استفاده قرار می‌گیرند شامل مدل آشفتگی طول اختلاط پرانتل، معادلات آشفتگی تک معادله‌ای انرژی آشفتگی، معادله آشفتگی دو معادله‌ای $k - \epsilon$ استاندارد، مدل آشفتگی $k - \epsilon$ RNG و شبیه‌سازی گردابی بزرگ می‌باشد. همانگونه که مشاهده می‌شود تعداد مدل‌های آشفتگی ارائه شده قابل توجه می‌باشد که این به علت کاربرد وسیع نرم‌افزار Flow-3D در زمینه‌های متفاوت می‌باشد. توجه به این نکته ضروریست که در مدل آشفتگی $k - \epsilon$ RNG، آشفتگی جریان براساس یک تکنیک آماری دقیق به کمک روابط ریاضی به دست می‌آید. در این مدل، یک ترم اضافی در معادله ϵ وارد می‌شود که باعث افزایش دقت محاسباتی می‌گردد. این مدل نسبت به مدل $k - \epsilon$ استاندارد در مدل‌های انتقال رسوب کارایی بیشتری دارد، و برخلاف مدل استاندارد به منظور تعیین اعداد آشفتگی پرانتل از رابطه تحلیلی استفاده می‌کند.

۳- بحث و نتایج

به‌طور کلی، شناخت یک پدیده و کشف زوایای مختلف آن از سه طریق، بررسی پدیده مزبور در شرایط واقعی (اندازه‌گیری متغیرهای مشهود به صورت درجا یا آزمایش صحرایی)، ساخت مدل فیزیکی پدیده با مقیاس کوچکتر و انجام آزمایش بر روی آن و بیان پدیده به صورت معادلات تئوریک و حل روابط تئوریک از طریق اعمال شرایط موجود در طبیعت بر مدل، صورت می‌گیرد. علی‌رغم قابلیت بالای نرم‌افزارهای محاسباتی در تحلیل مسائل، نتایج ارائه شده توسط این نرم‌افزارها تنها در صورتی قابل استناد خواهد بود که نتایج آنها با نتایج به دست آمده در آزمایشگاه و یا با نتایج تحلیلی مورد ارزیابی قرار گرفته و صحت‌سنجی شوند. در این مطالعه،

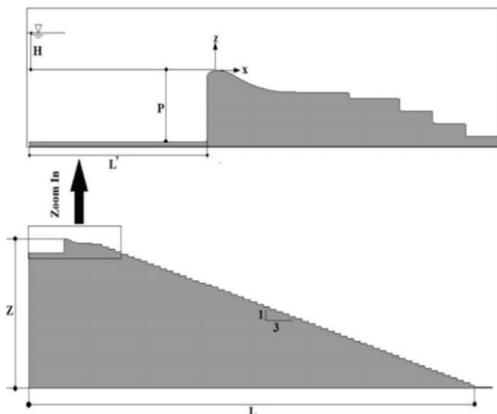
کمیت‌های وابسته وجود دارد. یعنی همه متغیرها در مرکز سلول محاسبه می‌شوند، به جز سرعت که در مرکز وجوه سلول حساب می‌شود. موانع منحنی شکل، دیواره‌های مرزی و اشکال هندسی دیگر، به وسیله تعیین کسر مساحت وجوه و کسر حجم باز به جریان سلول، در شبکه جای می‌گیرد (روش FAVOR).

یکی از موارد استثنایی روش صریح، استفاده از آن در محاسبه نیروهای فشاری معادله اندازه حرکت است. مقادیر فشار و سرعت به‌طور ضمنی، به وسیله استفاده از فشارهای گسترش‌یافته در معادلات مومنتوم و سرعت‌های گسترش‌یافته زمانی در معادلات گسسته شده، باعث می‌شود که حل پایداری برای مسائل تراکم‌ناپذیر و سرعت‌های پایین به دست آید. در روش‌های شبه ضمنی، نتایج با استفاده از ترکیب یک سری از معادلات به دست می‌آید و توسط روش‌های تکراری حل می‌شود. روش عددی اصلی که در Flow-3D استفاده می‌شوند، روش دقت مرتبه اول، نسبت به افزایش زمان و مکان است. وقتی که شبکه مورد استفاده در روش حجم محدود غیریکنواخت است، می‌بایست در انتخاب درجه دقت حل عددی توجه کرد. دقت مرتبه دو در این حالت، مناسب‌تر است. در همه حالات دست‌کم می‌توان از دقت درجه یک برای شرایط مرزی استفاده کرد. مثلاً، در سلول‌هایی که بخشی از سلول توسط مانع اشغال شده است، روش FAVOR معادل یا استفاده از درون‌یابی خطی برای شرایط مرزی در این سلول است.

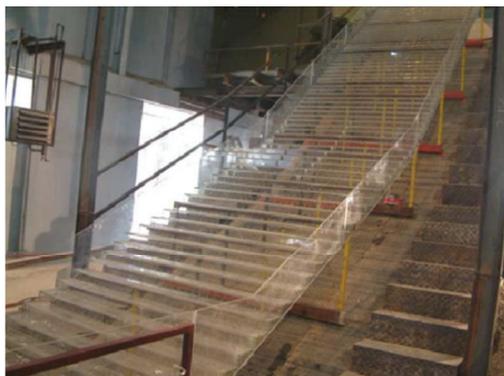
۲-۲- مدل‌های آشفتگی

اساس معادلات حاکم برای حل جریان‌های آرام و متلاطم، یکسان بوده و از معادلات پیوستگی و ناویراستوکس استفاده می‌شود. با این تفاوت که برای حل جریان متلاطم، معادلات ناویراستوکس را متوسط‌گیری زمانی می‌کنند. با این عمل، یکسری عبارت‌های اضافی در معادلات ناویراستوکس ظاهر می‌شود که از نوع تنش تفسیر می‌شوند و آنها را تنش‌های آشفتگی (تنش‌های

صحت‌سنجی مدل‌سازی عددی از آن نتایج استفاده شده است.



شکل ۲- شکل شماتیک مدل آزمایشگاهی سرریز پلکانی سد سیاه‌بیشه [۱۹]



شکل ۳- نمایی از مدل آزمایشگاهی سرریز پلکانی سد سیاه‌بیشه بالا [۲۰]



شکل ۴- منحنی دبی-اشل سرریز پلکانی سد سیاه‌بیشه بالا [۲۰]

یکی از مسائل اصلی در حل عددی معادلات با مشتقات جزئی، ایجاد شبکه‌بندی مناسب می‌باشد. با ایجاد یک شبکه‌بندی مناسب می‌توان حل یک سیستم معادلات دیفرانسیل را تا حد زیادی ساده نمود و بالعکس، انتخاب نامناسب شبکه می‌تواند باعث ناپایداری یا عدم

با توجه به قابلیت‌ها و محدودیت‌های هریک از روش‌های تحقیق، از روش عددی برای به‌دست آوردن مرز دبی جریان ریزشی و رویه‌ای بر روی سرریزهای پلکانی استفاده شده است.

همانطور که اشاره شد، استفاده از نتایج نرم‌افزارهای محاسباتی بدون صحت‌سنجی با نتایج آزمایشگاهی یا تحلیلی قابل قبول نمی‌باشد. بنابراین برای استفاده از مدل عددی در هر مسئله‌ای، نخست باید نتایج آن را با نتایج آزمایشگاهی یا تحلیلی مورد ارزیابی و مقایسه قرار داد و بعد از اطمینان از صحت نتایج و انطباق آن با نتایج آزمایشگاهی به آن نتایج استناد نمود. در این صورت می‌توان تغییرات مورد نظر را اعمال نمود و مدل‌سازی‌های جدید را انجام داد.

در این مطالعه از اطلاعات مدل آزمایشگاهی سرریز پلکانی سد سیاه‌بیشه بالا که مطالعات آن در مؤسسه تحقیقات آب انجام شده برای واسنجی و صحت‌سنجی مدل عددی استفاده شده است. مدل فیزیکی این سرریز با مقیاس ۱:۱۵ ساخته شده است. مطابق شکل ۲، این سرریز شامل کانال تقرب ورودی، سرریز اوجی و سرریز پلکانی می‌باشد. در این شکل L ، L' ، P و Z به ترتیب ارتفاع سرریز، طول کانال تقرب، طول سرریز از ابتدای کانال تا انتهای سرریز پلکانی و فاصله قائم تاج سرریز تا انتهای پله آخر و مقدار آنها به ترتیب برابر ۴، ۱۱/۶، ۱۳۳/۳ و ۴۲/۶۵ متر است. همچنین ارتفاع هد جریان در ورودی نسبت به تاج سرریز (H) و عرض سرریز (B) برابر ۲۰ متر و شیب سرریز پلکانی ۱:۳ می‌باشد. ارتفاع پله (h) و طول افقی (L_s) پله اول برابر ۰/۳۳ و ۳/۲ متر و برای سایر پله‌ها برابر ۰/۷ و ۲/۱ متر است. همچنین جهت درک بهتر مدل آزمایشگاهی مدل ساخته شده آن در شکل ۳ ارائه شده است.

در شکل ۴، منحنی دبی-اشل سرریز تندآب پلکانی سد سیاه‌بیشه بالا که توسط مرکز تحقیقات آب وزارت نیرو تهیه گردیده، ارائه شده است. در این مطالعه، آزمایش‌های متعددی صورت پذیرفته که در ادامه جهت

دبی ۱۵۰ مترمکعب برثانیه، مقادیر اندازه‌گیری شده عمق آب، فشار و سرعت (در عمق ۰/۶ از کف) بر روی سرریز برای این چهار الگو، با مقدار محاسباتی از مدل‌سازی، با یکدیگر مقایسه شده است. براساس جدول ۱، از آنجا که بین نتایج حاصل شده از الگوی ۳ و ۴ تفاوت بسیار کمی وجود دارد و مقدار خطای مطلق مقادیر این دو الگو بسیار نزدیک می‌باشد، ولی زمان اجرای الگوی ۴ بیش از ۱/۵ برابر الگوی ۳ می‌باشد، در نهایت الگوی شماره ۳ جهت شبکه‌بندی نهایی لحاظ گردید.

همگرایی در محاسبات گردد. برای تنظیم شبکه‌بندی میدان حل، در ابتدا یک شبکه درشت و یکنواخت استفاده شد. سپس شبکه‌بندی موردنظر در چندین مرحله ریزتر شد تا به یک مقدار معینی که در آن حدود تغییرات پارامترهای انتخاب شده برای بررسی، از مقدار مشخصی تجاوز نمی‌کرد، رسید. در این حالت، نتایج حاصل شده مستقل از ابعاد شبکه بوده و این ابعاد به‌عنوان شبکه‌بندی نهایی انتخاب گردید. جهت آنالیز حساسیت برای ۴ الگوی شبکه‌بندی با تعداد سلول‌های محاسباتی متفاوت، به ازای

جدول ۱- نتایج حساسیت‌سنجی شبکه‌بندی مدل‌سازی

الگو	تعداد سلول محاسباتی	اندازه سلول محاسباتی	زمان محاسبه (دقیقه)	عمق آب روی سرریز (متر)	هد فشار (متر)	سرعت در عمق ۰/۶	درصد خطای عمق آب	درصد خطای فشار	درصد خطای سرعت
۱	۱۱۵×۴×۴۰۶	۳۳/۴۷×۳۵×۳۳۴	۱۲	۱/۶۷	۰/۳۹	۴/۵۷	۰/۱۱۲	۰/۱۸۲	۰/۱۴۳
۲	۱۴۵×۵×۵۱۰	۱۸/۶×۲۰×۱۸/۶	۳۰	۱/۷۱	۰/۳۸	۴/۶۳	۰/۰۹۰	۰/۱۵۲	۰/۱۳۱
۳	۲۰۰×۵×۵۵۰	۱۳/۵×۲۰×۱۷/۳	۵۰	۱/۷۷	۰/۳۶	۴/۸	۰/۰۵۹	۰/۰۹۱	۰/۰۹۹
۴	۲۵۰×۵×۶۵۰	۱۰/۸×۲۰×۱۴/۶	۸۵	۱/۷۸	۰/۳۶	۴/۸۲	۰/۰۵۳	۰/۰۹۱	۰/۰۹۶

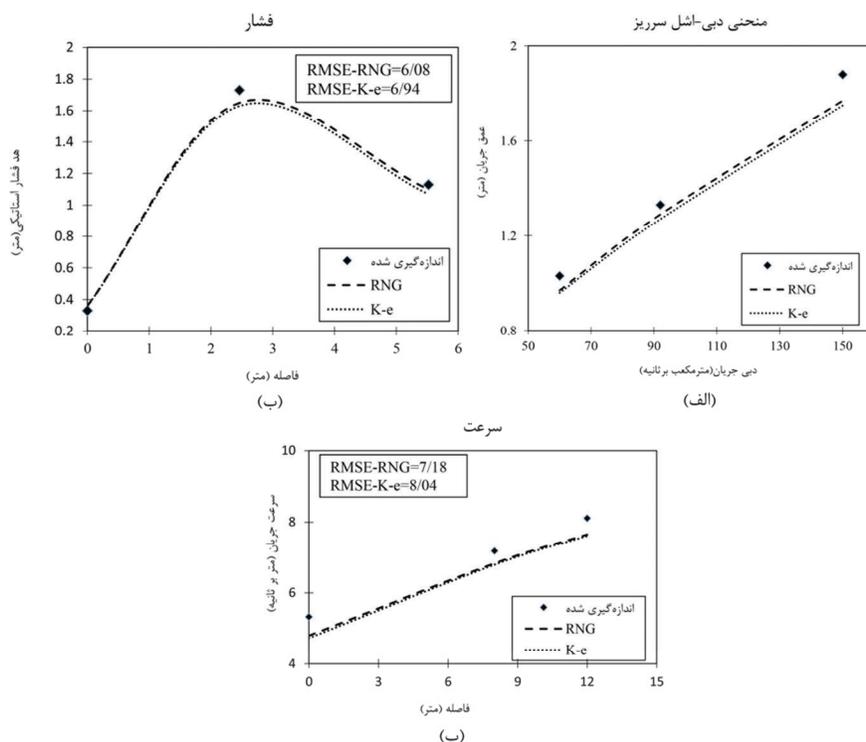
می‌دهد مدل آشفتگی RNG نتایج بهتری در شبیه‌سازی عددی سرریز پلکانی نسبت به مدل $k - \epsilon$ استاندارد به‌دست می‌آورد [۱۷-۱۹]. بنابراین برای انتخاب مدل آشفتگی، یک‌بار از مدل آشفتگی $k - \epsilon$ و بار دیگر با مدل آشفتگی RNG، در الگوی مش‌بندی شماره ۳،

در نرم‌افزار Flow-3D جهت شبیه‌سازی مدل آشفتگی، پنج مدل آشفتگی وجود دارد. مطالعات قبلی در کنار تحقیقات انجام شده توسط چنگ^۵ و همکاران نشان

^۵- Chang

شده در مرکز تحقیقات آب [۲۰] مقایسه گردیده‌اند. همچنین جهت اطمینان بیشتر برای انتخاب مدل آشفتگی صحیح این مقایسه برای مقادیر فشار و سرعت به ازای دبی ۱۵۰ مترمکعب بر ثانیه انجام گرفت که در شکل ۵ ارائه شده است.

برنامه اجرا گردید. در منحنی‌های شکل ۵، مقایسه بین دو مدل آشفتگی جهت انجام محاسبات ارائه شده است. در این مقایسه نمودار دبی جریان نسبت به عمق جریان بر روی سرریز رسم شده و برای هریک از مدل‌های آشفتگی نمودار جداگانه ارائه شده و هر دو با مقادیر اندازه‌گیری



شکل ۵- مقایسه مدل‌های آشفتگی $k - \epsilon$ و RNG به‌ازای مقادیر (الف) منحنی دبی-اشل، (ب) فشار و (پ) سرعت

مدل آشفتگی $k - \epsilon$ استاندارد و RNG ارائه شده است. همانطور که در جدول آمده است، خطای مدل آشفتگی RNG کمتر از خطای مدل $k - \epsilon$ استاندارد می‌باشد. بنابراین در این تحقیق برای حل مدل سرریز پلکانی از مدل آشفتگی RNG استفاده می‌شود.

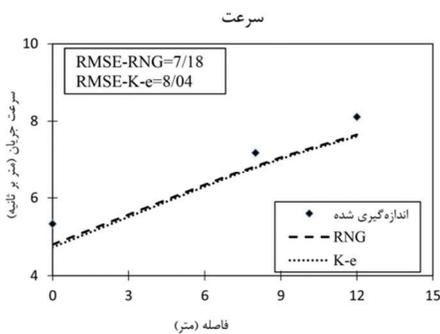
همانطور که در شکل ۵ نیز مشهود است، از آنجاکه مدل آشفتگی RNG مدل توسعه یافته‌تری نسبت به مدل آشفتگی $k - \epsilon$ استاندارد می‌باشد، از دقت بالاتری نسبت به این مدل برخوردار است. همچنین در جدول ۲ مقایسه‌ای از مقادیر خطای جذر میانگین مربعات برای دو

جدول ۲- مقایسه خطای مدل‌های آشفتگی $k - \epsilon$ و RNG

سرعت		فشار		منحنی دبی-اشل		نوع مدل آشفتگی
خطای جذر میانگین مربعات						
۷/۶۱	۸/۰۴	۶/۷۰	۶/۹۴	۶/۰۷	۶/۱۶	$k - \epsilon$
۶/۸۳	۷/۱۸	۵/۵۱	۶/۰۸	۴/۸۹	۵/۰۷	RNG

همچنین می‌توان از نرم‌افزار Flow-3D جهت شبیه‌سازی سرریز پلکانی استفاده نمود.

مطابق جدول ۳، در این مدل‌سازی، خطای جذر میانگین مربعات برای مقایسه منحنی دبی-اشل ۵/۰۷ و خطای کل برابر با ۴/۸۹ درصد محاسبه شده است که این اعداد نمایانگر تطابق مناسب مدل عددی با مدل آزمایشگاهی می‌باشد. با استناد به نتایج به‌دست آمده از مدل صحت‌سنجی شده، می‌توان مدل‌سازی عددی و دینامیک سیالات محاسباتی را قادر به پیش‌بینی موارد مشابه دانست و در مسائلی از این قبیل از آن استفاده نمود. در این تحقیق پس از حصول اطمینان از عملکرد نرم‌افزار Flow-3D در مدل کردن جریان بر روی سرریزهای پلکانی، به محاسبه دبی در واحد عرض متناسب با جریان ریزشی و رویه‌ای پرداخته شد.

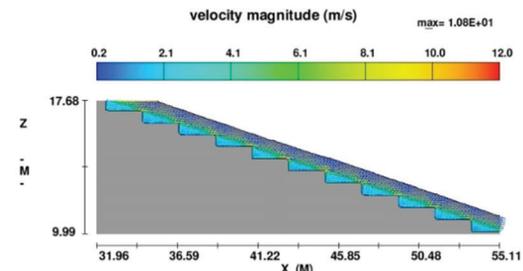


شکل ۷- مقایسه منحنی دبی-اشل سرریز بین مدل عددی و آزمایشگاهی

جدول ۳- مقایسه خطا در دبی‌های مختلف منحنی دبی-اشل

شبیه‌سازی میدان جریان	
دبی (مترمکعب بر ثانیه)	محاسبه خطا (درصد)
۶۰	۵/۸۲
۹۲	۳
۱۵۰	۵/۸۵
خطای جذر میانگین مربعات	۵/۰۷
خطای کل	۴/۸۹

جهت صحت‌سنجی مدل‌سازی جریان بر روی سرریز پلکانی، پس از مدل‌سازی تندآب پلکانی و شبکه‌بندی و اعمال شرایط مرزی، برنامه به حالت اجرا درآمده و خروجی‌های آن مورد بررسی قرار گرفت. در شکل ۶، که جهت بردارهای سرعت در پله‌های میانی تندآب را نشان می‌دهد به خوبی می‌توان دریافت که مدل عددی توانسته جریان رویه‌ای در سرریز پلکانی را شبیه‌سازی کند.



شکل ۶- جهت بردارهای سرعت و کانتور سرعت در مدل عددی در پله‌های میانی

همانطور که در شکل ۶ مشاهده می‌شود جریان رویه‌ای به ازای دبی‌های بالا تشکیل شده است و تشکیل جریان گردابی بر روی پله‌ها به خوبی قابل تشخیص می‌باشد. همچنین جهت مقایسه نتایج عددی با مدل آزمایشگاهی، به ازای اعماق مختلف آب در مخزن متناسب با منحنی دبی-اشل که در شکل ۵ ارائه شده است، از نرم‌افزار خروجی گرفته شد و نتایج حاصل از مدل عددی با مقادیر اندازه‌گیری شده مدل فیزیکی موجود در مرکز تحقیقات آب مقایسه گردید. در منحنی شکل ۷، مقایسه بین منحنی دبی-اشل حاصل از نتایج اندازه‌گیری شده با مقادیر به‌دست آمده از مدل‌سازی ارائه شده است.

جهت آنالیز آماری نمودار شکل ۷، برای هر دبی به‌طور جداگانه خطا محاسبه شده و در جدول ۳ ارائه شده است. از نتایج جدول ۳ می‌توان اینگونه برداشت نمود که، نتایج مدل‌سازی عددی اختلاف کمی با مقادیر اندازه‌گیری شده دارد و درصد خطای کم بین آن‌ها نشان می‌دهد مدل عددی از تطابق بسیار خوبی برخوردار است و

می‌باشد که در ادامه این رابطه تکمیل‌تر شده و بازه جریان انتقالی نیز در آن دیده می‌شود به طوری که در بازه دبی ۱۱ تا ۳۴ مترمکعب بر ثانیه جریان از نوع انتقالی بوده و به ازای دبی بیشتر از ۳۴ مترمکعب بر ثانیه جریان رویه‌ای خواهد بود. در آخر، طبق پارامتر بی بعد عدد آبشار به ازای دبی‌های بیش از ۲۲ مترمکعب بر ثانیه جریان از نوع رویه‌ای است.

به‌طور خلاصه با بررسی نتایج به دست آمده از مطالعات مرکز تحقیقات می‌توان این‌گونه برداشت نمود که جریان عبوری از تندآب پلکانی سد سیاه‌بیشه بالا به ازای دبی کمتر از ۱۵ مترمکعب بر ثانیه حتما ریزشی بوده و در بازه دبی ۲۵ تا ۴۰ مترمکعب بر ثانیه جریان انتقالی است و در نهایت به ازای دبی بیش از ۶۰ مترمکعب بر ثانیه جریان قطعا از نوع رویه‌ای می‌باشد [۲۰]. این نوع تقسیم‌بندی جریان توسط مرکز تحقیقات بدان معناست که تبدیل جریان ریزشی به انتقالی و انتقالی به رویه‌ای دارای مرز دقیق و مشخصی نیست و جریان به‌طور یک‌باره تغییر حالت نمی‌دهد. به‌عنوان مثال، در بازه دبی ۴۰ تا ۶۰ جریان هم خصوصیات جریان انتقالی را دارد و در عین حال به سوی جریان رویه‌ای تغییر حالت می‌دهد که در نهایت در دبی ۶۰ مترمکعب بر ثانیه به طور کامل رویه‌ای می‌شود. به همین ترتیب برای دبی در بازه ۱۵ تا ۲۵ مترمکعب بر ثانیه همین‌گونه می‌باشد.

جهت مدل‌سازی جریان ریزشی، با توجه به پودری بودن جریان در این حالت و کوچک بودن ذرات آب، بایستی اندازه مش‌ها به قدری باشد تا بتواند ذرات آب را شبیه‌سازی کند. از طرفی چون در مدل تمام مقیاس (یک به یک) سرریز پلکانی شبیه‌سازی شده با کوچک کردن اندازه مش‌ها به یک‌باره تعداد سلول‌های محاسباتی از چندین هزار تا به چندین میلیون عدد می‌رسد و به تبع آن مقدار محاسبات و زمان مدل‌سازی به شدت افزایش می‌یابد. از آنجاکه هدف از این شبیه‌سازی به دست آوردن دبی جریان ریزشی با توجه به تحلیل خروجی‌های دوبعدی و مقایسه نتایج با داده‌های آزمایشگاهی می‌باشد،

طبق تحقیقات راجاراتنام^۶، برای $y_c/h > 0.8$ جریان پیوسته برقرار می‌شود و مقادیر کوچک‌تر منجر به جریان ریزشی می‌شود. در ادامه، چانسون^۷ در سال ۱۹۹۴ معادله زیر را ارائه نمود [۳ و ۱۱]:

$$\frac{y_c}{h} = 1.057 - 0.465 \frac{h}{L} \quad (۴)$$

محققان در سال ۲۰۰۱ با بررسی نتایج حاصل از آزمایشات محققین مختلف که حد بالایی جریان ریزشی و یا پایینی جریان پیوسته را معلوم می‌کنند، به مقایسه با روابط ارائه شده در زیر پرداختند [۵]:

تبدیل ریزشی به گذرا:

$$\frac{y_c}{h} = 0.89 - 0.4 \frac{h}{L} \quad (۵)$$

که حد بالایی ریزشی است و تبدیل گذرا به پیوسته:

$$\frac{y_c}{h} = 1.2 - 0.325 \frac{h}{L} \quad (۶)$$

که حد پایین پیوسته است.

در نهایت، طبق رابطه بی‌بعدی که در گزارش‌های مرکز تحقیقات آب ارائه شده است، چنانچه پارامتر بی‌بعد عدد آبشار که در ذیل آورده شده از مقدار ۰/۳۶ کمتر باشد، جریان ریزشی است و اگر بیشتر باشد جریان رویه‌ای می‌شود. در این رابطه، q دبی در واحد عرض، S ارتفاع پله و g شتاب زمین می‌باشد [۲۰]:

$$D = \frac{q^2}{gs^3} \quad (۷)$$

روابط تجربی جهت تعیین دبی جریان‌های ریزشی و رویه‌ای در جدول ۴ گزارش شده است. با توجه به جدول ۴، طبق رابطه راجاراتنام به ازای دبی کمتر از ۱۴ مترمکعب بر ثانیه جریان ریزشی و برای مقادیر بالاتر از آن جریان رویه‌ای است. براساس رابطه چانسون دبی ۲۱ مترمکعب بر ثانیه مرز بین جریان ریزشی و رویه‌ای

^۶- Rajaratnam

^۷- Chanson

به ۱۰ سانتی‌متر کاهش پیدا کرد. لازم به ذکر می‌باشد که تمامی شرایط مرزی همانند شرایط واسنجی شده در مدل صحت‌سنجی شده می‌باشد.

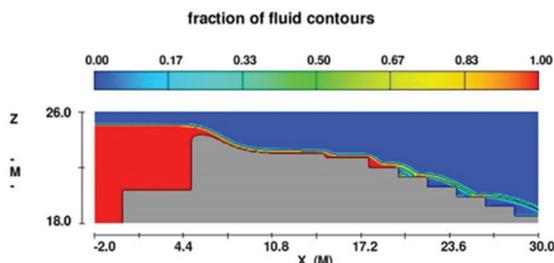
جهت حل مشکل زمان مدل‌سازی، به‌جای یک متر از عرض سرریز، ۲۰ سانتی‌متر از عرض آن مورد مطالعه قرار گرفت و ابعاد مش‌ها در راستای طول و عمق جریان به نسبت آن کوچک شده و تقریباً در سه جهت اندازه مش‌ها

جدول ۴- تعیین دبی جریان‌های ریزشی و رویه‌ای با استفاده از روابط تجربی

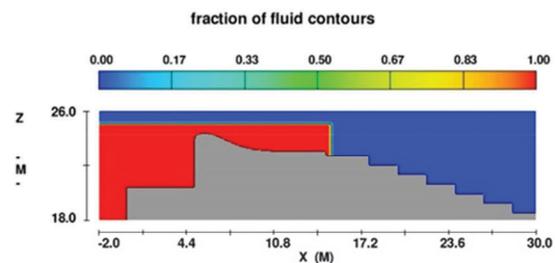
فرمول تجربی	محاسبه عمق بحرانی (متر)	محاسبه دبی (مترمکعب بر ثانیه)	دبی در واحد عرض
راجاراتنام (۱۹۹۱)	۰/۵۶	۱۴	۰/۷
چانسون (۱۹۹۴)	۰/۶۳	۲۱	۱/۰۵
چانسون (۲۰۰۱)	۰/۵۳	۱۱	۰/۵۵
	۰/۷۶	۳۴	۱/۷
پارامتری بعد عدد آبشار (مرکز تحقیقات آب)		۲۲	۱/۱

یک واحد دبی را افزایش داده تا اینکه دبی مرز جریان ریزشی ۱۷ مترمکعب بر ثانیه به‌دست آمد. این مرز به این معناست که به‌ازای دبی‌های پایین‌تر از ۱۷ مترمکعب بر ثانیه در مدل‌سازی عددی، جریان حتماً به‌صورت ریزشی می‌باشد. همچنین به‌ازای مقادیر بزرگ‌تر از آن، جریان به‌صورت انتقالی می‌شود. در شکل‌های ۸ تا ۱۰ مراحل مدل‌سازی جریان ریزشی ارائه شده است.

در ادامه به‌منظور تفکیک دبی جریان‌های ریزشی و رویه‌ای با توجه به نتایج به‌دست آمده از روابط تجربی و داده‌های آزمایشگاهی از دبی ۵ مترمکعب بر ثانیه شروع کرده و با مقیاس ۵ واحد دبی را افزایش داده و از برنامه خروجی گرفته شد. در دبی ۱۵ مترمکعب بر ثانیه جریان ریزشی و در دبی ۲۰ مترمکعب بر ثانیه تبدیل به جریان انتقالی شد که جهت تعیین مرز دقیق دبی جریان ریزشی و انتقالی از دبی ۱۵ تا ۲۰ مترمکعب بر ثانیه یک واحد

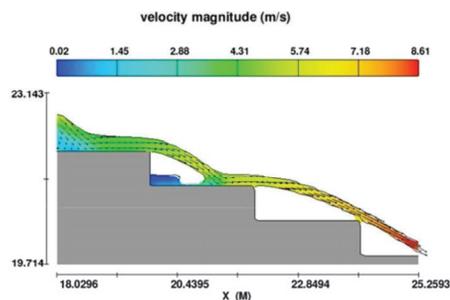


(ب)

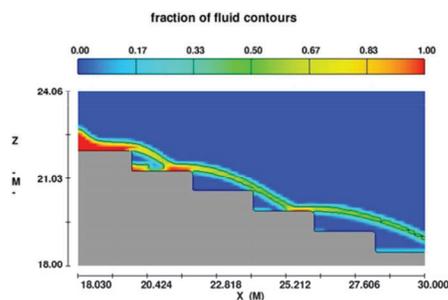


(الف)

شکل ۸- کانتور کسر سیال به‌ازای دبی ۱۷ مترمکعب بر ثانیه در (الف) ابتدای مدل‌سازی و (ب) انتهای مدل‌سازی

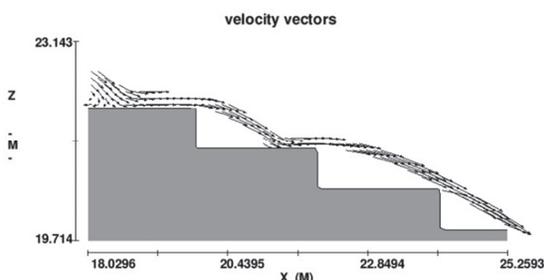


(ب)



(الف)

شکل ۹- کانتور (الف) کسر سیال و (ب) تغییرات سرعت به‌همراه بردار آن، در انتهای مدل‌سازی به ازای دبی ۱۷ مترمکعب بر ثانیه در پله‌های میانی سرریز پلکانی

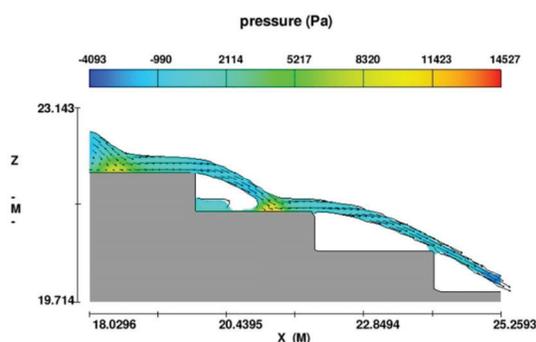


شکل ۱۱- کانتور بردار سرعت در انتهای مدل‌سازی به ازای دبی ۱۷ مترمکعب بر ثانیه در پله‌های میانی سرریز پلکانی

۴- نتیجه‌گیری کلی

در این مطالعه با استفاده از نرم‌افزار Flow-3D با مدل آشفتگی $k - \epsilon$ حالت RNG به شبیه‌سازی جریان بر روی سرریز پلکانی سد سیاه‌بیشه بالا پرداخته شده است. با توجه به درصد خطای قابل قبول در مقایسه نتایج عددی با مقادیر آزمایشگاهی و حصول اطمینان از عملکرد نرم‌افزار، می‌توان بیان کرد که این نرم‌افزار قادر به شبیه‌سازی جریان بر روی سرریز پلکانی می‌باشد. در این راستا از مدل آشفتگی RNG جهت شبیه‌سازی شرایط آشفتگی استفاده شد. در ادامه جهت اعمال شرایط مرزی از منحنی دبی-اشل که در گزارشات مرکز تحقیقات آب وجود داشت استفاده گردید به طوری که در بالادست، شرط مرزی فشار مشخص با ارتفاع آب معلوم، در پایین‌دست سرریز شرط مرزی جریان خروجی، کف سرریز شرط مرزی دیواره و در اطراف سرریز و سطح آن شرط مرزی متقارن اعمال گردید. پس از شبکه‌بندی و واسنجی، صحت‌سنجی در چهار حالت بررسی شد. حالت اول با استفاده از منحنی دبی-اشل که از گزارش مطالعات مرکز تحقیقات آب استخراج گردید، انجام شد که در این حالت خطای جذر میانگین مربعات برابر با ۵/۰۷ و خطای میانگین برابر با ۴/۸۹ درصد بود. در نهایت، طبق نتایج حاصل از شبیه‌سازی عددی، به‌ازای دبی حداقل تا ۱۷ مترمکعب بر ثانیه جریان حتما ریزشی است. با افزایش

شکل ۸، کانتور کسر سیال در ابتدا و انتهای مدل‌سازی را نشان می‌دهد که برای درک بهتر موضوع در شکل ۹- (الف) نمای نزدیک‌تر از این کانتور ارائه شده است. طبق این شکل‌ها به‌خوبی وقوع جریان ریزشی بر روی سرریز پلکانی مشاهده می‌شود. از شکل ۹- (الف) به خوبی این استنباط می‌شود که نرم‌افزار حتی قادر به شبیه‌سازی ذرات آب پخش شده به اطراف، در اثر پرفش هیدرولیکی ناشی از جریان ریزشی بر روی پله است. در ادامه در شکل ۹- (ب) کانتور بزرگی سرعت در انتهای اجرای برنامه را نشان می‌دهد که به‌خوبی دیده می‌شود که پس از گذشت مدتی از شروع برنامه جریان به‌صورت ریزشی بر روی پله اول اتفاق می‌افتد و با ادامه آن در زمان ۵۰ ثانیه تکمیل می‌گردد. همچنین کانتور تغییرات فشار در پله‌های میانی سرریز پلکانی در شکل ۱۰ ارائه شده است. همانطور که مشخص می‌باشد فشار در لحظه برخورد جریان ریزشی با سطح پله‌ها افزایش می‌یابد.



شکل ۱۰- کانتور تغییرات فشار به‌همراه بردار سرعت در انتهای مدل‌سازی به ازای دبی ۱۷ مترمکعب بر ثانیه در پله‌های میانی سرریز پلکانی

همانطور که در شکل ۱۱ مشخص است از روی لبه هر پله، جریان به‌صورت فورانی سقوط و بر روی پله بعدی می‌ریزد. در این حالت اتلاف انرژی از طریق پراکنده شدن جریان آب در هوا، اختلاط جریان آب بر سطح پله و شکل‌گیری پرفش هیدرولیکی ناقص بر سطح پله صورت می‌گیرد.

مقدار دبی جریان از حالت ریزشی خارج گشته و به سمت
جریان انتقالی پیش خواهد رفت. این روند تا دبی ۳۷
مترمکعب بر ثانیه ادامه دارد.

مراجع

- [1] AskariNezahad, A. H. (2018). *Evaluation of Triangular Shape Spillways' Effects on Flow Energy Dissipation Regime Using Flow-3D Computer Model*, in Faculty of Civil Engineering, Islamic Azad University, Marvdasht Branch.
- [2] Novak, P., Moffat, A. I. B., Nalluri, C., & Narayanan, R. (2017). *Hydraulic structures*. CRC Press.
- [3] Khatsuria, R. M. (2004). *Hydraulics of spillways and energy dissipators*. CRC Press.
- [4] Torabi, H., Parsaie, A., Yonesi, H., & Mozafari, E. (2018). "Energy dissipation on rough stepped spillways", *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 42(3), 325-330.
- [5] Chanson, H. (2001). "Hydraulic design of stepped spillways and downstream energy dissipators", *Dam Engineering*, 11(4), 205-242.
- [6] Li, S., Li, Q., & Yang, J. (2019). "CFD Modelling of a Stepped Spillway with Various Step Layouts", *Mathematical Problems in Engineering*, 2019.
- [7] Chanson, H. (1993). "Stepped spillway flows and air entrainment", *Canadian journal of civil engineering*, 20(3), 422-435.
- [8] Felder, S., & Chanson, H. (2009). "Energy dissipation, flow resistance and gas-liquid interfacial area in skimming flows on moderate-slope stepped spillways", *Environmental fluid mechanics*, 9(4), 427-441.
- [9] Hunt, S. L., & Kadavy, K. C. (2010). "Energy dissipation on flat-sloped stepped spillways: Part 1. Upstream of the inception point", *Transactions of the Asabe*, 53(1), 103-109.
- [10] Krisnayanti, D. S., Dermawan, V., & Legono, D. (2019). "The Effect of Inception Point on Dissipation Energy in Stepped Spillways Modeling", *Journal of Southwest Jiaotong University*, 54(3).
- [11] Chanson, H. (1994). "Comparison of energy dissipation between nappe and skimming flow regimes on stepped chutes", *Journal of hydraulic research*, 32(2), 213-218.
- [12] Parsaie, A., Haghbi, A. H., Saneie, M., & Torabi, H. (2018). "Applications of soft computing techniques for prediction of energy dissipation on stepped spillways", *Neural Computing and Applications*, 29(12), 1393-1409.
- [13] Mooselu, M. G., Nikoo, M. R., Rayani, N. B., & Izady, A. (2019). "Fuzzy multi-objective simulation-optimization of stepped spillways considering flood uncertainty", *Water Resources Management*, 33(7), 2261-2275.
- [14] Peng, Y., Zhang, X., Yuan, H., Li, X., Xie, C., Yang, S., & Bai, Z. (2019). "Energy Dissipation in Stepped Spillways with Different Horizontal Face Angles", *Energies*, 12(23), 4469
- [15] Bayon, A., Toro, J. P., Bombardelli, F. A., Matos, J., & López-Jiménez, P. A. (2018). "Influence of VOF technique, turbulence model and discretization scheme on the numerical simulation of the non-aerated, skimming flow in stepped spillways", *Journal of hydro-environment research*, 19, 137-149.
- [16] Barani, G. A., Rahnama, M. B., & Bagheri, H. (2005). "Optimization of stepped spillway dimensions and investigation of flow energy dissipation over a physical model", *Journal of Applied Sciences*, 5(5), 878-882.
- [17] Tabbara, M., Chatila, J., & Awwad, R. (2005). "Computational simulation of flow over stepped spillways", *Computers & structures*, 83(27), 2215-2224
- [18] Flow Science, I. (2008). *FLOW3D User Manual Version 9.3*.
- [19] Hojjati, S. H., Ahmadi, H., & Zerati, A. R. (2017). "Numerical Simulation of gated stepped spillway and its Cavitation Potential", *Journal of Dam and Hydraulic Power Plants*, 4(14), 1-14.
- [20] Center, W.R. (2006). *Final report on: Hydraulic model of Flood Outlet System of Siah-Bishe Pumped Storage Project*, Water Research Center.

شیوه‌نامه ارائه مقاله برای مجله پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی

گزارش پیش‌رو الگو و شیوه‌نامه‌ی تدوین مقالات در مجله «پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی» می‌باشد که به‌منظور استفاده‌ی محققان در ارائه‌ی یک نگارش حرفه‌ای تهیه شده است. این شیوه‌نامه حاوی مطالبی در ارتباط با نحوه‌ی نگارش و ساختار تهیه مقاله برای این مجله است. همچنین تمامی سبک‌های مورد نیاز برای قسمت‌های مختلف مقاله را داراست و از این‌رو آماده استفاده توسط مؤلفین می‌باشد. از نویسندگان محترم درخواست می‌شود این شیوه‌نامه را در هنگام تهیه مقاله به دقت رعایت فرمایند و مسئولین مجله را در راستای ارتقای کیفیت یاری نمایند. متن چکیده باید در یک پاراگراف و حداکثر ۲۵۰ کلمه به‌طور صریح موضوع، روش تحقیق، نتایج مهم به‌دست آمده و روش ارزیابی را مطرح کند. در متن چکیده از اشاره به تاریخچه، توصیف تکنیک‌ها، فصل‌بندی، ذکر منابع و آوردن فرمول‌ها، نمودارها و جداول خودداری گردد.

واژگان کلیدی: مقاله، نویسنده، فرمول، شکل، جدول، نتیجه‌گیری. (کلمات کلیدی، راهنمای نکات مهم موجود در مقاله می‌باشد و ماهیت، محتوا و گرایش آن را به‌وضوح روشن می‌سازد. تعداد کلمات یا عبارات کلیدی حداقل ۴ و حداکثر ۶ کلمه می‌باشد که با استفاده از ویرگول (،) از یکدیگر جدا می‌شوند).

نام و نام خانوادگی

نویسنده اول*

دانشکده، دانشگاه.

(نمونه اول):

دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه قم.

پست الکترونیک:

cer@qom.ac.ir

نام و نام خانوادگی

نویسنده دوم

دانشکده، دانشگاه.

(نمونه دوم):

دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه قم.

پست الکترونیک:

داخل همین نمونه، کامل شود چراکه این نمونه بر اساس سبک مورد نظر مجله تهیه شده است. در عین حال سبک نگارشی که در این مقاله باید استفاده شود در جدول ۱ ارائه شده است. در این جدول، تمام قلم‌های مورد استفاده در موقعیت‌های مختلف به همراه اندازه آنها ارائه شده است. هنگام کپی کردن متن از سند دیگر به داخل این سند حتماً از گزینه کپی فرمت^۲ برای جلوگیری از تغییر فرمت‌ها استفاده شود.

۲- نحوه ارائه مطالب در مقاله

مقالات ارسالی باید شامل بخش‌های زیر باشد:

۱- مقدمه

هدف اساسی از تدوین این شیوه‌نامه، دستیابی به الگویی جامع و حرکت به سمت استاندارد نمودن چهارچوب تدوین مقالات برای مجله «پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی» می‌باشد. از این‌رو، نحوه‌ی نگارش حرفه‌ای یک گزارش علمی و ساختار مورد نیاز آن به تفصیل ارائه می‌گردد.

این شیوه‌نامه براساس برخی از قابلیت‌های موجود در نرم‌افزار مایکروسافت ورد^۱ ۲۰۰۷ یا ۲۰۱۰ تهیه شده است. برای نگارش مقاله، توصیه می‌شود متن مقاله از ابتدا

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۰۰۰۰/۰۰/۰۰، بازنگری ۰۰۰۰/۰۰/۰۰، پذیرش ۰۰۰۰/۰۰/۰۰.

(DOI): 10.22091/cer.0000.0000.0000 شناسه دیجیتال

²- Format Painter

¹- Microsoft-Word

- عنوان کامل مقاله به لاتین، نام نویسنده (یا نویسندگان) به زبان انگلیسی، مشخصات نویسنده (نویسندگان) مطابق با جزئیات فارسی آن به لاتین بیان شود.
- چکیده انگلیسی، کلید واژگان انگلیسی (کاملاً منطبق با چکیده و واژگان کلیدی فارسی).

۲-۱- صفحه‌بندی

مقاله به صورت دو ستونی (اندازه هر ستون ۷/۳۲ سانتیمتر و فاصله بین دو ستون ۱/۲۷ سانتیمتر) آماده شود. فاصله بین خطوط (به جز بخش چکیده) ۱/۱۵ Multiple تنظیم شود. کاغذ مورد استفاده باید A4 بوده و تمامی حاشیه‌های آن در اندازه ۲/۵۴ سانتیمتر تنظیم شوند.

تورفتگی ابتدای هر پاراگراف به اندازه ۰/۸ سانتیمتر تعیین شود (به جز متن چکیده، عناوین اصلی و فرعی). جداول، شکل‌ها و عناوین آنها به صورت وسط‌چین و متن مقاله به صورت تراز دوطرفه^۳ تنظیم شود.

شماره‌گذاری عنوان‌ها از ۱ الی آخر صورت گرفته و مقدمه شماره ۱ را به خود اختصاص دهد. شماره‌گذاری زیر عنوان‌ها فرضاً در بخش ۲ به صورت ۱-۲ و ۲-۲ بوده و در سایر بخش‌ها نیز به همین ترتیب ادامه پیدا کند. بخش مراجع و قدردانی (در صورت لزوم) دارای شماره نمی‌باشد.

تنظیم فاصله عناوین هر بخش و زیر بخش مربوطه به صورت شکل‌های ۱ و ۲ می‌باشد.

۲-۲- نکات کلی در نحوه بیان متن

در ارائه‌ی متون علمی، رعایت نکات زیر الزامی است:

- ۱- از آوردن جملات غیرحرفه‌ای، محاوره‌ای و ناقص خودداری شود.

- عنوان کامل مقاله به فارسی، چکیده فارسی (حداکثر ۱۵۰ کلمه)، واژگان کلیدی (حداکثر ۱۰ واژه).
- نام نویسنده (یا نویسندگان)، پست الکترونیکی نویسنده (نویسندگان). نام نویسنده عهده‌دار مکاتبات با ستاره مشخص شود.

جدول ۱- اندازه و قلم‌های مورد استفاده در مقاله

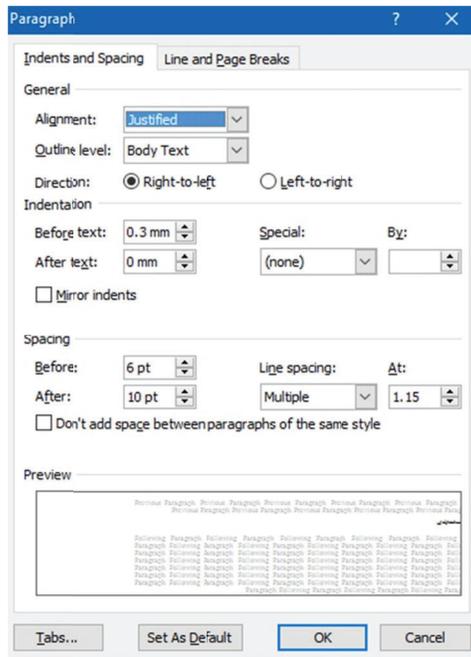
موقعیت استفاده	نوع قلم	اندازه	Bold
عنوان مقاله	B Titr	۱۴	√
نام نویسنده (گان)	B Nazanin	۱۳	√
مرتب‌نویسنده (گان)	B Nazanin	۱۱	
ایمیل نویسنده (گان)	Times New Roman	۱۰	
متن چکیده	B Nazanin	۱۱	
واژگان کلیدی	B Nazanin	۱۱	
عنوان بخش	B Nazanin	۱۳	√
عنوان زیربخش	B Nazanin	۱۱	√
متن اصلی مقاله	B Nazanin	۱۲	
زیرنویس شکل	B Nazanin	۱۱	
بالانویس جدول	B Nazanin	۱۱	
پانویس	Times New Roman	۹	
منابع فارسی	B Nazanin	۱۰	
منابع لاتین	Times New Roman	۱۰	
عنوان انگلیسی	Times New Roman	۱۴	√
نام نویسنده (گان)- انگلیسی	Times New Roman	۱۲	√
مرتب‌نویسنده (گان)- انگلیسی	Times New Roman	۱۱	
چکیده لاتین	Times New Roman	۱۱	
واژگان کلیدی- لاتین	Times New Roman	۱۱	

- مشخصات نویسنده (نویسندگان) به صورتی که در ابتدای این شیوه نامه آورده شده است بیان شود.
- مقدمه، بدنه مقاله (شامل شرح مسأله، روش حل، تفسیر، تحلیل نتایج)، نتیجه‌گیری، فهرست مراجع.

³- Justify

شود. نوشتن مطالب ارزشمندی که هیچ ربطی به موضوع ندارد، فاقد ارزش علمی است.

۹- سعی شود تا در حد امکان از کلمات فارسی به جای کلمات غیرفارسی آنها استفاده شود. به عنوان مثال، استفاده از کلمه «لذا» به جای «بنابراین» و یا کلمه «پروسس» به جای «پردازش» مناسب نیست.



شکل ۲- تنظیمات فاصله عنوان زیربخش در متن

۱۰- همچنین در نوشته‌های فارسی باید در حد امکان از همزه «ء، اُ، وُ، هُ، اِ، ئِ» استفاده نشود. مثلاً «اجزاء هواپیما» و «آئین‌نامه» ناصحیح، اما «اجزای هواپیما» و «آیین‌نامه» صحیح هستند.

۱۱- کلیدی اصطلاحات در اولین کاربرد نیاز به پاورقی دارند.

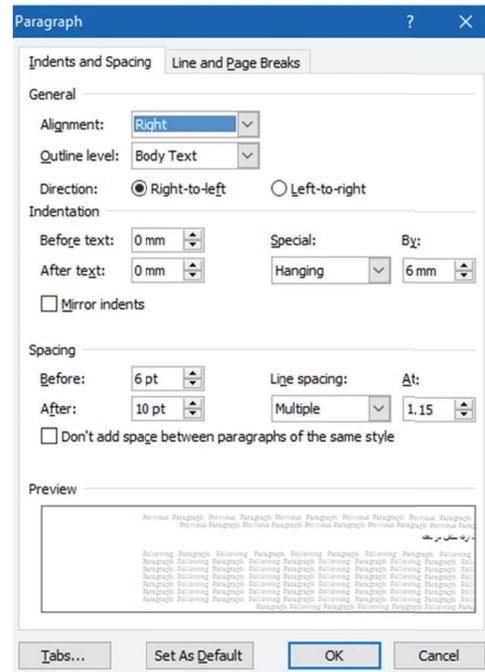
۱۲- تمامی تعاریف به صورت دقیق، با مرجع‌نگاری دقیق بیان شوند.

۱۳- نوآوری پژوهش به صورت کاملاً مجزا و صریح در انتهای بخش مقدمه ارائه شود.

۱۴- کلیدی علایم مانند نقطه، کاما و دونقطه باید به

۲- افعال در یک بند با یکدیگر هماهنگ باشند، به نحوی که در جملات پی‌درپی بین افعال مجهول و معلوم تعویض صورت نگیرد.

۳- از به‌کار بردن فعل‌های یکسان در جملات پشت سر هم خودداری شود.



شکل ۱- تنظیمات فاصله عنوان بخش در متن

۴- از آوردن جملات تکراری (حتی 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 سوّم شخص ارائه شوند.

۶- متن ارائه شده پیوستگی مفهومی داشته باشد و مطالب یک موضوع به‌طور متمرکز تنها و تنها در یک زیربخش آورده شود.

۷- در تنظیم و ارتباط بندها (پاراگراف‌ها) با یکدیگر دقت شود. در صورت طولانی شدن هر بند، ممکن است خواننده خسته و سردرگم شود.

۸- یک مقاله علمی باید در حد امکان، مختصر و مفید باشد و از بحث‌های غیر ضروری در آن پرهیز

و «شکلها» و «شکل‌ها» نادرست و «می‌باشد» و «شکل‌ها» درست می‌باشد. نویسندگان می‌توانند برای اطلاع از نحوه صحیح نگارش کلمات از فایل فرهنگ املائی خط فارسی در سایت فرهنگستان زبان و ادب فارسی استفاده کنند.

۲-۳- روابط ریاضی و فرمول‌ها

برای نگارش فرمول‌های ریاضی می‌توان از نرم‌افزار MathType استفاده کرد. تمامی نمادهای مورد نیاز در این نرم‌افزار پیش‌بینی شده است. برای استفاده از سبک معرفی شده در نوشتن روابط ریاضی و فرمول‌ها لازم است جدول زیر را در محل تایپ فرمول کپی کرده و در قسمت سمت چپ جدول به نوشتن فرمول اقدام نمود.

$$m \ddot{x} + c \dot{x} - kx = P_0 \sin \omega t \quad (1)$$

در تنظیم قلم و سبک روابط ریاضی از الگوی ارائه شده در جدول ۲ پیروی می‌شود.

جدول ۲- قلم و سبک روابط ریاضی

مورد کاربرد	سبک	قلم	Bold	Italic	مثال
Variable	Variable	Times New Roman		✓	x
Function	Function	Times New Roman		✓	$f(x)$
L.C.Greek	L.C.Greek	Symbol		✓	α
U.C.Greek	U.C.Greek	Symbol			Ω
Matrix-Vector	Matrix-Vector	Times New Roman	✓		$\mathbf{Ax} + \mathbf{bu}$
Number	Number	Times New Roman			12
Text	Text	Times New Roman			if $a > 1$
Constant Parameter	Text	Times New Roman			$E = mc^2$
Unit	Text	Times New Roman			5 N/m^2
Math Operator	Text	Symbol			$\int x dx$
Math Function	Text	Times New Roman			$\sin x$

سیگما نباید ایتالیک باشد.

۲- کلیه متغیرهای استفاده شده در فرمول‌ها برای اولین بار، قبل یا بعد از معادله تعریف شوند.

کلمه‌ی قبل چسبیده و با کلمه‌ی بعد، تنها یک فاصله داشته باشند.

۱۵- همواره پرانتز باز، گیومه باز و کوتیشن باز از کلمه‌ی قبل یک فاصله داشته و به کلمه‌ی بعد چسبیده باشد. همچنین می‌بایست پرانتز بسته، گیومه بسته و کوتیشن بسته به کلمه‌ی قبل چسبیده و از کلمه‌ی بعد یک فاصله داشته باشد.

۱۶- اعداد تک‌رقمی در متن باید به صورت حرفی نوشته شوند.

۱۷- در بیان اعداد اعشاری فارسی از علامت «/» و در اعداد انگلیسی از «.» استفاده شود. (مثال: ۲/۴ و 2.4)

۱۸- از شروع کردن جملات با عدد، عبارت و نمادهای ریاضی پرهیز شود.

۱۹- هرگز از «...» در متن استفاده نشود. واژه‌ی «غیره» در این حالت، جایگزین مناسبی است.

۲۰- رعایت فاصله‌ها و نیم فاصله‌ها در متن ضروری می‌باشد. به عنوان مثال نگارش کلمه «میباشد»

به‌علاوه رعایت نکات زیر در نوشتن روابط ریاضی و

فرمول‌ها الزامی است:

۱- در روابط ریاضی علامت‌های پرانتز، انگرال و یا

خودداری و معادل مناسب فارسی آنها جایگزین گردد.

۳- در اولین کاربرد عبارات مخفف، بلافاصله پس از عبارت مورد نظر، عبارت انگلیسی آن در پرانتز می‌آید و سپس شماره‌ی پانویس داده می‌شود به عنوان مثال خوشه‌بندی فازی سی‌مین (FCM^۴). سپس می‌توان از مخفف FCM در متن استفاده نمود.

۴- حرف اول لغات انگلیسی در پانویس باید با حروف بزرگ نوشته شود. همچنین در معادل انگلیسی یک عبارت در پاورقی، تنها حرف اول اولین کلمه به صورت بزرگ نوشته می‌شود.

۵- در مواردی مانند اسامی افراد که امکان یافتن معادل فارسی برای آنها وجود ندارد، باید نام انگلیسی در متن به خط فارسی و در پانویس به انگلیسی نوشته شود. به عنوان مثال ذکر اسامی خاص در صورت لزوم این‌گونه بیان می‌شود: بزدک^۵.

۳- بحث و بررسی نتایج

در این بخش، نکات مهم در تحقیق انجام شده به‌طور خلاصه مرور و نتایج برگرفته از آن تشریح می‌شود. بخش نتیجه می‌تواند به کاربردهای تحقیق انجام شده اشاره کند، نکات مبهم و قابل تحقیق جدید را مطرح کند و یا پیشنهادهایی برای انجام تحقیقات آتی ارائه دهد.

۳-۱- جداول و شکل‌ها

تمامی شکل‌ها شامل تصویرها، نمودارها و منحنی‌ها و همچنین جداول‌ها باید با کیفیت مناسب تهیه شوند، به‌گونه‌ای که کپی تهیه شده از آنها از وضوح کافی برخوردار باشد.

۳- هر معادله به یک جمله‌ی معرفی‌کننده قبل از معادله نیاز دارد که به «:» ختم شود. به عنوان مثال، معادله زیر تابع هدف را بیان می‌کند:

۴- دقت شود که به منظور حفظ منطق محاسبات ریاضی، برخلاف شکل‌ها، به شماره‌ی فرمول قبل از محل قرارگیری آن در متن، اشاره نشده باشد.

۵- محاسبات ریاضی می‌بایست با یک توضیح بیانی با اشاره به شماره‌ی معادلات یا قضایا همراه باشد.

۶- تمامی معادلات و نامعادلات که در خطوط جداگانه نگاشته شده‌اند، اگرچه از شماره‌ی آنها در داخل متن گزارش استفاده نشود، باید داخل جدول ارائه و دارای شماره‌ی معادله باشند. این کار به منظور سهولت مرجع‌دهی داوران لازم است.

۷- از به‌کارگیری علامت تساوی (=) بیش از یک‌بار در یک خط از معادله خودداری شود.

۸- در مواردی که فرمول در بیش از یک خط نوشته می‌شود، لازم است شماره‌ی فرمول در مقابل آخرین خط نوشته شود.

۹- فاصله بین فرمول‌ها و نیز فاصله یک فرمول از سطر بالا و پایین متن، بسته به نوع فرمول به صورت مناسب انتخاب شود، به‌صورتی که خطوط، متراکم و یا با فاصله زیاد به نظر نرسند.

۲-۴- توضیحات در پانویس

توضیحات اضافه در ارتباط با یک عبارت یا واژه در صورت لزوم را می‌توان به صورت پانویس در همان صفحه آورد. رعایت موارد زیر در ارتباط با پانویس عبارات، الزامی است:

۱- از پانویسی در عناوین بخش‌ها و زیربخش‌ها خودداری شود و پانویسی در اولین کاربرد واژه‌ی مربوطه در متن انجام گیرد.

۲- به استثنای عبارات مخفف، لغات انگلیسی تنها در پانویس آورده شود و از به‌کارگیری آنها در متن

⁴- Fuzzy C-Means Clustering

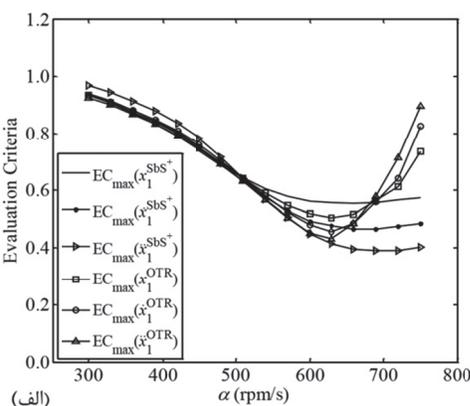
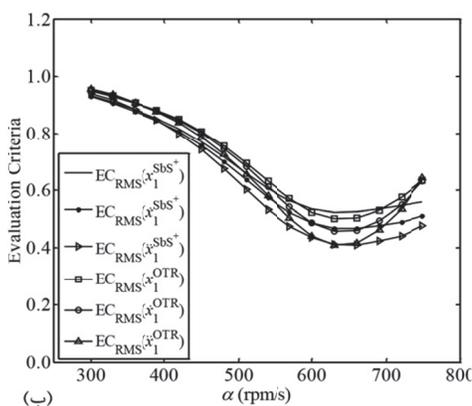
⁵- Bezdek

ناقص و بدون فعل باشد و توضیحات اضافی در ارتباط با شکل در متن آورده شود.

۶- در متن ویژگی‌های تمامی شکل‌ها، تمامی متغیرها و نمادهای موجود در آنها توضیح مبسوط داده شود.

۷- شکل‌هایی که متشکل از چند قسمت هستند با زیرعنوان (الف) و (ب) در پایین شکل مشخص شوند و در عنوان زیر شکل، توضیحی برای هریک از آنها با ذکر زیرعنوان مربوطه آورده شود.

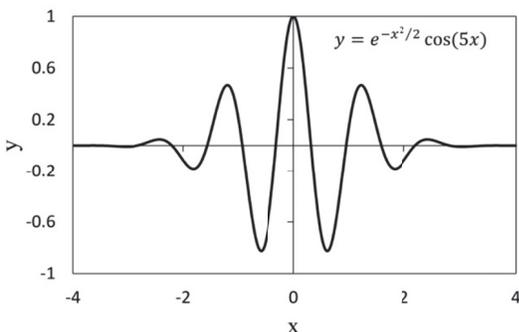
۸- شکل‌هایی که دارای یک عنوان هستند، با استفاده از نرم‌افزار فوتوشاپ در یک صفحه قرار داده شوند. به‌عنوان نمونه، به شکل ۳ توجه شود.



شکل ۳- معیارهای ارزیابی پاسخ سیستم اصلی بر حسب α با بهره‌گیری از روش‌های تنظیم Sbs^{\pm} و OTR. (الف) EC_{max} و (ب) EC_{RMS} .

۱۱- در جدول و شکل‌ها باید واحد پارامترها و مقیاس‌ها ذکر گردد.

۱۲- نمودارها حتماً با فرمت تصویر در متن قرار داده شوند (شکل ۴).



شکل ۴- تابع حقیقی موجک مورلت [۱].

علاوه‌بر نکات ذکر شده رعایت موارد زیر نیز در

ارتباط با شکل‌ها و جدول‌ها الزامی است:

۱- عنوان جدول‌ها در بالا و عنوان شکل‌ها در زیر آنها ذکر می‌گردد.

۲- ذکر مرجع در انتهای عنوان شکل‌ها و جدول‌هایی که از مرجع دیگری اقتباس شده‌اند، الزامی است.

۳- گذاشتن نقطه در انتهای عنوان شکل‌ها و جدول‌ها ضروری است.

۴- لازم است قبل از شکل‌ها و جدول‌ها در متن اصلی، با ذکر شماره‌ی شکل یا جدول به آنها اشاره شده باشد.

۵- عنوان شکل کمتر از یک خط، به‌صورت جمله‌ی

۸- در رسم شکل‌هایی با دو یا چند نمودار رنگی، به‌منظور وضوح چاپ سیاه و سفید، از گونه‌های مختلف خط پر، خط نقطه و خط چین استفاده شود. زمینه‌ی تمامی تصاویر روشن و حروف نوشته شده در آنها با رنگ مشکی باشند.

۹- تمامی شکل‌ها دارای کیفیت قابل قبول باشند و حداقل با رزولوشن ۳۰۰ نقطه در اینچ تهیه شوند.

۱۰- اندازه و ابعاد شکل‌ها باید به‌گونه‌ای باشد که هم با متن همخوانی داشته باشد، هم اینکه اعداد و پارامترهای درون آن با وضوح کامل مشخص باشد.

و محدودیت‌های هر یک از روش‌های بحث شده در طول تحقیق می باشد. خاطرنشان می‌شود بخش نتیجه‌گیری نباید تکرار مقدمه باشد. در مقاله حاضر، سعی بر آن بود تا با ارائه یک نمونه عملی، مشخصات مقاله آماده به چاپ برای مجله پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی بیان شود. امید است با موارد ذکر شده، امکان ارائه نشریه‌ای پربارتر به مخاطبین دانشمند این مجله فراهم شود.

قدردانی

(در صورت لزوم)

۱۳- در تنظیم جدول اگر عبارات به صورت فارسی می باشد باید از راست به چپ تنظیم شود (نمونه جدول ۱).
برای ارجاع به جداول و شکل‌ها نباید از پرانتز استفاده شود. مثلاً «جدول (۱)» نادرست و «جدول ۱» درست است.

۴- نتیجه‌گیری

این بخش شامل بررسی نتایج مهم، اهمیت نسبی مباحث و همچنین در صورت لزوم مقایسه‌ای از ویژگی‌ها

مراجع

در انتهای مقاله، فهرست کاملی از کتب، مقالات، سایت‌ها و نرم‌افزارهایی که در فرآیند نگارش از آنها استفاده شده و به آنها ارجاع داده شده است، تنظیم می‌شود. مراجع به ترتیب ظاهر شدن در متن مقاله شماره‌گذاری گردیده و در انتهای مقاله آورده شوند. دقت شود که تمام مراجع در متن مورد ارجاع واقع شده باشند.

در مورد مراجع موارد زیر حتما رعایت شود:

۱- در متن، اعداد داخل [] به فارسی نوشته شود.

۲- در انتهای مقاله و در بخش مراجع، اعداد داخل [] برای مراجع انگلیسی، به صورت انگلیسی مورد استفاده قرار گیرد.

در متن مقاله و برای اعداد داخل [] نکات زیر رعایت شود:

۱- برای ذکر یک مرجع به صورت [۳] نوشته شود.

۲- برای ذکر دو مرجع از حرف ربط «و» استفاده شود. برای مثال، برای مراجع ۳ و ۴ به صورت [۳ و ۴] نوشته شود.

۳- برای ذکر ۳ مرجع متوالی و بیشتر از خط فاصله استفاد شود. برای مثال، برای مراجع ۳، ۴، ۵ و ۶ به صورت [۳-۶] نوشته شود.

در صورتی که مراجع به صورت متوالی نبودند؛ برای مثال ۲، ۷ و ۹، به صورت [۲، ۷ و ۹] بیان شود.

۴- کلیه مراجع می‌بایست به صورت انگلیسی در انتهای مقاله آورده شود.

شیوه نگارش در منابع (فرمت APA) در نمونه‌های زیر قابل مشاهده است:

۱- نحوه ارجاع به کتاب: ارجاع به کتب و پایان‌نامه‌ها مطابق نمونه‌های زیر صورت می‌گیرد:

نام خانوادگی، حرف اول نام (مؤلفان و مترجمان). (سال انتشار به عدد). "عنوان اصلی کتاب"، شماره ویرایش، محل انتشار.

[1] Arefzade, T. (2016). "Identifying the Location of Damage in Concrete Gravity Dams Using Wavelet Analysis", MSc Thesis, Faculty of Engineering, University of Qom.

[2] Kaveh, A. (2014). "Advances in metaheuristic algorithms for optimal design of structures. Switzerland", Springer.

۲- نحوه ارجاع به مقاله: ارجاع به مقالات مطابق نمونه‌های زیر صورت می‌گیرد:

نام خانوادگی، حرف اول نام مؤلف اول، نام خانوادگی، حرف اول نام مؤلف دوم. (سال انتشار). "عنوان مقاله"، نام کامل مجله، شماره دوره یا جلد، شماره مجله، شماره صفحات.

[3] Arefzade, T., Hoseini Vaez, S.R., Naderpour, H., & Ezzodin, A. (2016). "Identifying Location and Severity of Multiple Cracks in Reinforced Concrete Cantilever Beams Using Modal and Wavelet Analysis", *Journal of Structural and Construction Engineering*, 3(1), 72-83.

[4] Kaveh, A., Hoseini Vaez, S.R., Hosseini, P., & Fallah, N. (2016). "Detection of damage in truss structures using Simplified Dolphin Echolocation algorithm based on modal data", *Smart Structures and Systems*, 18(5), 983-1004.

۳- نحوه ارجاع به سایت‌ها (تارنماها):

نام شرکت/نام فرد. (سال انتشار). "عنوان صفحه"، آدرس اینترنتی.

[5] Frenklach, M., Bowman, T., Smith, G., Gardiner, B. (2007). "GRI Database", http://www.me.berkeley.edu/gri_mech/index.html.

۴- نحوه ارجاع به نرم‌افزارها: در این موارد ذکر نام لوح فشرده، مؤسسه تهیه‌کننده و سال پدید آمدن الزامی است.

۵- لازم به ذکر است که حروف اول کتب و مقالات انگلیسی، با حروف بزرگ (Capital) نوشته می‌شود. البته به استثنای حروف تعریف و اضافه‌ای که در آغاز عنوان نباشند.

First Author*

First Author Affiliation

e-mail: cer@qom.ac.ir

Second Author

Second Author Affiliation

e-mail:

Title (Font: Times New Roman, 14, Bold)

The abstract should include the purpose, design/methodology/approach, findings, research limitations/implications and originality/value. Abstract of the paper must be between 150-200 words (Times New Roman, 11, Italic).

Keywords: Times New Roman 10, Times New Roman 10 (*Between 4-6 words*).

* Corresponding author

Received 00 Month 0000, Revised 00 Month 0000, Accepted 00 Month 0000.

DOI: 10.22091/cer.0000.0000.0000

A. Shishegaran *

School of Civil Engineering,
Iran University of Science and
Technology.

e-mail:

aydin_shishegaran@civileng.iust.ac.ir

M.R. Mohammadkhani

School of Progress Engineering,
Iran University of Science and
Technology.

e-mail: mkhanimr57n@chmail.ir

M.A. Tavakoli

School of Civil Engineering,
Iran University of Science and
Technology.

e-mail: mintavakoli908@gmail.com

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)

One of the major challenges in dam engineering is the design of the discharge flow of the stepped spillway. The rate of energy dissipation in downstream currents is higher than that of skimming currents. To achieve this goal, the discharge and skimming slope of the spillway must be low, which makes it economically efficient and applicable. For this reason, in the design process of spillway discharge, flow is assumed to be skimming. In this study, after validation of the Flow-3D model, the discharge flow of the Siah Bishe spillway was simulated. For validation, the values of the flow-Ashle curve were evaluated, and the root means square error of 5.07 was obtained. According to the results of numerical simulation, the flow must be at least 17 m³/s for the discharge. As the flow rate increases, the flow will discharge and move into the state of transient flow, which will continue to flow with 37 cubic meters per second. Finally, for values of more than 60 cubic meters per second, the flow is definitely skimming.

Keywords: Numerical simulation, Stepped Spillway, Skimming Flow, Flow-3D.

* Corresponding author

Received 13 October 2019, Revised 25 December 2019, Accepted 20 January 2019.

DOI: 10.22091/cer.2020.4890.1176

A.R. Mazaheri

Department of Engineering
Faculty, Ayatollah Boroujerdi
University.

e-mail: A.Mazaheri@abru.ac.ir

R. Alipour*

Civil Engineering Department,
Shahrekord University, Iran.

e-mail: R.alipour@sku.ac.ir

B. Shokri Derivand

Department of engineering,
Islamic Azad University, Iran.

e-mail: shokridrk@gmail.com

Study the Monitoring and Numerical Analyses of Rockfill Dam (Case Study of Marvak Dam in Lorestan, Iran)

In this study, behavior of Marvak Rockfill Dam with clay core by 68 m height by using numerical modelling by GeoStudio software and monitoring results have been evaluated. In the first step of this study, Marvak dam have been numerically modelled by GeoStudio software and vertical stresses in the core and maximum settlement during construction have been determined. At the next step, results have been compared with monitoring results in the various parts of the dam. Comparison of the numerical and monitoring results depicted that at the elevation 1590 m, 31 m lower than crest, maximum settlement in the instrument INC 10 in which located 4 m upstream of dam body is 810 mm and numerical results is equal to 800 mm. Maximum settlement in long term and arching occur in the middle of the dam approximately. The value of arching ratio is between 0.73-1 which indicate that Marvak Dam is in stable condition.

Keywords: Marvak rockfill dam, Monitoring instrument, Settlement, Total stress, Arching, GeoStudio.

* Corresponding author

Received 11 February 2020, Revised 12 June 2020, Accepted 16 June 2020.

DOI: 10.22091/cer.2020.5223.1194

B. Mehdipour

Department of Civil
Engineering, Najafabad
Branch, Islamic Azad
University, Najafabad, Iran.

e-mail: zipaton@yahoo.com

B. Nadi*

Department of Civil
Engineering, Najafabad
Branch, Islamic Azad
University, Najafabad, Iran.

e-mail: nadi@pci.iaun.ac.ir

H. Hashemalhosseini

Civil Engineering Group,
Isfahan university of
technology, Isfahan, Iran.

e-mail: hamidh@cc.iut.ac.ir

M. Mirmohammadsaegh

Departeman of water and
natural Environment, Isfahan
Higher Education and
Research Institute (IHEARI);
Mimistry of Energy, Isfahan,
Iran.

e-mail: Msadeghi84@yahoo.com

Investigating the Effect of Geocell Changes on Slope Stability in Unsaturated Soil

The purpose of this research is to investigate the performance and efficiency of reinforced slope in the stability of geocell layers in unsaturated soil conditions. Slope reinforced with geocell, due to the fact that the geocell has a height (three-dimensional), acts as a beam in the soil, and because of its flexural properties, it has a moment of inertia as well as bending strength, which reduces the displacement and increases the coefficient reliability of the slope.

Considering unsaturated conditions of soil contributes a lot to make results close to reality. One of the well-known models among elastoplastic models for modeling unsaturated soils is Barcelona's basic model, which has been added to the FLAC2D software by codification. Changes in thickness, length, and number of geocell layers are remarkably effective on slope stability. The results show that the geocell's reinforcing efficiency depends on the number of layers and the depth of its placement. As the depth of the geocell's first layer increases, the lateral and vertical side elevation of the upper part of the slope increases with respect to the elevation. Load capacity increases with increasing geocell length. By increasing the length of the geocell layer, the joint strength, the tensile strength of the mobilized, and the bending moment are increased. Also, by increasing the thickness of the geocell, the amount of moment of the inertia increases, and as a result, the amount of geocell reinforcement bending moment increases.

Keywords: barcelona basic model, FLAC2D, geocell, slope, unsaturated soil.

* Corresponding author

Received 19 April 2019, Revised 24 November 2019, Accepted 29 November 2019.

DOI: 10.22091/cer.2019.4270.1147

M. Taromi*

Young Researchers and Elite
Club, South Tehran Branch,
Islamic Azad University,
Tehran, Iran.

e-mail: majid.taromi@yahoo.com

A. H. Eghbali

Department of Civil
Engineering, Islamic Azad
University Islamshahr Branch,
Tehran, Iran.

e-mail: eghbali@iiu.ac.ir

N. Hadiani

Department of Civil
Engineering, Islamic Azad
University Islamshahr Branch,
Tehran, Iran.

e-mail: na.hadiani@gmail.com

3D Modeling of Stability and Deformation of Reinforced and Unreinforced Face in the Shallow Tunnel

Utilizing of fiberglass nail in the face of tunnel is one of the economical and effective pre-support methods for increasing stability and control of settlement in weak grounds and tunnels with extended level and increase of ground mechanical strength. In this study, by taking advantage of 3D modeling of fiberglass nail which is effective in reduction of deformation, settlement, the direct modeling of nail in the 3D finite element and material with equivalent section. This study has covered effects of nail density, the overburden to depth of tunnel ratio. The method of strength reduction for analyzing the safety factor of tunnel has been considered. The result of 3D numerical analysis with limit equilibrium methods (LEM) for determining safety factor has been compared. The comparison of LEM and finite element method revealed that using of nail fiberglass and increases the range of safety factor between 5% to 75% and 1.25 to 2 in terms of overburden to diameter ratio. This increase of nail is dependent on density and overburden. While, with increase to advance length, the amount of vertical displacement would rise in both method, although these measures have no effects in horizontal displacement. In addition to that, using of nail in the tunnel face has caused the amount of vertical displacement between 20 to 35 percent and in the horizontal displacement between 50 to 60 percent of decrease has happened.

Keywords: Safety factor, Deformation, LEM, Fiberglass nail, 3D modeling.

* Corresponding author

Received 05 November 2019, Revised 04 February 2020, Accepted 08 February 2020.

DOI: 10.22091/cer.2020.4950.1182

A. Hamidi*

Faculty of Engineering,
Kharazmi University.

e-mail: hamidi@khu.ac.ir

S. Abdoos

Faculty of Engineering,
Kharazmi University.

e-mail: saeid.abdoos@gmail.com

Application of Lime and Portland Cement for Improvement of Clay Contaminated with Anthracene and Glycerol

Due to the limited soil resources and population increase, the use of contaminated or problematic soils is inevitable. There are different methods to improve the geotechnical properties of clay soils. One of the ways is to stabilize the soil with stabilizers such as Portland cement and lime. Investigation of the combined effect of organic pollutants under the influence of stabilizers (Portland cement (I) and lime) on Kaolinite clay using modified Proctor and CBR experiments constitutes the present research framework. The maximum unit weight decreased with increase in Anthracene content while its variations were strongly dependent to the Glycerol content. The maximum of dry unit weight and minimum of optimum water content occurred at a glycerol content of 6%. Based on tests results, it was found that the increase in strength of clean Kaolinite using 6% of Portland cement is equivalent to that of 30% lime. It was also found that the contaminants decrease the strength of kaolinite; however, both stabilizers increase it. The effect of Portland cement on the strength of the specimens contaminated with Anthracene was better than that of lime and the effect of Portland cement and lime on the improvement of samples contaminated with Glycerol was considerable.

Keywords: Kaolinite, Anthracene, Glycerol, Stabilization, Lime and Portland cement.

* Corresponding author

Received 30 March 2020, Revised 07 May 2020, Accepted 07 June 2020.

DOI: 10.22091/cer.2020.5374.1198

M. R. Pirmohammadi

Department of Civil,
Architecture and Arts, Islamic
Azad University, Science and
Research Branch, Tehran, Iran.

e-mail: mr.ce62@gmail.com

S. Rezaei*

Civil Engineering and
Management, Civil
Engineering, Pooyesh Institute
of Higher Education, Qom,
Iran.

e-mail: rezaei@pooyesh.ac.ir

P. Hayati

Department of Road &
Transportation, Faculty of
Civil, Architecture and Arts,
Islamic Azad University,
Science and Research Branch,
Tehran, Iran.

e-mail: p.hayati@srbiau.ac.ir

Suitable Bitumen Zoning Based on Performance Grade in Hamadan Province

Due to the importance of maintenance and repair costs, the quality of the asphalt quality is of particular importance. Bitumen is one of the most important components of asphalt mixing. It is essential to select the appropriate type according to the weather and traffic conditions of each area in order to increase the quality and durability of the asphalt. A study based on the Sharp method in the bitumen classification on a different level of confidence can provide optimal results with the combination of technical and economic conditions. In this research, using the statistics of the meteorological stations of Hamedan province, the performance index is PGXXYY at four levels of confidence of 50, 84, 98, and 99.9 percent, and considering the traffic conditions in the main roads of the province. Based on the results of the research, at lower levels of confidence, more low-grade bitumen will be more covered, and with increasing confidence, the role of the bitumen will be higher in the higher category and at a certain level of certainty the applied traffic conditions of the category of functional bitumen used in increasing zoning. Based on this research, it is necessary to zone the functional index of bitumen at the country level in terms of weather conditions and traffic at different levels of confidence level in order to determine and select according to the technical and economic principles of bitumen consumption.

Keywords: Bitumen, functional index, pavement, Sharp method, confidence level.

* Corresponding author

Received 27 July 2019, Revised 09 November 2019, Accepted 17 December 2019.

DOI: 10.22091/cei.2019.4664.1161

A.R. Ghanizadeh *

Department of Civil
Engineering, Sirjan University
of Technology, Sirjan.

e-mail: ghanizadeh@sirjantech.ac.ir

N. Heidarabadizadeh

Advanced Bitumen and
Asphalt Mixes Laboratory,
Sirjan University of
Technology, Sirjan.

e-mail: n.heidarabadi1992@gmail.com

S. Dadkani

Department of Civil
Engineering, Sirjan University
of Technology, Sirjan.

e-mail: saeeddadkani@gmail.com

Modeling of Resilient Modulus of Korta Reinforced Asphalt Mixtures Using Response Surface Methodology (RSM)

In this paper, two models have been developed to predict the resilient modulus of asphalt mixtures reinforced with Korta fiber subjected to square and haversine waveform, based on the response surface methodology. To this end, the asphalt mix samples were fabricated with three different percentages of bitumen and four different percentages of Korta fiber and then the resilient modulus was measured at five temperatures, five loading frequencies and two loading waveforms (squared and haversine), using UTM 30 apparatus. In this study, temperature, loading time, bitumen percentage and fiber percentage were considered as inputs variables and the resilient modulus under haversine and square loading waveforms was considered as output variable. The results of this study show that the response surface methodology is able to predict the resilient modulus of fiber reinforced asphalt samples with high accuracy, so that the regression coefficient of the developed equations for the haversine and square loading waveforms is 0.9795 and 0.9777, respectively. Also, the results of sensitivity analysis show that increasing fiber percentage to a certain amount increases the resilience modulus and increasing the fiber content to more than this percentage, decreases the resilient modulus. This study also shows that the optimum percentage of Korta fiber depends on the bitumen content in the asphalt mix. So that in asphalt mixtures with higher bitumen percentages, the optimum fiber percentage was less (about 1 kg/ton) and in mixtures with lower bitumen percentage, the optimum fiber percentage was higher (about 1.5 kg/ton).

Keywords: Resilient Modulus, Korta Fiber, Response Surface Methodology, Loading Waveform, Asphalt Mixes.

* Corresponding author

Received 25 January 2020, Revised 16 April 2020, Accepted 22 April 2020.

DOI: 10.22091/cer.2020.2289.1192

R. Mohajeri Borje Ghaleh *

Department of Civil & amp;
Construction Engineering,
Islamic Azad University,
Central Tehran Branch, Tehran,
Iran.

e-mail: rmohajer2012@gmail.com

T. Pourrostam

Department of Civil & amp;
Construction Engineering,
Islamic Azad University,
Central Tehran Branch, Tehran,
Iran.

e-mail: t.pourrostam@iauctb.ac.ir

N. Mansour Sharifloo

Department of Mechanic &
Energy, Islamic Azad
University, Central Tehran
Branch, Tehran, Iran.

e-mail: naser.sharifloo@gmail.com

J. Majrouhi Sardroud

Department of Civil &
Construction Engineering,
Islamic Azad University,
Central Tehran Branch, Tehran,
Iran.

e-mail: j.majrouhi@iauctb.ac.ir

E. Safa

Department of Road and
Transportation, Islamic Azad
University, South Tehran
Branch, Tehran, Iran.

e-mail: ebr36.safa@gmail.com

Reviewing Causes of Delay From the Risk Management Perspective in Execution Stage in Road Construction Projects (Case Study: Garmsar-Simin Dasht Road)

Delay in construction projects is one of the most common problems. That will increase contract costs, increase construction time over estimated, increase project current costs and time lost due to lack of timely operation. Considering the importance of delay and time-increasing factors more than predicted, it is necessary to investigate and analyze its factors. In this paper, the identification, qualitative and quantitative prioritization of execution stage delays in road construction projects from the risk management perspective in the Garmsar-Simindasht road have been studied and evaluated. Identification of risks by structured interview technique, qualitative risk prioritization by expert opinion survey, and quantitative risk prioritization by analytical hierarchy process technique. Its outputs are qualitative delayed risk prioritization with cause and effect (Ishikawa) charts and quantitative risk ratings with Expert choice software. According to quantitative ranking, financial and credit problems, lands' appropriation, management problems, technical problems and natural disasters have the highest risk among the main criteria. Among the sub criteria of the risk, incomplete allocation, land price, gardens, incomplete feasibility studies, incorrect timing schedule, provincial credits, no money deposit, residential areas, commercial areas, agreement with the natural resources, agreement with the environment, flood, low initial estimate, national credits, industrial areas, unfavorable weather conditions, ground operations, asphalt problems, accident insurance have priority. Finally, Critical criteria analysis performed and solutions have been proposed to reduce or eliminate the effect of these delays in road construction projects.

Keywords: Analytical Hierarchy Process, Delay, Risk Assessment, Road Construction Projects.

* Corresponding author

Received 29 February 2020, Revised 18 April 2020, Accepted 13 May 2020.

DOI: 10.22091/cer.2020.5274.1196

B. Gilak

Civil Engineering Department,
University of Qom, Qom, Iran

e-mail: gilak.boshra@yahoo.com

M. Sharifi*

Civil Engineering Department,
University of Qom, Qom, Iran

e-mail: m.sharifi@qom.ac.ir

A. Mobinipour

Civil Engineering Department,
University of Qom, Qom, Iran

e-mail: mobinipour@qom.ac.ir

New Method for Simulation the Flexural Behavior of Fiber Reinforced Concretes With Combining the Finite Element and Section Moment Curvature

Fiber reinforced concrete in tension is categorized based on tension softening behavior. Wide researchers have been studied this behavior and presented many tension softening models. With regard to the difficulties in direct tension test, tension softening diagram will be obtained a base on reverse analysis of flexural or split wedge test. The result of the inverse analysis method is mainly affected by applied assumptions. In this research, a new method which combines the finite element and section moment-curvature relations is presented. This method is called FE-SMC. In this study, the three-point bending test has been simulated by this method. In each step of loading, the nonlinearity of cracked section properties have been calculated with moment-curvature relationships and the parameters have been updated in FE. The arc length method has been used for iterations solution. Finally, this method is validated with some experimental test results. The results show that FE-SMC method show desirable result for low-fiber content with descending tension softening diagram. Also using this method in some experimental results with constant tension softening or hardening behavior, do not meet required fitting criteria and show deficiency in applied assumption and need to modifications.

Keywords: Fiber Reinforced Concrete, Tension Softening, Three-point/Four-point bending Test, Finite Element Method, sectional moment-curvature analyze

* Corresponding author

Received 28 June 2019, Revised 18 December 2019, Accepted 18 December 2019.

DOI: 10.22091/cer.2019.3907.1137

B. Haseli*

Researcher Shahid Rajaie
Technical Group.

e-mail: std_haseli@khu.ac.ir

O. Kheiri

Researcher Shahid Rajaie
Technical Group.

e-mail: o.kheiri@gmail.com

Seismic Damage Detection in Reinforced Concrete Piers of Kordestan- Mullasadra Bridges (Numerical Study) Using RID Functions and Tensor Method

The purpose of this study is to identify the most vulnerable pier in a real bridge sample using the tensor method. Therefore, after modeling the Kordestan-Mullasadra Bridge as one of the most vital arteries of transportation system in Tehran in OpenSees software, the signals recorded by displacement sensor at the control points of the bridge, before and after the earthquake event were subjected to the action of a sine wave load of 5π angular frequency, using RID functions in Matlab software were processed. Then, the 2d matrix of time-frequency and 3d plan of time-amplitude-frequency have been studied for all piers of the bridge. By calculating the difference of time- frequency matrix before and after damage and normalizing the responses, the most vulnerable pier is identified. In order to ensure the accuracy of the output results, by creating the damage pattern at the pier1 of FHW04 bridge, the damaged pier is detected by acceptive accuracy according to the method used in this study. The results of this study indicate that the most vulnerable pier of Kordestan-Mullasadra Bridge is based on signals recorded by the displacement sensor, the pier number 8 with the failure index 1. Respectively the pier number 7 with the 0.548 failure index, the pier number 2 with the 0.433 failure index and the pier number 6 with the 0.255 failure index are ranked next to the most vulnerable middle pier of Kordestan-Mullasadra street bridge.

Keywords: Seismic damage, Kordestan-Mullasadra Bridge, Reduced Interference Distribution Functions, Displacement Sensor, Tensor Method.

* Corresponding author

Received 09 June 2019, Revised 01 November 2019, Accepted 02 November 2019.

DOI: 10.22091/cer.2019.4500.1156

M. Nikouei Mahani

Department of Civil
Engineering, Research
Institute for Natural Disasters,
Shakhes pajouh, Esfahan, Iran.

e-mail: civilman1390@gmail.com

A. Mahmoudzade*

Department of Civil
Engineering, Research
Institute for Natural Disasters,
Shakhes pajouh, Esfahan, Iran.

e-mail: Amiramj1@yahoo.com

M. Emamgholi Babadi

Department of Civil
Engineering, Research
Institute for Natural Disasters,
Shakhes pajouh, Esfahan, Iran.

e-mail: Civilman2007@gmail.com

Expression an Effective Method in Generation of Random Samples to Calculate the Failure Probability of Structures With MC Method

Reliability theory is a part of the general theory of probability that earned a special place in engineering science over recent decades. This theory has a logical framework. It provides the actual safety assessment possibility of a system by analyzing the uncertainties using mathematical methods. These uncertainties are caused by the statistical nature of engineering problems. Reliability is a scale that can measure the probability of failure or safety of a system. So far, various methods have been proposed to estimate the probability of failure of a phenomenon. MCS is one of the most important and most widely used approaches in this field. Many steps will be removed by providing a simple and effective method. The data generated in this method is based on the histogram. SGH, there is no need to curve fitting test. This method is very useful in case data on the studied phenomenon be available in sufficient number, and continuous histograms could be created. The general performance of SGH is passing the histogram of uniform data scattered in three-dimensional space and select samples in the diagram area. As well as, it provided three practical examples. The first one is estimating the failure probability of a concrete beam under moment load with four random variables. The second example expressed failure probability of a steel beam, and the third one is about sliding and overturning failure of SHAFAROUND concrete gravity dam. Results were compared with the usual method of sample generation and indicated the effectiveness and accuracy of the responses of the proposed method.

Keywords: Sample generation; Reliability; Histogram; Monte Carlo; Probability of failure.

* Corresponding author

Received 08 September 2019, Revised 04 November 2019, Accepted 09 November 2019.

DOI: 10.22091/cer.2019.4781.1171

N. Karami

Department of Civil
Engineering, Faculty of
Engineering, University of
Qom.

e-mail: n.karami@stu.qom.ac.ir

A. Nooralizadeh

Department of Civil
Engineering, Faculty of
Engineering, University of
Qom.

e-mail: a.nooralizadeh@stu.qom.ac.ir

M.K. Bahrani*

Department of Civil
Engineering, Faculty of
Engineering, University of
Qom.

e-mail: mkbahrani@ut.ac.ir

Seismic Behavior Evaluation of Performance and Damage Index in Bridge Pier Concrete Bent With Seismic Detail Defection

Bridges are considered as important structures in the essential arteries of life. In recent earthquakes, the necessity to retrofit the structure of bridges has become apparent as an undeniable truth. In Iran and in recent decades, the engineering community has been trying to adapt itself to the regulations of the world. In the 1990s and early 2000s in Iran, the behavior of bridges has been considered under gravity loads more than their seismic behavior. Most of the bridges being used, lacked the appropriate standard administrations for preserving the earthquake functions. To this end, the current study has focused on the evaluation of concrete frames 'behavior of highways' common bridges in Iran. Accordingly, two types of concrete frames with the existing details according to the average of several bridges having different pier numbers under the lateral loading, have been investigated. Moreover, the knee and mid joints' behavior have been compared step by step. The performance evaluation of these bents illustrated the need for seismic improvement for desirable Failure mode, and the process of damages and performance levels of components had shown an unsuitable failure mechanism. Also, the quantitative values of indices of damage have been studied separately, which can be used in future studies.

Keywords: seismic behavior, cyclic loading, performance level, damage level, knee joint

* Corresponding author

Received 13 August 2019, Revised 05 October 2019, Accepted 07 October 2019.

DOI: 10.22091/cer.2019.4721.1165

Contents:

Seismic Behavior Evaluation of Performance and Damage Index in Bridge Pier Concrete Bent With Seismic Detail Defection

Najmeh Karami, Amin Nooralizadeh and mohammad kazem Bahrani

Expression an Effective Method in Generation of Random Samples to Calculate the Failure Probability of Structures With MC Method

Mehdi Nikouei Mahani, Amir Mahmoudzade and Manuchehr Emamgholi Babadi

Seismic Damage Detection in Reinforced Concrete Piers of Kordestan- Mullasadra Bridges (Numerical Study) Using RID Functions and Tensor Method

behzad Haseli and omid Kheiri

New Method for Simulation the Flexural Behavior of Fiber Reinforced Concretes With Combining the Finite Element and Section Moment Curvature

Boshra Gilak, Mahdi Sharifi and Ahmad Mobinipour

Reviewing Causes of Delay From the Risk Management Perspective in Execution Stage in Road Construction Projects (Case Study: Garmsar-Simin Dasht Road)

Reza Mohajeri Borje Ghaleh, Towhid Pourroostam, Naser Mansour Sharifloo, Javad Majrouhi Sardroud and Ebrahim Safa

Modeling of Resilient Modulus of Korta Reinforced Asphalt Mixtures Using Response Surface Methodology (RSM)

Ali Reza Ghanizadeh, Nasrin Heidarabadizadeh and Saeed Dadkani

Suitable Bitumen Zoning Based on Performance Grade in Hamadan Province

Mohammadreza Pirmohammadi, Sajad Rezaei, and Parham Hayati

Application of Lime and Portland Cement for Improvement of Clay Contaminated with Anthracene and Glycerol

Amir Hamidi and Saeid Abdoos

3D Modeling of Stability and Deformation of Reinforced and Unreinforced Face in the Shallow Tunnel

Majid Taromi, Amir Hossein Eghbali and Navid Hadiani

Investigating the Effect of Geocell Changes on Slope Stability in Unsaturated Soil

behnam Mehdipour, Bahram Nadi, Hamid Hashemalhosseini and Masoud Mirmohammadsaegh

Study the Monitoring and numerical analyses of rockfill dam; Case study of Marvak dam in Lorestan, Iran

Ahmadreza Mazaheri, Rasoul Alipour and Behzad Shokri derivand

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)

A. Shishegaran, M.R. Mohammadkhani and M.A. Tavakoli



University of Qom

Civil Infrastructure Researches

Vol. 5, Issue. 2
Winter 2020

License Holder:

University of Qom

General Director:

Dr. Ali Mohammad Rajabi, Assistant Professor,
Engineering Geology Department, University of
Tehran

Editor in Chief:

Dr. Ali Ghanbari, Professor, Department of Civil
Engineering, University of Kharazmi

Associate Editor:

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: 2476-406x
Online ISSN: 2476-4051

Editorial Board:

Morteza Eskandari-Ghadi, Professor,
Department of Civil Engineering, Tehran
University

Seyed Rohollah Hoseini Vaez, Associate
Professor, Department of Civil Engineering,
University of Qom

Mashallah Khamechyan, Professor, Department
of Engineering Geology, Tarbiat Modares
University

Mahdi Khodaparast, Associate Professor,
Department of Civil Engineering, University of
Qom

Taher Rajaei, Associate Professor, Department of
Civil Engineering, University of Qom

Ali Ghanbari, Professor, Department of Civil
Engineering, University of Kharazmi

Vahid Nourani, Professor, Department of Civil
Engineering, University of Tabriz

International Editorial Board:

Janusz Wasowski, Professor, National Research
Council, Roma, Italy

Hakim S. Abdelgader, Professor, Department of
Civil Engineering, Faculty of Engineering,
University of Tripoli, Tripoli, Libyan Arab
Jamahiriya



Mailing Address: Civil Infrastructure Researches

Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, University of Qom, Qom, Iran

Postal Code: 3716146611

Tel: +98-25-32103590 **Fax:** +98-25-32854228

Website: <http://cer.qom.ac.ir/>

Email: cer@qom.ac.ir



University Of Qom

Journal of

Civil Infrastructure Researches

Volume 5, Issue 2, Winter 2020

- 01-13 Seismic Behavior Evaluation of Performance and Damage Index in Bridge Pier Concrete Bent With Seismic Detail Defection
Najmeh Karami, Amin Nooralizadeh and mohammad kazem Bahrani
- 15-29 Expression an Effective Method in Generation of Random Samples to Calculate the Failure Probability of Structures With MC Method
Mehdi Nikouei Mahani, Amir Mahmoudzade and Manuchehr Emamgholi Babadi
- 31-49 Seismic Damage Detection in Reinforced Concrete Piers of Kordestan- Mullasadra Bridges (Numerical Study) Using RID Functions and Tensor Method
Behzad Haseli and Omid Kheiri
- 51-67 New Method for Simulation the Flexural Behavior of Fiber Reinforced Concretes With Combining the Finite Element and Section Moment Curvature
Boshra Gilak, Mahdi Sharifi and Ahmad Mobinipour
- 69-82 Reviewing Causes of Delay From the Risk Management Perspective in Execution Stage in Road Construction Projects (Case Study: Garmsar-Simin Dasht Road)
Reza Mohajeri Borje Ghaleh, Towhid Pourrostam, Naser Mansour Sharifloo, Javad Majrouhi Sardroud and Ebrahim Safa
- 83-98 Modeling of Resilient Modulus of Korta Reinforced Asphalt Mixtures Using Response Surface Methodology (RSM)
Ali Reza Ghanizadeh, Nasrin Heidarabadizadeh and Saeed Dadkani
- 99-109 Suitable Bitumen Zoning Based on Performance Grade in Hamadan Province
Mohammadreza Pirmohammadi, Sajad Rezaei, and Parham Hayati
- 111-122 Application of Lime and Portland Cement for Improvement of Clay Contaminated with Anthracene and Glycerol
Amir Hamidi and Saeid Abdoos
- 123-136 3D Modeling of Stability and Deformation of Reinforced and Unreinforced Face in the Shallow Tunnel
Majid Taromi, Amir Hossein Eghbali and Navid Hadiani
- 137-151 Investigating the Effect of Geocell Changes on Slope Stability in Unsaturated Soil
Behnam Mehdipour, Bahram Nadi, Hamid Hashemalhosseini and Masoud Mirmohammadsaegh
- 153-164 Study the Monitoring and numerical analyses of rockfill dam; Case study of Marvak dam in Lorestan, Iran
Ahmadreza Mazaheri, Rasoul Alipour and Behzad Shokri Derivand
- 165-177 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)
A. Shishegaran, M.R. Mohammadkhani and M.A. Tavakoli

ISSN: 2476-406X

Journal website : <http://cer.qom.ac.ir>