

# پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی

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

۰۱-۱۹	مطالعه آزمایشگاهی بهبود رفتار خمشی تیرهای بتن مسلح بازیافته با استفاده از الیاف مجذا و هیبریدی فولادی و کورتا عباس اسکندری، فریدون امیدی نسب و احمد دالوند
۲۱-۳۱	رفتار دینامیکی غیرخطی قابهای خمشی و دوگانه فولادی سه‌بعدی تحت اثر برخورد وسیله نقلیه فاطمه صفری هنر، اسماعیل محمدی دهچشم، وحید بروجردیان و مهران ترابی
۳۳-۴۹	ارتقای پایداری و کاهش آسیب در موج‌شکن‌های توده سنگی با بهکارگیری مواد در جلوی سازه محمد تقی اعلمی، رامین وفایی‌پور سرخابی، علیرضا ناصری و علیرضا مجتبی
۵۱-۶۰	اثر پی-دلتا در زلزله‌های با مدت تداوم طولانی و کوتاه بر روی تغییرمکان پسماند و ظرفیت فروریزش سازه‌های یک درجه آزادی محمدحسین حاجی محمدی، حمزه روی و رضا ذوزواره رسانی
۶۱-۷۵	تأثیر افزودنی پلی‌اتیلن با چگالی بالا بر پارامترهای طرح اختلاط مخلوطهای آسفالتی سجاد عبدالهی، غلامحسین حامدی، بابک گلچین و رامین مشک‌آبادی
۷۷-۹۱	تعیین درصد الیاف فولادی بهینه از نظر خواص مکانیکی در بتن‌های معمولی و خودتراکم دارای الیاف فولادی ایرج رحمانی، احمد ملکی و محمدعلی لطف‌اللهی یقین
۹۳-۱۰۵	نهودارهای طراحی برای تخمین پاسخ ساختمان بتنی مجاور گود عمیق پایدار شده به روش میخ‌کوبی علی قربانی و سید علیرضا موسوی معلم
۱۰۷-۱۲۸	ارزیابی لرزه‌ای مبتنی بر سطوح عملکردی قابهای خمشی فولادی بهینه‌سازی شده با الگوریتم فراکاوشی رضا اسدیان، کیارش ناصرسادی و مهدی اقبالی
۱۲۹-۱۴۳	چالش‌های پیاده‌سازی دفتر مدیریت پروژه در شرکت‌ها و پروژه‌های صنایع نفت و گاز (مطالعه موردي: شرکت مهندسی و توسعه نفت)
۱۴۵-۱۵۶	علی قربانی ارزیابی روش آینینامه ASCE7 برای تعیین جابه‌جایی بیشینه سازه با جدایکرها آونگی اصطکاکی تحت زلزله‌های حوزه نزدیک
۱۵۷-۱۶۸	محمدجواد حمیدیا، فاطمه توزنده‌جانی و عباس مهدویان مدل‌سازی عددی بهسازی خاک‌های نرم با استونهای سنگی تحت عبور قطار پرسرعت مهندسی کاظم زاده، امیرعلی زاده و مریم یزدی
۱۶۹-۱۸۳	بیشینه میزان انرژی مصرفی در ساختمان‌های با زیرساخت آموخته موجود با استفاده از شبکه عصبی مصنوعی و اثرات آن بر کاهش دی‌اکسیدکربن (مطالعه موردي مدارس مشهد) مسعود شفیعی، محمد کاظم شربتدار و امید رضایی فر





# پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی

مجله علمی

## هیأت تحریریه

- دکتر مرتضی اسکندری قادر استاد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه تهران  
دکتر سید روح الله حسینی واعظ دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه قم  
دکتر ماشاء الله خامه چیان استاد، گروه زمین شناسی مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس  
دکتر مهدی خدابرست دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه قم  
دکتر طاهر رجایی استاد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه تهران  
دکتر علی محمد رجبی دانشیار، گروه زمین شناسی مهندسی، دانشگاه تهران  
دکتر علی قنبری استاد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه خوارزمی  
دکتر وجد نورانی استاد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

## هیأت تحریریه بین‌المللی

### Janusz Wasowski

Professor, National Research Council, Roma, Italy

### Hakim S. Abdelgader

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

سال هفتم، شماره دوم  
پاییز و زمستان ۱۴۰۰

صاحب امتیاز  
دانشگاه قم

مدیر مسئول:  
دکتر علی محمد رجبی، دانشیار، گروه زمین شناسی مهندسی،  
دانشگاه تهران

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

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

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

طرح روی جلد: سید محمد حماد حسینی واعظ  
صفحه آرایی: طاهره عارف زاده  
ناظر چاپ: محمد رضا شجاعی

شاپا الکترونیکی: ۲۷۸۳-۱۴۰X



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

نماابر: ۰۲۵-۳۲۸۵۴۲۲۸

نشانی سایت: <http://cer.qom.ac.ir/>

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

قیمت: ۱۰۰۰۰ ریال



## مقالات این شماره

- ۱ مطالعه آزمایشگاهی بهبود رفتار خمشی تیرهای بتن مسلح بازیافتی با استفاده از الیاف مجЗа و هیبریدی فولادی و کورتا عباس اسکندری، فریدون امیدی نسب و احمد دالوند
- ۲۱ رفتار دینامیکی غیرخطی قابهای خمشی و دوگانه فولادی سهبعدی تحت اثر برخورد وسیله نقلیه فاطمه صفری هنر، اسماعیل محمدی ده چشم، وحید بروجردیان و مهران ترابی
- ۳۳ ارتقای پایداری و کاهش آسیب در موج شکن‌های توده سنگی با به کارگیری موائع در جلوی سازه محمدتقی اعلمی، رامین وفایی‌پور سرخایی، علیرضا ناصری و علیرضا مجتبهدی
- ۵۱ اثر پی - دلتا در زلزله‌های با مدت تداوم طولانی و کوتاه بر روی تغییرمکان پسماند و ظرفیت فروریزش سازه‌های یک درجه آزادی محمدحسین حاجی محمدی، حر خسروی و رضا دزوارة رستمی
- ۶۱ تأثیر افزودنی پلی‌اتیلن با چگالی بالا بر پارامترهای طرح اختلاط مخلوطهای آسفالتی سجاد عبدالهی، غلامحسین حامدی، بابک گلچین و رامین مشک‌آبادی
- ۷۷ تعیین درصد الیاف فولادی بهینه از نظر خواص مکانیکی در بتن‌های معمولی و خودتراکم دارای الیاف فولادی ایرج رحمنی، احمد ملکی و محمدعلی لطف‌اللهی یقین
- ۹۳ نمودارهای طراحی برای تخمین پاسخ ساختمان بتنی مجاور گود عمیق پایدار شده به روش میخ‌کوبی علی قنبری و سید علیرضا موسوی معلم
- ۱۰۷ ارزیابی لرزه‌ای مبتنی بر سطوح عملکردی قابهای خمشی فولادی بهینه‌سازی شده با الگوریتم فراکاوشی رضا اسدیان، کیارش ناصراسدی و مهدی اقبالی
- ۱۲۹ چالش‌های پیاده‌سازی دفتر مدیریت پروژه در شرکت‌ها و پروژه‌های صنایع نفت و گاز (مطالعه موردي: شرکت مهندسی و توسعه نفت) علی قربانی
- ۱۴۵ ارزیابی روش آبین نامه ASCE7 برای تعیین جابه‌جایی بیشینه سازه با جدأگرهای آونگی اصطکاکی تحت زلزله‌های حوزه نزدیک محمدجواد حمیدی، فاطمه توزنده‌جانی و عباس مهدویان
- ۱۵۷ مدل‌سازی عددی بهسازی خاک‌های نرم با ستون‌های سنگی تحت عبور قطار پرسرعت میکائیل کاظم زاده، امیرعلی زاد و مریم یزدی
- ۱۶۹ پیش‌بینی میزان انرژی مصرفی در ساختمان‌های با زیرساخت آموزشی موجود با استفاده از شبکه عصبی مصنوعی و اثرات آن بر کاهش دی‌اکسیدکربن (مطالعه موردي مدارس مشهد) مسعود شمقدری، محمد کاظم شربتدار و امید رضایی فر



## درباره نشریه

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

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

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

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

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

## اصول اخلاقی نشریه و مصادیق سوء رفتار در نشر

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

### وظایف و مسئولیت‌های سردبیر و دبیران علمی:

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

### وظایف و مسئولیت‌های داوران:

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

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

#### وظایف و مسئولیت‌های نویسنده‌گان:

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

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

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

## اهداف

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

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

## محورهای پژوهشی نشریه

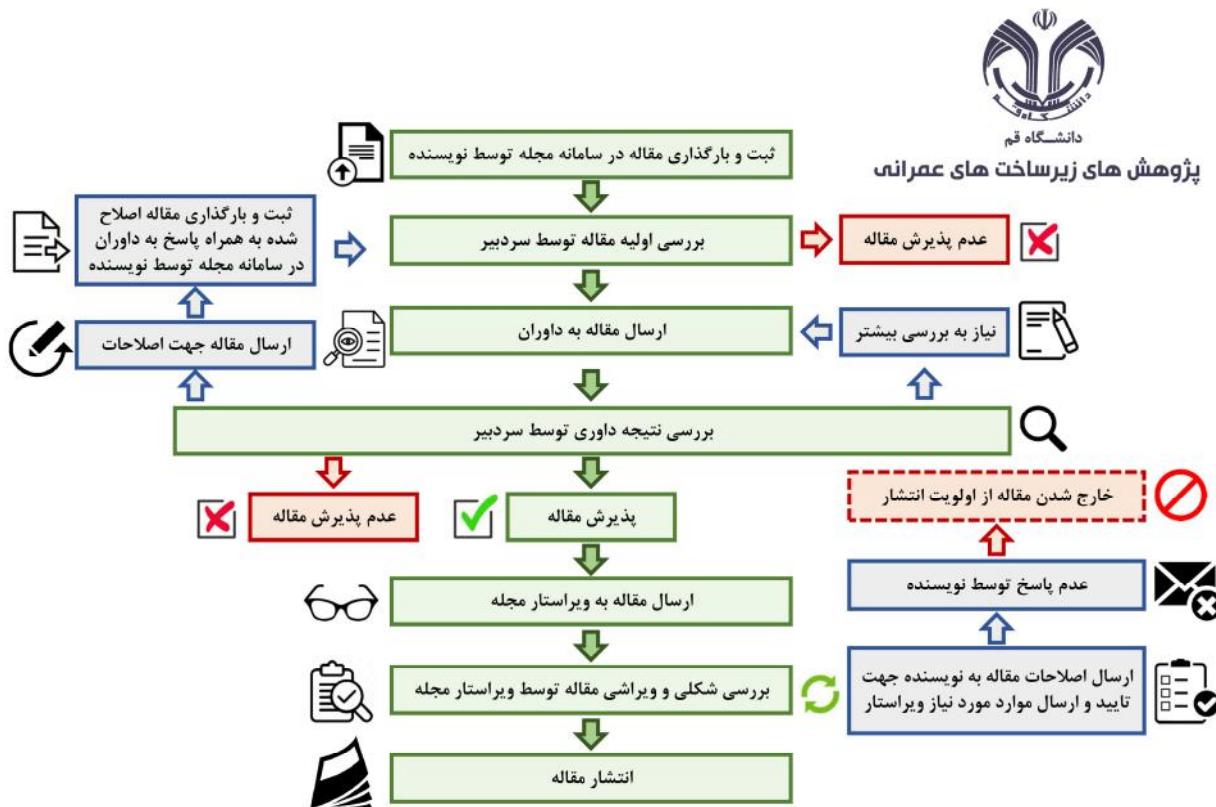
زیرساخت‌های عمرانی شامل سدها، پل‌ها، سیستم‌های حمل و نقل، سازه‌های ژئوتکنیکی، ساخت و سازهای زیرزمینی، خطوط لوله، سیستم‌های توزیع آب، ساختمان‌ها، سازه‌های دریایی، نیروگاه‌ها، فرودگاه‌ها، سکوهای دریایی می‌شود.

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

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

## فرآیند پذیرش مقالات

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





## مطالعه آزمایشگاهی بهبود رفتار خمشی تیرهای بتن مسلح بازیافته از الیاف مجزا و هیبریدی فولادی و کورتا

عباس اسکندری

دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه  
لرستان.

پست الکترونیک:

Askandari71@gmail.com

### فریدون امیدی نسب\*

دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه  
لرستان.

پست الکترونیک:

Omidinasab.f@lu.ac.ir

### احمد دالوند

دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه  
لرستان.

پست الکترونیک:

Dalvand.a@lu.ac.ir

با توجه به اینکه در یکی دو دهه اخیر، تحقیقات در خصوص بتن‌های الیافی گسترش خوبی داشته و در حال حاضر به عنوان یکی از محورهای تحقیقاتی مهم در تکنولوژی بتن به حساب می‌آید. همچنین استفاده از بتن‌های بازیافته که تحقیقات در مورد آنها در حال افزایش است. بهدلیل استفاده از سنگدانه بازیافته، برخی مشخصات مکانیکی آنها نسبت به بتن با سنگدانه طبیعی ضعیفتر بوده و بنابراین استفاده از الیاف در ساخت بتن باعث تقویت برخی مشخصات مکانیکی بتن شده و ضعفهای بتن در این مشخصات مکانیکی تا حدود زیادی مرفوع نموده است. در تحقیق حاضر با استفاده از الیاف مختلف از نظر جنس و مصالح و به صورت مجزا و ترکیبی در بتن‌های با سنگدانه بازیافته مورد استفاده قرار گرفته و پارامترهای رفتار خمشی این تیرهای ساخته شده با آنها مورد بررسی و مقایسه قرار گرفته است. برای این منظور از دو نوع الیاف فولادی و کورتا به صورت مجزا و ترکیبی در ساخت تیرهایی با ابعاد واقعی (سه نمونه تیر) مورد استفاده قرار گرفت. همچنین برای مقایسه نتایج، دو نمونه تیر بدون الیاف و با سنگدانه طبیعی و مصنوعی ساخته شده و نتایج تیرهای الیافی با سنگدانه بازیافته با آنها مورد مقایسه قرار گرفت. آزمایش مقاومت خمشی چهار نقطه‌ای بر روی نمونه‌ها انجام شد. مود شکست و پارامترهای رفتار خمشی تیرهای با سنگدانه‌های بازیافته مورد بررسی قرار گرفت. نتایج نشان داد که افزودن الیاف ترکیبی نسبت به الیاف مجزا تأثیر بسیار بهتری در بهبود رفتار خمشی تیرهای بتن مسلح داشته و ضعف استفاده از سنگدانه‌های بازیافته را در رفتار خمشی تیر برطرف می‌کند.

وازگان کلیدی: الیاف مجزا، الیاف هیبریدی، رفتار خمشی، تیر بتن مسلح، سنگدانه بازیافته.

### ۱- مقدمه

تقویت خواص مکانیکی بتن آغاز شد. امروزه تحقیقات گستردگی‌های در مورد استفاده از فولاد، شیشه، سرامیک و الیاف مصنوعی جهت بهبود خصوصیات مکانیکی سازه‌های بتنی انجام شده است. الیاف به طور معمول در مقدار کافی برای بهبود عملکرد شکل‌پذیری با کنترل ترک‌خوردگی‌های ماکرو و میکرو در ماتریس بتن، افزایش مقاومت کششی و کاهش ماهیت شکننده ماتریس بتن با تقویت بسیار کم مقاومت فشاری اضافه می‌شوند. علاوه بر این، تکثیر و ایجاد ترک بهدلیل کوچک شدن سنین پایین می‌تواند با استفاده از الیاف به طور قابل توجهی کاهش یابد.

بتن‌های حاوی سیمان، آب، سنگدانه، الیاف پراکنده یا یکنواخت، بتن آرمه الیافی نامیده می‌شوند. این کامپوزیت با اضافه کردن یک نوع یا ترکیبی از الیاف به مخلوط بتن معمولی به دست می‌آید. استفاده از الیاف در سازه‌های بتنی در دهه ۱۹۷۰ بهدلیل توانایی آنها در

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۴/۱۴، بازنگری ۱۴۰۰/۰۵/۲۶، پذیرش ۱۴۰۰/۰۶/۰۵.  
DOI: 10.22091/cer.2021.7119.1266

در اثر خرابی خستگی خمشی مورد مطالعه قرار دادند. در این مطالعه، نمونه‌های  $100 \times 100 \times 500$  میلی‌متر ساخته و آزمایش شدند. همچنین بارگذاری خمشی چهار نقطه‌ای استفاده شده و نتایج با نتایج آن از تیرهای بتنی مصالح طبیعی مقایسه گردید. مشاهده شد که استفاده از ۱۰۰٪ سنگدانه قابل بازیافت در بتن به جای سنگدانه طبیعی باعث عدم کارآیی خستگی می‌شود [۱۳]. چوی و یون<sup>۲</sup> در مورد تغییرشکل طولانی‌مدت و رفتار خمشی تیرهای بتنی مسلح با مصالح بازیافته تحقیق کردند. در این مطالعه، نمونه‌ها تحت بارگذاری طولانی‌مدت به مدت ۳۶۰ روز مورد آزمایش قرار گرفتند. نمونه‌ها با استفاده از ۱۰۰٪ سنگدانه طبیعی، ۱۰۰٪ مصالح بازیافته و ۵۰٪ مصالح طبیعی به همراه ۵۰٪ مصالح بازیافته تولید شدند. علاوه بر این، نتایج تجربی با نتایج تحلیلی آبین‌نامه ACI-318 مقایسه و یک فرمول برای محاسبه تغییرشکل خمشی بلندمدت اصلاح شد. الگوهای ترک مشابه بدون توجه به نوع مصالح مشاهده گردید، حتی اگر چندین ترک در تیرهای ساخته شده با مصالح بازیافته رخداده است [۱۴].

در تحقیقی دیگر، رفتار خمشی تیرهای بتن آرمه که با مواد زاید بازیافت شده ساخته شده، مورد مطالعه قرار گرفت. در این مطالعه از ضایعات PET<sup>۳</sup> به عنوان ماده بازیافته استفاده شد. مقاومت فشاری، حداكثر ظرفیت بار، رفتار تغییرشکل-بار، حالت سختی و خرابی نمونه‌ها مشخص گردید. نتایج نشان داد که پسماندهای PET تا ۱۵ درصد می‌توانند به بتن اضافه شوند [۱۵]. گائو و ژانگ<sup>۴</sup>، عملکرد خمشی بتن بازیافت شده درشت با الیاف را ارزیابی کردند. در این مطالعه، الیاف فولادی با صفر، ۰/۵، ۱، ۱/۵ و ۲ درصد (از نظر حجم) اضافه شدند. علاوه بر این، دانه درشت بازیافته سنگدانه‌های طبیعی را صفر، ۳۰، ۵۰ و ۱۰۰ درصد (در هر حجم) جایگزین

برخی تحقیقات در خصوص استفاده از الیاف در بتن انجام شده که نتایج نشان می‌دهد خصوصیات مکانیکی در انواع بتن‌های الیافی (بتن معمولی، بتن سبک و بتن مقاومت بالا) بهبود یافته و باعث افزایش مقاومت فشاری، کششی، سایشی و ضربه‌ای بتن شده است [۱، ۲ و ۳]. استفاده از الیاف فولادی در تیرهای بتن مسلح و بررسی رفتار خمشی آنها در تحقیقات زیادی انجام شده است که نشان می‌دهد استفاده از الیاف فولادی بهبود در مقاومت نهایی خمش، رفتار شکست، رفتار ترک‌خوردگی و کرنش خمشی را بهبودی دارد [۴، ۵ و ۶]. همچنین استفاده از الیاف پلیمری نظیر پلیپروپیلن در تیرهای بتن مسلح باعث بهبود پارامترها و رفتار خمشی تیرهای بتن مسلح می‌گردد [۷ و ۸]. با افزایش مقدار الیاف، مقدار انرژی شکست افزایش یافته و نتایج استفاده از الیاف مصنوعی در بتن نشان داد مقاومت ترک‌خوردگی و رفتار پس از ترک‌خوردگی به شدت وابسته به حجم الیاف است [۹ و ۱۰]. در تعداد کمی از مطالعات نیز در اعضای بتن مسلح و همچنین تیرهای بتن مسلح از الیاف فولادی و الیاف پلیمری (که عمدتاً الیاف پلیپروپیلن بوده) استفاده شده و رفتار خمشی آنها مورد بررسی قرار گرفته است. در این مطالعات مشخص شد که الیاف فولادی تأثیر بیشتری به نسبت سایر الیاف مصنوعی بر رفتار خمشی تیرهای بتن مسلح داشته و باعث بهبود رفتار خمشی آنها می‌گردد [۱۱ و ۱۲].

استفاده از ضایعات می‌تواند به محافظت از محیط‌زیست کمک کند. از مواد بازیافته برای ساخت اعضای بتنی استفاده می‌شود. این مواد را می‌توان با سیمان و سنگدانه جایگزین کرد یا به عنوان افزودنی به مخلوط بتن اضافه کرد. تحقیقات بسیاری در مورد استفاده از مواد بازیافته به جای مصالح طبیعی انجام شده است. در سال ۲۰۱۵، آرورا و سینگ<sup>۱</sup> رفتار خمشی یک تیر بتنی تولید شده با ۱۰۰٪ مصالح درشت بازیافت شده را

<sup>2</sup>- Choi and Yun

<sup>3</sup>- Polyethylene terephthalate

<sup>4</sup>- Guo and Zhang

<sup>1</sup>- Arora and Singh

استفاده از مصالح آجری بازیافتی نه لنگر ترک خورده‌گی و نه ظرفیت خمی نهایی نمونه‌ها را نمی‌تواند کاهش دهد [۲۲]. زانگ<sup>۷</sup> و همکاران از سنگدانه بازیافتی بتن با صفر، ۴۰، ۶۰ و ۱۰۰ درصد استفاده کرد. مقاومت فشاری، چگالی، نفوذپذیری آب، هدایت حرارتی و مقاومت در برابر سایش سطحی بتن بازیافتی حاوی این سنگدانه‌ها تعیین شد. با توجه به نتایج، اگرچه مصالح بازیافتی ضعیفتر از سنگدانه‌های طبیعی بودند، اما در تقویت پیوند و مقاومت در برابر سایش به دلیل پیوند بهتر میان مصالح بازیافتی و خمیر سیمان به دلیل افزایش تخلخل سطح و زبری سنگدانه‌های مصنوعی بازیافت شده مؤثر بودند [۲۳].

توجه به تحقیقات گذشته در زمینه رفتار خمی اعضای بتنی با سنگدانه بازیافتی، نشان می‌دهد که سنگدانه بازیافتی باعث کاهش ظرفیت لنگر خمی و افزایش انتشار ترک می‌شود. الیاف فولادی نه تنها تشکیل ترک را کاهش می‌دهند، بلکه کنترل، تکثیر و رشد آنها را نیز کنترل می‌کنند [۲۴]. علاوه بر قابلیت پل زدن پس از ترک، الیاف در هنگام مقید بودن بتن، عرض و مساحت ترک را نیز کاهش می‌دهند [۲۵]. در حالت سخت شده، هنگامی که الیاف به درستی به بتن چسبیده باشند، در سطح میکرو، ترک با ماتریس تعامل برقرار کرده، به طور موقت، این ترک‌ها را می‌بندند و رشد ناپایدار آنها را به تأخیر می‌اندازن. اگر درصد حجمی الیاف به اندازه کافی زیاد باشد، ممکن است منجر به افزایش مقاومت کششی ماتریس شود [۲۶]. پس از رسیدن به ظرفیت کششی بتن و ایجاد انسجام و تبدیل میکروترک‌ها به ماکروترک‌ها، الیاف با توجه به طول و ویژگی‌های پیوندی خود، بازدارنده ترک می‌باشند و رشد ترک را با استفاده از پل زدن به طور مؤثر ادامه می‌دهند. این پل ماکروترک پس از اوج مکانیسم تقویت اولیه در اکثر کامپوزیت‌های بتنی

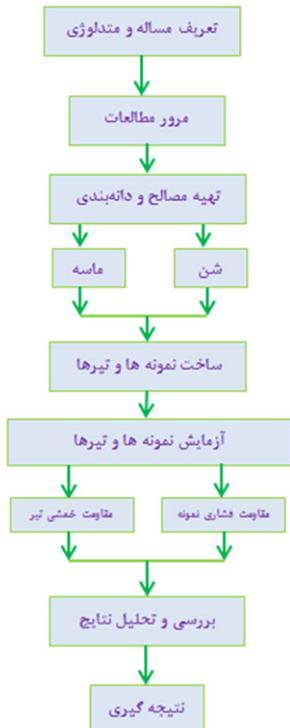
کردند [۱۲]. مقاومت خمی، چقرومگی و تغییرشکل چشمگیر با افزایش مقدار الیاف فولادی افزایش می‌یابد. براساس تحقیقات گذشته، مشخص است که اضافه کردن الیاف فولادی به تیرهای بتنی بازیافت شده روشن مؤثر در بهبود رفتار آنها می‌باشد [۱۶ و ۱۷].

همچنین مطالعات پیشین، تأثیر تقویت‌کننده الیاف فولادی را در بتن تأیید کرده است و باعث کاهش انتشار ترک می‌شود [۱۸ و ۱۹]. علاوه بر این، الیاف فولادی با افزایش مقاومت کششی و چقرومگی، به جلوگیری از شکست ترد کمک می‌کند. در مطالعه دیگری، اثر سنگدانه بازیافتی درشت بر رفتار خمی تیرهای بتن آرمه مورد مطالعه قرار گرفت هشت نمونه بتنی با استفاده از چهار نسبت جایگزینی از مصالح بازیافتی (صفر، ۲۰، ۵۰ و ۱۰۰ درصد) و دو نسبت آب/سیمان ۵/۰ و ۶۵/۰ ساخته شد. سپس نمونه‌ها در ۲۸ روز تحت بارگذاری چهار نقطه قرار گرفتند. لنگر خمی، منحنی بار- جابه‌جایی، کرنش‌ها و انحنایها مشخص شده و رفتار ترک خورده‌گی تفاوت بین بتن ساخته شده با سنگدانه بازیافتی و بتن معمولی را نشان داد. بنابراین، این امکان وجود دارد که استفاده از الیاف فولادی بتواند رفتار خمی تیرهای بتن با سنگدانه بازیافت شده را بهبود بخشد [۲۰]. توشیک<sup>۵</sup> و همکاران رفتار خمی بتن مسلح بازیافت شده را با معادلات آیین‌نامه یوروکد، براساس ۲۱۷ نمونه آزمایشی، مقایسه کردند. آنها نشان دادند که یوروکد می‌تواند مقاومت خمی و برشی تیرهای بتنی ساخته شده از سنگدانه‌های بازیافتی را بدون آرماتور عرضی برآورد کند [۲۱]. در پژوهشی دیگر، از آجر به عنوان سنگدانه برای تولید نمونه استفاده کردند. ۲۴ نمونه با  $2100 \times 200 \times 250$  میلی‌متر ساخته شد. علاوه بر این، نتایج با فرمول پیشنهادی آیین‌نامه ACI318-14 برای محاسبه رفتار خمی تیرهای بتنی مقایسه شد. در مقایسه با مصالح آجر،

<sup>6</sup>- Zaetang

<sup>5</sup>- Tošić

بوده است.



شکل ۱- فلوچارت روند پژوهش

بنابراین در این تحقیق، بتن‌های ساخته شده از سنگدانه‌های طبیعی و بازیافتی و اضافه کردن الیاف مختلف از جمله الیاف فولادی و کورتا به صورت مجزا و ترکیبی مورد بررسی قرار گرفته و رفتار تیرهای بتن مسلح در مقیاس واقعی همراه با سنگدانه‌های طبیعی و بازیافتی بر روی پنج نمونه تیر با سنگدانه طبیعی و نقطه‌ای بر روی انجام شد و همچنین رفتار شکست و پارامترهای بازیافتی انجام شد و همچنین استفاده از آزمایش مقاومت خمشی چهار نهایی این تیرها مورد بررسی و مقایسه شد. آزمایش مقاومت خمشی چهار نهایی این تیرها مورد بررسی و مقایسه قرار گرفت. به عبارتی نوآوری این تحقیق استفاده از دو نوع الیاف به صورت مجزا و ترکیبی و همچنین استفاده از آنها در ساخت تیرهای بتن مسلح با سنگدانه بازیافتی بوده و رفتار خمشی این تیرها که در ابعاد واقعی ساخته شده در آزمایشگاه مورد بررسی قرار گرفته‌اند.

### ۳- معرفی نمونه‌ها

تقویت شده با الیاف است. در بتن‌هایی با درصدی از الیاف با حجم کم تا متوسط، مقاومت کششی و خمشی کامپوزیت را افزایش نمی‌دهد و فواید تقویت الیاف فقط در جذب انرژی یا افزایش چقرمگی فقط در رژیم پس از ترک خودگی محدود می‌شود. در مورد بتن‌هایی که الیاف بالایی دارد، مزایای آن در افزایش مقاومت کششی، پاسخ سخت‌شوندگی کرنش قبل تمرکز از افزایش مقاومت در خارج از محل تمرکز ترک ذکر شده است [۲۷]. هنگامی که عضو دارای الیاف فولادی در معرض خمش قرار بگیرد، حضور آنها باعث بهبود عملکرد خمشی می‌شود. استفاده از الیاف در محل ترک خودگی باعث تأخیر در افزایش سطح ترک می‌شود.

با جمع‌بندی مرور مطالعات، مشخص گردید که تحقیقات زیادی در خصوص بتن‌های با سنگدانه‌های طبیعی و بازیافتی و بتن‌های الیافی انجام شده است. همچنین در این تحقیقات رفتار خمشی تیرهای بتن مسلح حاوی سنگدانه طبیعی با الیاف فولادی و مصنوعی مانند پلی‌پروپیلن انجام شده است. از طرفی، در برخی تحقیقات، رفتار خمشی تیرهای بتن مسلح با سنگدانه‌های طبیعی و بازیافتی نیز مورد بررسی قرار گرفته است. در ادامه، فلوچارت روند پژوهش در شکل ۱ ارائه شده است.

## ۲- ضرورت و نوآوری تحقیق

مطالعات خیلی کمی در خصوص بررسی و مقایسه اثرات الیاف فولادی و الیاف مصنوعی در رفتار خمشی تیرهای بتن مسلح انجام شده است. همچنین با توجه به بررسی‌های انجام شده مشخص گردید مطالعات زیادی بر روی جنبه‌های مختلف بتن‌های الیافی و همچنین بتن‌های ساخته شده با سنگدانه‌های بازیافتی انجام شده است، ولی مطالعه خاصی در خصوص بتن‌های ساخته شده با سنگدانه بازیافتی همراه با الیاف صورت نگرفته است. در بیشتر مطالعات انجام شده تمرکز اصلی بر ظرفیت خمشی، ترک خودگی و نحوه شکست این تیرها

سنگدانه بازیافتی، SF الیاف فولادی، KF الیاف کورتا، HF الیاف هیبریدی می‌باشد. به عنوان نمونه، نماد HFRRCC به معنی تیر بتن مسلح با سنگدانه بازیافتی و الیاف هیبریدی است.

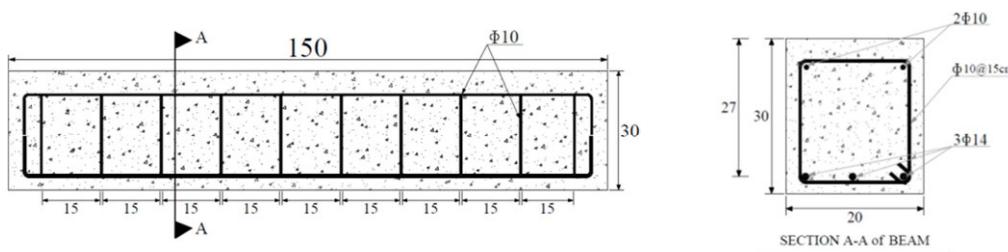
براساس شکل ۲، آرماتورگذاری تیرها برای همه نمونه‌ها یکسان بوده است. به عبارتی، تمام پنج تیر ساخته شده با سنگدانه‌های طبیعی و مصنوعی دارای آرماتورگذاری یکسانی در جهت طولی و عرضی هستند.

تمامی نمونه‌ها در مقیاس واقعی و سازه‌ای و با ابعاد  $0.3 \times 0.3 \times 0.2$  متر ساخته شدند. پارامترهای ثابت آزمایشگاهی این تحقیق شامل طرح اختلاط، ابعاد نمونه‌ها و درصد الیاف و پارامترهای متغیر شامل استفاده از الیاف متفاوت در بتن‌های تقویت‌شده الیافی و سنگدانه بازیافتی و بازیافتی می‌باشند. در جدول ۱، نام‌گذاری نمونه‌های مورد بررسی نشان داده شده است. شکل ۲ نیز طرح و نحوه آرماتورگذاری تیرها را نشان می‌دهد.

در نام‌گذاری انجام شده در جدول ۱، منظور از RC بتن مسلح با سنگدانه طبیعی، RRC بتن مسلح با

جدول ۱- نام‌گذاری نمونه‌های تیر بتنی ساخته شده با سنگدانه‌های بازیافتی و تیر مرجع

ردیف	توضیحات	الیاف	نماد
۱	تیر بتن مسلح با سنگدانه طبیعی (نمونه مرجع)	-	RC
۲	تیر بتن مسلح با سنگدانه بازیافتی	-	RRC
۳	تیر بتن مسلح بازیافتی تقویت‌شده با الیاف فولادی	(Steel)	SFRRC
۴	تیر بتن مسلح بازیافتی تقویت‌شده با الیاف پلیمری کورتا	پلیمری کورتا بلند (Kortta Blend)	KFRC
۵	تیر بتن مسلح بازیافتی تقویت‌شده با الیاف ترکیبی فولاد و کورتا	ترکیبی $0.35\% \text{ فولاد} + 0.15\% \text{ کورتا}$	HFRC



شکل ۲- جزئیات آرماتورگذاری تیرهای بتن مسلح با سنگدانه‌های طبیعی و بازیافتی

سیمان استفاده شده در تحقیق، سیمان پرتلند نوع II با چگالی نسبی  $3/15$  گرم بر سانتیمترمکعب، منطبق بر آیین‌نامه ACI318-14 و براساس استاندارد ASTMC150/C150M-17 می‌باشد [۲۸ و ۲۹]. در جداول ۲ و ۳ به ترتیب، آنالیز شیمیایی و مشخصات فیزیکی سیمان مورد استفاده در تحقیق نشان داده شده است.

#### ۴- مصالح

مصالح استفاده شده در ساخت تیرهای بتن مسلح بازیافتی شامل سیمان، آب، سنگدانه طبیعی و بازیافتی، آرماتور و الیاف فولادی و کورتا است. در ادامه، مشخصات هریک از این مصالح به صورت تفصیلی ارائه می‌گردد.

#### ۴-۱- سیمان

جدول ۲- آنالیز شیمیایی سیمان

L.O.I	Cl	CaO.f	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	SO <sub>3</sub>	MgO	CaO	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	SiO <sub>2</sub>	ترکیب شیمیایی (%)
۱/۰۵	-	۰/۷۵	-	-	۲/۱	۱/۷۵	۶۳/۲	۴/۴	۵/۱	۲۱/۵	(%)

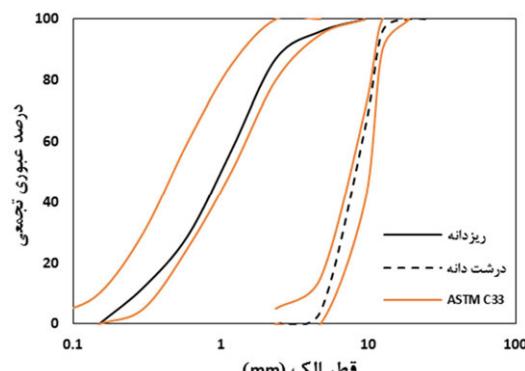
جدول ۳- مشخصات فیزیکی سیمان

بلین (cm <sup>2</sup> /gr)	باقی‌مانده روی الک ۹۰ میکرون (Seive # 170)	انبساط طولی	درصد آب	زمان گیرش اولیه (min)	زمان گیرش نهایی (min)
۳۰۰۰	-	۰/۰۳	-	۱۳۰	۲۱۵

شکستگی ۶۷ درصد، طبق استانداردهای ASTMC125-16 و (ASTM D5821-13(2017) از محل مذکور تأمین گردیده است [۳۳ و ۳۴]. حداکثر اندازه اسمی درشتدانه‌ها (طبیعی و بازیافتی) با توجه به محدودیت‌های اجرایی که گاه بسته به شکل عضو بتنی، توزیع میلگردها در بتن و میزان پوشش بتن روی میلگردها بوجود می‌آید، مقدار کمینه موجود در آیین‌نامه مربوط به طرح اختلاط ((ACI 211.1-91 (R2002) در نظر گرفته شده است [۳۵].

ماسه طبیعی مورد استفاده در این تحقیق، ماسه کوهی شکسته شسته شده با مدول نرمی ۲/۳۹ (طبق استاندارد ۱۴ ASTM C136/C136M-14) و ارزش ماسه‌ای ASTM D2419-14، می‌باشد ۸۵ درصد طبق استاندارد ۱۴-۱۹ (R2002) در شکل ۳ و ۳۶]. مشخصات ماسه‌ها به کارخانجات ماسه‌شویی اطراف شهر خرم‌آباد سفارش و پس از غربال، از محل مذکور تأمین گردیده است.

در شکل ۳، منحنی لگاریتمی دانه‌بندی شن و ماسه طبیعی مورد استفاده در آزمایش نشان داده شده است، ASTM C136/C136M-14 آیین‌نامه [۳۲]. مطابق آیین‌نامه مدول نرمی سنگدانه‌های ماسه‌ای برابر با ۲/۳۹ محاسبه و به دست آمد.



شکل ۳- منحنی لگاریتمی دانه‌بندی شن و ماسه طبیعی و بازیافتی

#### ۲-۴- آب

آب استفاده شده در تحقیق، آب شرب معمولی شهر خرم‌آباد (عاری از آلودگی‌های مضر) می‌باشد. که بنابر توصیه آیین‌نامه ACI318-14، الزامات مربوط به استاندارد ۱۲ ASTMC1602/C1602M-12 را برآورده می‌سازد [۲۸ و ۳۰].

#### ۳-۴- سنگدانه

سنگدانه‌های مورد استفاده برای ساخت نمونه‌های تحقیق شامل دو گروه سنگدانه‌های طبیعی و بازیافتی می‌باشند که به ترتیب در ساخت تیرهای مورد استفاده قرار گرفته‌اند. در ادامه، مشخصات هریک از دو گروه سنگدانه‌های طبیعی و بازیافتی، مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

دانه‌بندی سنگدانه‌های درشت و ریز براساس ضوابط مندرج در آیین‌نامه ASTM C33/C33M-16e1 صورت گرفته است [۳۱]. برای مشخص نمودن منحنی دانه‌بندی سنگدانه‌های مورد استفاده، از آزمایش الک مطابق با استاندارد ASTM C136/C136M-14 استفاده شده است. وزن‌های نمونه‌برداری جهت آزمایش دانه‌بندی بر حسب الزامات ذکر شده در آیین‌نامه مذکور صورت گرفته است [۳۲].

#### ۴-۳-۴- سنگدانه‌های طبیعی

شن طبیعی مورد استفاده در این تحقیق، شن شکسته کوهی عاری از ذرات غیرمجاز رس، لای و مواد زیان‌آور می‌باشد که برای تولید با درجه شکستگی ۱۰ میلی‌متر به معدن شن موردنظر (واقع در اطراف شهر خرم‌آباد) سفارش داده شده و پس از غربال گری، با حداکثر اندازه اسمی دانه‌های ۱۰ میلی‌متر و با درصد

آزمایشگاه سازه دانشگاه منتقل و غربال گردیده است. حداقل اندازه اسمی درشتدانه‌ها به منظور یکسان بودن طرح اختلاط در گروه نمونه‌های طبیعی و بازیافتی با توجه به آییننامه (R2002) ACI 211.1-91، تقریب مناسب مشابه با درشتدانه‌های طبیعی درنظر گرفته شده و سفارش داده شده است [۳۶].



شکل ۴- نمونه‌های دپو شده مکعبی شکل بتن قدیمی و انتقال به کارخانه سنگشکن

ماسه بازیافتی مورد استفاده در این تحقیق، ریزدانه حاصل از شکستن و خردکردن مصالح بتی قديمي مينا توسط دستگاه سنگشکن مي باشد، که با حداقل اندازه اسمی دانه‌های ۲ میلی‌متر (گذرنده از الک شماره ۸، طبق آییننامه ASTM C125-16) به کارخانه سنگشکن (واحد در اطراف شهر خرم‌آباد) سفارش و پس از تولید به محل آزمایشگاه سازه دانشگاه منتقل و غربال گردیده است [۳۳]. سپس به منظور حذف ذرات رس و ناخالصی‌ها در حوضچه‌های مصنوعی استاندارد با دقت بالا مورد شستشو قرار گرفته و جهت خشکشدن دپو گردیده است. مدول نرمی این ماشه (براساس آییننامه ASTM C136/C136M-14 ۲۰۰۷ و ارزش ماشه‌ای آن ASTM D2419-۸۷ درصد می‌باشد (طبق استاندارد [۳۶].

[۱۴]

#### ۴-۳-۲- سنگدانه‌های بازیافتی

بازیافت بتن در حالت کلی شامل یک فرآیند پنج مرحله‌ای است که شامل کندن و خرد کردن بتن قدیمی، شکستن بتن در سنگشکن اولیه و ثانویه، جدا کردن میلگردهای فولادی و قطعات دیگری که در بتن مدفون شده‌اند، دانه‌بندی و شستن و دپو کردن سنگدانه‌های درشت و ریز می‌باشد. محصول نهایی باید از موادی نظیر خاک، قطعات گچ، چوب و مصالح دیگری جز بتن عاری باشد. وجود این مواد موجب کاهش خواص مقاومتی و دوامی بتن ساخته شده می‌گردد [۳۷].

جهت تولید مصالح بازیافت شده، تعداد ۴۰۰ نمونه مکعبی شکل مقاومت‌سنگی بتن با ابعاد  $15 \times 15 \times 15$  سانتی‌متر، با مقاومت فشاری مشخصه متوسط و با وزن تقریبی ۲ تن، از محل آزمایشگاه مکانیک خاک مستقر در سایت پژوهه انبوه‌سازی شهید نقدی خرم‌آباد جمع‌آوری و دپو گردیده سپس جهت خردایش و انجام فرآیند بازیافت (مطابق با استانداردهای ۱۶-ASTM D8038 و ۰۱-ACI 555R) به کارخانه سنگشکن واقع در اطراف شهر خرم‌آباد منتقل گردید. در شکل ۴ نمونه‌های دپوشده مکعبی‌شکل بتن قدیمی و نحوه انتقال نمونه‌ها و نمونه‌های در حال انتقال به کارخانه سنگشکن جهت انجام فرآیند بازیافت نشان داده شده‌اند.

شن بازیافتی<sup>۷</sup> مورد استفاده در این تحقیق، شن درشتدانه شکسته شده با حداقل اندازه اسمی ۹ میلی‌متر طبق آییننامه ASTM C125-16 از مصالح بتی قدیمی مینا توسط دستگاه سنگشکن می‌باشد [۳۳]. این شن عاری از ذرات غیرمجاز رس، لای و مواد زیان‌آور بوده و برای تولید با درجه شکستگی مورد نظر به کارخانه سنگشکن واقع در اطراف شهر خرم‌آباد سفارش داده شده و پس از تولید با درصد شکستگی ۸۷ درصد طبق استاندارد (ASTM D5821-13(2017)، به محل

<sup>7</sup>- Recycled Coarse Aggregates

می‌باشدند. جدول ۴، مشخصات مکانیکی میلگردهای مصرفی را نشان می‌دهد. لازم به ذکر است که این مشخصات از آزمایش کشش مستقیم میلگرد توسط دستگاه کشش یونیورسال، منطبق بر بند ۲-۲۰-۲-۱-۲۰ از آییننامه ACI 318-14 و استاندارد - ASTM A370 ۱۷a به دست آمده‌اند.

شیستوشوی ماسه بازیافت شده در حوضچه‌های مصنوعی استاندارد انجام گردید. در شکل ۳، منحنی لگاریتمی دانه‌بندی شن و ماسه بازیافتی مورداستفاده در آزمایش نشان داده شده است [۳۲].

#### ۳-۴-۳-۴- میلگرد

تمامی میلگردهای مورد استفاده جهت کاربرد در تیرهای هر دو گروه از نوع AII و با شماره ۱۰ و ۱۴

جدول ۴- مشخصات مکانیکی میلگردهای استفاده شده

(Kg/mm <sup>2</sup> ) (f <sub>u</sub> )	حداکثر تنش (%)	کرنش شکست (%)	(Kg/mm <sup>2</sup> ) (f <sub>y</sub> )	تنش تسليم (mm)	قطر آرماتور (mm)	نوع آرماتور
۵۶/۲۰۳۲۷	۲۳/۴۶۱۳	۳۶/۹۷۸۰۳	۱۰	۱۰/۳۹۱۹	۱۰	A II
۵۲/۰۱۵۲۸	۲۹/۳۹۱۹	۲۹/۳۲۵۷۳	۱۴			

فولادی از نوع دو سر قلاب با قطر ۰/۸ و طول ۵۰ میلی‌متر مورد استفاده قرار گرفت. مشخصات تکمیلی این الیاف‌ها در جدول ۵ آمده است.

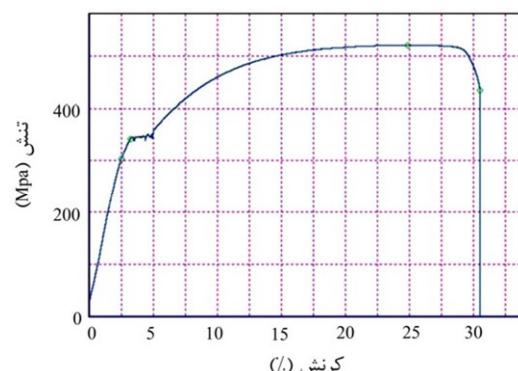


شکل ۶- دستگاه کشش مستقیم میلگرد و نحوه کرنش و گسیختگی میلگرد

#### ۵- طرح اختلاط

طرح اختلاط در هر دو گروه نمونه‌های طبیعی و بازیافتی ثابت و برمبنای آییننامه ACI 211.1-91 (R2002) بوده و با توجه به مبدأ بودن اندازه دانه‌ها در

نتایج به دست آمده منطبق بر الزامات موجود در بندهای ۴-۲-۲-۲۰ و ۵-۲-۲-۲۰ از آییننامه ASTM A615/A615M-16 و استاندارد ۳۱۸-۱۴ می‌باشدند. به عنوان نمونه در شکل ۵، منحنی تنش-کرنش حاصل از آزمایش کشش مستقیم میلگرد شماره ۱۰ (در نمونه شماره ۳) و همچنین در شکل ۶، دستگاه کشش مستقیم میلگرد و نحوه کرنش و گسیختگی میلگرد مشاهده می‌شود.



شکل ۵- منحنی تنش- کرنش میلگرد با قطر ۱۰ میلی‌متر (نمونه شماره ۳)

#### ۴-۴- الیاف‌ها

دو نوع الیاف مختلف شامل الیاف‌های فولادی و کورتا در این تحقیق مورد استفاده قرار گرفت. تصویری از این الیاف‌ها در شکل ۷ نشان داده شده است. الیاف



شکل ۷- تصویری از (الف) الیاف کورتا و (ب) الیاف فولادی مورد استفاده

آینه نامه فوق، به منظور یکسان بودن طرح اختلاط برای هر دو گروه طبیعی و بازیافتی و با توجه به یکسان در نظر گرفتن مقاومت فشاری مشخصه مبنا جهت مقایسه و مشاهده تغییرات نمونه‌ها، حداکثر اندازه اسمی درشت‌دانه‌ها (شن) و ریزدانه‌ها (ماسه) برای هر دو بخش طبیعی و بازیافتی یکسان و به ترتیب حدوداً برابر ۱۰ میلی‌متر (مانده روی الک شماره "3/8") برای درشت‌دانه‌ها، و ۲ میلی‌متر (گذرنده از الک شماره "#8) برای ریزدانه‌ها در نظر گرفته شده است.

جدول ۵- مشخصات الیاف‌های مورد استفاده

نوع الیاف	طول (mm)	قطر (mm)	چگالی (ton/m <sup>3</sup> )	مدول الاستیسیته (GPa)	مقاومت کششی (MPa)
فولادی	۵۰	۰/۸	۷/۸۵	۲۰۰	۱۱۰۰
کورتا	۵۴	-	۰/۹۴	۳/۵	۴۷۵

یک سوم الیاف مصنوعی به ترکیب اضافه شده و اختلاط به مدت ۱ دقیقه ادامه یافت. در پایان، بقیه آب و الیاف مصنوعی به ترکیب اضافه شده و به مدت ۲ دقیقه اختلاط ادامه داده شد.

لازم به ذکر است که الیاف به آرامی و طی چندین مرحله به مخلوط اضافه شدند تا از پدیده گلوله شدن<sup>۸</sup> الیاف جلوگیری به عمل آید. در جدول ۶، طرح اختلاط استفاده شده در نمونه‌های آزمایش طبیعی و بازیافتی بر مبنای آینه نامه (R2002) ACI 211.1-91، برای یک مترمکعب اختلاط بتی، نشان داده شده است [۳۵].

لازم به توضیح است که مقادیر اجزای اختلاط (سنگدانه، سیمان و آب) و افزودنی‌ها (الیاف) جهت کاربرد در نمونه‌ها (تیرها)، بر مبنای حجم نمونه و به صورت کسری از مقادیر مورد استفاده در یک مترمکعب محاسبه شده و به ترتیب با ترازووهای دیجیتال با دقت ۱۰٪ و ۰/۱ گرم توزین گردیده‌اند.

روش اختلاط در مورد نمونه‌های مبنا به این صورت بود که ابتدا ریزدانه‌ها و درشت‌دانه‌ها به مدت ۳۰ ثانیه با هم مخلوط شده، سپس یک سوم وزنی آب اختلاط به مخلوط اضافه شده و به مدت ۳۰ ثانیه اختلاط ادامه گردیده است. در پایان، سیمان و بقیه آب به ترکیب اضافه شده و به مدت ۲ دقیقه اختلاط ادامه داده شده است.

روش اختلاط در مورد نمونه‌های تقویت‌شده با الیاف فلزی به این صورت بوده است که ابتدا ریزدانه‌ها و درشت‌دانه‌ها به مدت ۳۰ ثانیه با هم مخلوط شده، سپس یک سوم وزنی آب اختلاط به مخلوط اضافه شده و به مدت ۳۰ ثانیه اختلاط ادامه گردیده است. در ادامه، سیمان و بقیه آب به ترکیب اضافه شده و به مدت ۱ دقیقه اختلاط ادامه یافته است. در پایان، الیاف فولادی به اختلاط بتی افزوده شده و اختلاط به مدت ۲ دقیقه ادامه یافت. روشن اختلاط در مورد نمونه‌های تقویت‌شده با الیاف مصنوعی به این صورت بود که ابتدا ریزدانه‌ها و درشت‌دانه‌ها به مدت ۳۰ ثانیه با هم مخلوط شده، سپس یک سوم وزنی آب اختلاط به مخلوط اضافه شده و به مدت ۳۰ ثانیه اختلاط ادامه گردید. در ادامه، سیمان و

<sup>۸</sup>- Balling

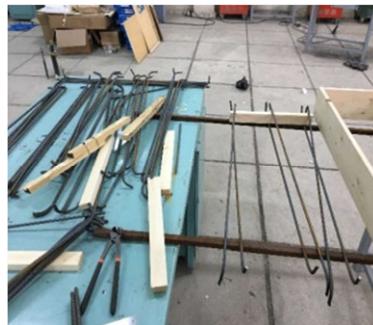
جدول ۶- طرح اختلاط نمونه‌های طبیعی و بازیافتی برای یک مترمکعب برمبنای آیین‌نامه [۳۶]

الیاف با حجم ۵/۰ درصد		ماسه طبیعی یا بازیافتی (Kg)	شن طبیعی یا بازیافتی (Kg)	آب (Kg)	سیمان (Kg)	نسبت آب به سیمان (W/C)	نام نمونه
فولاد (Kg)	کورتا (Kg)						
-	-	۸۸۹/۲۵	۸۳۰	۲۰۰/۷۵	۳۶۵	۰/۵۵	RC
-	-	۸۸۹/۲۵	۸۳۰	۲۰۰/۷۵	۳۶۵	۰/۵۵	RRC
۳۹	-	۸۸۹/۲۵	۸۳۰	۲۰۰/۷۵	۳۶۵	۰/۵۵	SFRRC
-	۴/۵۵	۸۸۹/۲۵	۸۳۰	۲۰۰/۷۵	۳۶۵	۰/۵۵	KFRRC
۰/۱۲۵٪ کورتا + ۰/۳۷۵٪ فولاد		۸۸۹/۲۵	۸۳۰	۲۰۰/۷۵	۳۶۵	۰/۵۵	HFRRC
۲۷/۳	۱/۳۶۵						

و در خم کردن میلگردها مقادیر طول و قطر قلاب (خم) طبق آیین‌نامه ACI 318-14 محاسبه و در نظر گرفته شده و توسط دستگاه خم کن، خم شده‌اند. ضمن اینکه از سیم مفتول برای بستن آرماتورها به هم استفاده گردیده است. در شکل ۸، نحوه بستن شبکه آرماتور و آماده‌سازی قالب فلزی مشاهده می‌شود.

## ۶- ساخت نمونه‌ها

جهت بتن‌ریزی نمونه‌ها از قالب فلزی استفاده شده است. بدین منظور لازم است با روغن‌کاری قالب، از چسبندگی بتن به جداره قالب جلوگیری نموده و درزهای قالب را در صورت وجود توسط بتونه‌کاری مسدود کرد. برای برش میلگردها از قیچی مخصوص استفاده شده است



شکل ۸- نحوه بستن شبکه آرماتور و آماده‌سازی و روغن زدن قالب‌های فلزی

می‌گردد از بارگذاری چهار نقطه‌ای برای انجام آزمایش‌ها استفاده می‌شود. محل قرارگیری سه تغییرمکان سنج و فواصل بین آن‌ها ارائه شده است. مراحل آماده‌سازی فونداسیون کف صلب نیز به ترتیب مشاهده می‌شود.

## ۷- چیدمان آزمایش

برای آزمایش تیرها از چیدمان آزمایشگاهی همانند شکل ۹ استفاده شده است. همان‌طور که مشاهده

$$E_c = 4700\sqrt{f_c} \quad (1)$$

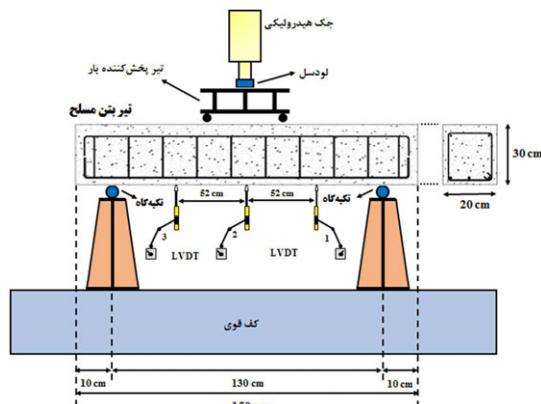
$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f_c} \quad (2)$$

اطلاعات استخراج شده از آزمون مقاومت فشاری روزه نمونه‌های مقاومت‌سنجی استوانه‌ای (طبق الزام بند ۲۸-۱۹-۳-۱-۱-۲-۲۶ از آیین‌نامه ۱۴-ACI 318-14) و رعایت الزام بند ۱-۱-۱۲-۲۶ (ب) از آیین‌نامه ۱۴-ACI 318-14 (در مورد انطباق با استاندارد ASTM C1077-17)، در مورد گروه طبیعی و گروه بازیافته به همراه مدول الاستیسیته و مدول گسیختگی مربوط به هر نمونه و معیار پذیرش بتن (طبق ضوابط آیین‌نامه ۱۴-ACI 318-14)، در جدول ۷ ارائه گردیده است.

جک بتن‌شکن تمام اتوماتیک ۲۰۰ تنی منطبق با استانداردهای ASTM C39/C39M-17b و ASTM C39/C39M-17b، جهت انجام آزمایش مقاومت فشاری بر روی نمونه‌های استوانه‌ای مشاهده می‌گردد [۳۸ و ۳۹]. نتایج مقاومت فشاری نمونه‌های بتن حاوی سنگدانه بازیافته و الیاف مجزا و هیبریدی و همچنین نمونه مرجع در جدول ۷ ارائه شده است.

در شکل ۱۰، نمودار مقاومت فشاری نمونه‌های الیافی هیبریدی و مجزا برای نمونه‌های با سنگدانه بازیافته نشان داده شده است. همچنین در این نمودار، مقدار افزایش یا کاهش مقاومت فشاری نمونه‌های الیافی نسبت به نمونه بازیافته بدون الیاف و نمونه مرجع (با سنگدانه طبیعی و بدون الیاف) مقایسه شده است. همانطوری که در این شکل ملاحظه می‌گردد استفاده از الیاف مجزا و هیبریدی باعث افزایش مقاومت فشاری نمونه‌ها نسبت به نمونه بازیافته بدون الیاف شده است. مقدار افزایش مقاومت فشاری نمونه‌های الیافی به ترتیب ۵ و ۱۷ درصد نسبت به نمونه بازیافته بدون الیاف مربوط به نمونه الیاف هیبریدی فولادی و کورتا، الیاف فولادی و الیاف کورتا ثبت شده است. دلیل این موضوع را می‌توان به مشخصات مکانیکی الیاف مورد استفاده مرتبط دانست. همچنین همه نمونه‌های بازیافته با و بدون الیاف

بارگذاری به صورت استاتیکی بوده که توسط جک هیدرولیک صورت گرفته است. میزان جایه‌جایی نمونه تحت بارگذاری توسط تغییر مکان سنج‌ها که در زیر نمونه قرار داده شده‌اند، کنترل و ثبت می‌شود. لازم به ذکر است که جک هیدرولیک به بارسنج متصل شده و بار جک توسط آن به دستگاه ثبات داده‌ها ارسال و خوانده می‌شود. در محل اتصال جک به بارسنج و بارسنج به تیر بارگذاری از پوشش الیافی (نویزگیر) جهت کم کردن خطأ و نویز داده‌ها در اتصال فلز به فلز استفاده گردیده است. برای بررسی کرنش میلگردها با نصب کرنش سنج‌هایی در زیر محل بارگذاری همان‌طور که پیش‌تر ارائه گردید، کرنش‌های میلگرد فشاری و میلگردهای کششی به دستگاه ثبات داده‌ها ارسال شده و زمان تسلیم شدن آن‌ها را با توجه به نتایج آزمایش کشنش مستقیم میلگردها می‌توان استخراج نمود.



شکل ۹- چیدمان آزمایش خمس چهار نقطه‌ای نمونه‌ها

## ۸- نتایج و بحث

### ۸-۱- مقاومت فشاری

برای به دست آوردن مقاومت فشاری مشخصه هر نمونه (تیر)، مطابق با بند ۱-۱-۱۲-۲۶ از آیین‌نامه ACI 318-14 از سه نمونه (آزمونه) استوانه‌ای با قطر ۱۵ و ارتفاع ۳۰ سانتی‌متر استفاده شده است. مدول الاستیسیته و مدول گسیختگی (شکست) بتن با استفاده از روابط (۱) و (۲) محاسبه می‌گردند [۲۸]:

است.

با نمونه مرجع مقایسه شده که در شکل ۱۰ ارائه شده

جدول ۷- مقاومت فشاری، مدول الاستیسیته و مدول گسیختگی بتن‌های حاوی سنگدانه بازیافته

معیار پذیرش ACI	میانگین contra-strength (MPa)	modulus of elasticity (MPa) ( $f_r$ )	modulus of elasticity (MPa) ( $E_c$ )	decrease in height (mm)	mean compressive strength (MPa)	sample size (cylinder) (cm)	sample number	sample
$36/35 > 30$	$36/35$	۳/۶۸	۲۷۸۸۰/۹۵	۱/۲۶	۳۵/۱۹	۱۵×۳۰	۱	RC
		۳/۸۹	۲۸۳۲۵/۰۵	۱/۲۲	۳۶/۳۲	۱۵×۳۰	۲	
		۳/۷۹	۲۸۷۹۶/۸۵	۱/۱۳	۳۷/۵۴	۱۵×۳۰	۳	
$32/81 > 30$	$32/81$	۳/۵۶	۲۶۹۸۷/۱۷	۱/۵۳	۳۲/۹۷	۱۵×۳۰	۱	RRC
		۳/۵۴	۲۶۸۵۵/۸۸	۴/۶۵	۳۲/۶۵	۱۵×۳۰	۲	
		۳/۵۵	۲۶۹۲۱/۶۲	۲/۷۴	۳۲/۸۱	۱۵×۳۰	۳	
$38/38 > 30$	$38/38$	۴/۱۰	۳۱۱۰۵/۳۴	۲/۴۸	۴۳/۸	۱۵×۳۰	۱	SFRRC
		۳/۹۱	۲۹۶۳۶/۱۰	۱/۱۳	۳۹/۷۶	۱۵×۳۰	۲	
		۳/۴۸	۲۶۴۱۲/۱۶	۳/۵۴	۳۱/۵۸	۱۵×۳۰	۳	
$34/55 > 30$	$34/55$	۳/۴۲	۲۵۹۳۵/۳۱	۲/۶۹	۳۰/۴۵	۱۵×۳۰	۱	KFRRC
		۳/۶۵	۲۷۶۶۲/۲۱	۱/۶۷	۳۴/۶۴	۱۵×۳۰	۲	
		۳/۸۵	۲۹۱۹۳/۰۲	۲/۲۲	۳۸/۵۸	۱۵×۳۰	۳	
$39/91 > 30$	$39/91$	۴	۳۰۲۹۲/۲۲	۱/۸۸	۴۱/۵۴	۱۵×۳۰	۱	HFRRC
		۳/۸۴	۲۹۱۰۹/۶۷	۲/۲۸	۳۸/۳۶	۱۵×۳۰	۲	
		۳/۹۱	۲۹۶۸۵/۹۱	۳/۶۵	۳۹/۸۴	۱۵×۳۰	۳	

در بین جفت نمونه مشابه طبیعی و بازیافته بدون الیاف، نمونه‌های ساخته شده از سنگدانه‌های بازیافته، مقاومت فشاری کمتری را حدود ۱۰ درصد ثبت نمود.

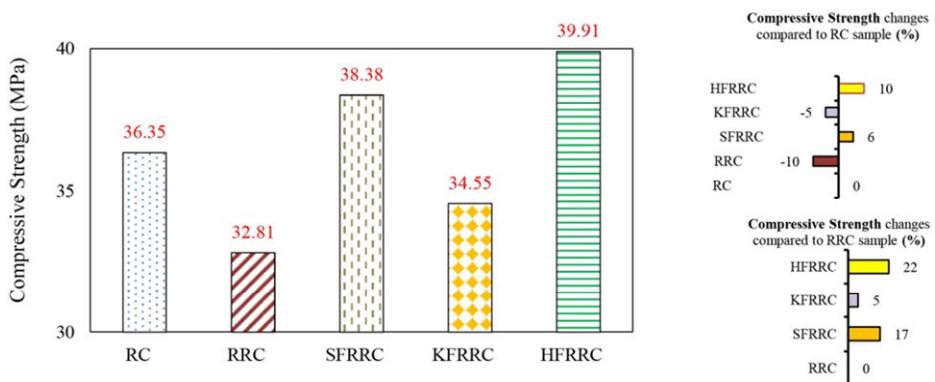
#### ۲-۸- نمودار بار- تغییرشکل

در شکل ۱۱، همه پنج نمونه حاوی سنگدانه بازیافته و طبیعی تحت آزمایش لنگر خمشی نشان داده شده است. همچنین در شکل ۱۲، نمودار بار- جابه‌جایی در وسط دهانه تیر برای پنج نمونه با سنگدانه بازیافته و نمونه مرجع ارائه شده است. در شکل ۱۲ و در کنار منحنی بار- جابه‌جایی مقدار افزایش مقاومت و تغییرشکل تیرها نسبت به تیر مرجع نشان داد. برای تیرهای حاوی سنگدانه بازیافته، همانطوری که ملاحظه می‌گردد مقدار افزایش مقاومت و ظرفیت باربری تیر حاوی الیاف هیبریدی فولادی و کورتا بیشترین مقدار را دارا بوده و در رددهای بعدی به ترتیب، تیر حاوی الیاف مجذبی فولادی، الیاف کورتا و تیر بدون الیاف قرار دارند و مقدار افزایش

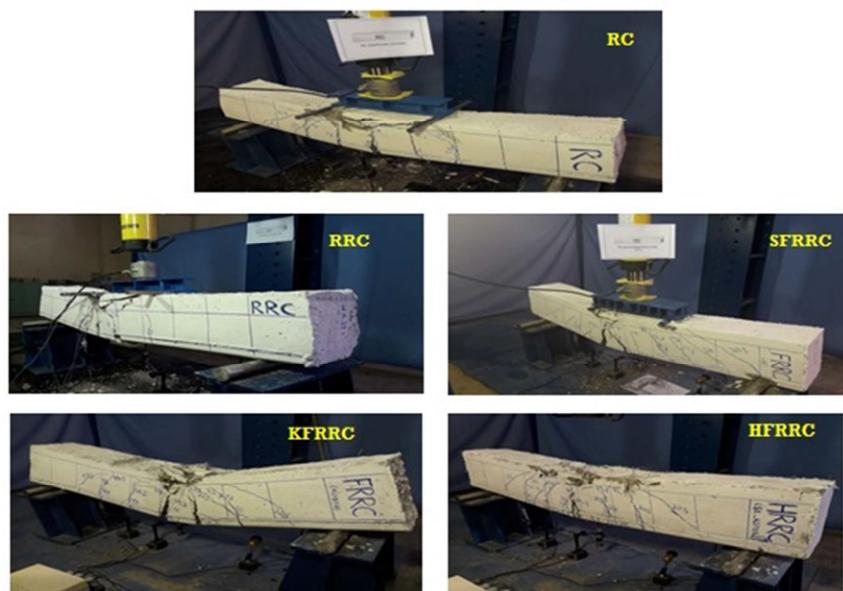
بیشترین مقدار افزایش مقاومت فشاری نسبت به نمونه مرجع، مربوط به نمونه حاوی الیاف هیبریدی فولادی و کورتا بوده و حدود ۱۰ درصد و بیشترین مقدار کاهش مربوط به نمونه بدون الیاف با سنگدانه بازیافته بوده و حدود ۱۰ درصد است. مقدار افزایش یا کاهش مقاومت فشاری نمونه‌ها نسبت به نمونه مرجع ۱۰، ۶، ۵-۵-۱۰ درصد به ترتیب مربوط به نمونه هیبریدی فولادی و کورتا، نمونه الیاف مجذبی فولادی، نمونه الیاف مجذبی کورتا و نمونه بدون الیاف ثبت شده است. به عبارتی در نمونه‌های حاوی الیاف کورتا و نمونه بازیافته بدون الیاف نسبت به نمونه مرجع، کاهش مقاومت دیده شده است. استفاده از الیاف هیبریدی بهدلیل درهم‌تنیدگی و مقاومت بالای مقاومت الیاف فولادی باعث افزایش مقاومت فشاری نمونه‌ها شده است.

الیاف هیبریدی (فولادی و کورتا) نسبت به الیاف مجذبی (فولادی) باعث افزایش حداقل ۴ درصدی مقاومت فشاری در نمونه‌ها شد.

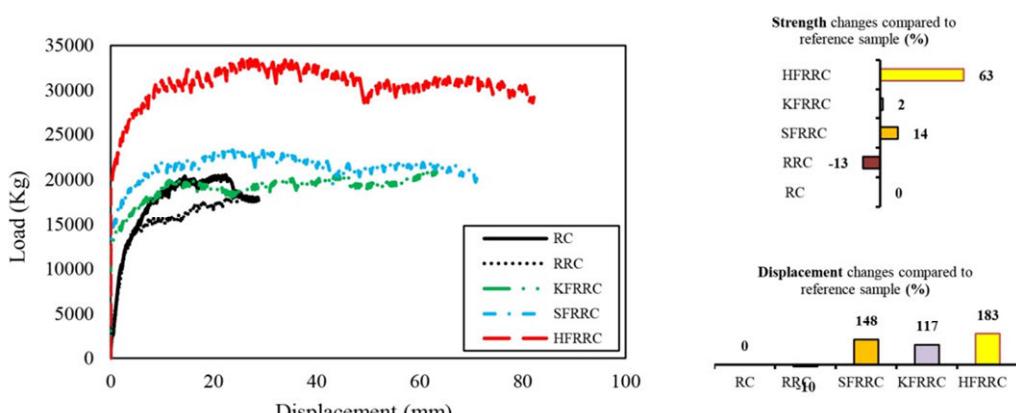
مقاومت آنها نسبت به تیر مرجع، به ترتیب ۶۳، ۲۰، ۱۴ و ۲۳ درصد می‌باشد.



شکل ۱۰- مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی سنگدانه طبیعی و بازیافتی با الیاف مختلف مجزا و هیبریدی



شکل ۱۱- آزمایش مقاومت خمشی تیرهای بتن مسلح با الیاف مختلف مجزا و هیبریدی



شکل ۱۲- مقایسه نمودار بار- جابه‌جایی وسط دهانه، در تیرهای بتن مسلح با الیاف مختلف مجزا و هیبریدی

الیاف مقاومت، کمتر از تیر بدون الیاف و حاوی سنگدانه طبیعی (نمونه مرجع) بود.

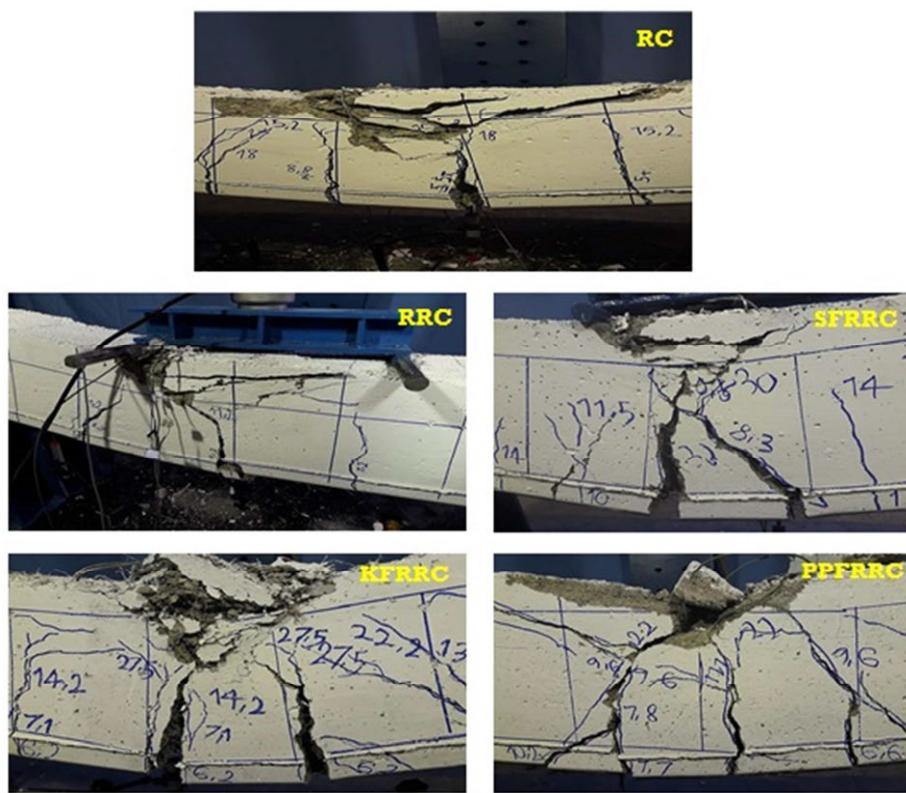
تیر بدون الیاف کمترین مقدار را از این حیث نشان داد. به عبارتی در تیر حاوی سنگدانه بازیافتی و بدون

در منحنی بار- جابه‌جایی، مشخص گردید که استفاده از الیاف در تیرهای بتن مسلح ساخته شده با سنگدانه بازیافته، باعث بهبود پارامترهای لرزه‌ای تیرها از جمله سختی، مقاومت و شکل‌پذیری شده و نقش الیاف هیبریدی در این خصوص بیشتر از الیاف مجزا می‌باشد.

### ۳-۸- مود شکست و الگوی ترک

در شکل ۱۳، مود شکست و همچنین توزیع ترکها در نمونه‌های حاوی سنگدانه بازیافته نشان داده شده است همانطوری که در این اشکال مشخص است، شکست همه نمونه‌ها به صورت مود شکست خمشی بوده، به‌طوری که در ابتدا میلگردهای کششی وارد ناحیه تسلیم و ناحیه پلاستیک شده و در ادامه میلگردهای ناحیه فشاری نیز تسلیم شده‌اند. در نمونه‌های دارای الیاف نسبت به نمونه مرجع، تعداد ترک‌های بیشتر و با عمق کمتری رخ داد.

از نظر شکل‌پذیری، همانطوری که در شکل ۱۲ ملاحظه می‌گردد، در تیرهای ساخته شده با سنگدانه بازیافته، مقدار شکل‌پذیری تیر حاوی الیاف هیبریدی فولاد و کورتا بیشترین مقدار را دارا بوده و در رده‌های بعدی به ترتیب تیر الیاف مجزا فولادی، الیاف مجزا کورتا و تیر بدون الیاف قرار دارند و مقدار افزایش شکل‌پذیری، برای تیرهای الیاف هیبریدی حدود  $1/8$  برابر و تیر حاوی الیاف فولاد حدود  $1/5$  و تیر حاوی الیاف کورتا حدود  $1/2$  برابر نسبت به تیر مرجع می‌باشد. تیر حاوی سنگدانه بازیافته و بدون الیاف نسبت به تیر مرجع کاهش جزیی داشته است. این افزایش در شکل‌پذیری تیرهای با الیاف هیبریدی نسبت به سایر تیرها به دلیل مقاومت کششی بالای الیاف فولادی بوده، به‌طوری که در تیرهای با الیاف فولادی مجزا هم دیده می‌شود.



شکل ۱۳- مود شکست و الگوی ترک تیرهای بتن مسلح با الیاف مختلف مجزا و هیبریدی

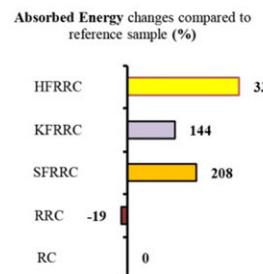
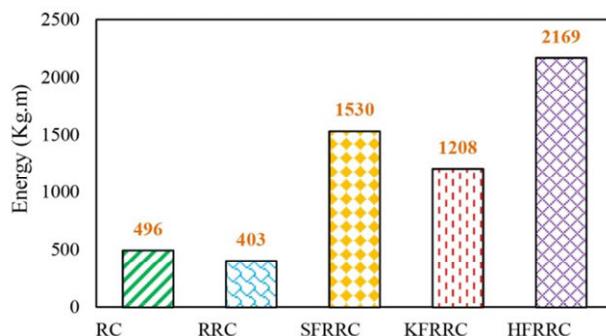
همانگونه که مشاهده می‌گردد، تیرهای حاوی الیاف هیبریدی فولادی و کورتا بیشترین و تیر بدون الیاف کمترین ظرفیت جذب انرژی را از خود نشان دادند. در

### ۴-۸- انرژی جذب شده

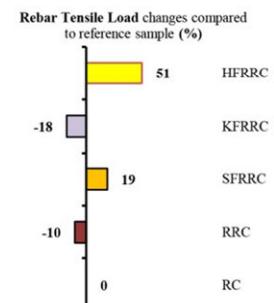
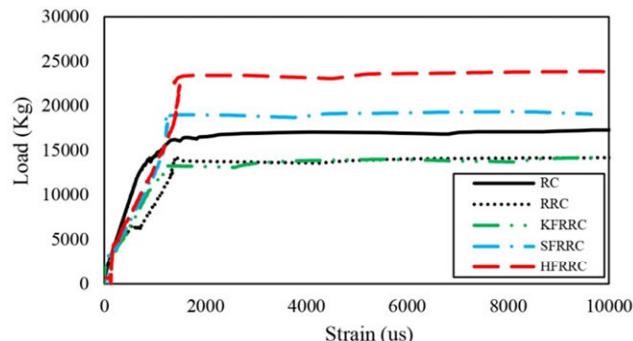
در شکل ۱۴، مقدار جذب انرژی تیرهای ساخته شده با سنگدانه‌های بازیافته نشان داده شده است.

### ۵-۸- نمودار بار - کرنش

در شکل ۱۵، منحنی بار - کرنش میلگردهای کششی در تیرهای ساخته شده با بازیافتدی نشان داده شده است. همانگونه که مشاهده می‌گردد، میلگردها در تیرهای الیافی در بار بیشتری نسبت به تیر مرجع تسليم شده و وارد ناحیه پلاستیک شده‌اند. مقدار افزایش این بار در تیرهای الیاف هیبریدی فولادی و کورتا، الیاف مجذب فولادی، تیر بدون الیاف و تیر با الیاف مجذب کورتا به ترتیب  $19/51$  درصد (افزایش)،  $10$  و  $18$  درصد (کاهش) نسبت به تیر مرجع بیشتر بوده است. همانطور که ملاحظه می‌شود تیر بدون الیاف و تیر حاوی الیاف کورتا در بار کمتری نسبت به تیر مرجع، آرماتورهای کششی آن تسليم شده و وارد ناحیه پلاستیک می‌گردند. همچنان در جفت نمونه مشابه بدون الیاف، تیر حاوی سنگدانه طبیعی نسبت به تیر حاوی سنگدانه بازیافتدی در بار بیشتری میلگردهای کششی آن تسليم می‌گردد.



شکل ۱۴- مقایسه انرژی جذب شده در تیرهای مختلف با سنگدانه طبیعی و بازیافتدی



شکل ۱۵- مقایسه نمودار بار - کرنش میلگردهای کششی در تیرهای بتن مسلح با الیاف مختلف مجذب و هیبریدی

در این تحقیق برای بررسی رفتار تیرهای بتونی ساخته شده از سنگدانه‌های بازیافتدی با اضافه کردن الیاف

### ۹- نتیجه‌گیری

تیرهای الیاف هیبریدی حدود  $1/8$  برابر، تیر حاوی الیاف فولاد حدود  $1/5$  و تیر حاوی الیاف کورتا حدود  $1/2$  برابر نسبت به تیر مرجع می‌باشد. تیر بدون الیاف و حاوی سنگدانه بازیافته، شکل‌پذیری کمتری نسبت به تیر مرجع نشان داد.

۴- مود شکست در نمونه‌های حاوی سنگدانه بازیافته بهصورت مود شکست خمشی بوده، بهطوری که در ابتدا میلگردهای کششی وارد ناحیه تسليم و ناحیه پلاستیک شده و در ادامه میلگردهای ناحیه فشاری نیز تسليم شده‌اند. در نمونه‌های دارای الیاف نسبت به نمونه مرجع تعداد ترک‌های بیشتر و با عمق کمتری رخ داد.

۵- مقدار جذب انرژی تیرهای ساخته شده با سنگدانه‌های بازیافته، تیرهای حاوی الیاف هیبریدی فولادی و کورتا بیشترین و تیر حاوی بدون الیاف کمترین ظرفیت جذب انرژی را از خود نشان دادند. در رده‌های بعدی به ترتیب تیر حاوی الیاف مجذای فولادی و الیاف مجذای کورتا قرار دارند. مقدار افزایش جذب انرژی تیرهای حاوی الیاف بهتر از تیر مرجع بوده و البته تیر بدون الیاف بازیافته نسبت به تیر مرجع ظرفیت جذب انرژی کمتری را از خود نشان دادند.

۶- از نقطه‌نظر جاری شدن میلگردهای کششی، مشخص شد که تیرهای با ظرفیت باربری بالاتر دیرتر جاری می‌گردند، بهطوری که میلگردها در تیرهای الیافی در بار بیشتری نسبت به تیرهای مرجع تسليم شده و وارد ناحیه پلاستیک شده‌اند. در تیرهای ساخته شده با سنگدانه بازیافته، مقدار افزایش این بار در تیرهای الیاف هیبریدی فولاد و کورتا، الیاف مجذای فولادی، تیر بدون الیاف بازیافته و الیاف مجذای کورتا به ترتیب  $۱۹/۵۱$ ،  $۱۰$  و  $-۱۸$ - درصد نسبت به تیر مرجع

مختلف، تعداد پنج نمونه تیر در ابعاد واقعی ساخته شده و مورد آزمایش قرار گرفت. الیاف مورد استفاده در این تحقیق الیاف فولادی و کورتا بوده که بهصورت مجزا و ترکیبی در تیرها مورد استفاده قرار گرفتند. آزمایش مقاومت فشاری نمونه‌های بتنی و آزمایش خمش چهار نقطه‌ای بر روی تیرها انجام شد و رفتار خمشی این تیرها مورد ارزیابی قرار گرفت. همچنین نمودار بار- جابه‌جایی، انرژی جذب شده، شکل‌پذیری، تسليم آرماتورهای طولی و مودهای شکست این تیرها استخراج گردید. نتایجی که از این تحقیق حاصل شد بهصورت زیر ارائه می‌گردد:

۱- افزودن الیاف موجب افزایش مقاومت فشاری در نمونه‌ها گردید. بیشترین مقدار افزایش (حدود  $۲۲$  درصد در نمونه حاوی الیاف هیبریدی) و بیشترین مقدار کاهش (حدود  $۵$  درصد در نمونه حاوی الیاف مجذای کورتا) بود. همچنین در نمونه بدون الیاف نسبت به نمونه مرجع حدود  $۱۰$  درصد کاهش مقاومت فشاری ثبت گردید.

۲- از نقطه‌نظر بار ترک خمشی اولیه و ظرفیت باربری نهایی نمونه، مقدار افزایش مقاومت و ظرفیت باربری تیر حاوی الیاف هیبریدی فولادی و کورتا بیشترین مقدار را دارا بوده و در رده‌های بعدی به ترتیب تیر الیاف مجذای کورتا و تیر بدون الیاف بازیافته قرار دارند و مقدار افزایش مقاومت آنها نسبت به تیر مرجع، به ترتیب  $۶۳$ ،  $۱۴$ ،  $۲$  و  $-۲۳$ - درصد می‌باشد. تیر بدون الیاف و حاوی سنگدانه بازیافته حدود  $۲۳$  درصد مقاومتی کمتر از تیر مرجع (تیر بدون الیاف و حاوی سنگدانه طبیعی) را نشان داد.

۳- از نظر شکل‌پذیری، در تیرهای حاوی سنگدانه بازیافته، مقدار شکل‌پذیری تیر حاوی الیاف هیبریدی فولاد و کورتا بیشترین مقدار را دارا بوده و در رده‌های بعدی به ترتیب تیر الیاف مجذای فولادی، الیاف مجذای کورتا و تیر بدون الیاف قرار دارند و مقدار افزایش شکل‌پذیری،

رفتار خمشی تیرهای بتن مسلح ساخته شده با سنگدانه‌های بازیافتی را برطرف نمود.

۹- در نهایت با توجه به نتایج بدست آمده، بیشترین تأثیر در بهبود رفتار خمشی تیر بتن مسلح ساخته شده با سنگدانه بازیافتی، مربوط به حالتی است که نمونه با الیاف هیبریدی فولادی و کورتا تقویت شده است؛ همچنین ذکر این نکته ضروری است که در این حالت خیز نهایی نمونه افزایش چشمگیری داشته و موجب افزایش جذب انرژی و شکل‌پذیری نمونه شده و افزایش ظرفیت باربری نمونه در این حالت را موجب می‌شود که میلگردها دیرتر به حد جاری شدن خود برسند. به عبارت دیگر، به طور کلی افزودن الیاف هیبریدی موجب افزایش ظرفیت باربری و خیز نهایی (شکل‌پذیری بیشتر) نمونه و دیرتر جاری شدن میلگردهای کششی در نمونه می‌گردد.

بوده است. میلگرد تیرهای بازیافتی بدون الیاف و حاوی الیاف کورتا نسبت به تیر مرجع زودتر تسلیم شده است.

۷- در بین جفت نمونه مشابه طبیعی و بازیافتی بدون الیاف، نمونه ساخته شده از سنگدانه‌های طبیعی ظرفیت باربری، خیز نهایی و جذب انرژی بیشتری را ثبت نمودند و همچنین از نظر جاری شدن میلگردهای کششی، نمونه‌های طبیعی در باز بیشتری تسلیم شده و وارد ناحیه پلاستیک شدند.

۸- نمونه حاوی الیاف هیبریدی نسبت به نمونه‌های حاوی الیاف مجزا تأثیر بیشتری بر رفتار خمشی تیرهای ساخته شده با سنگدانه‌های بازیافتی نشان داد و با استفاده از الیاف مجازی فولادی و الیاف هیبریدی فولادی و کورتا می‌توان ضعف

## مراجع

- [1] Marara, K., Erenb, Ö., & Yitmena, İ. (2011). "Compression specific toughness of normal strength steel fiber reinforced concrete (NSSFRC) and high strength steel fiber reinforced concrete (HSSFRC)", *Materials Research*, 14, 239-247.
- [2] Tanoli, W. A., Naseer, A. M. J. A. D., & Wahab, F. A. Z. L. I. (2014). "Effect of steel fibers on compressive and tensile strength of concrete", *International Journal of Advanced Structures and Geotechnical Engineering*, 3(4), 393-397.
- [3] Noamana, A. T., Bakar, B. A., & Akil, H. M. (2016). *Effect of curmb rubber aggregate on toughness and impact energy of steel fiber concrete*, PhD of engineering, Civil Eengineering, University Sains Malaysia.
- [4] Yoo, D. Y., Banthia, N., Yang, J. M., & Yoon, Y. S. (2016). "Size effect in normal-and high-strength amorphous metallic and steel fiber reinforced concrete beams", *Construction and Building Materials*, 121, 676-685.
- [5] Altun, F., & Aktaş, B. (2013). "Investigation of reinforced concrete beams behavior of steel fiber added lightweight concrete", *Construction and Building Materials*, 38, 575-581.
- [6] Yap, S. P., Alengaram, U. J., Mo, K. H., & Jumaat, M. Z. (2019). "Ductility behaviours of oil palm shell steel fibre-reinforced concrete beams under flexural loading", *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 23(7), 866-878.
- [7] Arivalagan, S. (2012). "Earthquake-Resistant Performance of Polypropylene Fiber Reinforced Concrete Beams", *Journal of Engineering and Technology*, 2(01), 63-67.
- [8] Nahhas, T. M. (2013). "Flexural behavior and ductility of reinforced lightweight concrete beams with polypropylene fiber", *Journal of construction engineering and management*, 1(1), 4-10.
- [9] Afroughsabet, V., Biolzi, L., & Ozbakkaloglu, T. (2016). "High-performance fiber-reinforced concrete: a review", *Journal of materials science*, 51(14), 6517-6551.
- [10] Alberti, M. G., Enfedaque, A., & Gálvez, J. C. (2016). "Fracture mechanics of polyolefin fibre reinforced concrete: Study of the influence of the concrete properties, casting procedures, the fibre length and specimen size", *Engineering Fracture Mechanics*, 154, 225-244.
- [11] Mohammed, A. A. (2017). "Flexural behavior and analysis of reinforced concrete beams made of recycled PET waste concrete", *Construction and Building Materials*, 155, 593-604.

- [12] Gao, D., & Zhang, L. (2018). "Flexural performance and evaluation method of steel fiber reinforced recycled coarse aggregate concrete", *Construction and Building Materials*, 159, 126-136.
- [13] Arora, S., & Singh, S. P. (2016). "Analysis of flexural fatigue failure of concrete made with 100% coarse recycled concrete aggregates", *Construction and Building Materials*, 102, 782-791.
- [14] Choi, W. C., & Yun, H. D. (2013). "Long-term deflection and flexural behavior of reinforced concrete beams with recycled aggregate", *Materials & Design*, 51, 742-750.
- [15] Azad, A. M. (2017). "Flexural behavior and analysis of reinforced concrete beams made of recycled PET waste concrete", *Construction and Building Materials*, 155, 593-604.
- [16] Guo, Y., Zhang, J., Chen, G., & Xie, Z. (2014). "Compressive behaviour of concrete structures incorporating recycled concrete aggregates, rubber crumb and reinforced with steel fibre, subjected to elevated temperatures", *Journal of cleaner production*, 72, 193-203.
- [17] Carneiro, J. A., Lima, P. R. L., Leite, M. B., & Filho, R. D. (2014). "Compressive stress-strain behavior of steel fiber reinforced-recycled aggregate concrete", *Cement and concrete composites*, 46, 65-72.
- [18] Meda, A., Minelli, F., & Plizzari, G. A. (2012). "Flexural behavior of RC beams in fiber reinforced concrete", *Composites Part B: Engineering*, 43, 2930-2937.
- [19] Soutsos, M. N., Le, T. T. & Lampropoulos, A. P. (2012). "Flexural performance of fibre reinforced concrete made with steel and synthetic fibres", *Construction and Building Materials*, 36, 704-710.
- [20] Seara-Paz, S., González-Fonteboa, B., Martínez-Abella, F., & Eiras-López, J. (2018). "Flexural performance of reinforced concrete beams made with recycled concrete coarse aggregate", *Engineering Structures*, 156, 32-45.
- [21] Tošić, N., Marinković, S., & Ignjatović, I. (2016). "A database on flexural and shear strength of reinforced recycled aggregate concrete beams and comparison to Eurocode 2 predictions", *Construction and Building Materials*, 127, 932-944.
- [22] Tarek, T. M., Das, H. K., Mahmood, A. H., Rahman, M. N., & Awal, M. A. (2017). "Flexural performance of RC beams made with recycled brick aggregate", *Construction and Building Materials*, 134, 67-74.
- [23] Zaetang, Y., Sata, V., Wongsa, A., & Chindaprasirt, P. (2016). "Properties of pervious concrete containing recycled concrete block aggregate and recycled concrete aggregate", *Construction and Building Materials*, 111, 15-21.
- [24] Weiss, W. J., & Shah, S. P. (1997). "Recent trends to reduce shrinkage cracking in concrete pavements", In *Proceedings of the 1997 Airfield Pavement Conference*, 217-228.
- [25] Banthia, N., Gupta, R., & Mindess, S. (2004). "Developing crack resistant SFRC overlay materials for repair applications", *NSF Conference*, Bergamo, Italy.
- [26] Banthia, N., & Sheng, J. (1996). "Fracture toughness of micro-fiber reinforced cement composites", *Cement and Concrete Composites*, 18(4), 251-269.
- [27] Bindiganavile, V., & Banthia, N. (2001). "Polymer and steel fiber-reinforced cementitious composites under impact loading—Part 1: Bond-slip response", *Materials Journal*, 98(1), 10-16.
- [28] ACI 318, (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14)*, ACI Committee 318, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- [29] ASTM C150/C150M-17. (2017). *Standard Specification for Portland cement*, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- [30] ASTM C1602/C1602M-12. (2012). *Standard Specification for Mixing Water Used in the Production of Hydraulic Cement Concrete*, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- [31] ASTM, A. (2016). C33/C33M-16e1: *Standard Specification for Concrete Aggregates*, ASTM International, and West Conshohocken, Pennsylvania, United States.
- [32] ASTM, A. (2014). C136/C136M-14, *Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates*, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- [33] ASTM, A. (2016). C125-16, *Standard Terminology Relating to Concrete and Concrete Aggregates*, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- [34] ASTM, A. (2017). D5821-13, *Standard Test Method for Determining the Percentage of Fractured Particles in Coarse Aggregate*, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- [35] ACI Committee, (2002). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 211.1-91)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- [36] ASTM, A. (2014). D2419-14, *Standard Test Method for Sand Equivalent Value of Soils and Fine Aggregate*, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- [37] ASTM, A. (2016). D8038-16, *Standard Practice for Reclamation of Recycled Aggregate Base (RAB) Material*, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- [38] ASTM, A. (2017). C1077-17, *Standard Practice for Agencies Testing Concrete and Concrete Aggregates for Use in Construction and Criteria for Testing Agency Evaluation*, ASTM International, West Conshohocken, PA.

[39] ASTM, A. (2017)., C39/C39M-17b, *Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*, ASTM International, West Conshohocken, PA.



## رفتار دینامیکی غیرخطی قاب‌های خمی و دوگانه فولادی سه‌بعدی تحت اثر برخورد وسیله نقلیه

خرابی پیشرونده شاخه‌ای از تحقیقات است که در چند سال اخیر مورد توجه محققین قرار گرفته است. در این تحقیق به بررسی پتانسیل تخریب پیشرونده سازه فولادی چهار طبقه تحت اثر برخورد کامیون دارای وزن ۸ تن بیرو با ستون‌های طبقه همکف پرداخته شده است. سرعت وسیله نقلیه برابر با ۲۰ متر بر ثانیه در نظر گرفته شد. این سازه فولادی چهار طبقه (در یک جهت دارای سیستم قاب خمی فولادی متوسط و مهاربند همگرای ویژه فولادی و جهت دیگر دارای سیستم قاب خمی فولادی متوسط) در نرم‌افزار ETABS مدل‌سازی و طراحی گردید. برای شبیه‌سازی سازه تحت سناریوهای برخورد از نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS استفاده شده است. مدل‌سازی‌ها به صورت سه‌بعدی در نظر گرفته شد. در این تحقیق، شش سناریوی برخورد کامیون به ستون‌های مجاور مختلف سازه با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی در نظر گرفته شده است. نتایج نشان داد که ستون‌های گوشه نسبت به ستون‌های پیرامونی در برابر برخورد آسیب‌پذیرتر هستند. همچنین وجود مهاربندها باعث کاهش خرابی و تغییرشکل در سناریوی موردنظر می‌شود. بهطوری‌که جایه‌جایی افقی در ستون گوشه مورد ضربه در سناریوی چهار (در جهت قاب خمی) حدود سه برابر سناریوی یک (در جهت سیستم دوگانه) است. این موضوع تأثیر مثبت مهاربند را در کاهش پاسخ‌های سازه در مقابل ضربه نشان می‌دهد.

**واژگان کلیدی:** تخریب پیشرونده، ضربه، برخورد کامیون، تحلیل دینامیکی غیرخطی، ABAQUS

### فاطمه صفری هنر

کارشناسی ارشد مهندسی سازه،  
دانشکده مهندسی عمران،  
دانشگاه علم و صنعت ایران.

پست الکترونیک:  
fatemesafarieng@yahoo.com

### اسماعیل محمدی

#### ده چشممه

دانشجوی دکتری مهندسی زلزله،  
دانشکده مهندسی عمران،  
دانشگاه علم و صنعت ایران.

پست الکترونیک:  
esmaeil\_mohammadi  
@civileng.iust.ac.ir

### وحید بروجردیان\*

استادیار گروه سازه، دانشکده  
مهندسی عمران، دانشگاه علم و  
صنعت ایران.

پست الکترونیک:  
broujerdian@iust.ac.ir

### مهران ترابی

کارشناسی ارشد مهندسی زلزله،  
دانشکده مهندسی عمران،  
دانشگاه علم و صنعت ایران.

پست الکترونیک:  
mehrantorabi.best  
@gmail.com

### ۱- مقدمه

خرابی پیشرونده، گسترش خرابی‌های زنجیروار در یک سازه است که از حداقل یک عضو بحرانی سازه شروع شده و در نهایت، موجب خرابی کل سازه یا بخش وسیعی از آن می‌شود [۱]. وقتی‌که یک عضو باربر سازه‌ای دچار شکست یا از دست دادن مقاومت می‌شود، بار عضو از طریق مسیری جایگزین به اعضای مجاور منتقل می‌شود. آزاد شدن انرژی داخلی به دلیل حذف یا آسیب عضو

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۵/۳۰، بازنگری ۱۴۰۰/۰۶/۲۷، پذیرش ۱۴۰۰/۰۷/۲۰.  
DOI: 10.22091/cer.2021.7270.1287

باعث کاهش پاسخ دینامیکی سازه در برابر حذف ستون و اتلاف انرژی شود. از این‌رو، استفاده از مهاربندها در سیستم سازه‌ای، مقاومت سازه در برابر تخریب پیشرونده را افزایش می‌دهد [۷-۱۱]. سلاماسی و شیدایی به بررسی تأثیر نوع مهاربند (شورون، X‌شکل و V‌شکل) بر خرابی پیشرونده در یک ساختمان فولادی شش طبقه پرداختند. نتایج این تحقیق نشان داد که مهاربند شورون، به دلیل فراهم کردن مسیرهای جایگزین مناسب، بیشتر و توانایی بهتر توزیع مفاصل پلاستیک در سازه، نسبت به مهاربندهای V‌شکل و X‌شکل در برابر خرابی پیشرونده مقاوم‌تر است [۱۲].

اخیراً موضوع ضربه وسیله نقلیه با پایه‌های پل‌ها مورد مطالعه بسیاری از محققین قرار گرفته است. در این راستا، کو<sup>۶</sup> و همکاران و آیونگ<sup>۷</sup> و همکاران به بررسی رفتار پایه پل تحت اثر برخورد وسیله نقلیه پرداختند. در این مطالعه برای طراحی پل‌ها از روش طراحی ظرفیت استفاده شده است. این روش، به عنوان یک روش جدید برای پایه‌های آسیب‌پذیر در برابر برخورد کامیون سنگین ارائه شده است. نتایج شبیه‌سازی نشان داده است که استفاده از این روش طراحی، خرابی برشی در پل‌ها را در اثر برخورد وسیله نقلیه به میزان قابل توجهی کاهش می‌دهد. در پایان نشان دادند که پارامترهای سرعت وسیله نقلیه، قطر پایه پل و آرماتورهای عرضی، بر عملکرد پایه پل‌ها به هنگام برخورد وسیله نقلیه تأثیرگذار است [۳ و ۱۳].

تحقیقان دیگری نیز خرابی پیشرونده را در قاب‌های خمشی فولادی ارزیابی نمودند. آنها نشان دادند که حذف ستون در طبقات بالاتر نسبت به طبقه اول، باعث جابه‌جایی عمودی بیشتری می‌شود. همچنین آنالیز استاتیکی به دلیل در نظر نگرفتن اثر دینامیکی، ظرفیت بیشتری را برای مدل پیش‌بینی می‌کند. در تحقیقات

سازه‌ای منجر به افزایش نیروهای داخلی دینامیکی در اعضای مجاور می‌شود. یکی از عواملی که باعث ایجاد ضربه در سیستم می‌شود، برخورد وسیله نقلیه با ستون‌های سازه است. موضوع برخورد کامیون به ستون‌های سازه‌ای جزو بررسی تعدادی از محققان در چند سال گذشته بوده است [۲ و ۳]. روش‌ها و رویکردهای متفاوتی برای بررسی رفتار و خرابی این اعضا در حین ضربه توسعه داده شده است.

در سال ۱۹۶۸ نشت گاز در ساختمان رونان پیнт<sup>۱</sup> باعث ایجاد خرابی پیشرونده در این سازه شد. به دنبال آن توجه محققین زیادی به موضوع خرابی پیشرونده جلب شد. پس از آن در سال ۱۹۷۳ در ساختمان تجاری پلازا<sup>۲</sup> به هنگام بتون‌ریزی، خرابی پیشرونده رخ داد. از نمونه‌های دیگر تخریب پیشرونده در چند دهه گذشته، بمب‌گذاری ساختمان مورا<sup>۳</sup> در سال ۱۹۹۵، برج‌های خوبار در عربستان سعودی در سال ۱۹۹۶ و تخریب مرکز تجارت جهانی WTC در سال ۲۰۰۱ را می‌توان نام برد [۱].

پژوهشگران عملکرد ساختمان فولادی با قاب خمشی را تحت اثر بار ضربه‌ای بررسی کردند. نتایج این تحقیق‌ها نشان داد که اثر بارهای ضربه‌ای بر سازه، بیشتر از بارهای استاتیکی است. انرژی منتقل شده به سازه در اثر بارهای ضربه‌ای باعث خرابی در سازه می‌شود و در بارهای ضربه‌ای سرعت همراه با نیرو باعث پاسخ‌های غیرخطی می‌شود. این در حالی است که، اکثر آینده‌ها بار ضربه‌ای را به صورت بار استاتیکی معادل در نظر می‌گیرند. همچنین خرابی به دست آمده از برخورد با ستون گوشه بسیار بیشتر از برخورد با ستون پیرامونی است [۴، ۵ و ۶].

کیان<sup>۴</sup> و همکاران، فقیه ملکی و همکاران، لیو و ژو<sup>۵</sup>، جیانگ و جیان<sup>۶</sup> نشان دادند که وجود مهاربندها می‌تواند

<sup>1</sup>- Ronan Point

<sup>2</sup>- Skyline plaza

<sup>3</sup>- Murrah Federal Building

<sup>4</sup>- Qian

<sup>5</sup>- Liu and Zhu

<sup>6</sup>- Jiang and jian

<sup>7</sup>- Cao

<sup>8</sup>- Auyueung

در تحقیق حاضر ابتدا به تحلیل و طراحی یک سازه فولادی چهار طبقه در نرمافزار ETABS طبق آئیننامه‌های موجود لرزه‌ای پرداخته شده است. سپس ABAQUS صحنتسنجی توسط نرمافزار شبیه‌سازی ABAQUS مطابق پژوهش‌های قبلی صورت گرفته است. مقاطع تیرها، ستون‌ها و مهاربندها، که از طراحی تعیین شده است، جهت بررسی تخریب پیشرونده در نرمافزار ABAQUS مدل‌سازی گردیده است. در این تحقیق شش سناریوی ضربه در سازه موردنظر مورد شبیه‌سازی قرار گرفت. در نهایت، موقعیت ستون مورد ضربه و تأثیر مهاربند در شش سناریوی مورد بررسی، مورد ارزیابی قرار گرفته است.

## ۲-۱- نحوه مدل‌سازی

ساختمان مورد بررسی، ساختمانی فولادی چهار طبقه است که دارای پلان یکسان در طبقات می‌باشد. فواصل دهانه‌ها در راستای  $\alpha$  ۶ متر، در راستای  $\gamma$  ۵ متر و ارتفاع طبقات  $3/2$  متر در نظر گرفته شده است. سقف سازه از نوع کامپوزیت می‌باشد. سیستم باربر جانبی این سازه در راستای  $\alpha$  سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی متوسط و مهاربند همگرای ویژه فولادی و در راستای  $\gamma$ ، قاب خمشی فولادی متوسط است. در شکل ۱ پلان و نمای سه‌بعدی ساختمان مورد نظر نشان داده شده است. طراحی سازه با استفاده از نرمافزار ETABS و آئیننامه‌های ASCE7، AISC و استاندارد لرزه‌ای ۲۸۰۰ ایران صورت گرفته است [۱۷، ۱۸ و ۱۹]. محل ساختمان در تهران با شتاب مبنای زلزله طراحی  $0/35$  است. ASCE7 همچنین نوع خاک محل پژوهش، C، مطابق می‌باشد. بار مرده اضافی<sup>۱۰</sup>، زنده و پارتیشن طبقات به ترتیب برابر با  $0/0021$ ،  $0/002$  و  $0/001$  نیوتن بر میلی‌مترمربع در نظر گرفته شده است. بار مرده اضافی و

مذکور با افزایش تعداد طبقات پتانسیل خرابی پیشرونده کاهش یافته است. همچنین با کاهش طول دهانه، مقاومت سازه در برابر تخریب پیشرونده افزایش می‌یابد [۱۴ و ۱۵]. همچنین  $\theta^9$  و همکاران رفتار قاب فولادی سه‌طبقه را تحت اثر سناریو حذف ناگهانی ستون بررسی نمودند. نتایج نشان داد که سازه تغییرشکل دینامیکی زیادی را تحمل کرده است و مسیر جایگزین در تیرها به‌ویژه تیرهای طبقه اول ایجاد گردیده است [۱۶].

## ۱-۱- هدف تحقیق

در بیشتر مطالعات گذشته، به عامل تخریب پیشرونده توجهی نشده است [۴ و ۱۴]. یکی از عوامل ایجاد تخریب پیشرونده برخورد وسیله نقلیه با ستون سازه است. عموماً در بررسی سازه‌ها در مقابل تخریب پیشرونده، سازه‌های کوتاه‌مرتبه در مقابل این پدیده، بحرانی‌تر هستند [۱۴ و ۱۵]. در این تحقیق به بررسی یک ساختمان کوتاه‌مرتبه چهار طبقه (در یک جهت دارای سیستم قاب خمشی فولادی متوسط و مهاربند همگرای ویژه فولادی و در جهت دیگر دارای سیستم قاب خمشی فولادی متوسط) پرداخته شده است. بدین منظور، شش سناریوی مختلف برخورد کامیون (دارای جرم ۸ تن و سرعت ۲۰ متر بر ثانیه) با ستون‌های در موقعیت مجاور سازه در نرمافزار ABAQUS مورد بررسی قرار گرفته است. مدل‌سازی‌ها به صورت سه‌بعدی با لحاظ اثر غیرخطی مصالح و هندسه انجام شده است. تحلیل‌های مورد بررسی شامل سناریوهای برخورد به صورت دینامیکی غیرخطی می‌باشد. در نهایت، تنش‌های ایجاد شده در اعضای مهاربند و چشمۀ اتصال ناشی از ضربه مورد بررسی قرار گرفته شد.

## ۲- روش تحقیق

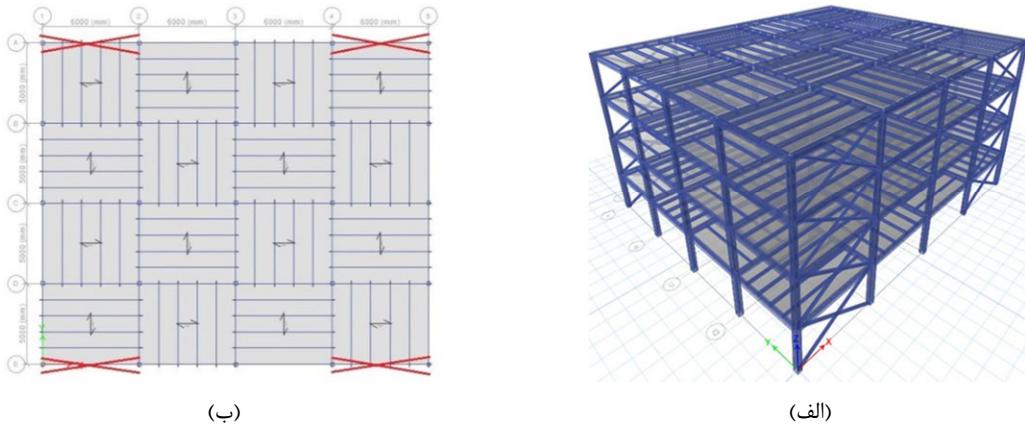
### ۲-۱- معرفی روش طراحی

<sup>۹</sup>- Xie

<sup>۱۰</sup>- Super dead

نیوتون بر میلی‌متر در نظر گرفته شده است. نتایج طراحی ساختمان مذکور در جدول ۱ نشان داده شده است.

زنده بام نیز به ترتیب برابر با  $0.0025$  و  $0.0015$  نیوتون بر میلی‌مترمربع فرض شده است. بار مرده دیوارهای پیرامونی طبقات و بام به ترتیب برابر با  $0.0007$  و  $0.00035$  نیوتون



شکل ۱- سازه مورد بررسی، (الف) نمای سهبعدی و (ب) پلان طبقات.

جدول ۱- مقاطع اعضای سازه مورد نظر

اعضا	طبقات ۱ و ۲	طبقات ۳ و ۴
ستون	BOX300X12	BOX250X10
تیر	F300X12-W220X12	F300X8-W200X12
تیر فرعی	IPE180-IPE200	IPE180-IPE200
مهاربند	2UNP120	2UNP100

میلی‌مترمربع، تنش گسیختگی  $480$  مگاپاسگال و کرنش نهایی  $0.2135$  است.

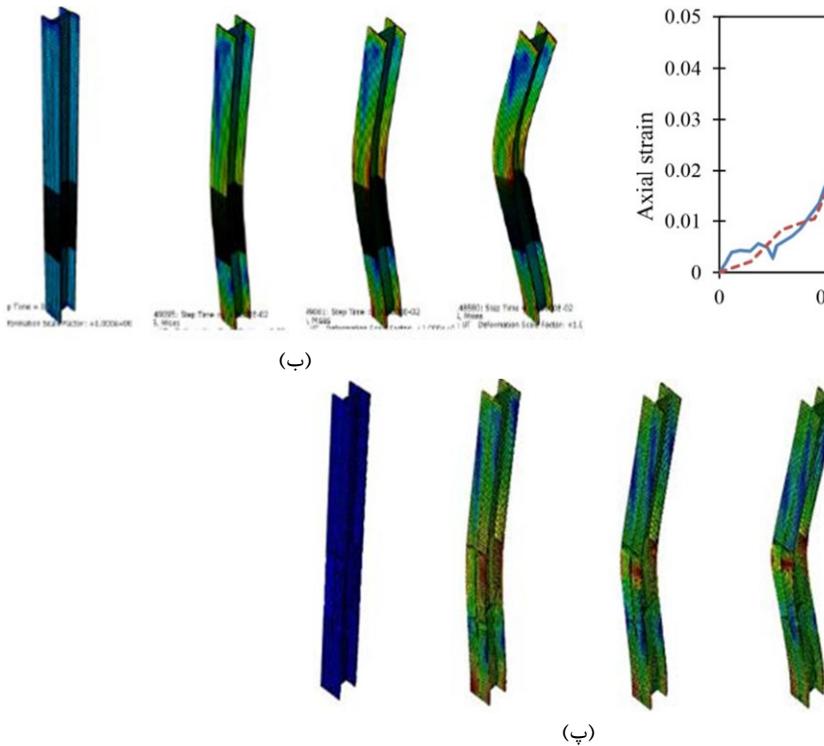
### ۳-۲- صحبت‌سنگی

جهت بررسی روش مدل‌سازی نیاز به صحبت‌سنگی نرم‌افزاری است. در این تحقیق اصلی‌ترین مسئله‌ای که می‌بایست صحبت‌سنگی شود، چگونگی اعمال ضربه و درگیری تماس بین کامیون و ستون سازه فلزی است. به‌منظور صحبت‌سنگی ستون فولادی از تحقیق الثایری و ونگ<sup>۱۱</sup> استفاده شده است [۲]. بار فشاری محوری در این مدل‌سازی، طول المان  $4000$  میلی‌متر بوده و برای گرفته شده است. شبیه‌سازی تماس از ضربی اصطکاک  $0.6$  استفاده شده

به عنوان مثال در جدول ۱، مقطع  $BOX300X12$  معرف مقطع ستون به صورت تیوب دارای ارتفاع و عرض  $300$  و ضخامت ورق  $12$  میلی‌متر است. همچنین مقطع  $F300X12-W220X12$  مربوط به تیر به صورت تیرورق با ابعاد  $300 \times 12$  و ابعاد بال  $220 \times 12$  میلی‌متر است. از طرفی، مقطع تیرهای فرعی دارای دهانه‌های  $5000$  میلی‌متر از پروفیل  $IPE180$  و در دهانه‌های  $6000$  میلی‌متر از پروفیل  $IPE200$  استفاده شده است. همچنین برای مقاطع مهاربندها از دوبل ناوданی استفاده شده است. به‌طور مثال  $2UNP120$  مربوط به دوبل ناوданی  $120$  است. فولاد مورد استفاده در اعضای سازه‌ای این تحقیق دارای وزن مخصوص  $7850\text{e-8}$  نیوتون بر میلی‌مترمکعب، ضربی بواسون  $0.3$ ، مدول الاستیسیته  $20000$  نیوتون بر میلی‌مترمربع، تنش تسلیم  $331$  نیوتون بر

<sup>۱۱</sup>- Al-Thairy and Wang

شکل ۲، کانتور تنش در ستون فولادی مورد ضربه و خرابی برشی ایجاد شده در ستون مورد نظر را نشان می‌دهد. در این حالت، جرم ضربه‌زننده ۶ تن و سرعت برخورد آن ۴۰ کیلومتر بر ساعت است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در مدل‌سازی عددی مرجع با مدل‌سازی تحقیق‌ها کانتورهای تنش نسبتاً نزدیک می‌باشند [۲]. شکل ۲، مقایسه کرنش محوری تیر فولادی در نقطه ضربه در تحقیق مرجع و تحقیق حاضر را نشان می‌دهد. با توجه به نمودار، مطابقت خوبی بین نتایج تحقیق حاضر با تحقیق مرجع مشاهده شده است.

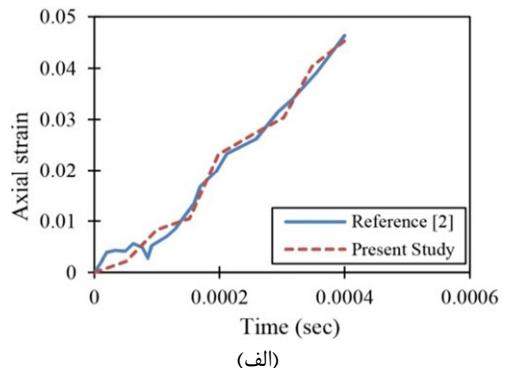


شکل ۲- (الف) نمودار کرنش محوری برحسب زمان در تحقیق حاضر و تحقیق مرجع [۲]. (ب) کانتور تنش در تحقیق مرجع [۲] و (پ)

کانتور تنش در تحقیق حاضر

مطابق مشخصات طراحی در شبیه‌سازی است. در تخریب کششی، کرنش پلاستیک در شروع آسیب ۰/۱۱۵ حداکثر تنش سه محوره ۰/۷، حداکثر نرخ کرنش ۱۴/۲ (1/sec)، کرنش نهایی پلاستیک ۰/۱۴۵ و جابه‌جایی نهایی پلاستیک ۰/۲۹۱ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. همچنین در تخریب برشی، کرنش پلاستیک در شروع آسیب ۰/۲۹۵، حداکثر تنش سه محوره ۱/۸۵، حداکثر

است [۲]. کرنش پلاستیک در شروع آسیب ۰/۲۹۵ حداکثر تنش سه محوره ۱/۸۵، حداکثر نرخ کرنش ۳۲۰ یک بر ثانیه، کرنش نهایی پلاستیک ۰/۶۵ و جابه‌جایی نهایی پلاستیک ۰/۴۱۵ میلی‌متر به عنوان ثوابت تخریب برشی در نظر گرفته شده است. المان مورد ضربه از نوع المان C8D3R و جسم ضربه‌زننده از نوع صلب، Discrete rigid مدل‌سازی شده است و ابعاد جسم ضربه‌زننده ۱۵۰۰×۳۰۰۰×۵۰۰ میلی‌متر است. در ناحیه محل ضربه در المان با توجه به حساسیت بیشتر و افزایش دقیق مدل‌سازی، مشبندی ریز انجام شده است.



(الف)



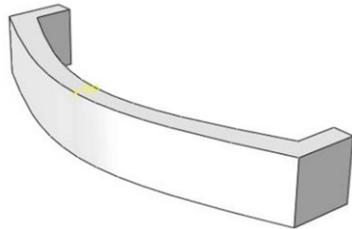
(پ)

#### ۴-۲- مدل‌سازی ضربه

#### ۱-۴-۲- خصوصیات مدل

در نرم‌افزار آباکوس تمامی المان‌های تیر، ستون و مهاربند از نوع المان کانتینیوم با تابع درجه ۱ و انتگرال‌گیری کاوش‌یافته (C3D8R) در نظر گرفته شده است. مشخصات مصالح وارد شده در نرم‌افزار آباکوس،

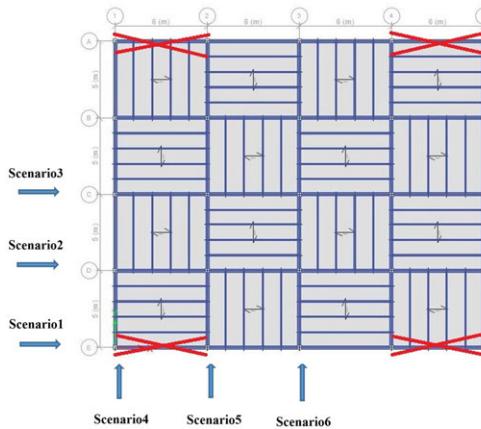
تحقیق، مشبندی ستون‌ها با اندازه ۵۰ میلی‌متر انجام شده است؛ اما ستون مورد ضربه به دلیل حساسیت بیشتر و برای حصول نتیجه بهتر و دقیق‌تر مشبندی متفاوتی از سایر ستون‌ها دارد. به این صورت که مشبندی در نواحی ستون مورد ضربه به ابعاد یک سانتی‌متر تغییر می‌کند. بال و جان تیرها دارای ابعاد مشبندی حدود ۵۰ میلی‌متر می‌باشند. مهاربندها نیز به دارای ابعاد مشبندی ۵۰ میلی‌متری می‌باشند.



(ب)

شکل ۳- (الف) نمای سهبعدی سازه مدل شده در آباکوس و (ب) ضربه زننده مدل شده

برخورد با ستون پیرامونی E2 در جهت قاب خمشی و سناریوی ۶ برخورد با ستون پیرامونی E3 در جهت قاب خمشی است.



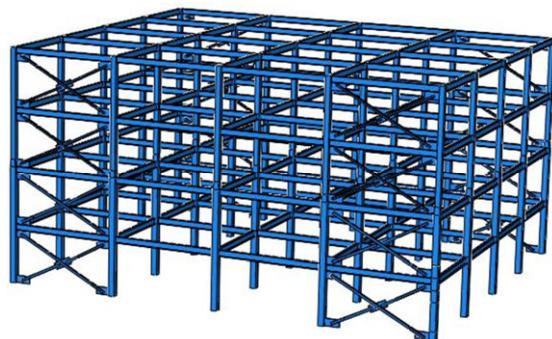
شکل ۴- موقعیت سناریوهای مختلف برای برخورد وسیله نقلیه

### ۳- نتایج تحقیق و بحث در نتایج

۱-۳- تنش ایجاد شده در مهاربندها تحت سناریوهای مختلف

نرخ کرنش ۳۲۰ (1/sec)، کرنش نهایی پلاستیک ۰/۶۵ و جابه‌جایی نهایی پلاستیک ۰/۴۱۵ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. جهت مدل‌سازی کامیون، سپر کامیون را Discrete rigid مدل‌سازی نموده و نوع المان به صورت Discrete rigid مدل‌سازی شده است (شکل ۳). دقیق شود از تغییر شکل ایجاد شده و جذب انرژی توسط وسیله نقلیه اجتناب شده است.

مدل‌سازی سهبعدی سازه مورد بررسی در نرم‌افزار ABAQUS در شکل ۳ نشان داده شده است. در این



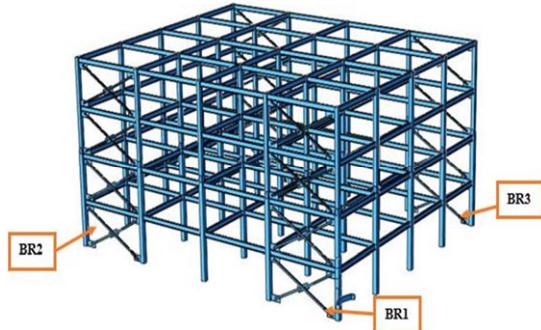
(الف)

### ۲-۴-۲- سناریوهای ضربه

برای بررسی اثر مهاربند و موقعیت ستون مورد ضربه بر سازه مورد ضربه، شش سناریو برخورد مطابق شکل ۴ در نظر گرفته شده است. این سناریوها شامل برخورد وسیله نقلیه به ستون‌های پیرامونی و گوشه است. جهت بررسی و مقایسه سیستم قاب خمشی و سیستم دوگانه، سناریوها در دو جهت X و Y معرفی شده است. شش سناریوی موردنظر، با مشخصات ضربه زننده شامل: جرم ۸ تن، سرعت ۲۰ متر بر ثانیه و ارتفاع برخورد از سطح زمین برابر با ۱۲۵۰ میلی‌متر مورد بررسی و تحقیق قرار می‌گیرد. به طوری که سناریوی ۱، مربوط به برخورد ضربه زننده با ستون گوشه E1 در جهت سیستم دوگانه، سناریوی ۲، برخورد با ستون پیرامونی D1 در جهت سیستم دوگانه، سناریوی ۳، برخورد با ستون پیرامونی C1 در جهت سیستم دوگانه، سناریوی ۴، برخورد با ستون گوشه E1 در جهت قاب خمشی، سناریوی ۵

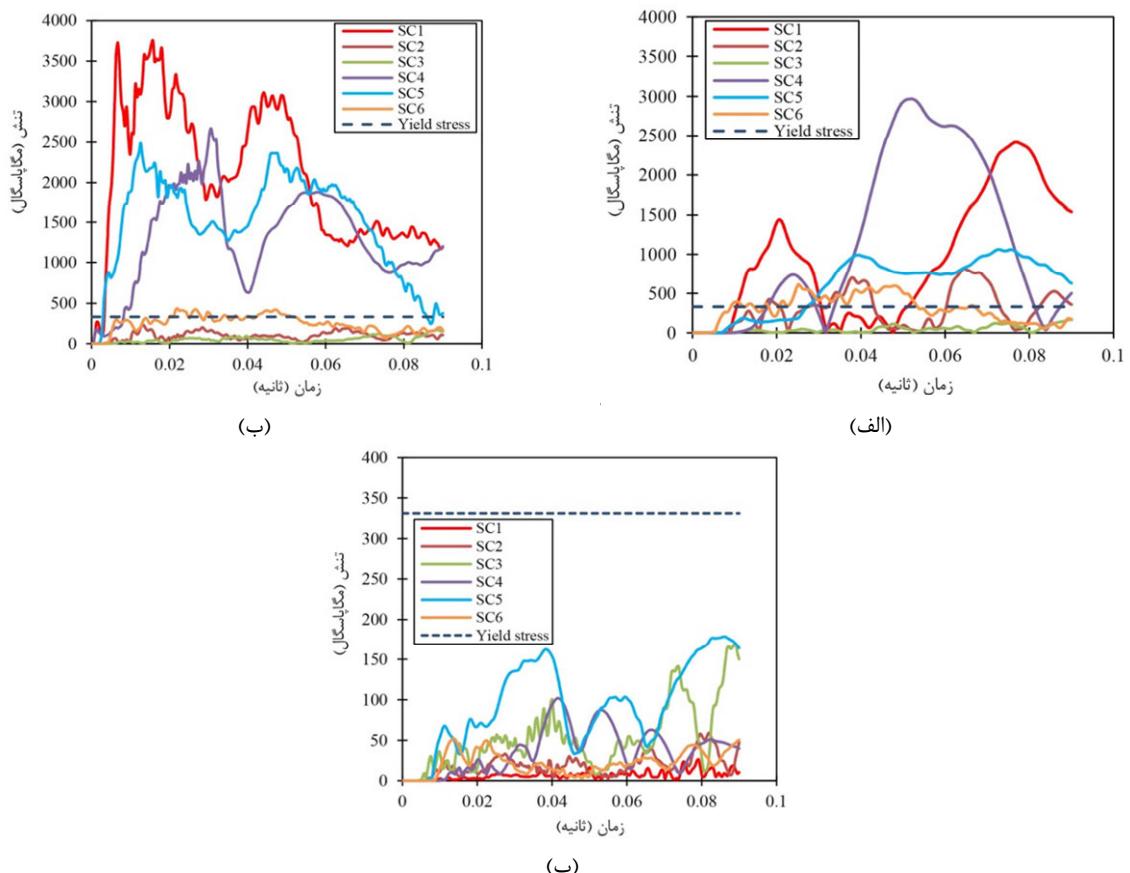
۶- ب، تنش در BR2 را نشان می‌دهد. در تمامی سناریوها به جز سناریوی ۳، تنش‌ها بیش از تنش BR3 گسیختگی است. در شکل ۶-پ، تنش در مهاربند BR3 مشاهده می‌شود. در این مهاربند، تنش‌ها کمتر از تنش تسلیم (۳۳۲ مگاپاسکال) است، بنابراین این مهاربند وارد ناحیه پلاستیک نشده و تنش‌های آن در ناحیه خطی قرار دارد. مطابق شکل ۷، مهاربند BR1 که نزدیک به محل ضربه است، بیشتر تحت اثر خرابی قرار گرفته است. هرچه مهاربند از محل ضربه دورتر می‌شود، خرابی و تنش در آن کمتر است. به طور مثال، تنش در مهاربند BR1 در لحظه نهایی برخورد در سناریوی ۴ که مجاور مهاربند بوده است، ۲/۹ برابر سناریوی ۳ است. درصد کاهش تنش در سناریوهای ۲، ۳، ۴، ۵ و ۶ در مهاربند BR1 نسبت به سناریوی ۱ به ترتیب برابر ۷۷، ۸۹، ۶۷، ۶۰ و ۹۰ درصد است.

جهت بررسی رفتار مهاربندها، در این تحقیق نام‌گذاری آن‌ها مطابق شکل ۵ در موقعیت‌های مختلف نشان داده شده است. بدین منظور از نتایج تحلیل مربوط به جرم ضربه‌زننده ۸ تن، سرعت ۲۰ متر بر ثانیه و موقعیت ضربه‌زننده ۱۲۵۰ میلی‌متری استفاده شده است.



شکل ۵-موقعیت مهاربندهای مورد بررسی

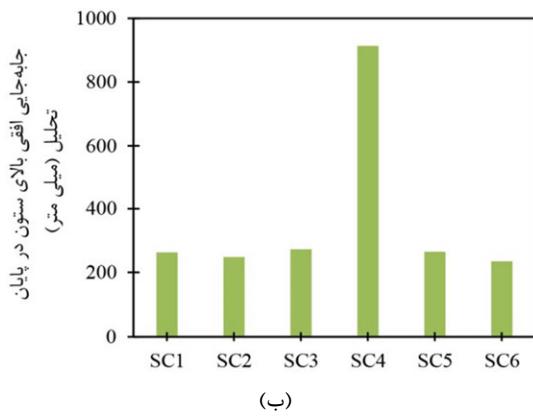
شکل ۶-الف، تنش در مهاربند نزدیک محل برخورد (BR1) را نشان می‌دهد. با توجه به این شکل، تنش در مهاربند BR1 در سناریوهای ۱، ۲، ۴ و ۵ بیشتر از تنش گسیختگی (۴۸۸ مگاپاسکال) شده است. شکل



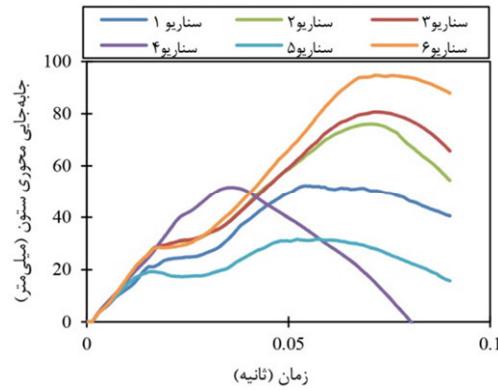
شکل ۶-نمودار تنش بر حسب زمان، (الف)، (ب) و (پ) برای BR1، BR2 و BR3

پیرامونی بحرانی‌تر است، زیرا در ستون گوشه تعداد اجزای متصل (تیرها) نسبت به ستون‌های پیرامونی کمتر است. همچنین بازتوزیع نیرو کمتر صورت می‌گیرد. سناریوی ۱ نیز برخورد با ستون گوشه است، اما همانگونه که مشخص است، جابه‌جایی در این حالت نسبت به سناریوی ۴ بسیار کمتر است که این موضوع تأثیر مثبت مهاربندها بر میزان جابه‌جایی در ستون مورد ضربه را نشان می‌دهد.

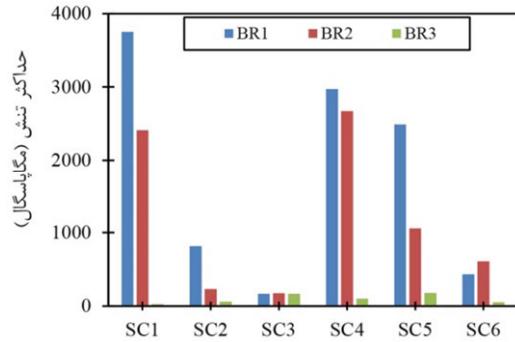
شکل ۸- ب، نمودار میله‌ای جابه‌جایی افقی در بالای ستون مورد ضربه در سناریوهای مختلف را نشان می‌دهد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود میزان حداکثر جابه‌جایی در سناریوی ۴، حدود سه برابر سایر سناریوها است. بنابراین میزان خرابی در این سناریو بسیار زیاد بوده و ستون گوشه در جهت قاب خمثی نسبت به سایر ستون‌ها وضعیت بحرانی‌تری دارد.



شکل ۸- نمودار جابه‌جایی افقی بالای ستون مورد ضربه (الف) بر حسب زمان و (ب) در پایان تحلیل در سناریوهای مختلف

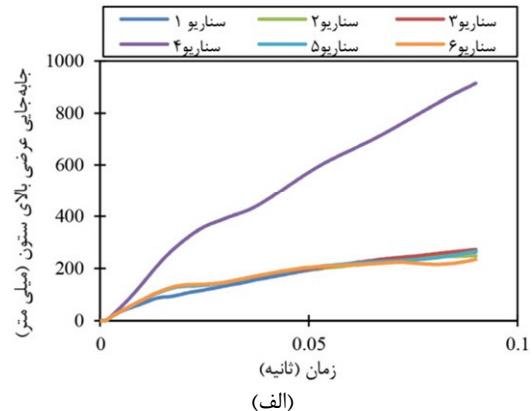


شکل ۹- نمودار جابه‌جایی محوری ستون مورد ضربه بر حسب زمان در سناریوهای مختلف



شکل ۷- حداکثر تنش در BR1 و BR2 و BR3 بررسی جابه‌جایی در ستون مورد ضربه تحت سناریوهای مختلف

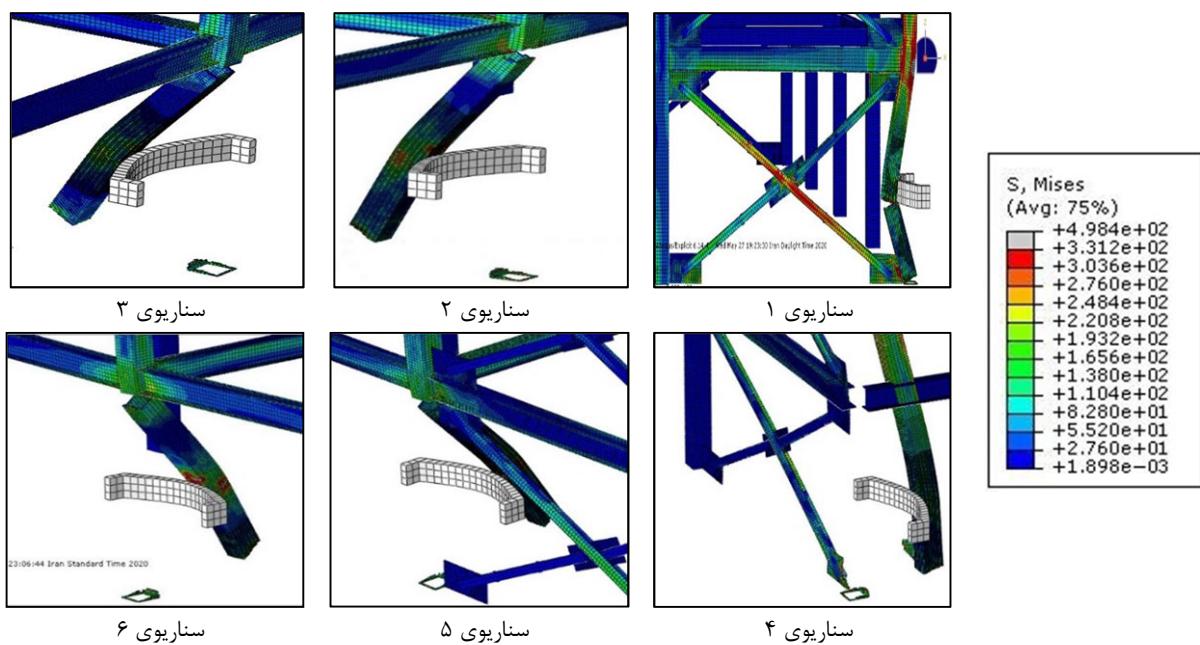
مطابق شکل ۸- الف، حداکثر جابه‌جایی افقی در ستون مورد ضربه در سناریوی ۴ رخ داده است، زیرا در این سناریو ضربه‌زننده با ستون گوشه در جهت قاب خمثی برخورد داشته است. بنابراین در قاب‌های خمثی مورد ضربه، برخورد با ستون گوشه نسبت به ستون‌های



شکل ۸- نمودار جابه‌جایی افقی بالای ستون مورد ضربه (الف) بر حسب زمان و (ب) در پایان تحلیل در سناریوهای مختلف

شکل ۹، جابه‌جایی‌های قائم در بالای ستون حذف شده را نشان می‌دهد. سناریوی ۶ که مربوط به ستون پیرامونی جهت قاب خمثی است بحرانی‌تر از سایر سناریوهای است. در ستون‌های جهت سیستم دوگانه نیز سناریوی ۳ مربوط به ستون پیرامونی بحرانی‌تر از نظر ایجاد جابه‌جایی هست. به طوری که جابه‌جایی محوری در ستون مورد ضربه در سناریوهای ۲ و ۳ به ترتیب ۳۴ و ۶۲ درصد نسبت به سناریو ۱ افزایش یافته است. هر دو سناریو (سناریو ۳ و ۶) مربوط به ستون‌های پیرامونی در میانه عرض قاب هستند.

گسیختگی در ناحیه اتصال اتفاق بیفتد؛ به طوری که می‌توان اثر تیرهای متصل به ستون در طبقه همکف را ناچیز در نظر گرفت. در سناریوی ۴ که مربوط به ستون گوشه در جهت قاب خمی است، مشاهده می‌شود که گسیختگی در تیرهای متصل به ستون و نیز گسیختگی در پایی ستون اتفاق افتاده است. با توجه به گسیختگی در تیرهای همکف در سناریوی ۴ و نیز عبور تنש از حد تسلیم در چشمۀ اتصال، می‌توان اثر تیرهای طبقه همکف را ناچیز در نظر گرفت. این موضوع برخلاف روش حذف ستون آبین‌نامه‌های GSA و UFC (حذف ستون در پایین چشمۀ اتصال) است [۲۰ و ۲۱]. این آبین‌نامه‌ها تخریب پیشرونده را بدون حذف چشمۀ اتصال بالای ستون مذکوف پیشنهاد می‌دهند. حذف ستون براساس این آبین‌نامه‌ها در روش تحلیل دینامیکی با حذف ستون ناگهانی بدون در نظر گرفتن عامل آسیب انجام می‌شود.

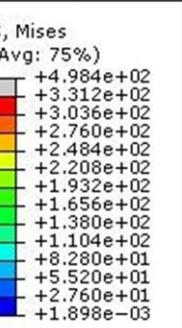


شکل ۱۰- کانتور تنش (مگاپاسکال) اعضای مورد آسیب تحت سناریوهای ضربه

ABAQUS با مقایسه نتایج آزمایشگاهی صورت گرفت. سازه‌های کوتاه‌تر مطابق تحقیقات گذشته مقاومت کمتری در مقابل پدیده تخریب پیشرونده از خود نشان می‌دهند. در این تحقیق یک سازه کوتاه‌مرتبه چهار طبقه جهت بررسی در مقابل ضربه اعمالی توسط کامیون انتخاب شده

### ۳-۳- کانتور تنش اعضای مورد آسیب تحت سناریوهای مختلف

در این تحقیق، ضربه زننده در سناریوهای مختلف با جرم ۸ تن، سرعت ۲۰ متر بر ثانیه و ارتفاع ۱۲۵۰ متر از سطح زمین در نظر گرفته شده است. در شکل ۱، کانتور تنش و مکانیزم خرابی ستون‌ها تحت ضربه‌زننده‌های مختلف مشاهده می‌شود. در سناریوی ۱ شکست در محل برخورد و نیز در پایه به علت سختی بالای گاست پلیت مهاربند اتفاق افتاده است. در سناریوی ۲، ۳، ۵ و ۶، گسیختگی در بالا و پایین ستون اتفاق افتاده است. قبل از گسیختگی در نقاط موردنظر در سناریوهای ۱، ۲، ۳، ۵ و ۶، در ناحیه چشمۀ اتصال بالای ستون مورد برخورد، تنش‌ها فراتر از تنش تسلیم (۳۳۲ مگاپاسکال) رفته است. در این سناریوها، اگر نیروی ثقلی در تیرهای متصل به ستون مورد برخورد زیاد باشد، ممکن است



### ۴- نتیجه‌گیری

در این تحقیق به بررسی اثر برخورد به ستون در سیستم سازه‌های فولادی دارای قاب خمی و سیستم دوگانه پرداخته شد. فرآیند صحتسنجی نرم‌افزار

۲- تأثیر ضربه بر مهاربندهای طبقه همکف نشان داد که تنش در مهاربندهای نزدیک به محل ضربه بیشتر از تنش گسیختگی است که این موضوع منجر به گسیختگی کامل مهاربند شده است. درصد کاهش تنش در سناریوهای ۲، ۳، ۴، ۵ و ۶ در مهاربند BR1 نسبت به سناریوی ۱ به ترتیب برابر ۷۷، ۸۹، ۸۷ و ۶۰ درصد است.

بنابراین با افزایش فاصله از محل برخورد، تنش در مهاربندها کاهش می‌یابد. به طور کلی، برخی از مهاربندها وارد ناحیه پلاستیک شده و برخی در ناحیه الاستیک باقی می‌مانند.

۳- آیین‌نامه‌های GSA و UFC تخریب پیشرونده را بدون حذف چشمۀ اتصال بالای ستون محدود پیشنهاد می‌دهند. حذف ستون براساس این آیین‌نامه‌ها در روش تحلیل دینامیکی با حذف ستون ناگهانی بدون در نظر گرفتن عامل آسیب انجام می‌شود. درحالی که در تحقیق حاضر، تحلیل دینامیکی غیرخطی صورت گرفته است و مشاهده شد که چشمۀ اتصال دچار تسليم می‌شود و حتی می‌تواند کارایی خود را از دست دهد که این در روند تخریب پیشرونده می‌تواند خیلی مؤثر باشد و باعث حذف اثر تیرهای متصل به محل حذف ستون شود. پس می‌توان گفت که فرض آیین‌نامه بدون حذف چشمۀ اتصال در بالای ستون در برخورد با جرم ضربه‌زننده زیاد، قابل قبول نیست.

در اکثر تحقیقات، موضوع تخریب پیشرونده به صورت حذف ناگهانی ستون مطرح بوده است. بیشتر روش‌های حذف ستون آیین‌نامه‌ای با فرض عدم توسعه آسیب در چشمۀ اتصال در سازه‌ها مورد بررسی قرار می‌گیرد. در تحقیقات مربوط به تخریب پیشرونده به عامل تخریب توجهی نمی‌شود. یکی از عوامل ایجاد‌کننده تخریب پیشرونده برخورد وسیله نقلیه با ستون سازه است. در این تحقیق به بررسی تخریب پیشرونده به صورت

است. سازه مورد نظر در نرم‌افزار عناصر محدود ETABS و مطابق آیین‌نامه‌های سازه‌های فولادی و لرزاگ طراحی شد. سپس شبیه‌سازی در نرم‌افزار ABAQUS به صورت سه‌بعدی انجام گردید. شش سناریوی مختلف برای اعمال ضربه به ستون‌های گوشۀ و پیرامونی در نظر گرفته شده است. در ادامه به نتایج به دست آمده از این تحقیق پرداخته می‌شود:

۱- در سناریوی ۱ که مجاور مهاربند و در جهت سیستم دوگانه است، جابه‌جایی قائم و افقی کمتری در ستون مورد ضربه ایجاد شده است. در جهت سیستم دوگانه، هرچه فاصله از مهاربند بیشتر باشد، جابه‌جایی قائم و افقی در ستون مورد ضربه افزایش می‌یابد. به طوری که جابه‌جایی محوری در ستون مورد ضربه در سناریوهای ۲ و ۳ به ترتیب ۳۴ و ۶۲ درصد نسبت به سناریوی ۱ افزایش یافته است؛ اما در میان جابه‌جایی افقی بالای ستون در سه سناریوی مذکور تفاوت محسوسی دیده نشده است. همچنانی در سناریوهایی که در جهت قاب خمثی هستند، نسبت به سناریوهایی که در جهت دوگانه هستند، جابه‌جایی قائم و افقی بیشتری در ستون مورد ضربه ایجاد شده است. به طور مثال، جابه‌جایی افقی در ستون مورد ضربه گوشۀ در سناریوی ۴ (در جهت قاب خمثی) حدود سه برابر سناریوی ۱ (در جهت سیستم دوگانه) است. این موضوع تأثیر مثبت مهاربند را در کاهش پاسخ‌های سازه در مقابل ضربه نشان می‌دهد. جابه‌جایی افقی ستون در سناریوی ۴ نسبت به سایر سناریوها بیشترین مقدار و حدود سه برابر سایر سناریوها است. در این سناریو برخورد با ستون گوشۀ و در جهت قاب خمثی است. پس ستون گوشۀ نسبت به ستون‌های پیرامونی در جهت قاب خمثی بحرانی‌تر است.

پیشرونده ناشی از نیروی جانی، پیشنهاد می‌شود حذف ستون به همراه با چشمۀ اتصال بالای آن صورت گیرد. این بدان معناست که از باربری تیرهای طبقة همکف به عنوان مسیرهای انتقال بار صرف‌نظر نمود. در ادامه تحقیق حاضر تخریب پیشرونده با حذف چشمۀ اتصال از روش‌های متداول آیین‌نامه‌ای پیشنهاد می‌شود.

برخورد وسیله نقلیه به ستون یک سازه فولادی چهار طبقه پرداخته شده است. عامل نیروی جانی تخریب پیشرونده در چشمۀ اتصال نیز می‌تواند تأثیرگذار باشد. در این حالت ممکن است با توزیع نیرو بین تیرها از طریق چشمۀ اتصال به خطر بیفت. بنابراین برای قضاوت مهندسی بهتر سیستم‌های سازه‌ای در مقابل تخریب

## مراجع

- [1] Adam, J. M., Parisi, F., Sagaseta, J., & Lu, X. (2018). "Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century", *Engineering Structures*, 173, 122-149.
- [2] Al-Thairy, H. A., & Wang, Y. C. (2014). *Behaviour and design of steel columns subjected to vehicle impact*, Trans Tech Publications Ltd, 566, 193-198.
- [3] Cao, R., El-Tawil, S., Agrawal, A. K., Xu, X., & Wong, W. (2019). "Behavior and design of bridge piers subjected to heavy truck collision", *Journal of Bridge Engineering*, 24(7), 04019057.
- [4] Kang, H., & Kim, J. (2015). "Progressive collapse of steel moment frames subjected to vehicle impact", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 29(6), 04014172.
- [5] Cravotta, S., & Grimolizzi, E. (2015). "Simulation of vehicle impact into a steel building: A parametric study on the impacted column end-connections", *Engineering*, Corpus ID: 106606557.
- [6] Broujerdi, V., & Torabi, M. (2017). "A Parametric Study on the Progressive Collapse Potential of Steel Buildings under Truck Collision", *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 5(1), 96-106.
- [7] Qian, K., Lan, X., Li, Z., Li, Y., & Fu, F. (2020). "Progressive collapse resistance of two-storey seismic configured steel sub-frames using welded connections", *Journal of Constructional Steel Research*, 170, 106117.
- [8] Qian, K., Lan, X., Li, Z., & Fu, F. (2021). "Effects of steel braces on robustness of steel frames against progressive collapse", *Journal of Structural Engineering*, 147(11), 04021180.
- [9] Faghihmaleki, H., Nejati, F., Zarkandy, S., & Masoumi, H. (2017). "Evaluation of progressive collapse in steel moment frame with different braces", *Jordan Journal of Civil Engineering*, 11(2), 290-298.
- [10] Liu, Z., & Zhu, Y. (2019). "Progressive collapse of steel frame-brace structure under a column-removal scenario", In *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 218(1), 012083.
- [11] Jiang, J., & Li, G. Q. (2019). "Mitigation of fire-induced progressive collapse of steel framed structures using bracing systems", *Advanced Steel Construction*, 15(2), 192-202.
- [12] Salmasi, A. C., & Sheidaii, M. R. (2017). "Assessment of eccentrically braced frames strength against progressive collapse", *International Journal of Steel Structures*, 17(2), 543-551.
- [13] Auyeung, S., Alipour, A., & Saini, D. (2019). "Performance-based design of bridge piers under vehicle collision", *Engineering Structures*, 191, 752-765.
- [14] Kiakouris, F., Sheidaii, M. R., De Biagi, V., & Chiaia, B. (2020). "Progressive collapse assessment of steel moment-resisting frames using static-and dynamic-incremental analyses", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 34(3), 04020025.
- [15] Rezvani, F. H., Yousefi, A. M., & Ronagh, H. R. (2015). "Effect of span length on progressive collapse behaviour of steel moment resisting frames", *Structures*, 3, 81-89.
- [16] Xie, F., Gu, B., & Qian, H. (2021). "Experimental study on the dynamic behavior of steel frames during progressive collapse", *Journal of Constructional Steel Research*, 177, 106459.
- [17] ANSI/AISC 360-16. (2016) *Specification for Structural Steel Buildings*, An American National Standard, Printed in the United States of America.
- [18] ASCE. (2013). *Minimum design loads for buildings and other structures*. American Society of Civil Engineers.
- [19] BHRC. (2016). *Seismic Design Code of Buildings*, 4th Edition, Building and Housing Research Center, Ministry of Roads and City Planning, Islamic Republic of Iran.
- [20] GSA. (2003). Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects. *Washington, DC*.
- [21] UFC. (2016). *Unified Facilities Criteria*. WBDG, Whole Building Design Guide.



## ارتقای پایداری و کاهش آسیب در موج‌شکن‌های توده سنگی با به کارگیری موانع در جلوی سازه

\* محمد تقی اعلمی\*

استاد، گروه مهندسی آب،  
دانشکده مهندسی عمران،  
دانشگاه تبریز.

پست الکترونیک:  
mtaalami@tabrizu.ac.ir

رامین وفایی پور سرخابی  
استادیار، گروه عمران واحد تبریز،  
دانشگاه آزاد اسلامی.

پست الکترونیک:  
raminvafaei@yahoo.com

علیرضا ناصری

پردیس ارس، دانشگاه تبریز.  
پست الکترونیک:  
naseri@gmx.com

علیرضا مجتهدی

دانشیار، گروه مهندسی آب،  
دانشکده مهندسی عمران،  
دانشگاه تبریز.

پست الکترونیک:  
alireza2424@gmail.com

تقویت موج‌شکن‌ها می‌تواند میزان آسیب‌های منجر به ناپایداری هیدرولیکی را کاهش دهد. در این تحقیق، با هدف ارتقای پایداری موج‌شکن‌های شکل‌پذیر، مدلی برای کنترل و کاهش آسیب سازه در مواجهه با امواج، با قرار دادن یک مانع مستغرق متصل به پنجه سازه و یک موج‌گیر شناور در فاصله معین، ارائه و به صورت آزمایشگاهی بررسی شده است. در روند انجام آزمایش‌ها، موج‌شکن در معرض تعداد ۳۰۰۰ موج تصادفی تحت طیف جانسواب، قرار گرفته و با ساخت مدل رقومی و سه بعدی یکپارچه سازه به وسیله فتوگرامتری برد کوتاه، تغییرمکان مصالح آرمور و تغییرشکل موج‌شکن در آزمایش‌های مختلف، ثبت و پارامتر آسیب محاسبه شده است. در تحلیل اثر امواج بر سازه، مشاهده گردید که با افزایش ارتفاع نسبی موج و رشد پریوی نسبی موج، پارامتر آسیب افزایش می‌یابد. همچنین مقایسه نتایج آزمایش مدل‌های تقویت شده نسبت به موج‌شکن ساده، نشان داد که پارامتر آسیب با قرارگیری مانع متصل، به میزان ۳۷/۱۹ درصد و با به کارگیری موج‌گیر شناور، معادل ۳۴/۱۴ درصد کاهش می‌یابد که مؤید عملکرد خوب مدل‌های پیشنهادی است. تقویت موج‌شکن به وسیله مانع مستغرق و موج‌گیر شناور به طور همزمان نیز، مقدار پارامتر آسیب را ۵۱/۷۹ درصد کاهش داده و بهترین عملکرد را در بین مدل‌ها ثبت نموده است. همچنین بررسی رفتار شاخص پایداری و پارامتر آسیب، روند همسو و افزایشی تغییرات این دو پارامتر را نشان می‌دهد و رصد عملکرد متناظر تیزی موج و پارامتر آسیب، نشان‌دهنده کاهش عدد آسیب با افزایش مقدار تیزی موج می‌باشد.

**واژگان کلیدی:** امواج تصادفی، عدد آسیب، پایداری، موج‌شکن توده‌سنگی، مانع مستغرق.

طرح و اجرا می‌شوند که با پدید آوردن نیمرخی پایدار برای سازه، نیروهای هیدرودینامیکی وارد از طرف امواج را به حداقل برسانند [۱]. مطالعات متعددی درباره ویژگی‌های عملکردی موج‌شکن‌های توده سنگی پویا، مانند پایداری لایه آرمور و ابعاد سازه و آسیب در برابر امواج، صورت گرفته است. به عنوان نمونه‌ای از این دست، سایاؤ و داسیلوا<sup>۱</sup> ارتباط ویژگی‌های سازه مانند شیب

### ۱- مقدمه

موج‌شکن‌ها برای کاهش اثر عملکرد امواج در سواحل ساخته می‌شوند و هدف از احداث آنها ایجاد محیط آرام برای شناورها و حفاظت از تأسیسات بندری است. موج‌شکن‌های توده سنگی شکل‌پذیر، به گونه‌ای

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۶/۲۴، بازنگری ۱۴۰۰/۰۸/۰۲، پذیرش ۱۴۰۰/۰۷/۲۷

DOI: 10.22091/cer.2021.7367.1297

<sup>۱</sup>- Sayao and Da Silva

نسبت به دیگر سازه های مورد بررسی بود. از دیگر نکات مهم در این بررسی، می توان به کاهش یافتن نیروی واردہ از امواج با افزایش شعاع انحنای سازه اشاره نمود [۶]. در طول عمر یک سازه توده سنگی، ممکن است لایه آرمور به واسطه مواجهه با امواجی بزرگتر از موج طرح و یا مواجهه با طوفان هایی متوالی باشد تی نزدیک به شرایط طرح دچار آسیب گردد [۷]. مدل سازی پیشرفت آسیب و بررسی پارامترهای شاخص این فرآیند، بر بهبود عملکرد و افزایش عمر موج شکن مؤثر است. دستاوردهای محققانی مانند کامپوس<sup>۲</sup> و همکاران، مؤید اهمیت این موضوع است. این پژوهشگران در سال ۲۰۲۰ پیشنهاد نمودند که به دلیل ماهیت تصادفی برخورد امواج، و پیچیدگی پیشرفت آسیب در لایه آرمور، رصد عملکرد سازه به وسیله روش های دقیق تصویر برداری، بسیار مفید و حائز اهمیت است [۸]. در بررسی پایداری موج شکن های شکل پذیر، احسانی و همکاران، مدلی آزمایشگاهی را برای ارزیابی پایداری هیدرولیکی موج شکن های سکویی چندلایه با تمرکز بر پارامترهایی مانند ارتفاع سنگ کلاس I، تراز سکو از سطح ایستابی و عمق آب پای سازه مورد مطالعه قرار داده و مشاهده نمودند که با افزایش ارتفاع کلاس I در یک ترکیب ثابت موج، مقدار پارامتر آسیب روند کاهشی پیدا می کند و با افزایش عمق آب پای سازه و همچنین افزایش تراز سکو از سطح ایستابی در یک ترکیب ثابت موج، سطح آسیب سازه نیز افزایش می پابد [۹]. همچنین ویرا<sup>۳</sup> و همکاران در سال ۲۰۲۱، روند پیشرفت آسیب در یک موج شکن با پوشش آرمور مکعب های بتونی با الگوی چیدمان منظم را از طریق مدل سازی فیزیکی دوبعدی و با بررسی تأثیر متغیرهایی مانند تخلخل لایه آرمور، ارتفاع تاج و تیزی موج تحلیل نمودند. یکی از نوآوری های این تحقیق، استفاده از تکنولوژی پردازش تصویر برای افزایش سرعت و دقیقت در

دیواره، عرض تاج و ارتفاع موج شکن با رفتار امواج برخورد کننده را بررسی نمودند [۲]. شفیعی فر و همکاران، تأثیر مشخصات هندسی سکوی پنجه بر پایداری موج شکن های شکل پذیر سکویی را بررسی نموده و نتیجه گرفته اند که میزان فرسایش سکو و آسیب در موج شکن دارای سکوی پنجه کمتر است. همچنین مشاهده نمودند که افزایش عرض و ضخامت سکوی پنجه بر کاهش فرسایش موج شکن تأثیر قابل توجهی دارد و براساس نتایج آزمایش ها توانستند رابطه ای بین میزان فرسایش سکو و مشخصات سکوی پنجه ارائه نمایند [۳]. مدل سازی های دیگری نیز، با تأکید بر اهمیت وضعیت عمق آب پای سازه و شرایط آب کم عمق صورت گرفته است. نتایج پژوهشی نشان داد که ضرایب کاهش تغییر شکل پروفیل سازه، به ارتفاع موج، عمق شکست، تیزی موج و شبیب کف مرتبط است [۴]. همچنین نصیرائی و همکاران در بخشی از مدل سازی عددی نیروهای واردہ از طرف امواج بلند بر موج شکن های کیسونی در سال ۱۳۹۵، تأثیر جانمایی موج شکن در طول بستر شبیه دار، بر مقدار نیروهای وارد به آن را بررسی نمودند. نتایج پژوهش آنها نشان داد که با حرکت سازه به سمت ساحل (به علت کاهش در عمق آب، سرعت، طول موج و سطح فشار)، نیروهای واردہ در ابتدا با روند کاهشی (تقریباً خطی) همراه بوده، اما با نزدیک شدن به ساحل و تغییر تدریجی فرم موج از ناشکنا به شکنا، میزان نیرو افزایش یافته و پس از نقطه شکست، به صورت قابل ملاحظه ای کاهش یافته است [۵]. در پژوهش های با هدف سنجش توان سازه های ساحلی برای کاهش انرژی امواج، توسط لطف الله یقین و نصیرائی (۱۳۹۴)، مطالعه عددی نیروهای ناشی از امواج بر سازه های ساحلی، انجام یافت و روابطی برای محاسبه اندازه نیروهای واردہ از طرف امواج شکنا و ناشکنا بر موج شکن های کیسونی، دیوارهای ساحلی با زاویه ۴۵ درجه و دیوارهای ساحلی با شعاع انحنای مختلف ارائه شد. نتایج بررسی ها حاکی از نقش پرنگ سازه های دارای انحنا در کاهش نیروهای واردہ

<sup>2</sup>- Campos<sup>3</sup>- Vieira

بهینه موجشکن است. همچنین در این مطالعه، مشاهده گردید بهویژه زمان‌هایی که موجشکن در معرض امواج مورب قرار می‌گیرد و اندرنکنش موج و سازه از پیچیدگی بیشتری برخوردار است؛ افت انرژی موج عبوری از روی موجشکن با دقت بیشتری نسبت به مدل‌های مرسوم دو بعدی برآورد می‌گردد [۱۴]. همچنین برخی پژوهش‌ها، مؤید اهمیت پارامترهایی مثل ضریب عبور موج، بالاروی و تغییرات حرکت موج در مطالعات موجشکن‌های مستغرق می‌باشد [۱۵]. نویس<sup>۸</sup> و همکاران نیز (۲۰۰۷) در بررسی‌های مشابه، بر اثرگذاری میزان نفوذپذیری موجشکن‌های مستغرق بر سرعت و سایر ویژگی‌های جریان تأکید نمودند [۱۶]. ایده استفاده از مجموعه موائع مستغرق برای کاهش انرژی امواج نیز قابل بررسی است. در یک مطالعه آزمایشگاهی، بانگین<sup>۹</sup> در سال ۲۰۲۰ مجموعه‌ای از مکعب‌های ۵ سانتیمتری با فواصل ۱/۱ سانتیمتر در مسیری به طول ۱۰۰ و ۲۰۰ سانتیمتر چیدمان نمود و اثر آن را به عنوان مانع مستغرق مورد مطالعه قرار داد. عملکرد این موائع منجر به کاهش ۶۰ تا ۸۰ درصدی ارتفاع موج گردید [۱۷]. سازه‌ها و موائع مستغرق علاوه بر آرام‌سازی سواحل، به منظور تقویت موجشکن‌های موجود و یا بازسازی موجشکن‌های آسیب دیده و یا تخریب شده مورد استفاده قرار می‌گیرند. در یک پروژه، برای جلوگیری از گسترش آسیب تاج یک موجشکن آسیب دیده و با هدف کاهش انرژی امواج، از یک موجشکن مستغرق استفاده شد و روند تعمیر سازه آسیب دیده تسهیل گردید [۱۸]. براساس خصوصیات عملکردی مانع مستغرق، بهره‌گیری از آن به عنوان عامل تقویت کننده جلوی موجشکن شکل‌پذیر نیز مناسب به نظر می‌رسد. در طراحی این نوع سازه‌های ترکیبی به اطلاعات دقیق و مهمی مانند مشخصات موج و ویژگی‌های سازه نیاز است. در طرحی، در مقایسه شرایط مختلف، با

ثبت تغییرات بلوك‌های بتني در مواجهه با امواج بود. با تکيه بر ثبت دقیق جابه‌جایی و تغییرات لایه آرمور به وسیله پردازش تصویری، رابطه‌ای مستقیم بین افزایش ارتفاع تاج و افزایش ناپایداری هیدرولیکی مشاهده گردید [۱۰]. یوکسل<sup>۴</sup> و همکاران در مطالعه پایداری موجشکن سکویی با پوشش بلوك‌های مکعبی بتني در بخش پایین سکو، عملکرد پایداری شبیه را یکبار با چیدمان دو ردیف منظم مکعب بتني و یکبار با پوشش نامنظم مکعب‌ها بررسی و مقایسه نمودند و چیدمان منظم را در پایداری بلوك‌های آرمور در بخش پایین شبیه سکو مؤثرتر ارزیابی نمودند [۱۱]. در پژوهشی دیگر، گالیاتساتو<sup>۵</sup> و همکاران سازوکار اصلی خرابی موجشکن‌های متداول را عمدتاً ناشی از آسیب لایه آرمور یا آبسستگی پنجه سازه یا بالاروی و روگذری امواج ارزیابی نمودند [۱۲]. انتخاب متغیرهای اصلی و مهم به عنوان پارامترهای ورودی در تخمین آسیب موجشکن، با هدف کاهش تعداد آزمایش‌ها بدون تأثیر بر نتایج، همواره مورد توجه برخی محققان بوده و از طریق روش‌های مختلف مانند روش رگرسیون، مؤلفه‌های اصلی<sup>۶</sup> بررسی شده است [۱۳].

موجشکن‌های تاج‌کوتاه و مستغرق نیز به عنوان سازه‌های مدافع ساحلی برای اتلاف انرژی و کاهش تأثیر امواج بر تأسیسات و شناورهای ساحلی مورد استفاده قرار می‌گیرند. لی و ژانگ<sup>۷</sup> در قالب یک مدل عددی سه‌بعدی، عبور موج در موجشکن‌های تاج‌کوتاه و مستغرق را برای بررسی تأثیر بر همکنش امواج مورب و موجشکن بر کاهش انرژی پتانسیل امواج، براساس ضریب انتقال انرژی، در سال ۲۰۱۹ شبیه‌سازی نمودند. نکته شایسته توجه در این مطالعه، مدل‌سازی سه‌بعدی الگوی جریان و ویژگی‌های موج، مانند ضریب عبور موج و تلاطم و اتلاف انرژی موج در پیرامون موجشکن و در نتیجه مکان‌یابی و طراحی

<sup>4-</sup> Yuksel<sup>5-</sup> Galiatsatou<sup>6-</sup> Principal Component Regression (PCR)<sup>7-</sup> Li and Zhang

---

<sup>8-</sup> Neves  
<sup>9-</sup> Bungin

موج شکن توده سنگی در مواجهه با امواج و طوفان دچار ریزش مصالح و جابه جایی سنگ های آرمور شده و تغییر شکل می دهد. این پدیده ممکن است آسیب جدی و ناپایداری سازه را به همراه داشته باشد [۷]. وجود مانع مستغرق در جلوی پنجه، به عنوان تکیه گاه عمل نموده و باعث کاهش ریزش مصالح می گردد، شکل پایدار موج شکن را در محدوده کوچکتری ایجاد کرده و در نهایت باعث کاهش عدد آسیب می گردد. همچنین قرار دادن موج گیر شناور جلوی موج شکن می تواند مشخصه های تهاجمی موج را کاهش دهد. کاربرد عمده این موج شکن ها در استهلاک امواج می باشد. این سازه ها مانند سایر موج شکن ها انرژی موج را با کاهش ارتفاع موج تابشی کاهش داده و باعث حفاظت محدوده سمت ساحل می شوند. در برخورد موج با موج گیر شناور، بخشی از موج بازتاب داده می شود. قسمتی در اثر آشفتگی و شکست مستهلك شده و بخشی نیز از سازه عبور می کند [۲۳]. نیروی اصلی وارد به موج شکن که باعث تغییر شکل و ریزش مصالح می گردد؛ نیروی موج است و در صورت کاهش این نیرو، کاهش انرژی تخریبی آن با توان دوم ارتفاع موج صورت می پذیرد؛ بنابراین موج گیر شناور که در مقابل امواج ایستاده و ارتفاع آن را کاهش می تواند انرژی تخریبی موج و به تبع آن عدد آسیب را کاهش دهد. از این رو، مقایسه بین مانع و موج گیر یا اثر توأم آنها از اهمیت ویژه ای برخوردار بوده و موضوع این مطالعه نیز بر همین مسأله استوار است.

#### ۱-۱- آزمایش ها

هدف مطالعه آزمایشگاهی حاضر، بررسی و ارزیابی تقویت موج شکن توده سنگی شکل پذیر به وسیله مانع مستغرق متصل و موج گیر شناور در فاصله ۵۰ سانتیمتری با تمرکز بر پایداری و میزان آسیب به سازه است. در این مقاله، به منظور بیان ساده تر، از واژگان «مانع، موج گیر و موج شکن» به ترتیب بجای «مانع مستغرق، موج گیر شناور و موج شکن توده سنگی شکل پذیر» استفاده گردیده است.

طراحی یک ردیف موج شکن مستغرق برای استهلاک امواج و حفاظت از سازه توده سنگی موجود در نزدیکی ساحل، این نتیجه حاصل شد که می توان با استفاده از سازه مانع مستغرق، مشخصات وزنی لایه آرمور را در سازه شکل پذیر اصلی کاهش داد [۱۹]. استفاده از موج شکن های ترکیبی و روش هایی مبتنی بر افزایش استهلاک انرژی جریان نیز همیشه مورد توجه بوده است. به طور مثال، در پروژه ای، ترکیب موج شکن های پنوماتیکی و مستغرق با در نظر گرفتن شیب های متعدد جلوی موج شکن براساس مدل های آزمایشگاهی و عددی مورد بررسی قرار گرفت و شیب بهینه حاصل گردید [۲۰]. نتایج حاصل از مدل سازی عددی دیگری برای تجزیه و تحلیل اثر ترکیبی موج شکن مستغرق و پنوماتیکی در کاهش انرژی امواج، حاکی از افزایش قابل ملاحظه ظرفیت استهلاک انرژی تا ۳۵ درصد نسبت به موج شکن منفرد بوده است [۲۱]. لازم به ذکر است در شرایط ویژه و در مواجهه با امواج بلند نیز ایده استفاده از موج شکن های تقویت شده، مورد توجه می باشد. در یک پروژه، تأثیر استفاده از موج شکن های توده سنگی برای مقابله با امواج بلند مورد بررسی قرار گرفت. براساس آزمایش های انجام شده، مقادیر آستانه پارامتر آسیب مورد استفاده برای توصیف خسارت (شروع آسیب، شروع تخریب و تخریب کامل) مشخص گردید. همچنین استفاده از سازه کمکی تأثیر قابل ملاحظه ای بر سطح آسیب سازه اصلی داشت [۲۲].

در ادامه مطالب، تأثیر قرار گیری مانع مستغرق و موج گیر شناور جلوی موج شکن توده سنگی با تمرکز بر عدد آسیب به صورت آزمایشگاهی مطالعه شده است. در این مدل سازی، مدافعانه مستغرق به صورت متصل به سازه و موج گیر شناور در فاصله ۵۰ سانتیمتری قرار گرفته و تحت تأثیر امواج تصادفی، رفتار و تغییر شکل موج شکن و عدد آسیب به دست آمده و مورد مقایسه قرار گرفته است.

## ۲- مواد و روش ها

بر مبنای طیف جانسوپ در نظر گرفته شده است. دلیل انتخاب این طیف، انرژی طیفی بالاست و در نبود یک طیف میدانی در بررسی آزمایشگاهی، یکی از مناسب‌ترین طیف‌ها برای تحقیق می‌باشد. در جدول‌های ۱ و ۲، حدود تغییرات پارامترهای محیطی و سازه‌ای و پارامترهای بدون بعد مورد استفاده در تحقیق ارائه شده است.

رفتار سازه‌های پایدار استاتیکی، توسط تعداد قطعات جابه‌جا شده یا میزان پیشروی آسیب (تفاوت در مقطع عرض سازه قبل و پس از طوفان) مورد بررسی قرار می‌گیرد و پارامتر آسیب ( $S_d$ ) که با سطح فرسایش یافته مرتبط است، به عنوان پارامتر اصلی در تعیین میزان آسیب در موج‌شکن‌های توده سنگی مطرح می‌شود [۷]. امواج ایجاد شده توسط دستگاه موج‌ساز نیز از نوع طیفی

جدول ۱- محدوده پارامترهای محیطی و سازه‌ای مدل

دامنه تغییرات	نماد	پارامتر
۱۵، ۱۲، ۹	$H_s$	ارتفاع موج (سانتیمتر)
۱/۵، ۱/۲، ۰/۹	$T_p$	پریود موج (ثانیه)
۶۰۰۰	$N$	تعداد امواج به روش قطع تراز صفر رو به بالا
۱/۷	$D_{n50}$	قطر اسمی مصالح آرمور مدل (سانتیمتر)
۲/۵۵	$\rho$	جرم مخصوص آرمور (گرم بر سانتیمترمکعب)
۲۵	$d_i$	عمق آب در محل موج‌شکن (سانتیمتر)
۱/۲۵	$cot \alpha$	شیب اولیه سازه
۱/۲۵	$cota_1$	شیب دیواره مانع مستغرق

جدول ۲- محدوده پارامترهای بدون بعد

دامنه تغییرات	نماد	پارامتر
۱۵	$t_A/D_{n50}$	نسبت ضخامت لایه آرمور به قطر اسمی
۱/۱۴	$D_{n85A}/D_{n15A}$	دانه‌بندی مصالح آرمور
۰/۰۷۰ تا ۰/۰۱	$s_{om}$	تیزی موج
۰/۴	$B/d$	عرض نسبی تاج مانع
۰/۳۲	$h/d$	ارتفاع نسبی تاج مانع

مستندنگاری بالاتر باشد؛ ارزیابی ارزشمندتر و به واقعیت نزدیک‌تر می‌گردد. استفاده از روش فتوگرامتری برد کوتاه، غیرمخرب است و اندازه‌گیری را منطبق با واقعیت، سرعت و دقت بالا فراهم می‌کند [۲۴]. از این‌رو، با ساخت مدل یکپارچه سه‌بعدی، اندازه‌گیری و تعیین دقیق میزان تغییرشکل موج‌شکن و جابه‌جایی مصالح آرمور در برخورد با امواج امکان‌پذیر می‌شود.

آزمایش‌های حاضر در این پژوهش برای شرایط مختلف ارتفاع موج و پریود موج انجام شده است. یکی از مسائل قابل توجه در انتخاب ارتفاع و پریود امواج، محدوده

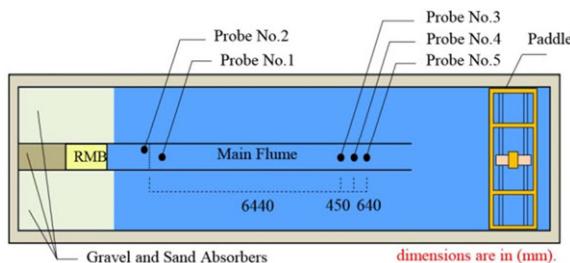
استفاده از روش فتوگرامتری برد کوتاه برای رصد رفتار سازه در برابر طوفان، مفید و مناسب است. در فتوگرامتری برد کوتاه، با استفاده از تحلیل تصاویر اخذ شده از فاصله نزدیک، مدل‌های اولیه و تغییرشکل یافته موج‌شکن با قابلیت رصد دقیق تغییرات و جابه‌جایی مصالح با دقت زیاد میسر می‌گردد. از آنجاکه تغییر پروفیل موج‌شکن در مواجهه با امواج، در طول سازه دارای شکل منظم و روند یکسانی نبوده و در حال تغییر است، این امر باعث پیچیدگی ثبت و تحلیل تغییرات می‌شود. بدیهی است به هر میزان کیفیت و دقت داده‌ها در زمان

$$R_e = \frac{\sqrt{gH_s} D_{n50}}{v} \quad (1)$$

در رابطه (۱)،  $\sqrt{gH_s}$  نشان دهنده سرعت مشخصه،  $D_{n50}$  طول مشخصه و  $v$  لزجت سینماتیکی است. کمینه مقدار عدد رینولدز در آزمایش های انجام یافته،  $10^{10} \times 1.59$  است و می توان از اثر مقیاس ناشی از لزجت صرف نظر نمود.

## ۲-۲- فلوم موج و مدل موج شکن

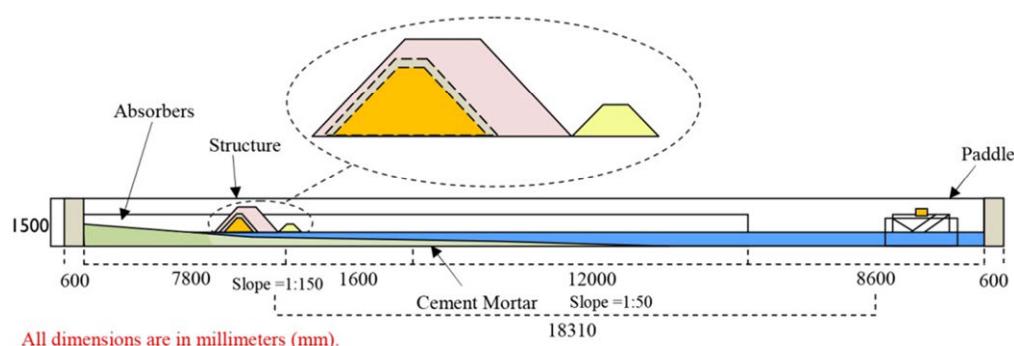
آزمایش های این تحقیق، به صورت دو بعدی در فلوم موج پژوهشکده حفاظت خاک و آبخیزداری به طول ۳۵، عرض ۵ و عمق ۱ متر انجام شد که مشخصات این فلوم در شکل های ۱ و ۲ نشان داده شده است.



شکل ۱- پلان فلوم آزمایش و موقعیت مدل و حسگرهای

برای جلوگیری از ایجاد امواج عرضی، فلوم موج توسط دو دیواره به طول  $24/5$  و ارتفاع ۱ متر به سه بخش تقسیم شده است. امواج به وسیله بازوی مولد پیستونی قائم به طول  $5/5$  و ارتفاع ۱ متر که در انتهای فلوم قرار گرفته، تولید می گردند. این مولد، توانایی تولید امواج منظم و تصادفی با طیف های مختلف را دارد.

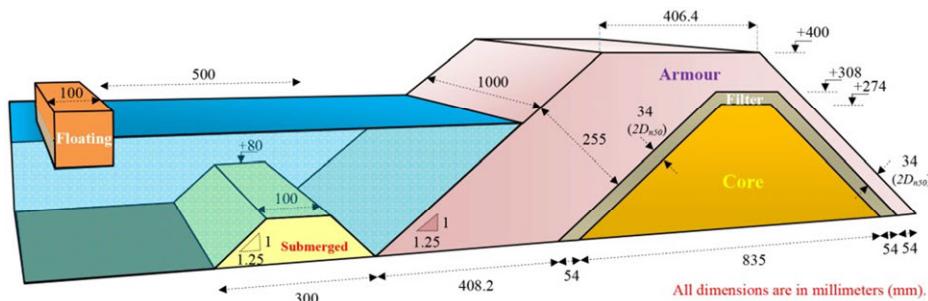
تیزی موج است. ارتفاع و پریود موج باید به گونه ای در نظر گرفته شوند که تیزی موج تولید شده از ترکیب این دو پارامتر، در محدوده پیشنهادی فن درمیر (۰/۰۱۵ تا ۰/۰۷) قرار گیرد [۲۵]. برخی تحقیقات نیز تنظیم ترکیب ارتفاع و پریود امواج را در محدوده تیزی بین ۰/۰۱ تا ۰/۰۵ پیشنهاد داده است [۲۶]. انتخاب محدوده ارتفاع امواج با توجه به امکانات آزمایشگاه و شرایط عمق و نوع مولد موج، بین ۴ تا ۱۵ سانتیمتر در نظر گرفته شده است؛ زیرا در امواج با ارتفاع کمتر از ۴ سانتیمتر احتمال به وجود آمدن اثرات مقیاس وجود دارد و ارتفاع زیاد امواج نیز ممکن است در محل پارویی مولد موج، به دلیل ایجاد تغییر مکان های بزرگ، در سطح امواج تولید شده باعث آشفتگی شود که این امر، خدشه در صحت داده های برداشت شده را در پی دارد. در این تحقیق صرفا مطالعه امواج ناشکنا صورت گرفته و در حین آزمایش ملاحظه گردید زمانی که ارتفاع موج مؤثر از ۱۵ سانتیمتر فراتر می رود، موج قبل از رسیدن به موج شکسته می شود. در آزمایش های مدل های دریایی، نیروی ثقل به عنوان نیروی غالب در نظر گرفته می شود. اثرات مقیاس که عمدتاً به دلیل مقادیر کوچک عدد رینولدز و رفتار هیدرولیکی متفاوت مدل و نمونه واقعی رخ می دهد؛ باید مورد بررسی و ارزیابی قرار گیرد. برای به حداقل رساندن اثر مقیاس و نیروی لزجت، جریان پای سازه باید به اندازه کافی آشفته باشد. بررسی و کنترل این پدیده، با استفاده از رابطه (۱) صورت گرفته است [۲۵]:



شکل ۲- مقطع طولی فلوم و موقعیت مدل آزمایشگاهی موج شکن و مانع و موج گیر

میلیمتر ساخته شده و وزن آن با دقت فراوان به گونه‌ای تنظیم شده که نیمی از عمق آن (با استغراق ۵۰ درصد) به صورت تراز درون آب قرار گیرد و به وسیله کابل‌های سیمی به کف فلوم متصل و مهار شده است. برای جلوگیری از انعکاس نور و بروز خطا در تصویربرداری و ثبت موقعیت مکانی نقاط و پروفیل‌ها، روی سازه مانع با پارچه سفید ضد انعکاس پوشانده شده است. مشخصات موج‌شکن، مانع و موج‌گیر، در شکل ۳ و تصاویر آنها حین ساخت در شکل ۴ نشان داده شده است.

موج‌شکن اصلی به صورت توده سنگی گلپذیر با شبیب دیواره ۱:۱/۲۵ درون فلوم ساخته شده است. جلوی موج‌شکن اصلی رو به امواج، یک مانع مستغرق ذوزنقه‌ای به ارتفاع ۸۰ میلیمتر و شبیب دیواره ۱:۱/۲۵ به صورت متصل به سازه قرار داده شده است. مانع از جنس پلکسی گلس ساخته شده و برای اینکه کاملاً مستغرق و در برابر امواج با ثبات عمل نماید، درون آن به وسیله قطعات و مصالح سنگین کاملاً پر شده است. همچنین موج‌گیر شناوری از جنس پلکسی گلس با ابعاد مقطع ۱۰۰



شکل ۳- ابعاد و فواصل اجزای مدل آزمایشگاهی



شکل ۴- تصاویر مراحل ساخت موج‌شکن، مقطع سازه، مانع مستغرق و موج‌گیر شناور

در مرور مطالعات مشابه، می‌توان مشاهده نمود که بررسی پایداری موج‌شکن عمدتاً در مقطع کناری یا میانی سازه انجام یافته است؛ اما در تحقیق حاضر، با استفاده از تصویربرداری و فتوگرامتری برد کوتاه، امکان تهیه ابر نقاط<sup>۱۰</sup> و مدل سه‌بعدی یکپارچه<sup>۱۱</sup> با بافت واقعی و ترازهای مختلف ارتفاعی و در نتیجه قابلیت ایجاد مدل

### ۳-۲- برداشت داده‌ها و ثبت تغییرات

پیش از انجام هریک از آزمایش‌ها، دستگاه مولد و حسگرهای کالیبره و کنترل شده است. پیش‌فرضهایی نیز در انجام آزمایش‌ها در نظر گرفته شده است مانند: صرف‌نظر نمودن از امواج ثانویه در روند تولید موج، افقی فرض نمودن بستر دریا، عدم تجمع آب پشت مانع، صرفاً مطالعه عملکرد هیدرولیکی مدل و صرف‌نظر از برخورد امواج بازگشتی از سمت سازه با امواج جدید [۲۷].

<sup>10</sup>- Dense Cloud

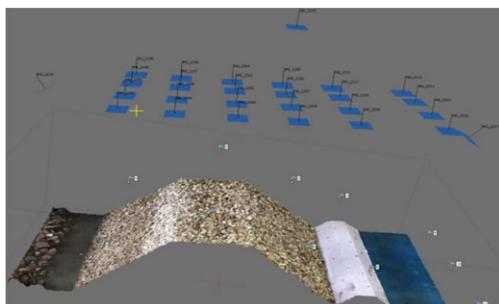
<sup>11</sup>- Integrated 3D Model

منتقل گردید. برخی از ویژگی های مدل سه بعدی ساخته شده در نرم افزار در جدول ۳ ارائه شده است. عکس برداری از روی سازه و با روند منظم و فوائل مشخص انجام شد. برای برداشت هریک از موقعیت های آزمایش بین ۲۵ تا ۲۷ عکس تهیه و به نرم افزار منتقل و مدل سه بعدی ایجاد شد. ثبت موقعیت مارکرها روی فلوم، نمونه ای از موقعیت مارکرها و عکس های ثبت شده از موج شکن در محیط AGISOFT، در شکل ۵ به تصویر کشیده شده است.

کامل موج شکن، قبل و بعد از برخورد امواج فراهم شده است. برای تهیه مدل سه بعدی، ابتدا با برداشت مختصات محدوده موج شکن، به وسیله دوربین نقشه برداری، ۱۱ نقطه کنترل زمینی (مارکر)، مشخص گردید. سپس برای هریک از بخش های مطالعات، قبل از انجام و پس از اتمام آزمایش (و یا پس از برخورد تعداد مشخصی از امواج با سازه)، عکس برداری از سازه موج شکن انجام و تصاویر برای پردازش و رقومی سازی و تهیه بلوك عکس به نرم افزار

جدول ۳- مشخصات مدل تصویری سه بعدی موج شکن

تعداد تصاویر دوربین ها	تعداد نقاط کنترل زمینی (مارکرها)	ابر نقاط متراکم	ارتفاع دوربین ها (m)	تعداد نقاط گرهی	سطح پوشش (m <sup>2</sup> )
۲۷	۱۱	۲۰۷۳۶۲۲	۲۰۴۷۱	۱/۱۳	۲/۲۸



(ب)



(الف)

شکل ۵- (الف) ثبت موقعیت نقاط کنترل (مارکرها) روی فلوم و (ب) موقعیت مارکرها و دوربین های تصویربرداری نسبت به موج شکن اصلی و مانع

شکل ۷- ب، همپوشانی تصاویر دوربین ها و در شکل ۷- پ، مدل رقومی ارتفاع نشان داده شده است.

### ۳- نتایج و بحث

تجزیه و تحلیل نتایج حاصل از آزمایش ها براساس پارامترهای شاخص، در مطالعه پایداری هیدرولیکی موج شکن شکل پذیر، یکی از مهم ترین بخش های این پژوهش است.

#### ۱-۳- تحلیل امواج

پدال موج ساز از نوع پیستونی است و موج ساز امکان تولید امواج منظم و تصادفی را دارد. حسگرها نیز قابلیت اندازه گیری نوسانات موقعیت سطح آب نسبت به سطح ساکن آب را با دقت بالا دارند. با استفاده از سری زمانی برداشت شده در آزمایش ها، ارتفاع موج برای هر تک موج

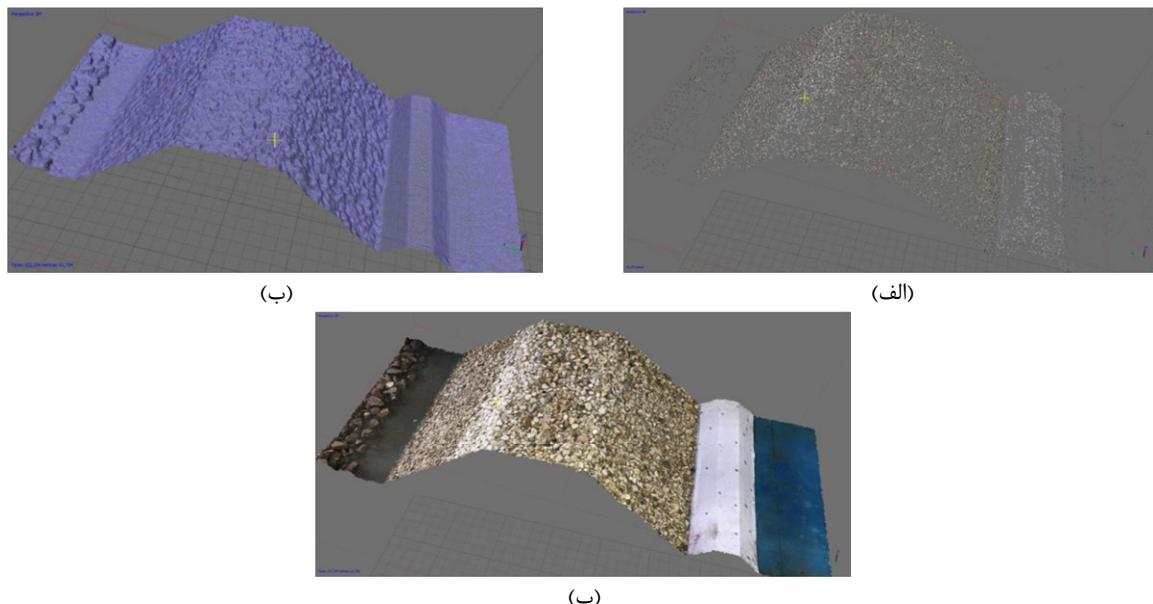
همچنین در شکل ۶- الف، مجموعه نقاط گرهی<sup>۱۲</sup> مشاهده می گردد که می توان آنها را به دلیل اشتراک در دو یا چند تصویر، به عنوان نقاط مرجع<sup>۱۳</sup> و شاخص برای ساخت مدل در نظر گرفت. در شکل ۶- ب نیز ابر نقاط متراکم<sup>۱۴</sup> که دارای مختصات سه بعدی و به وجود آور نده سطح خارجی مدل هستند، نشان داده شده است. مطابق جدول ۳، برای هریک از مدل های مورد استفاده در این مطالعه، بیش از بیست هزار نقطه گرهی و بیش از دو میلیون ابر نقطه تعریف شده است. در شکل ۶- پ نیز، مدل نهایی پس از افزودن بافت به سطوح دیده می شود. در شکل ۷- الف، مدل ساخته شده از مجموعه تصاویر، در

<sup>12</sup>- Tie points

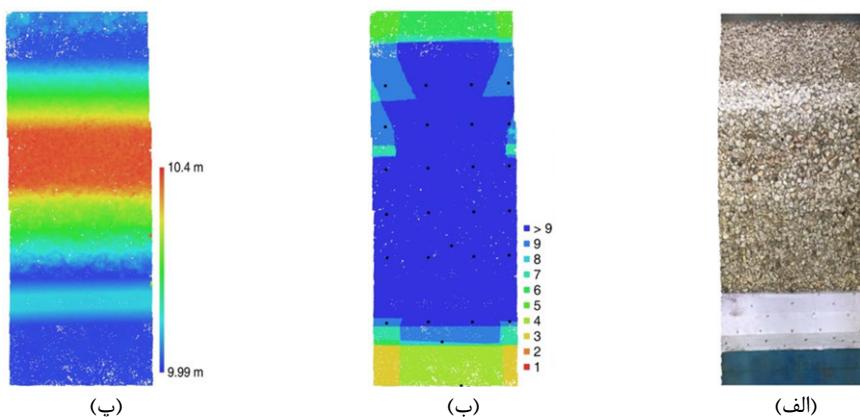
<sup>13</sup>- Reference point

<sup>14</sup>- Dense point cloud

به دست می‌آید.

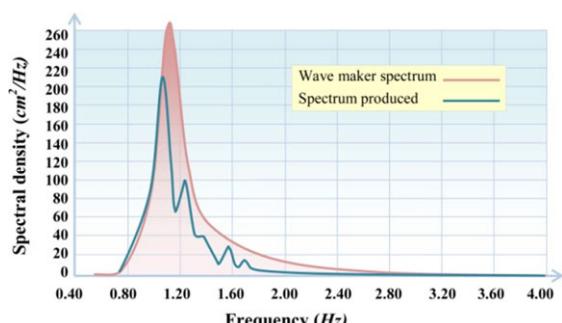


شکل ۶- (الف) مجموعه نقاط گرهی روی مدل، (ب) ابر نقاط متراکم و شبکه یکپارچه مدل و (پ) مدل تکامل یافته و نهایی



شکل ۷- (الف) مدل نهایی، (ب) همپوشانی تعداد دوربین‌ها در برداشت تصاویر و (پ) مدل رقومی ارتفاعی سازه

طول موج و فرکانس حاصل می‌گردد. شکل ۸، طیف جانسواپ و طیف برداشت شده از سطح آب نشان می‌دهد.



شکل ۸- طیف جانسواپ و طیف برداشت شده از سطح آب

در این روش، تقاطع سطح آب در حالت موج با سطح ساکن آب دارای دو نقطه تقاطع است. یکی از این تقاطع‌ها در حالت خیزآب و دیگری، فروآب می‌باشد. فاصله بین دو نقطه تقاطع خیزآب و سطح ساکن آب یک موج را تشکیل می‌دهد. بدین منظور، برنامه‌ای در نرم افزار MATLAB، تهیه شده که از سری زمانی سطح آب، امواج را یک به یک تفکیک کرده و ارتفاع و پریود تک‌تک امواج را ارائه می‌دهد. از روی ارتفاع و پریودهای به دست آمده، ارتفاع بیشینه، ارتفاع موج مؤثر، ارتفاع موج میانگین، پریود بیشینه، پریود موج مؤثر، پریود میانگین،

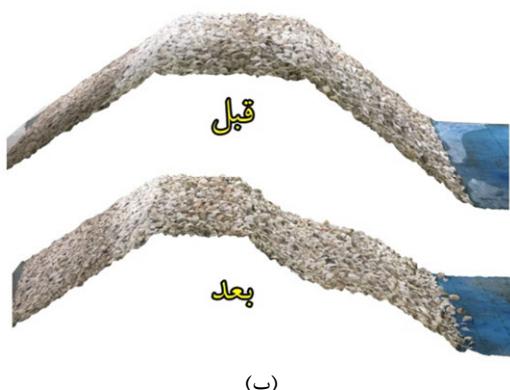
آن موج در شمارش امواج حذف می گردد. طبق آزمایش های انجام یافته، تفاوت این دو عدد از لحاظ تأثیر تعداد امواج بر تغییر شکل موج شکن قابل اعتماد بوده و این موضوع در آزمایش ها کنترل گردیده است.

### ۲-۳- تحلیل اثر امواج بر تغییر شکل و میزان آسیب

در ابتدا، برای بررسی و مقایسه دقیق عملکرد مانع و موج گیر و ارزیابی تحقق اهداف، موج شکن اصلی (بعنوان شاهد) در معرض برخورد امواج تصادفی قرار گرفت و رفتار و تغییر شکل آرمور و سطح آسیب موج شکن در ارتفاعها و پریوودهای مختلف امواج، مورد بررسی قرار گرفت. عدد آسیب، پارامتر بدون بعدی است که مطابق معادله (۲) مورد استفاده قرار می گیرد [۲۵ و ۲۶]:

$$S_d = \frac{A}{D_{n50}^{\frac{e}{2}}} \quad (2)$$

در رابطه فوق،  $A_e$ ، مساحت فرسایش یافته و  $D_{n50}$  قطر اسمی لایه آرمور است. در شکل ۹، برداشت هایی از تغییر شکل و جایه جایی مصالح آرمور و پروفیل نهایی سازه از جهات مختلف مشاهده می شود. در شکل ۱۰ نیز، مدل رقومی ساخته شده از موج شکن ساده و موج شکن به همراه مانع با یک برش دلخواه طولی از سازه و نمای مقاطع سازه در برش مذکور، قبل و بعد از آزمایش نشان داده شده است. به دلیل تعداد زیاد تصاویر از درج تمام شکل های مرتبط با آزمایش ها صرف نظر شده است.



(ب)

براساس نتایج حاصل از روش قطع تراز صفر رو به بالا، تفکیک امواج دقیقاً ارتفاع امواج و پریوود خواسته شده را ارائه نمی دهد و نتایج با مقدادر داده شده از دستگاه موج ساز منطبق نیست. با این حال، از بین سه ارتفاع و پریوود موج متوسط، مؤثر و بیشینه، حالت مؤثر به ارتفاع و پریوود دستگاه نزدیک تر است. این موضوع هم در طیف جانسواپ داده شده به دستگاه موج ساز و طیف ایجاد شده از سطح آب قابل مشاهده است و هم نتایج برنامه تفکیک امواج، مؤید این موضوع است. به عنوان مثال در ارتفاع موج ۱۲ سانتیمتری تعریف شده به دستگاه موج ساز، ارتفاع موج در حالت های متوسط، مؤثر و بیشینه، به ترتیب  $5/3$ ،  $11/38$  و  $15/59$  سانتیمتر حاصل شده است. نتایج تمام آزمایش های انجام یافته این مطلب را تأیید می کند.

بنابراین با تقریب می توان ارتفاع و پریوود داده شده به دستگاه موج ساز را همان ارتفاع و پریوود مؤثر در نظر گرفت. تعداد امواج ایجاد شده از سطح آب نیز کمتر از ۱۲ تعداد مورد انتظار است؛ به عنوان مثال در ارتفاع موج ۱۲ سانتیمتر، پریوود ۱ ثانیه و مدت زمان کار کرد  $5400$  ثانیه (یک و نیم ساعت)، انتظار ایجاد  $5400$  تک موج می رود؛ در صورتی که نتایج حاصل روش قطع تراز صفر رو به بالا،  $5173$  موج را ارائه می دهد. این مسئله بدین دلیل اتفاق می افتد که در موج های بسیار ریز، سطح آب بدون آنکه تراز صفر را قطع کند به موج بعدی منتقل می شود و عملاً

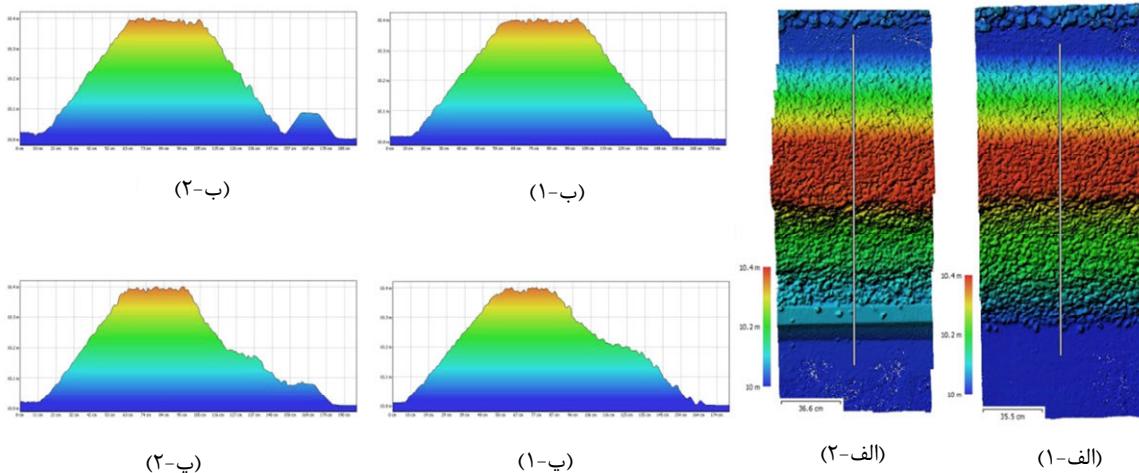


(الف)

شکل ۹- نمایه ای از (الف) ایزومتریک و (ب) مقطع موج شکن بدون مانع قبل و بعد از انجام آزمایش

مانع متصل به موج‌شکن مورد بررسی قرار گرفته است. برای بررسی روند پایداری، مقطع سازه با تعداد امواج برخورده بین ۱۰۰۰ تا ۶۰۰۰ مورد آزمایش قرار گرفت.

در ادامه، پارامترهای ارتفاع، پریود و تعداد امواج (مدت طوفان) به عنوان مهم‌ترین گزینه‌های مؤثر بر پایداری سازه و رصد میزان فرسایش، در حالت استقرار



شکل ۱۰ - (الف) مدل رقومی ارتفاعی و برش منتخب (ب) مقطع برش منتخب قبل از آزمایش (ج) مقطع برش منتخب پس از آزمایش

که باعث رشد جذب انرژی امواج و کاهش ضریب انعکاس سازه می‌گردد.

اثر ارتفاع‌های مختلف موج بر میزان فرسایش سازه، در پریود ثابت (یک ثانیه) بررسی شد و امواج ۱۵، ۱۲، ۹ و ۳۰۰۰ سانتیمتر توسط پارو به سمت موج‌شکن تولید و میزان فرسایش و تغییرشکل پروفیل در مدت طوفان مؤثر (۳۰۰۰ موج) ثبت گردید. نمودار شکل ۱۱، عدد آسیب (یعنی بعد) را در برابر ارتفاع موج بی‌بعد که از بین عبارات  $H/H_{max}$ ،  $H/d$ ،  $H/gT^2$  و  $H/H_{max}$  ارتفاع موج،  $d$ ، عمق آب،  $g$ ، شتاب نقل و  $T$ ، پریود موج) انتخاب گردید، به تصویر کشیده است. انتخاب این پارامتر بدین دلیل است که به‌علت محدودیت در تعداد آزمایش‌ها، پریود ثابت بوده و انتخاب  $T$  نمی‌تواند منطقی باشد. همچنین تعداد ارتفاع موج‌های انتخابی، سه عدد بوده که از بین این مقادیر، انتخاب بیشینه آن‌ها، نمی‌تواند تعمیمی برای ارتفاع موج‌های متعدد باشد. رابطه بین ارتفاع موج بی‌بعد و عدد آسیب، یک برازش خطی است که به صورت معادله (۳) به‌دست می‌آید:

$$S_d = 1.936 \left( \frac{H}{d} \right) - 0.363 \quad (R^2 = 0.99) \quad (3)$$

با محاسبه عدد آسیب از رابطه (۲)، مشاهده می‌گردد که بیشینه تغییر پروفیل (بیش از ۵۰ درصد) و آسیب به سازه، در اوایل طوفان و مدت زمان برخورد ۱۰۰۰ موج اولیه رخ می‌دهد و فرسایش لایه آرمور تا ۳۰۰۰ موج (اواسط طوفان)، روند افزایشی داشته، پس از آن، روند فرسایش سازه بعد از ۳۰۰۰ موج به‌طور محسوسی کاهش می‌یابد، این روند کاهشی، تا انتهای طوفان (۶۰۰۰ موج) ادامه یافته و می‌توان مشاهده نمود که در واقع بسیار ناچیز و نامحسوس است. بر این اساس با توجه به اینکه فرسایش، آسیب و تغییر پروفیل موج‌شکن در برخورد ۳۰۰۰ موج به مقطع سازه، به بیش از ۹۰ درصد حد نهایی می‌رسد؛ زمان برخورد ۳۰۰۰ موج را به عنوان مدت زمان تعادل می‌توان در نظر گرفت و در مدل‌های فیزیکی انجام یافته تعداد ۳۰۰۰ موج به صورت ثابت در نظر گرفته می‌شود. پس از ریزش مصالح آرمور و وقوع تغییرشکل اولیه مقطع (۱۰۰۰ موج)، شبیه دیواره در مواجهه با بقیه امواج، ملایم می‌گردد. تغییر پروفیل و ریزش مصالح به تدریج موجب می‌شود سطح تماس و فرسایش بیشتری در روند جذب انرژی امواج ایجاد شود

در ادامه تحقیق، به بررسی مدل تقویت شده به وسیله مانع مستغرق و موج گیر شناور پرداخته شده که آزمایش های این مرحله به شرح ذیل نام گذاری و تعریف شده است:

جدول ۴- پریود موج نسبی و عدد آسیب

$T/T_{max}$	۰/۶	۰/۸	۱
$S$	۰/۴۲۸۴	۰/۵۵۶۰	۰/۷۱۳۱

(الف) RB: موج شکن بدون مانع

(ب) RBS: موج شکن تقویت شده با مانع متصل به سازه

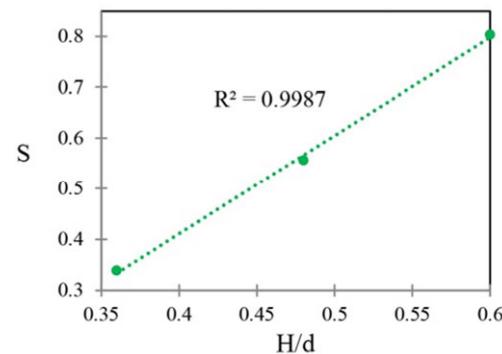
(پ) RBF: موج شکن تقویت شده با موج گیر در فاصله ۵۰ سانتیمتر

(ت) RBSF: موج شکن تقویت شده با مانع متصل به سازه و موج گیر در فاصله ۵۰ سانتیمتر

جدول ۵، عدد آسیب در مقاطع، ارتفاع، پریود و تعداد امواج به دست آمده در آزمایش های انجام یافته را نشان می دهد. در این جدول،  $H_{wm}$  ارتفاع موج تعریف شده به موج ساز،  $H_s$  ارتفاع موج مؤثر برداشت شده از سطح آب،  $T_s$  پریود موج تعریف شده به موج ساز،  $N$  تعداد امواج پریود موچ مؤثر برداشت شده از سطح آب مورد انتظار و  $N_{pr}$  تعداد امواج برداشت شده از سطح آب است.

شکل ۱۲، پروفیل نهایی سازه در هر یک از مقاطع عرضی را به طور یکجا برای آزمایش RBSF نشان می دهد. نتایج تصویربرداری، تغییرشکل سه بعدی را بر مبنای تغییرشکل نقاط شاخص ارائه داده و با مقطع زدن در هر تصویر، مساحت ریزش کرده ( $A_e$ ) و در نتیجه عدد آسیب به دست می آید. شکل ۱۳، پروفیل تغییرشکل یافته موج شکن در تمام حالت های آزمایش را نشان می دهد. بر مبنای اعداد جدول ۵، عدد آسیب در موج شکن، تحت امواج تصادفی برابر با ۱/۱۱۶ به دست آمده است. همانطور که در جدول مشاهده می گردد،

با توجه به کم بودن تعداد نقاط، این معادله صرفاً یک تخمین اولیه می باشد و نمی توان در حالت کلی به آن استناد نمود. بر مبنای این اعداد، به ازای رشد ارتفاع موج نسبی از ۰/۳۶ به ۰/۴۸ و از ۰/۶ به ۰/۴۸، عدد آسیب به ترتیب ۳۹/۱۲ و ۴۴/۴۴ درصد افزایش می باید. در ارتفاع ۱۵ سانتیمتر، سرریزی موج از روی موج شکن ملاحظه گردید. از این رو، از ارتفاع موج ۱۲ سانتیمتر، در مدل های فیزیکی استفاده شد.



شکل ۱۱- نمودار رابطه عدد آسیب با ارتفاع موج

بررسی پریود امواج نیز به عنوان پارامتری مؤثر بر پایداری موج شکن مؤید این امر است که در یک ارتفاع ثابت موج، با افزایش پریود موج، مقدار فرسایش نیز افزایش می باید. در جدول ۴، اعداد پریود موج نسبی (پریود بر حداکثر پریود) و عدد آسیب مشاهده می شود. این اعداد نشان می دهد که به ازای رشد پریود موج نسبی از ۰/۶ به ۰/۸ و از ۰/۸ به ۱، عدد آسیب ۲۲/۹۴ و ۲۸/۲۶ درصد افزایش می باید. با این اعداد ملاحظه می شود که افزایش پریود، عدد آسیب را افزایش می دهد ولی افزایش ارتفاع موج، اثر بیشتری دارد. در پریود موج ۰/۹ ثانیه، تیزی موج زیاد بوده و بعضاً ملاحظه گردید که قبل از رسیدن موج به موج شکن، شکست موج اتفاق می افتد و برای پریود موج ۱/۵ ثانیه، تعداد امواج تابشی در مدت زمان معین کاهش می باید. از این رو، از پریود موج ۱/۲ سانتیمتر، در مدل های فیزیکی استفاده گردید.

### ۳-۳- بررسی و مقایسه مدل های تقویت شده

بیشترین عدد آسیب در بین مقاطع برداشت شده مربوط به مقطع ۲۰ سانتیمتری از دیواره می‌باشد.

جدول ۵- عدد آسیب در مقاطع، ارتفاع، پریود و تعداد امواج به دست آمده در آزمایش‌های انجام یافته

	$H(cm)$		$T(s)$		$N$		$S$											
	$H_{wm}$	$H_s$	$T_{wm}$	$T_s$	$N_0$	$N_{pr}$	$S_{10}$	$S_{20}$	$S_{30}$	$S_{40}$	$S_{50}$	$S_{60}$	$S_{70}$	$S_{80}$	$S_{max}$	$S_{min (final)}$		
<i>RB</i>	۱۲	۱۱/۵۲	۱	۰/۹۵	۳۰۰۰	۲۷۸۳	۱/۰۳۳	۱/۱۱۶	۱/۰۷۵	۱/۰۹۹	۱/۰۴۸	۱/۰۱۴	۱/۰۱۷	۰/۹۵۹	۱/۱۱۶			
<i>RBS</i>	۱۲	۱۱/۲۹	۱	۰/۹۶	۳۰۰۰	۲۹۵۳	۰/۶۲۶	۰/۵۷۴	۰/۵۷۲	۰/۷۰۱	۰/۶۹۹	۰/۶۹۸	۰/۶۶۰	۰/۵۱۶	۰/۷۰۱			
<i>RBF</i>	۱۲	۱۱/۲۹	۱	۰/۹۴	۳۰۰۰	۲۷۰۹	۰/۵۴۹	۰/۶۲۹	۰/۶۶۷	۰/۶۲۸	۰/۶۰۱	۰/۵۷۶	۰/۷۳۵	۰/۵۰۳	۰/۷۳۵	۰/۵۳۸		
<i>RBSF</i>	۱۲	۱۱/۵۹	۱	۰/۹۷	۳۰۰۰	۲۷۸۷	۰/۵۰۲	۰/۴۸۶	۰/۴۴۳	۰/۴۸۵	۰/۴۷۲	۰/۵۳۸	۰/۴۳۳	۰/۴۸۰	۰/۵۳۸			

به کارگیری مانع، با کاهش  $۳۷/۱۹$  درصدی، عدد آسیب را به  $۰/۷۰۱$  تقلیل داده و به کارگیری موج‌گیر، عدد آسیب را به  $۰/۷۳۵$  (معادل  $۳۴/۱۴$  درصد) کاهش داده است. بنابراین از بین مانع و موج‌گیر، مانع تأثیر بهتری داشته است. استفاده از مانع همزمان با موج‌گیر، عدد آسیب را  $۵۱/۷۹$  درصد کاهش می‌دهد. از لحاظ فیزیکی، می‌توان تصور نمود که در به کارگیری مانع متصل به سازه، تکیه‌گاهی برای موج‌شکن ایجاد شده که در برابر لغزش و واژگونی مؤثر بوده و مقداری از بخش فرسایش یافته با آن برخورد کرده و متوقف می‌شود. طبیعتاً همزمانی به کارگیری مانع و موج‌گیر بیشترین تأثیر را داشته و موج با انرژی کاهش یافته به موج‌شکن دارای مانع موجود برخورد می‌کند. در واقع می‌توان نتیجه گرفت که کاهش  $۵۱/۷۹$  درصدی در عدد آسیب، می‌تواند در کاهش ابعاد موج‌شکن و به تبع آن کاهش قابل ملاحظه هزینه‌ها منجر شود.

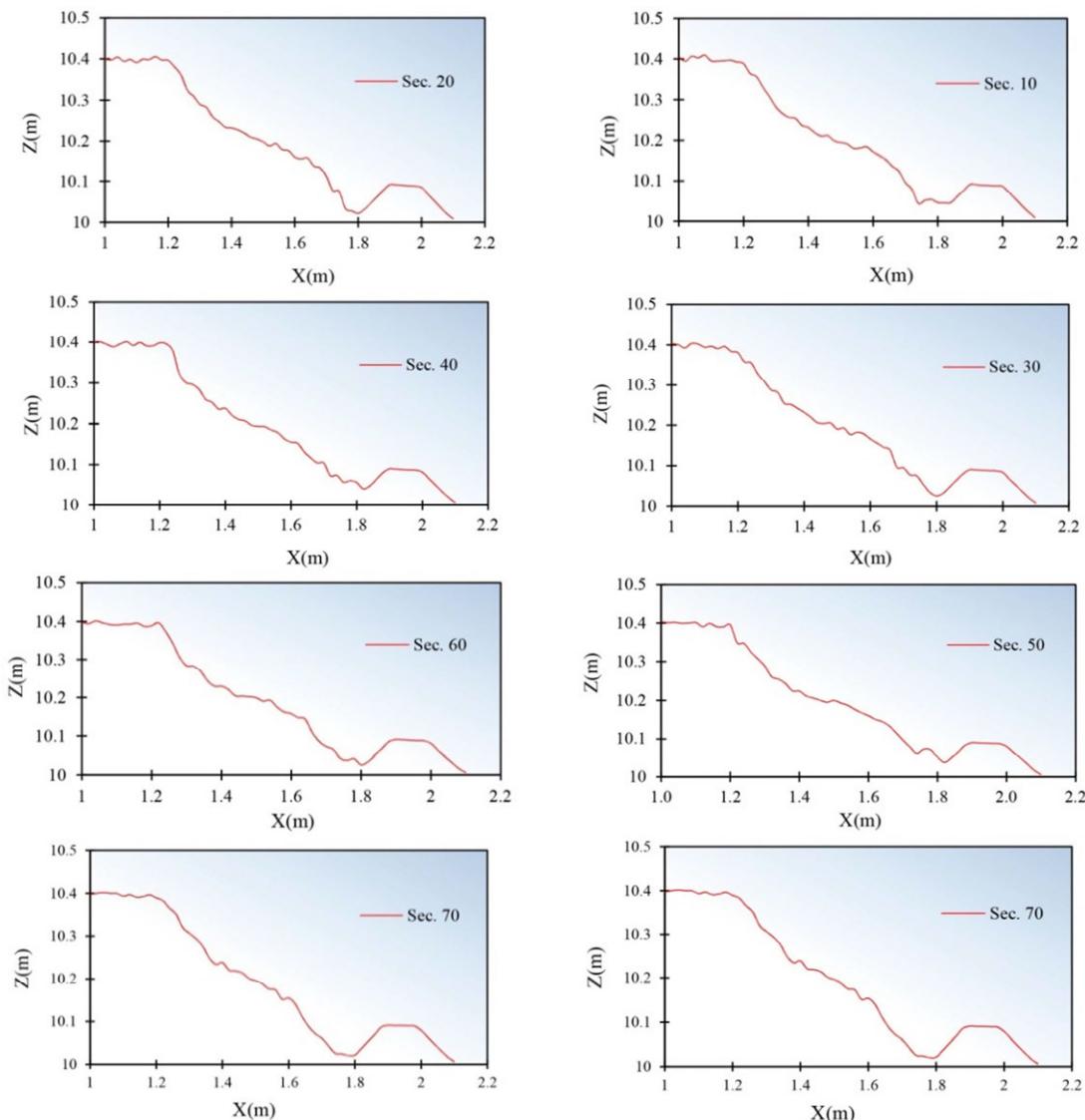
همانطور که در نمودار شکل  $13$  ملاحظه می‌گردد؛ در تمام آزمایش‌های مدل تقویت شده موج‌شکن در این تحقیق، بخش پایین منحنی تغییرشکل آرمور، به علت برخورد با مدافع مستغرق متوقف شده و این رخداد، حاکی از عملکرد مطلوب و قابل قبول مانع مستغرق است که از

این موضوع به خاطر پیچیدگی رفتار موج در برخورد به موج‌شکن بوده که موج در برخورد به سنگ‌های درشت لایه آرمور، در جهت عرضی نیز حرکاتی را موجب می‌گردد. به علاوه به دلیل اغتشاش جریان در این ناحیه، حرکت‌های نامنظمی در لایه آرمور شکل می‌گیرد؛ بنابراین صرفاً با انتخاب یک مقطع در موج‌شکن برای بررسی پایداری نمی‌توان قضایت دقیق و صحیحی داشت و برای ارزیابی بهتر، بایستی تعداد مقاطع بیشتری در نظر گرفته شود. با تکیه بر قابلیت‌های مدل رقومی سه‌بعدی و با نگاه به اعداد جدول ۵ که برای آزمایش‌های مختلف،  $S_{10}$  تا  $S_{80}$  را در تمام مقاطع بررسی و محاسبه نموده، می‌توان نتیجه گرفت که در شرایط مختلف، میزان آسیب به بخش‌های مختلف سازه متفاوت است. به عنوان مثال در آزمایش *RB*، مقطع  $S_{20}$  در آزمایش *RBS*، مقطع  $S_{40}$  در آزمایش *RBF*، مقطع  $S_{70}$  و در آزمایش *RBSF*، مقطع  $S_{60}$  حائز بیشترین مقدار عدد آسیب است.

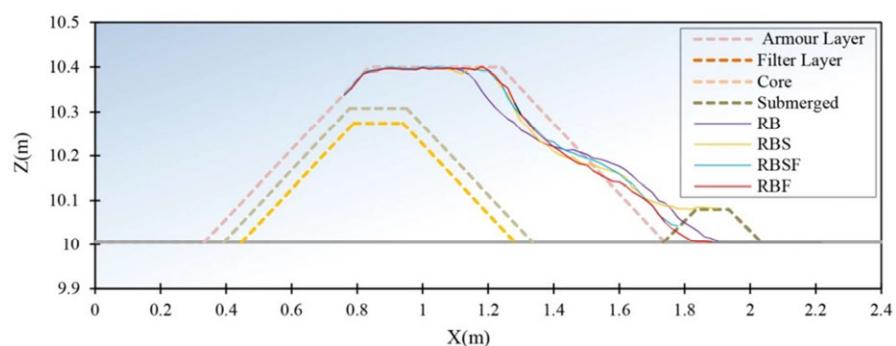
مجددآ تاکید می‌گردد که این موضوع به دلیل پیچیدگی رفتار موج و اغتشاشات سطح آب در جلوی موج‌شکن می‌باشد و به نظر می‌رسد در حالت تابش موج در حالت غیر عمود بر سازه (که در تحقیق حاضر مورد بررسی قرار نگرفته است)، اهمیت بیشتری نیز پیدا کند.

تقریباً به وسط شیب مدافع برخورد کرده و ریزش آرمور با حضور مانع به عنوان تکیه گاه، به طور کامل متوقف شده است.

پیشروی فرسایش و تغییر شکل به سمت دریا جلوگیری نموده است. در این شکل، بررسی تغییر شکل لایه آرمور مربوط به آزمایش تقویت موج شکن به وسیله مانع و موج گیر به صورت همزمان، نشان می دهد که منحنی

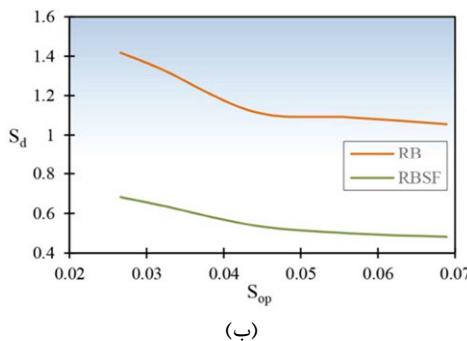


شکل ۱۲- پروفیل تغییر شکل یافته موج شکن در هر یک از مقاطع عرضی در مدل RBSF



شکل ۱۳- پروفیل تغییر شکل یافته موج شکن در تمام حالت های آزمایش

ویژگی‌های امواج بهشمار می‌آیند و با توجه به تغییرات بهوجود آمده در آزمایش مدل تقویت شده بهوسیله مانع و موج‌گیر، در شکل ۱۴ به آن پرداخته شده است.



(ب)

شکل ۱۴- رابطه (الف) شاخص پایداری و (ب) تیزی موج با پارامتر آسیب

آسیب در هر مقطع از موج‌شکن را با دقت بالا بهدست آورد.

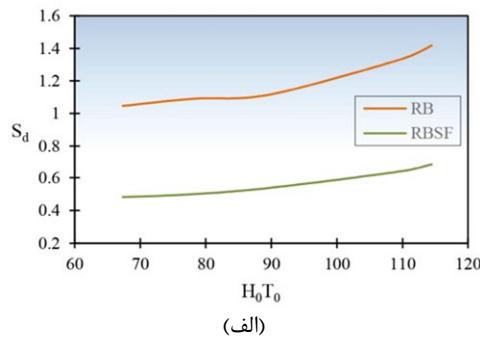
۲- در تحلیل اثر امواج بر موج‌شکن، مشاهده می‌گردد که در مدت برخورد ۱۰۰۰ موج اولیه، بیشینه تغییر پروفیل (بیش از ۵۰ درصد) رخ می‌دهد و فرسایش لایه آرمور تا ۳۰۰۰ موج، روند افزایشی داشته و پس از آن روند فرسایش بهطور محسوسی کاهش می‌یابد و عملاً ناچیز است.

۳- بر این اساس با توجه به اینکه فرسایش و تغییر پروفیل موج‌شکن در مدت زمان برخورد ۳۰۰۰ موج به مقطع سازه، به بیش از ۹۰ درصد حد نهایی می‌رسد؛ می‌توان آن را به عنوان زمان تعادل فرض نمود.

۴- با افزایش ارتفاع موج عدد آسیب افزایش می‌یابد به طوری که، به ازای رشد ارتفاع موج نسبی از  $0/0/36$  به  $0/0/48$  و از  $0/0/48$  به  $0/0/6$  عدد آسیب به ترتیب  $39/12$  و  $44/44$  درصد افزایش می‌یابد.

۵- افزایش پریود نیز پارامتر آسیب را افزایش می‌دهد و به ازای رشد پریود موج نسبی از  $0/0/8$  به  $0/0/8$  و از  $0/0/8$  به  $1$ ، عدد آسیب به ترتیب  $22/94$  و  $28/26$  درصد افزایش می‌یابد.

بنا به اهمیت پارامترهای شاخص پایداری و تیزی موج در مطالعات مربوط به موج‌شکن‌ها، بررسی رفتار متقابل این پارامترها و عدد آسیب در آزمایش مدل‌های مختلف، مفید به نظر می‌رسد. این پارامترها در زمرة



(الف)

همانطور که در شکل ۱۴- الف مشاهده می‌گردد با افزایش شاخص پایداری، پارامتر آسیب نیز افزایش می‌یابد و مقایسه آزمایش‌های موج‌شکن ساده و مدل تقویت شده (با مانع و موج‌گیر) نشان می‌دهد که اعداد آسیب مدل تقویت شده در مقادیر مختلف شاخص پایداری کوچکتر از مدل ساده می‌باشد. در بررسی تغییرات عدد آسیب و تیزی موج نیز، در شکل ۱۴- ب ملاحظه می‌گردد که با افزایش تیزی موج، عدد آسیب کاهش می‌یابد و مطابق شکل، در محدوده مقادیر کوچک تیزی، کاهش پارامتر آسیب چشمگیرتر و در اعداد تیزی بزرگتر، روند کاهش آهسته‌تر می‌باشد. مشابه شکل ۱۴- الف، همان تقاضا رفتار بین موج‌شکن با (و بدون) موانع نیز قابل توجه است.

#### ۴- نتیجه‌گیری

این تحقیق، به بررسی آزمایشگاهی تقویت موج‌شکن توده‌سنگی بهوسیله مانع مستغرق و موج‌گیر شناور با هدف ارتقای پایداری و کاهش آسیب پرداخته است. نتایج شاخص این بررسی را می‌توان به صورت زیر بیان نمود:

۱- استفاده از تصویربرداری فتوگرامتری برد کوتاه و ساخت مدل سه‌بعدی تغییرشکل موج‌شکن، روشی مؤثر بوده و می‌توان از طریق آن پارامتر

- می دهد. کاهش این پارامتر و ارتقای پایداری سازه، می تواند منجر به کاهش ابعاد موج شکن و به تبع آن کاهش قابل ملاحظه هزینه ها گردد.
- <sup>۹</sup>- بررسی رفتار پارامتر آسیب و شاخص پایداری در مدل های اولیه و تقویت شده، بیانگر روند همسو و افزایشی تغییرات این دو پارامتر می باشد.
- <sup>۱۰</sup>- مطالعه عملکرد متقابل تیزی موج و پارامتر آسیب، نشان دهنده کاهش عدد آسیب با افزایش مقادیر تیزی موج می باشد.
- <sup>۱۱</sup>- همسو با مطالعات این تحقیق و در قالب پیشنهادات آتی، می توان تأثیر تغییرات عرض مانع مستغرق و یا تغییر فاصله استقرار موج گیر شناور را بر میزان پایداری موج شکن و آسیب واردہ به سازه مورد بررسی قرار داد.

۶- بر مبنای مشاهدات و همچنین نتایج آزمایش ها، میزان آسیب در مقاطع عرضی با هم تفاوت داشته و قطعاً نمی توان مقطع میانی را به عنوان مقطع پیشنهادی برای بررسی پایداری معرفی نمود.

۷- در آزمایش مدل های فیزیکی، به کار گیری مانع، پارامتر آسیب را به ۰/۷۰۱ (۳۷/۱۹ درصد) تقلیل داده و استفاده از موج گیر، موجب کاهش پارامتر آسیب به ۰/۷۳۵ (برابر با ۳۴/۱۴ درصد) می شود که نشان دهنده عملکرد مطلوب اجزای تقویت کننده در کاهش آسیب موج شکن است و مقایسه عملکرد این اجزا، تأثیر بهتر مانع نسبت به موج گیر را نتیجه می دهد.

۸- به کار گیری همزمان مانع و موج گیر برای تقویت موج شکن، پارامتر آسیب را ۵۱/۷۹ درصد کاهش

## مراجع

- [1] Ghanbarian, M. (2010). "Rubble-Mound Breakwaters Vol.1: Types of Breakwaters, Principles, and Overview", Khatam Al-Anbiya Construction Headquarter.
- [2] Da Silva, R. F., Sayao, O., & Conceicao, L. P. (2016). "Analysis of Rubble-Mound Breakwater Damage: Case Study of Existing Breakwater Rehabilitation", *IX Pinac Copedec Conference*.
- [3] Shafieefar, M., Shakeri, M. R., & Hofland, B. (2020). "Influence of Toe Berm Geometry on Stability of Reshaping Berm Breakwaters", *Coastal Engineering*, 157, 103636.
- [4] Lamberti, A., Tomasicchio, G.R., & Guiducci, F. (1994). "Reshaping Breakwaters in Deep and Shallow Water Conditions", *Proceeding of 24<sup>th</sup> International Conference on Coastal Engineering*, Kobe, Japan, ASCE, 1343-1358.
- [5] Nassiraei, H., Heidarzade, M., Shafieefar, M. (2016). "Numerical Simulation of Long Waves (Tsunami) Forces on Caisson Breakwaters", *Sharif Journal of Civil Engineering*, 32.2(3.2), 3-12.
- [6] Lotfollahi-Yaghin, M.A., & Nassiraei, H. (2016). "Numerical Simulation of Tsunami Waves Forces on Coastal Structures", *Journal of Oceanography*, 6(24), 23-30.
- [7] Mousavi, Sh. (2010). "Rubble-Mound Breakwaters Vol.2: Design of Rubble-Mound Breakwaters", Khatam Al-Anbiya Construction Headquarter.
- [8] Campos, A., Castillo, C., & Sánchez, R. (2020). "Damage in Rubble-Mound Breakwaters. Part I: Historical Review of Damage Models", *Journal of Marine Science and Engineering*, 8(5), 317.
- [9] Ehsani, M., Moghim, M., & Shafieefar, M. (2020). "An Experimental Study on the Hydraulic Stability of Icelandic Type Berm Breakwaters", *Coastal Engineering*, 156, 103599.
- [10] Vieira, F., Taveira-Pinto, F., & Rosa-Santos, P. (2021). "Damage Evolution in Single-Layer Cube Armoured Breakwaters with a Regular Placement Pattern", *Coastal Engineering*, 169, 103943.
- [11] Yuksel, Y., Cevik, E., Van Gent M. R. A., Sahin, C., & Altunsu, A. (2020). "Stability of Berm Type Breakwater with Cube Blocks in the Lower Slope and Berm", *Ocean Engineering*, 217, 107985.
- [12] Galiatsatou, P., Makris, C., & Prinos, P. (2018). "Optimized Reliability Based Upgrading of Rubble-Mound Breakwaters in a Changing Climate", *Journal of Marine Science and Engineering*, 6(3), 92.
- [13] Janardhan, P., Harish, N., Rao, S., & Shirral, K. G. (2015) "Performance of Variable Selection Method for the Damage Level Prediction of Reshaped Berm Breakwater", *ICWRCOE 2015*, Aquatic Procedia, 4, 302- 307.

- [14] Li, X., & Zhang, W. (2019). "3D Numerical Simulation of Wave Transmission for Low-Crested and Submerged Breakwaters", *Coastal Engineering*, 156, 103517.
- [15] Twu, S. W., Liu, C. C., & Hsu, W. H. (2001). "Wave Damping Characteristics of Deeply Submerged Breakwaters", *ASCE Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 127(2), 97-105.
- [16] Neves, A., Veloso-Gomes, F., & Taveira-Pinto, F. (2007). "Analysis of the Wave-Flow Interaction with Submerged Breakwaters", *WIT Transactions on Modelling and Simulation*, 46, 147-154.
- [17] Bungin, E. R. (2021). "The Effect of Square Submerged Breakwater on Wave Transmission in the Coastal Area", *AC2SET 2020*, IOP Conference series: Materials Science and Engineering.
- [18] Tulsi, K., & Phelp, D. (2009). "Monitoring and Maintenance of Breakwaters which Protect Port Entrances", *28th Annual Transport Conference (SATC) 2009*, Pretoria, South Africa, 317-325.
- [19] Stefanutti Stocks, M. (2015). "Rubble-Mound Breakwater vs. Tandem Breakwater Cost Estimation", Cape Town, Stefanutti Stocks Marine.
- [20] He, F., Huang, Z., & Law, A.W. (2012). "Hydrodynamic Performance of a Rectangular Floating Breakwater with and without Pneumatic Chambers: An Experimental Study", *Ocean Engineering*, 51(1), 16-27.
- [21] Tiao-Jian, X., Xiao-Rong, W., Wei-Jun G., Guo-Hai, D., & Hui-Min, H. (2020). "Numerical Simulation of Combined effect of Pneumatic Breakwater and Submerged Breakwater on Wave Damping", *Ships and Offshore Structures*, 1-15.
- [22] Quiroga, I., Vidal, C., Lara, J., Gonzalez, M. & Sainz, A. (2018). "Stability of Rubble-Mound Breakwaters under Tsunami First Impact and Overflow Based on Laboratory Experiments", *Coastal Engineering*, 135, 39-54.
- [23] Hakimzadeh, H., & Kabiri, A. (2018). "Numerical Investigation into Effect of Geometries of Floating Breakwaters Having the Same Draft and Mass on their Efficiencies", *Marine Engineering*, 14(27), 81-94.
- [24] Mohammadzadeh, M. R., Arefi, H., & Alidoost, F. (2018). "Comprehensive Evaluation of Modeling and Surface Simplification Methods for 3D Building Reconstruction from Dense Point Cloud", *Journal of Geomatics Science and Technology*, 7(4), 163-175.
- [25] Van Der Meer, J.W. (1988). "Rock Slopes and Gravel Beaches under Wave Attack", PhD Thesis, Delft University of Technology, Delft Hydraulics Communication.
- [26] Andersen, T. L. (2006). "Hydraulic Response of Rubble-Mound Breakwaters: Scale Effects - Berm Breakwaters", *Hydraulics & Coastal Engineering Laboratory, Department of Civil Engineering Aalborg University*.
- [27] Ataie Ashtiani, B. (2006). *Coastal Engineering (Coastal Hydrodynamics)*. ACECR, Amirkabir University of Technology Branch.



محمدحسین حاجی

محمدی

دانشجوی کارشناسی ارشد

مهندسی زلزله، دانشگاه صنعتی

نوشیروانی بابل، بابل، ایران.

پست الکترونیک:

hajimohammadi.ce@gmail.com

### حر خسرو\*

عضو هیئت علمی دانشکده

مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی

نوشیروانی بابل، بابل، ایران.

پست الکترونیک:

khosravi@nit.ac.ir

### رضا دزوواره رسنانی

عضو هیئت علمی دانشکده

مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی

نوشیروانی بابل، بابل، ایران و

پست الکترونیک:

rdezvareh@nit.ac.ir

## ۱- مقدمه

تغییرشکل سازه، باعث بروز مکانیزم‌های خاصی در سازه

شود. همچنین اثر پی- دلتا می‌تواند باعث کاهش مقاومت

جانبی، افزایش تغییرمکان‌های پسماند و ناپایداری‌های

دینامیکی شود [۱].

مونتگومری<sup>۱</sup> به بررسی اثر پی- دلتا بر پاسخ سازه‌ها

با استفاده از تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی

پرداخت. طبق نتایج او اثر پی- دلتا در سازه‌هایی که

پاسخ‌های غیرخطی زیادی را تجربه می‌کنند، دارای

اهمیت بسیار بالایی است؛ در حالی‌که سازه‌هایی که

پاسخ‌شان در ناحیه خطی است و یا غیرخطی شدن بسیار

اثر پی- دلتا یکی از انواع غیرخطی شدن‌های

هندسی است که معادلات تعادل سیستم بارگذاری شده،

حول سازه تغییرشکل یافته برقرار می‌شود. نگرانی ویژه‌ای

که وجود دارد، اثر بار ثقلی بر جابه‌جایی‌های جانبی

سازه‌های چندطبقه است که باعث افزایش جابه‌جایی

نسبی طبقات می‌شود. همچنین می‌تواند با کاهش ظرفیت

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۶/۰۴، بازنگری ۱۴۰۰/۰۷/۱۸، پذیرش ۱۴۰۰/۰۸/۲۰

DOI: 10.22091/cer.2021.7289.1290

<sup>۱</sup>- Montgomery

کردند؛ اما برای هردوی آن‌ها  $0/33$  را به عنوان حداقل  
مقدار مجاز برای شاخص پایداری ناکشسان در نظر  
گرفتند. برای سازه‌های فولادی اگر شاخص پایداری  
ناکشسان کمتر از  $0/05$  و برای سازه‌های بتنی اگر شاخص  
پایداری ناکشسان کمتر از  $0/1$  باشد، می‌توان از اثر پی-  
دلتا صرفنظر کرد [۷].

وی<sup>۷</sup> و همکاران با تحلیل‌های تاریخچه زمانی  
غیرخطی که بر مدل‌هایی با رفتار الاستوپلاستیک انجام  
دادند، آستانه صرفنظر از اثر پی- دلتا را برای مقادیری از  
شاخص پایداری ناکشسان مجاز دانستند که از  $0/025$   
کمتر باشد. همچنین برای ممانعت از فروریزش سازه،  
حداکثر مقدار مجاز را برای آن، مقدار سخت‌گیرانه  $0/15$   
تعیین کردند [۸]. تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی  
نشان می‌دهد که اهمیت اثر پی- دلتا بستگی به شکل  
نمودار هیسترزیس پاسخ سازه دارد. مکرایی و همکاران  
نیز با استفاده از رفتار الاستوپلاستیک و لحاظ کردن اثر  
پی- دلتا نشان دادند که اگر نگاشت زلزله به اندازه کافی  
طولانی باشد، با افزایش تغییرمکان‌ها با برابری پی- دلتا و  
لنگر طراحی پای سازه در نهایت، سازه چهار ناپایداری  
می‌شود [۹].

با توجه به آنچه بیان شد، اثر پی- دلتا موجب ایجاد  
لنگر اضافی در سازه تغییرشکل یافته شده و تغییرمکان  
جانبی سازه افزایش می‌یابد. مشاهده گردید که در ادبیات  
فنی، مطالعات بسیار زیادی پیرامون اثر پی- دلتا بر پاسخ  
و رفتار سازه صورت گرفته است و این نشان از اهمیت این  
اثر دارد؛ اما اثر پی- دلتا بر پاسخ سازه تحت زلزله‌های با  
مدت دوام طولانی کمتر مورد توجه قرار گرفته است. با  
این حال پریستلی و همکاران بر این اعتقادند که اثر پی-  
دلتا در سازه‌های فولادی تحت نگاشتهای با مدت دوام  
طولانی موجب آسیب به مراتب بیشتر ناشی از خرابی  
تجمعی در طول مدت زلزله می‌شود [۷]. در این پژوهش،  
اثر پی- دلتا در سازه‌های تکدرجه آزادی با رفتار

اندکی را تجربه می‌کنند، اثر پی- دلتا در آن‌ها بسیار کم  
است [۲].

بلری<sup>۲</sup> و همکاران، با استفاده از سیستم‌های  
تکدرجه آزادی با مدل رفتاری تاکدا<sup>۳</sup> به بررسی اثر پی-  
دلتا در فرایند ارزیابی براساس تغییرمکان پرداختند و  
دریافتند که پی- دلتا نیروی جانسی مرتبط با تغییرمکان  
هدف انتخابی در منحنی ظرفیت را کاهش می‌دهد که این  
باعث کاهش سختی مؤثر و افزایش دوره تناوب مؤثر  
می‌شود [۳]. مکرایی<sup>۴</sup> با بررسی اثر پی- دلتا در  
سازه‌های تکدرجه آزادی دوخطی دریافت که پی- دلتا در  
باعث کاهش سختی‌های کشسان و ناکشسان سازه  
می‌شود. افزایش سختی کشسان، باعث افزایش کوچکی در  
دوره تناوب اصلی ارتعاش و تغییر کمی در پاسخ شتاب  
خطی می‌شود [۴].

پژوهشگران، سیستم‌های با دوره تناوب کوتاه و با  
مدل‌های رفتاری دوخطی، سیستم‌های دارای اثر  
پینچینگ<sup>۵</sup> و سیستم‌هایی که اثر پینچینگ و زوال  
 مقاومت به طور همزمان در آنها لحاظ شده است را  
مدل‌سازی کردند. سپس به بررسی اثر پی- دلتا بر ظرفیت  
فروریزش سازه‌ها پرداخته و دریافتند که با افزایش پی-  
دلتا، ظرفیت فروریزش سازه به وضوح کاهش می‌یابد [۵].  
همچنین در تحقیق دیگر، با بررسی ساختمان‌های بتن  
مسلح، پیشنهاد شد که اگر شاخص پایداری نهایی کمتر از  
 $0/085$  باشد، می‌توان از اثر پی- دلتا چشمپوشی کرد.  
برای مقادیر بزرگ‌تر شاخص پایداری، با استفاده از روش  
انرژی برابر، میزان تشدید مورد نیاز نیروی زلزله تعیین  
شد که نشان می‌دهد تشدید نیروی اسمی مورد نیاز،  
قدری بیشتر از  $0/5\%$  اثر پی- دلتا محاسبه شده را از بین  
می‌برد [۶]. پریستلی<sup>۶</sup> و همکاران برای سازه‌های بتنی و  
فولادی، دو آستانه صرفنظر از اثر پی- دلتا را معرفی

<sup>2</sup>- Belleri

<sup>3</sup>- Takeda

<sup>4</sup>- MacRae

<sup>5</sup>- Pinching Effect

<sup>6</sup>- Priestley

<sup>7</sup>- Wei

تاریخچه زمانی غیرخطی، رابطه پیچیده‌تری را برای ضریب تشدید نیروی زلزله سازه‌های تک‌درجه آزادی مطابق رابطه (۳) پیشنهاد داد [۱۵]:

$$\lambda_f = \frac{1 + \beta \theta_e}{1 - \theta_e} \quad (3)$$

پژوهشگران مقدار افزایش تشدید نیروی زلزله را طوری محاسبه کردند که مساحت زیر نمودارهای بدون اثر پی- دلتا و سازه تقویت شده تحت اثر پی- دلتا با هم برابر شود و ضریب تشدید نیروی زلزله را مطابق رابطه (۴) ارائه دادند [۶]:

$$\lambda_f = \frac{1 + \mu}{2} \theta \quad (4)$$

پورعلی و همکاران نیز دو رابطه برای بازه‌های متفاوت شکل‌پذیری سازه ارائه کردند [۱۶]:

$$\lambda_f = 0.94 + 1.7 \theta_\Delta \quad \text{for } \mu \leq 3 \quad (5)$$

$$\lambda_f = 0.98 + 1.7 \theta_\Delta \quad \text{for } \mu \geq 3 \quad (6)$$

در تحقیقی دیگر، با استفاده از رفتار الاستوپلاستیک و لحاظ کردن اثر پی- دلتا نشان داده شد که اگر نگاشت زلزله به اندازه کافی طولانی باشد، در نهایت، سازه دچار ناپایداری می‌شود [۹].

در جدول ۱، خلاصه‌ای از توصیه‌های محققین و آیین‌نامه‌های طراحی برای آستانه صرف‌نظر و حداقل مقدار مجاز اثر پی- دلتا آمده است.

### ۳- مدل‌سازی

همان‌طور که پیش‌تر بیان شد، هدف اصلی این پژوهش، ارزیابی مقایسه‌ای اثر پی- دلتا بر روی تغییرمکان پسماند و تعداد فروریزش سازه تحت زلزله با مدت دوام طولانی و کوتاه است. تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی نشان می‌دهند که اهمیت اثر پی- دلتا بستگی به شکل نمودار هیسترزیس پاسخ سازه دارد. برای تحقق هدف تبیین شده، سازه‌های تک‌درجه آزادی با مدل رفتاری الاستوپلاستیک که معرف رفتار فولاد است، مدل‌سازی شدند.

الاستوپلاستیک، تحت جفت‌نگاشتهای با مدت دوام طولانی و کوتاه که دارای طیف پاسخ همسانی‌اند، مورد بررسی قرار خواهد گرفت و مقایسه‌ای در خصوص ظرفیت فروریزش سازه و تغییرمکان پسماند آن در دو حالت نگاشتهای کوتاه و بلندمدت انجام می‌گیرد.

### ۲- اثر پی- دلتا در طراحی سازه‌ها

در طراحی‌های مرسوم براساس نیرو، رویکرد در نظر گرفتن اثر پی- دلتا، افزایش تغییرمکان مورد انتظار و افزایش برش پایه طراحی براساس شاخص پایداری است. این کار، معمولاً به صورت ضرب  $(1 - \theta)/1$  در تغییرمکان و برش پایه بدون اثر پی- دلتا انجام می‌شود.

بر این اساس، ضریب تشدید نیروی زلزله که در آیین‌نامه بارگذاری آمریکا ارائه شده است، مطابق رابطه (۱) محاسبه می‌شود:

$$\lambda_f = \frac{1}{1 - \theta_e} \quad (1)$$

که در آن  $\theta_e$  نسبت مقاومت تشدیدیافته به مقاومت اولیه سازه و  $\theta$  شاخص پایداری کشسان است [۱۰].

روزن‌بلوٹ<sup>۸</sup> رابطه‌ای مشابه رابطه بالا ارائه کرد، با این تفاوت که مطابق رابطه (۲) به جای  $\theta$  از  $\theta_\Delta$  از استفاده شده است:

$$\lambda_f = \frac{1}{1 - \theta_\Delta} \quad (2)$$

که در این رابطه،  $\theta_\Delta$  شاخص پایداری ناکشسان است [۱۱]. لازم به توضیح است که این رابطه مورد قبول و استفاده آیین‌نامه‌های Eurocode8، Fema 450 و AASHTO قرار گرفته است [۱۴-۱۲].

تحقیقات اخیر توسط وی و همکاران نیز نشان می‌دهد که رابطه (۱)، تنها در حوزه خطی صادق است و برای سازه‌های با رفتار غیرخطی دارای خطاهای بسیار بزرگی است [۸]. برنال<sup>۹</sup>، با استفاده از تحلیل‌های

<sup>8</sup>- Rosenblueth

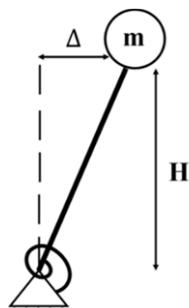
<sup>9</sup>- Bernal

جدول ۱- خلاصه توصیه محققین و آیین‌نامه‌ها

حداکثر مقدار مجاز	آستانه صرف نظر	رویکرد
-	$\theta_\Delta < 0.085$	Pauley & Priestley [6]
$\theta_\Delta = 0.33$	$\theta_\Delta < 0.05$ Steel $\theta_\Delta < 0.1$ Concrete	Priestley et al. [7]
$\theta_\Delta = 0.15$	$\theta_\Delta < 0.025$	Wei et al. [8]
$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d} < 0.25$	$\theta_e < 0.1$	ASCE-7 [10]
$\theta_\Delta = 0.3$	$\theta_\Delta < 0.1$	Eurocode 8 [12]
$\theta_e = 0.1$	-	Fema 450 [13]
-	$\theta_\Delta < 0.25$	AASHTO [14]
-	$\theta < \frac{0.1}{\beta + 1.1}$ $\beta = 1.87(\mu - 1)$	Bernal [15]
-	$\theta_\Delta < 0.15$	Pauley [17]

نگاشتها استفاده می‌شود که در بازه وسیعی از پریودها شدت طیف تقریباً یکسان است. اما در این مقاله که به بررسی سیستم‌های یک درجه آزادی پرداخته می‌شود؛ برای هر سازه، نگاشت با مدت دوام کوتاه به‌گونه‌ای مقایس می‌شود که مقدار شتاب طیفی آن در پریود سیستم دقیقاً برابر با شتاب طیف نگاشت با مدت دوام طولانی باشد. بدین ترتیب اثر شدت زلزله بر روی پاسخ به مراتب کمتر نیز خواهد شد.

جهت مدل‌سازی سیستم یک درجه آزادی با در نظر گرفتن اثر بار ثقلی از مدل شکل ۱ استفاده شد. در این مدل از یک ستون صلب از نوع elasticBeamColumn طریق خیلی زیاد کردن مساحت و ممان اینرسی ستون تأمین گردید.



شکل ۱- سیستم یک درجه آزادی مدل‌سازی شده در نرم‌افزار Apnisys با فنر دورانی از مصالح Steel01

در بالای ستون از یک جرم متمرکز و در پایین ستون از یک المان فنر zeroLength استفاده شد که

به دلیل قارگیری سازه‌های با دوره تناوب کمتر از یک ثانیه در ناحیه شتاب ثابت طیف پاسخ و افزایش چشمگیر نیاز تغییرمکان آنها با مقدار کمی غیرخطی شدن رفتار مصالح و به تبع آن عدم همگرایی پاسخ‌ها و دشوار شدن تعیین بیشینه تغییرمکان‌ها، دوره تناوب سازه‌ها در بازه یک تا پنج ثانیه انتخاب شد که طیف وسیعی از سازه‌های مهندسی ساخته شده را دربر می‌گیرد. جهت مقایسه بهتر اثر مدت دوام زلزله بر تعداد فروریزش سازه‌ها، از جفت‌نگاشتهایی استفاده شده که توسط چاندرا‌موهان<sup>۱۰</sup> و همکاران گردآوری شده است [۱۸]. هریک از جفت‌نگاشتهای شامل یک نگاشت با مدت دوام کوتاه و یک نگاشت با مدت دوام طولانی است که طیف پاسخ شتاب آنها تقریباً یکسان است. در واقع از میان تعداد بسیار زیادی نگاشت با مدت دوام کوتاه، نگاشتی که بیشترین تطابق طیفی را با نگاشت با مدت دوام طولانی داشته به عنوان جفت آن انتخاب شده است. با توجه به همسان بودن طیف شتاب نگاشتهای اثرات شدت زلزله و محتوای فرکانسی تقریباً یکسان بوده و امکان بررسی اثر مدت دوام زلزله در این جفت نگاشتهای فراهم می‌شود. در آنالیز سازه‌های چند درجه آزادی با توجه به اثر مودهای بالاتر از مقیاس‌سازی بیکر برای جفت

<sup>10</sup>- Chandramohan

#### ۴- تفسیر نتایج

##### ۴-۱- تغییر مکان های پسماند

تغییر مکان پسماند معیاری برای نمایش میزان خرایی واردہ به سازه و همچنین معیار مهمی برای تعیین میزان قابل تعمیر بودن سازه پس از زمین لرزه است. اثر پی- دلتا و مدت دوام طولانی زلزله می تواند موجب تجمع تغییر مکان ها در طول مدت زلزله برای مدل رفتاری دوخطی سازه های فولادی شود. بنابراین پیش بینی می شود با افزایش مدت دوام زلزله، تغییر مکان های پسماند سازه افزایش یابد که در ادامه به بررسی این پارامتر پرداخته شده است.

تغییر مکان های پسماند را می توان از میانگین گیری تغییر مکان های سازه در انتهای رکورد در زمان معادل دوره تناوب سیستم تک درجه آزادی بدست آورد. این مقادیر برای سازه هایی که دچار فروریزش نشدنند محاسبه شده است. سپس این مقادیر مطابق با رابطه (۸) به صورت درصدی از بیشینه تغییر مکان سازه در همان دوره تناوب، نرمال شده است.

$$\bar{\Delta}_r = \frac{\Delta_r}{\Delta_{max}} \times 100 \quad (8)$$

که در آن  $\Delta_r$  مطابق رابطه (۹) به دست می آید:

$$\bar{\Delta}_r = \frac{1}{m} \left( \sum_{i=n-m}^n \Delta_i \right) \quad (9)$$

در رابطه بالا، n تعداد گام های زمانی نگاشت، m تعداد گام های زمانی در یک دوره تناوب سازه (T) و  $\Delta_i$  مقدار تغییر مکان جرم متتمرکز در لحظه  $i\Delta T$  است.

مقادیر دریفت پسماند نرمال شده تحت نگاشت های با مدت دوام طولانی و کوتاه و برای هر ضریب رفتار و در هر شاخص پایداری محاسبه شد. برای مقایسه نتایج، نمودار توزیع فراوانی  $\bar{\Delta}_r$  به صورت درصدی از کل سازه ها در بازه های پنج درصدی از  $\bar{\Delta}_r$  رسم شد. تعداد کل سازه ها در هر شاخص پایداری و تحت هریک از مجموعه

سختی و مقاومت سیستم یک درجه آزادی، از طریق تنظیم پارامترهای این فنر دورانی تنظیم می شود. این فنر دورانی از جنس uniaxialMaterial Steel01 با شبیه خط دوم صفر تعریف شده است که رفتار الاستوپلاستیک کامل را مدل سازی کند. در مواردی هم که اعمال بار ثقلی لازم بود، این بار به صورت یک بار متتمرکز بر روی جرم متتمرکز وارد گردید.

بعد از مدل سازی سیستم یک درجه آزادی و فراهم شدن نگاشت ها، هریک از سازه ها در نرم افزار اپسیس تحت سه تحلیل تاریخچه زمانی خطی، تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی بدون بار ثقلی و تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی در حضور بار ثقلی قرار گرفتند. جهت تأمین ظرفیت شکل پذیری در تحلیل های غیر خطی، از دو ضریب رفتار دو و سه برای کاهش برش پایه سازه ها کمک گرفته شد. در این تحقیق، ضریب رفتار به صورت نسبت برش پایه خطی به برش پایه تسلیم ( مقاومت سازه غیر خطی ) تعریف شده است. برای اعمال اثر بار ثقلی از شاخص پایداری ناکشسان که از رابطه (۷) محاسبه می شود، استفاده شد. جهت در نظر گرفتن شرایط مختلف بار ثقلی، شاخص پایداری هایی در بازه بین ۰/۰۵ تا ۰/۳ با گام های ۰/۰۵ به کار گرفته شد.

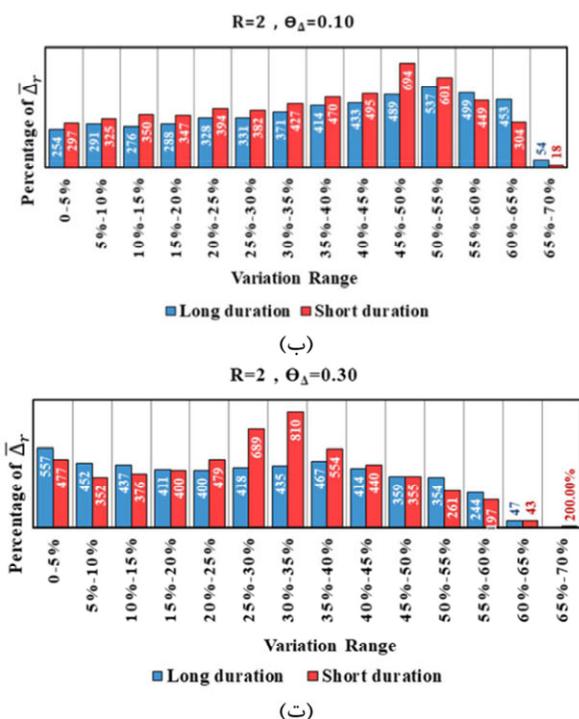
$$\theta_\Delta = \frac{P \Delta_u}{VH} \quad (7)$$

که در آن  $\theta_\Delta$  شاخص پایداری ناکشسان، P مقدار بار ثقلی اعمال شده،  $\Delta_u$  بیشینه تغییر مکان سازه تحت تحلیل غیر خطی سازه بدون حضور بار ثقلی، V برش پایه و H ارتفاع سازه تک درجه آزاد است.

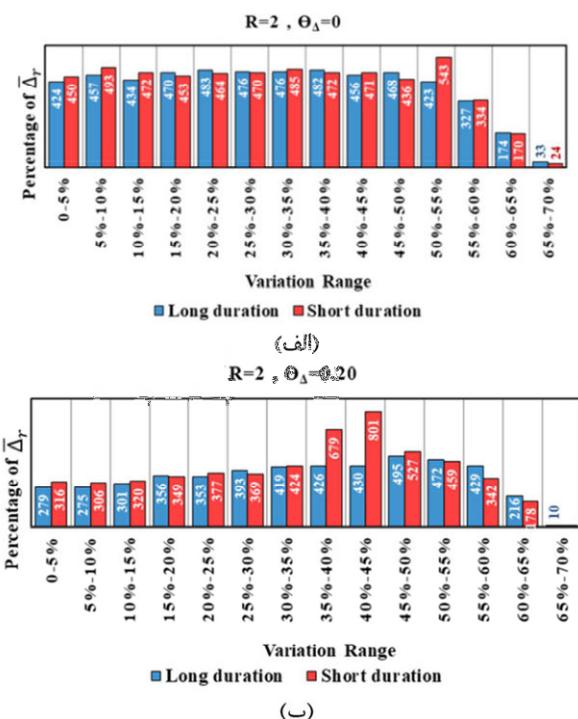
پس از انجام تحلیل های تاریخچه زمانی، تحت جفت نگاشت های با طیف پاسخ معادل به ازای هر سازه با دوره تناوب و ضریب رفتار مشخص، تغییر مکان های پسماند و تعداد فروریزش سازه استخراج شد. برای تعیین اثر مدت دوام زلزله، تغییر مکان های پسماند و تعداد فروریزش، تحت نگاشت های با مدت دوام کوتاه و طولانی با هم مقایسه شدند که نتایج آن در بخش بعد آمده است.

ضریب رفتارها و شاخص پایداری‌های مختلف، به صورت مقایسه توزیع  $\bar{\Delta}_r$  تحت نگاشتهای با مدت دوام کوتاه و طولانی آمده است. سپس به تفسیر کلی نمودارها پرداخته شده است.

با توجه به نمودار شکل ۲، برای سازه با ضریب رفتار دو فراوانی تغییرمکان پسماند تا حدود ۵۰٪ بیشینه تغییرمکان قابل توجه است. توزیع فراوانی  $\bar{\Delta}_r$  برای شاخص پایداری صفر تقریباً یکنواخت است، ولی با افزایش اثر بار ثقلی، تغییرمکان‌های پسماند بزرگتر فراوانی بیشتری پیدا می‌کند.



نگاشتهای با مدت دوام طولانی و کوتاه برابر ۵۹۸۶ است. البته با توجه به این که تعدادی از سازه‌ها از معیار فروریش عبور کرده‌اند و یا پاسخ‌ها آنها هم‌گرا نشده، تعداد کل سازه‌ها در هر شاخص پایداری برای هریک از مجموعه نگاشتها متفاوت است. به طور مثال، تعداد کل سازه‌ها با ضریب رفتار دو و شاخص پایداری صفر، ۰/۱۰، ۰/۲۰ و ۰/۳۰ تحت نگاشتهای با مدت دوام طولانی به ترتیب برابر ۵۵۸۳، ۴۸۵۴، ۵۰۱۸ و ۴۹۹۵ و برای نگاشتهای با مدت دوام کوتاه برابر ۵۷۳۷، ۵۵۵۳، ۵۴۴۹ و ۵۴۳۵ است. در ادامه، نمودارهای توزیع فراوانی برای

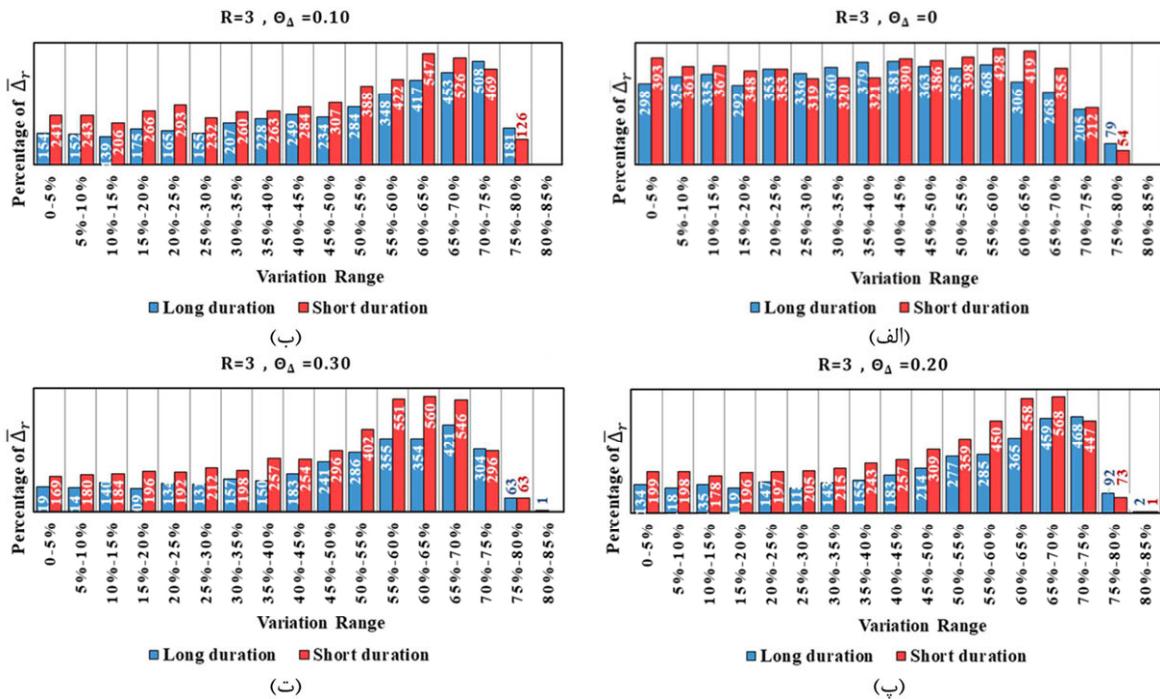


شکل ۲- نمودار توزیع فراوانی در بازه‌های ۵ درصدی از دریافت پسماند نرمال شده برای ضریب رفتار ۲

مدت دوام کوتاه بیشتر است.

شکل ۳، توزیع فراوانی تغییرمکان پسماند را برای سازه با ضریب رفتار ۳ نشان می‌دهد. چنان‌که مشاهده می‌شود فراوانی تغییرمکان پسماند حتی تا ۷۵ درصد نیز قابل توجه است که نشان‌دهنده افزایش مقادیر پسماند با  $\bar{\Delta}_r$  برای شاخص پایداری صفر تقریباً یکنواخت بوده که با افزایش شاخص پایداری، مقادیر تغییرمکان‌های پسماند افزایش می‌یابد.

به‌طور کلی توزیع فراوانی تغییرمکان‌های پسماند  $\bar{\Delta}_r$  تحت نگاشتهای با مدت دوام طولانی و کوتاه در شاخص‌های پایداری و بازه‌های مختلف، تا حد زیادی به یکدیگر نزدیک است و تغییرمکان‌های پسماند به ازای نگاشتهای با مدت دوام طولانی بزرگتر نمی‌شود بلکه علیرغم انتظار اولیه در موارد معددودی کوچکتر نیز شده است. به‌طور مثال، همان‌گونه که در شکل‌های ۲-پ و ۲-پ و ت مشاهده می‌شود فراوانی  $\bar{\Delta}_r$  در بازه‌های تغییرمکان‌های پسماند ۳۵-۴۵ و ۲۵-۳۵ درصد، تحت نگاشتهای با



شکل ۳- نمودار توزیع فراوانی در بازه‌های ۵ درصدی از دریفت پسماند نرمال شده برای ضریب رفتار ۳

این که بیشینه تغییر مکان جرم متتمرکز از  $1/5$  برابر طیف پاسخ تغییر مکان در همان دوره تناوب بزرگتر باشد، بالایش شده است.

برای سازه‌هایی که دچار فروریزش شدند، نمودار توزیع فراوانی سازه‌های فروریخته به صورت درصدی از تعداد کل سازه‌ها در بازه‌های  $0/5$  ثانیه از دوره تناوب به طور مقایسه‌ای برای نگاشتهای با مدت دوام طولانی و کوتاه رسم شد. در ادامه به تفسیر نمودارها به تفکیک ضریب رفتار و شاخص پایداری پرداخته شده است.

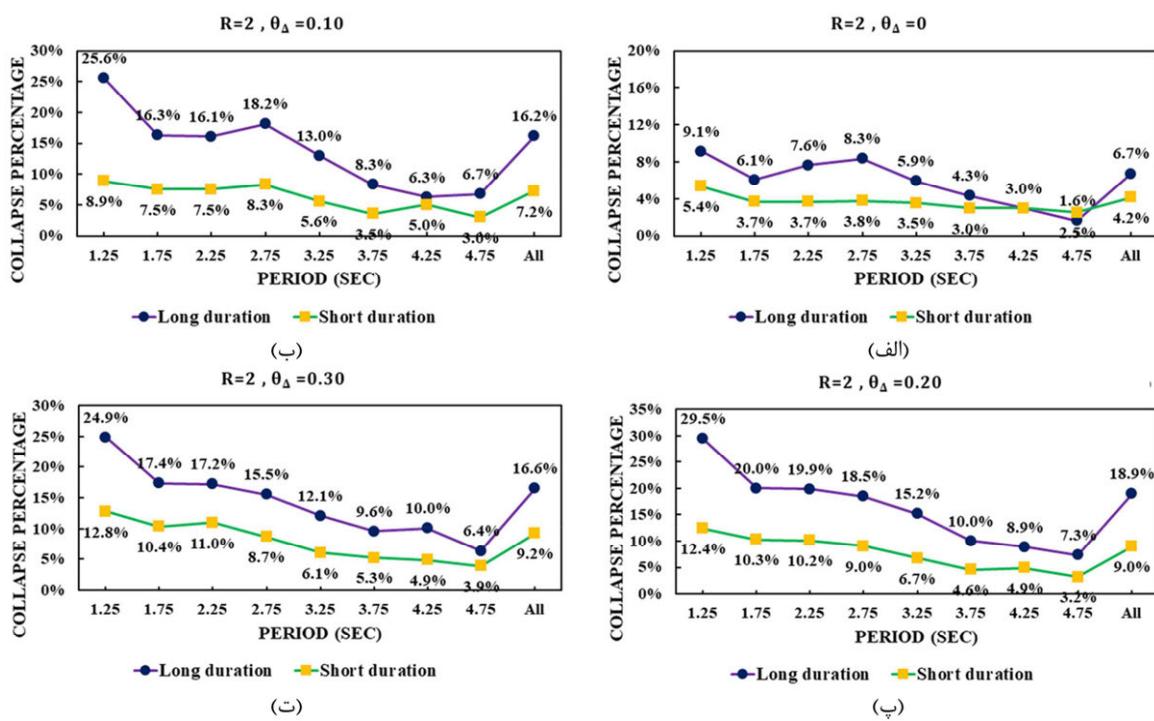
اولین نکته که از مقایسه سازه بدون اثر بار ثقل در شکل (۴-الف) با سایر نمودارهای دارای اثر ثقل به دست می‌آید این است که وجود بار ثقلی و اثر پی- دلتا موجب افزایش تعداد فروریزش سازه‌ها تا حدود سه برابر شده است. البته افزایش شاخص پایداری بعد از  $0/1$  تأثیر چندانی در افزایش فروریزش‌ها به خصوص تحت نگاشتهای با مدت دوام طولانی نداشته است.

نکته دیگر اینکه در کلیه نمودارهای شکل ۴، افزایش دوره تناوب، تعداد فروریزش‌ها تحت نگاشتهای با مدت دوام طولانی و کوتاه را کاهش می‌دهد.

اما در مورد تأثیر مدت دوام زلزله می‌توان گفت که به طور کلی مانند حالت ضریب رفتار ۲، توزیع فراوانی  $\bar{\Delta}_r$  تحت نگاشتهای با مدت دوام طولانی و کوتاه در شاخص پایداری‌ها و بازه‌های مختلف، بسیار به یکدیگر نزدیک بوده و تفاوت معناداری را نشان نمی‌دهد.

#### ۴-۲- فروریزش سازه

از آنجاکه بعضی از سازه‌ها در برخی از نگاشتهای زلزله در اثر غیرخطی شدن و اثر پی- دلتا دچار تغییر مکان‌های خیلی بزرگ می‌شوند، این تغییر مکان‌های حاصل از تحلیل، ممکن است از ظرفیت تغییر مکانی سازه بیشتر باشد. به عنوان مثال، انتظار می‌رود که سازه‌ای که با ضریب رفتار ۳ طراحی شده است، شکل پذیری نیازی در حدود ۳ را تجربه کند، اما در صورتی که نیاز شکل پذیری به بیش از  $4/5$  برسد، از ظرفیت شکل پذیری سازه تجاوز کرده و سازه دچار فروریزش می‌شود. هرچند عدم همگرایی یا ناپایداری در تحلیل سازه مشاهده نمی‌شود. بنابراین، تجاوز تغییر مکان غیرخطی سازه تک درجه آزاد از  $1/5$  برابر مقدار تغییر مکان طیفی آن به عنوان حد فروریزش تعیین شده است و نتایج تحلیل‌ها براساس



شکل ۴- مقایسه تعداد فروریزش‌ها تحت نگاشتهای با مدت دوام طولانی و کوتاه برای ضریب رفتار ۲

در مورد مقایسه نمودارهای فروریزش تحت نگاشتهای با مدت دوام طولانی و کوتاه نیز می‌توان گفت که در شاخص‌های پایداری صفر،  $0/1$ ،  $0/2$  و  $0/3$  تعداد سازه‌هایی که تحت نگاشتهای با مدت دوام طولانی دچار فروریزش شده‌اند به ترتیب  $1/75$ ،  $2/12$ ،  $1/93$  و  $1/9$  برابر نگاشتهای با مدت دوام کوتاه بوده است.

## ۵- جمع‌بندی

بیش از ۵۵۰ سیستم یک درجه آزاد الاستوپلاستیک به ازای ۴۱ پریود ( $1\frac{1}{5}$  ثانیه)، ۲ ضریب رفتار ( $R=2$ ) و ۷ شاخص پایداری  $\theta_d$  (صفر تا  $0/3$ ) تحت ۱۴۶ جفت شتاب نگاشت تطبیق یافته با مدت دوام طولانی و کوتاه تحلیل شدند. تأثیر مدت دوام زلزله و اثر پی- دلتا بر روی تغییرمکان پسماند و تعداد فروریزش سازه مورد بررسی قرار گرفت که نتایج را می‌توان به صورت زیر خلاصه نمود:

(الف) برای سازه‌هایی که معیار عدم فروریزش را ارضا نمودند، نمودارهای توزیع فراوانی برای تغییرمکان پسماند ترسیم گردید. مطابق نمودارها، توزیع

با مقایسه نمودارهای فروریزش تحت نگاشت با مدت دوام طولانی و کوتاه نیز می‌توان دریافت که تعداد فروریزش سازه‌ها تحت نگاشتهای با مدت دوام طولانی به مراتب بیشتر از جفت نگاشتهای با مدت دوام کوتاه آنها می‌باشد. این موضوع در مورد سازه‌های بدون بار ثقلی نیز صادق است، اما با افزایش بار ثقلی (اثر پی- دلتا) نسبت سازه‌های فروریخته در نگاشتهای با مدت دوام طولانی به کوتاه تا حدودی افزایش می‌یابد. به‌طور مثال، در شاخص پایداری صفر، تعداد فروریزش‌ها تحت نگاشتهای با مدت دوام طولانی،  $1/6$  برابر نگاشتهای با مدت دوام کوتاه است. در حالی که در شاخص پایداری  $0/2$  این نسبت به  $2/1$  افزایش می‌یابد. نمودارهای شکل ۵، برای سازه‌هایی با ضریب رفتار  $3$  نشان می‌دهد که تعداد فروریزش‌ها نسبت به سازه‌های با ضریب رفتار  $2$  افزایش چشمگیر حدود دو برابر داشته است.

مطابق شکل ۵، روند تغییرات فروریزش برای شاخص‌های پایداری و دوره‌های تناوب مختلف تا حدود زیادی با سازه‌های با ضریب رفتار  $2$  تطابق دارد که از تکرار این تفسیرها صرف‌نظر می‌شود.

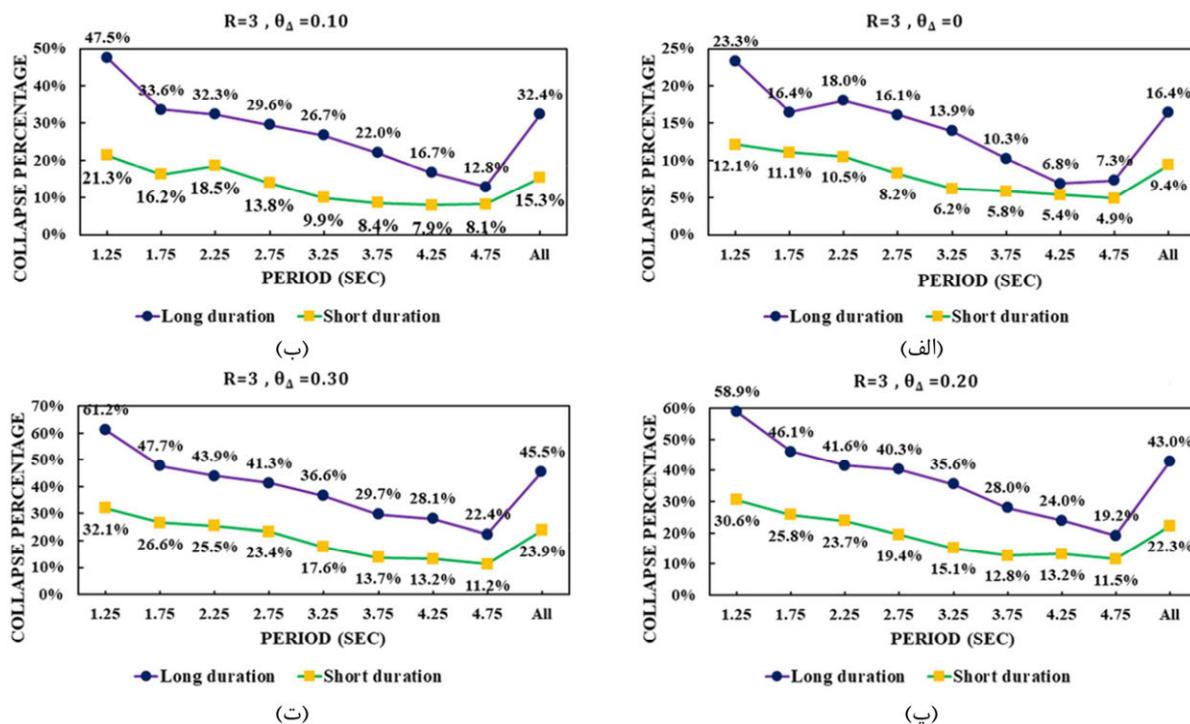
فراوانی تغییرمکان‌های پسماند بزرگ بیشتر می‌شود.

(پ) در تمامی موارد، تعداد فروریزش‌ها تحت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی حدود دو برابر جفت نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه است.

(ت) تعداد فروریزش‌ها با افزایش شکل‌بندی و شاخص پایداری افزایش یافته و با افزایش دوره تناوب سازه کاهش می‌یابد.

فراوانی تغییرمکان پسماند برای رکوردهای با مدت دوام طولانی و مدت دوام کوتاه تا حدود زیادی مشابه یکدیگر بوده و تفاوت معناداری را نشان نمی‌دهند. به عبارت دیگر، افزایش مدت دوام زلزله تأثیر چندانی بر افزایش تغییرمکان پسماند سازه نداشته است.

(ب) به طور کلی، تغییرمکان پسماند بیشتر متأثر از غیرخطی شدن سازه و اثر پی- دلتا است. به طوری که در اثر غیرخطی شدن و در اثر بار ثقل،



شکل ۵- مقایسه تعداد فروریزش‌ها تحت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه برای ضریب رفتار ۳

## مراجع

- [1] Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R. (2010). "Nonlinear structural analysis for seismic design", *NEHRP seismic design technical brief*, 4, 1-36.
- [2] Montgomery, C. J. (1981). "Influence of P–delta effects on seismic design", *Canadian Journal of Civil Engineering*, 8(1), 31-43.
- [3] Belleri, A., Torquati, M., Marini, A., & Riva, P. (2017). "A novel framework to include P-Δ effects in displacement-based seismic assessment", *Journal of Earthquake Engineering*, 21(3), 486-492.
- [4] MacRae, G. A. (1994). "P-Δ effects on single-degree-of-freedom structures in earthquakes", *Earthquake spectra*, 10(3), 539-568.
- [5] Bravo-Haro, M. A., Liapopoulou, M., & Elghazouli, A. Y. (2020). "Seismic collapse capacity assessment of SDOF systems incorporating duration and instability effects", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18(7), 3025-3056.
- [6] Paulay, T., & Priestley, M. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. Print ISBN: 9780471549154| Online ISBN: 9780470172841| DOI:10.1002/9780470172841.

- [7] Priestley, M. N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). "Displacement based seismic design of structures", In NZSEE conference, 1-23.
- [8] Wei, B., Xu, Y., & Li, J. (2012). "Treatment of P-Δ effects in displacement-based seismic design for SDOF systems", *Journal of Bridge Engineering*, 17(3), 509-518.
- [9] MacRae, G. A., Priestley, M. J. N., & Tao, J. (1993). "P-Delta design in seismic regions", Department of Applied Mechanics & Engineering Sciences, *University of California*, San Diego.
- [10] American Society of Civil Engineers. (2017). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. American Society of Civil Engineers.
- [11] Rosenblueth, E. (1965). "Slenderness effects in buildings", *Journal of the Structural Division*, 91(1), 229-252.
- [12] Code, P. (2005). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: European Committee for Standardization.
- [13] Federal Emergency Management Agency. (2003). NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. FEMA.
- [14] AASHTO, G. E. C. (2011). *Guide specifications for LRFD seismic bridge design*. LRFDSEIS-2.
- [15] Bernal, D. (1987). "Amplification factors for inelastic dynamic p-Δ effects in earthquake analysis", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 15(5), 635-651.
- [16] Pourali, N., Khosravi, H., & Dehestani, M. (2019). "An investigation of P-delta effect in conventional seismic design and direct displacement-based design using elasto-plastic SDOF systems", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17(1), 313-336.
- [17] Paulay, T. (1978). "A consideration of P-delta effects in ductile reinforced concrete frames", *Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering*, 11(3), 151-160.
- [18] Chandramohan, R., Baker, J. W., & Deierlein, G. G. (2016). "Quantifying the influence of ground motion duration on structural collapse capacity using spectrally equivalent records", *Earthquake Spectra*, 32(2), 927-950.

## تأثیر افزودنی پلی‌اتیلن با چگالی بالا بر پارامترهای طرح اختلاط مخلوطهای آسفالتی

در تحقیقات گذشته، اثر پلی‌اتیلن‌های مختلف، بر تعدادی از رفتارهای مخلوطهای آسفالتی مورد بررسی قرار گرفته است. در این تحقیق، طرح اختلاط مخلوطهای آسفالتی حاوی پلی‌اتیلن با چگالی بالا به روش متداول و نیز به روش سطح پاسخ برای مصالح سنگ آهک و گرانیت تحلیل و مدل‌سازی شده است. بدین منظور، رفتار حجمی و مقاومتی نمونه‌های آزمایشگاهی اندازه‌گیری شده و مورد تحلیل آماری قرار گرفته‌اند. در فرآیند بهینه‌سازی، مقدار بهینه قیر و پلی‌اتیلن لازم مطابق با معیارهای آینین‌نامه روسازی آسفالتی راههای ایران و با رویکرد تابع مطلوبیت استخراج شده است. نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد، مخلوط آسفالتی بهینه برای مصالح آهکی با قیر ۶/۱ و پلی‌اتیلن ۴ درصد و در مطلوبیت ۹۰/۹ تولید می‌شود، در حالی که این مقدار برای مصالح گرانیتی با قیر ۵/۹ و پلی‌اتیلن ۴ درصد و در مطلوبیت ۹۶/۲ تعبیین می‌گردد. افزودنی پلی‌اتیلن استقامت مارشال و وزن مخصوص نمونه‌ها را برای هر دو مصالح سنگی افزایش می‌دهد. درصد افزودنی بیشتر، اثر افزایشی بیشتری بر این پارامترها دارد. تحلیل واریانس نشان می‌دهد پلی‌اتیلن، اثر معنی‌دار بر روانی مارشال داشته و افزایش آن از صفر به چهار درصد، مقدار روانی مارشال را کاهش می‌دهد.

**وازگان کلیدی:** پلی‌اتیلن با چگالی بالا، طرح اختلاط، بهینه‌سازی، تحلیل واریانس.

سجاد عبدالهی

کارشناس ارشد عمران، گروه  
مهندسی عمران، واحد اهر،  
دانشگاه آزاد اسلامی، اهر، ایران.

پست الکترونیک:  
sajadabdollahi6879@gmail.com

غلامحسین حامدی

استادیار، گروه مهندسی عمران،  
دانشگاه گیلان، گیلان.

پست الکترونیک:  
hamedi@guilan.ac.ir

بابک گلچین\*

استادیار، گروه مهندسی عمران،  
دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل،  
ایران.

پست الکترونیک:  
b.golchin@uma.ac.ir

رامین مشک‌آبادی

استادیار، دانشکده فناوری‌های  
نوین، دانشگاه محقق اردبیلی،  
اردبیل، ایران.

پست الکترونیک:  
r\_meshkabadi@uma.ac.ir

### ۱- مقدمه

بوتادن- استایرن، اتیلن- ونیل- استات، استایرن- بوتابدن- رابر و پلی‌پروپیلن نمونه از مواد پلیمری است که امروزه در اصلاح رفتار قیرها و مخلوطهای آسفالتی استفاده می‌شوند. جدیداً بررسی اثر مشتقات پلی‌اتیلن بر رفتار مخلوطهای آسفالتی نیز موردنوجه قرار گرفته است. حامدی و همکاران، اثر پلیمر پلی‌اتیلن با جرم مولکولی بسیار بالا را بر مشخصات فنی مخلوطهای آسفالتی بررسی کردند. داده‌های تحقیقاتی آنها نشان داد این افزودنی در دو و چهار درصد وزنی قیر می‌تواند

مطالعات آزمایشگاهی در سال‌های گذشته نشان داده است که تعدادی از افزودنی‌های پلیمری عملکرد قیر و مخلوطهای آسفالتی را بهبود می‌دهند [۱]. استایرن-

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۶/۰۶، بازنگری ۱۴۰۰/۰۸/۲۰، پذیرش ۱۴۰۰/۰۸/۲۱.

DOI: 10.22091/cer.2021.7292.1291

کردن. نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی به روش روسازی ممتاز (روش عملکردی) نشان داد که رفتار خستگی قیرها در دمای میانی و رفتار شیارشده‌گی قیرها در دمای بالا بهبود می‌یابد. ایشان اثر منفی این افزودنی در دماهای پایین آزمایش را مشاهده نکردند [۷]. در پژوهشی دیگر، اثر این افزودنی با آزمایش رئومتر تیرچه خمشی در دماهای پایین بررسی شد. نتایج این آزمایش، بهبود رفتار قیرها را نمایش داد [۴].

مجموعه تحقیقات اشاره شده، اثر مثبت افزودنی پلی‌اتیلن با جرم مولکولی بالا بر رفتار مخلوطهای آسفالتی و قیر گزارش کرده است. با توجه به تأثیر مثبت این افزودنی‌ها در عملکرد مخلوطهای آسفالتی، تعیین مقادیر مناسبی از این افزودنی و سایر پارامترهای مؤثر در تولید مخلوطهای آسفالتی در صنعت راهسازی دارای اهمیت هست. مخلوطهای آسفالتی برای اینکه بتوانند در صنعت راهسازی موردنسب باشند، بایستی مشخصات فنی درج شده در آیینه‌های روسازی راههای آسفالتی ایران را برآورده نمایند. برای پاسخ به این سؤال، مخلوطهای مختلف آسفالتی با درصدهای متفاوت قیر و افزودنی پلی‌اتیلن با چگالی بالا<sup>۲</sup> تهیه شدند و مشخصات حجمی و مقاومتی آنها با توجه به این آیینه نامه اندازه‌گیری شدند. آنگاه نتایج آزمایشگاهی به روش متداول و نیز توسط روش سطح پاسخ<sup>۳</sup> و با نرمافزار دیزاین اکسپرت<sup>۴</sup> مورد تحلیل قرار گرفتند. همچنین رفتار حجمی و مقاومتی آنها در نمودارهایی نمایش داده شدند. سپس با روش بهینه‌سازی، مناسب‌ترین ترکیب برای این مخلوط شناسایی گردید.

امروزه روش سطح پاسخ به عنوان روشی برای کاستن تعداد آزمایش‌ها، در تحلیل و بهینه‌سازی رفتار مخلوطهای آسفالتی استفاده می‌شود. حمزه و همکاران از روش سطح پاسخ در تحلیل رفتار مخلوطهای آسفالتی

حساسیت رطوبتی مخلوطهای آسفالتی را به صورت قابل توجهی اصلاح کند [۲]. دلیل تأثیر مثبت این افزودنی بر حساسیت رطوبتی مخلوطهای آسفالتی، خصوصیات بازی آن است که استفاده از آن می‌تواند خصوصیات اسیدی قیر را کاهش دهد و چسبندگی بهتری با سنگدانه‌های اسیدی که مستعد خرابی رطوبتی هستند، ایجاد کند.

در تحقیقات دیگر، تأثیر مثبت پلی‌اتیلن با جرم مولکولی بسیار بالا بر رفتار شیارشده‌گی مخلوطهای آسفالتی نیز گزارش شده است. حسینی امیرآباد و همکاران، اثر این افزودنی را بر روی شیارشده‌گی مخلوطهای آسفالتی در آزمایش خوش دینامیکی بررسی نمودند. نتایج آزمایش‌های ایشان نشان داد که استفاده از این افزودنی موجب کاهش شیارشده‌گی در مخلوطهای آسفالتی می‌گردد. این تفاوت در دماهای بالاتر محسوس بود [۳]. یالقوز آفاج<sup>۱</sup> و همکاران، اثر این افزودنی را در آزمایش خمشی نیم‌دایره در دمای پایین بررسی کردند. آنها به این نتیجه رسیدند که این افزونی ویژگی‌های حرارتی مخلوطهای آسفالتی را در دمای پایین بهبود می‌دهد [۴]. در تحقیقی دیگر، از ضایعات پلی‌اتیلن با جرم مولکولی بالا برای افزودن به قیر و ساخت آسفالت استفاده شد. در این تحقیق، مخلوطهای آسفالتی از دو مصالح سنگی گرانیت و سنگ‌آهک و قیر مورداستفاده PG64-16 ساخته شدند [۵]. نتایج آزمایش‌های خستگی نشان داد که ضایعات این افزودنی، عمر خستگی مخلوطهای آسفالتی را بهبود می‌دهد. همچنین استفاده از پلی‌اتیلن با چگالی بالا، رفتار خستگی و شیارافتادگی مخلوطهای آسفالتی ساخته شده با شیشه بازیافتی را نیز بهبود می‌دهد [۶].

در آزمایش‌های قیر نیز اثر مثبت پلی‌اتیلن با جرم مولکولی بسیار بالا مشاهده شده است. حامدی و رنجبر، اثر این افزودنی را در حضور نانو رس بر روی قیر بررسی

<sup>۱</sup>- Yalghouzaghaj

<sup>2</sup>- High Density Poly Ethylene (HDPE)

<sup>3</sup>- Response Surface Method

<sup>4</sup>- Design Expert

## ۲- خصوصیات مصالح مصرفی

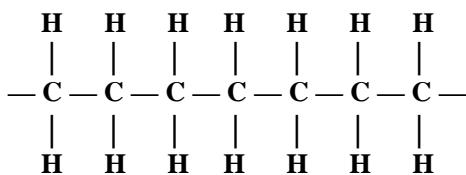
در این پژوهش دو نوع سنگدانه (سنگ‌آهک و گرانیت) و یک نوع قیر پایه ۸۵-۱۰۰ به عنوان قیر متداول در شرایط اقلیمی منطقه آذربایجان استفاده گردید. دانه‌بندی شماره چهار از نظریه ۲۳۴ برای مصالح رویه با اندازه حداقل سنگدانه‌ها برابر ۱۹ و اندازه اسمی ۱۲/۵ میلی‌متر انتخاب شد. مصالح آهکی دارای حداقل سایش لس‌آنجلس ۲۵ درصد، وزن مخصوص ظاهری درشتدانه ۲/۶۵۹ گرم بر سانتی‌مترمکعب و درصد جذب آب ۰/۷ درصد بودند. در حالی که مصالح گرانیتی دارای حداقل سایش لس‌آنجلس ۱۹ درصد، وزن مخصوص ظاهری درشتدانه ۲/۶۸۸ گرم بر سانتی‌مترمکعب و درصد جذب آب ۱/۲ درصد بودند.

از ماده افزودنی پلی‌اتیلن با چگالی بالا در دو درصد مختلف (دو و چهار درصد وزن قیر) استفاده شد. این ماده دارای مقاومت بالا در برابر سایش، ضربه و ترک بوده، در برابر واکنش‌های شیمیایی مقاومت نموده و درصد جذب آب کمی دارد [۲]. این افزودنی از ماده پلی‌اتیلن استحصال می‌شود. پلی‌اتیلن یکی از موادی است که در صنعت پلاستیک به صورت گستردۀ استفاده می‌شود. پلی‌اتیلن نوعی پلیمر یا پلاستیک است که از زنجیره‌های بلند و طولانی مونومری با نام اتیلن ساخته شده است. پلی‌اتیلن با چگالی بالا در مقایسه با پلی‌اتیلن با چگالی پایین دارای انعطاف‌پذیری کمتر و دارای مقاومت بیشتر در برابر اشعه فرابنفش است. در این تحقیق، ابتدا قیر تا دمای ۱۶۰ درجه سانتی‌گراد حرارت داده شد تا به حد روانی قابل قبولی برسد. سپس از دستگاه میکسر با سرعت دورانی ۴۰۰۰ دور بر دقیقه به مدت ۲۰ دقیقه برای اختلاط قیر با این افزودنی استفاده شد. این افزودنی به آرامی و به تدریج و بدون گرم شدن به قیر داغ اضافه شد. برای جلوگیری از کاهش دمای قیر در کنار ظرف قیر، از گرم‌کن احاطه‌کننده ظرف قیر استفاده گردید. این کار به صورت مجزا برای درصدهای مختلف انجام گردید. شکل ۱

حاوی یک افزودنی گرم شیمیایی به نام ردیست استفاده کردند [۸]. عبدالله و همکاران از روش سطح پاسخ برای شناسایی مناسب‌ترین پارامتر دما و زمان برای پیرشدگی کوتاه‌مدت قیرها در شرایط آزمایشگاهی استفاده کردند. ایشان توانستند با آزمایش‌های متعدد بر روی انواع قیرها، یک روش جدید برای شناسایی شرایط پیرشدگی کوتاه مدت ارائه دهند [۹]. گلچین و ربی از روش سطح پاسخ برای شناسایی نقطه بهینه در تولید مخلوط‌های آسفالتی گرم حاوی خردۀ آسفالت و افزودنی سوسوبیت بهره گرفتند. نوآوری این روش، کاهش تعداد نمونه‌های آسفالتی در ارائه طرح اختلاط برای مخلوط‌های آسفالتی در فرآیند بازیافت گرم بود [۱۰]. لپیان<sup>۵</sup> و همکاران، امکان استفاده از روش سطح پاسخ را در بررسی رفتار حجمی و مقاومتی مخلوط‌های آسفالتی حاوی قیر سنگ و خردۀ پلاستیک بازیافتی به کار بردند. نتایج تحقیق نشان داد که این مصالح پتانسیل استفاده در مخلوط‌های آسفالتی را دارا می‌باشند [۱۱]. پژوهشگران از روش سطح پاسخ در بهینه‌سازی فرآیند تولید مخلوط‌های آسفالتی اصلاح شده با مواد نانوسلیکا استفاده نمودند. نتایج آزمایش‌ها بیان کرد که هم مقدار نانوسلیکا و هم مقدار قیر بر روی رفتار مخلوط آسفالتی اثر می‌گذارد [۱۲]. حمزه و همکاران از یک افزودنی وکس در طرح اختلاط مخلوط‌های آسفالتی حاوی تراشه آسفالت به‌وسیله روش سطح پاسخ استفاده کردند. ایشان بدین‌وسیله تعداد نمونه‌های آزمایشگاهی را در تحقیق خود کاهش دادند [۱۳]. طاهرخانی و نوریان، اثر روغن سوخته را به عنوان یک ماده جوانساز بر شیارشده مخلوط‌های آسفالت گرم بازیافتی بررسی نمودند. ایشان بدین روش نشان دادند که تغییرشکل ماندگار در مخلوط آسفالتی با افزایش مقدار تراشه کاهش می‌یابد [۱۴].

## ۲- مواد و روش‌ها

<sup>۵</sup>- Lapian



شکل ۲- ساختار مولکولی پلی‌اتیلن با چگالی بالا

## ۲-۲- طراحی آزمایش

در این تحقیق در گام نخست، شش ترکیب مختلف مخلوط آسفالتی مطابق جدول ۱ تعریف شدند. بدین‌منظور، مطابق روش متداول طرح اختلاط برای هر ترکیب فوق‌الذکر، ۱۵ نمونه ساخته شد. برای هر ترکیب، درصدهای قیر  $4/5$ ،  $5$ ،  $5/5$  و  $6/5$  به کار گرفته شد. سپس مشخصات حجمی و مقاومتی نمونه‌ها تعیین گردید.

نمایی از همزن مربوطه را نشان می‌دهد. شکل ۲، ساختار مولکولی پلی‌اتیلن با چگالی بالا را نشان می‌دهد.



شکل ۱- دستگاه همزن برای اختلاط قیر با افزودنی

جدول ۱- ترکیبات مختلف مخلوطهای ساخته شده

شماره ترکیب	ترکیب آزمایش
۱	سنگ‌دانه گرانیت + قیر پایه
۲	سنگ‌دانه گرانیتی + قیر پایه + ۲ درصد افزودنی
۳	سنگ‌دانه گرانیتی + قیر پایه + ۴ درصد افزودنی
۴	سنگ‌دانه سنگ‌آهک + قیر پایه
۵	سنگ‌دانه سنگ‌آهکی + قیر پایه + ۲ درصد افزودنی
۶	سنگ‌دانه سنگ‌آهکی + قیر پایه + ۲ درصد افزودنی

نشان می‌دهد.

## ۳-۲- روش تحلیل سطح پاسخ

روش سطح پاسخ مجموعه‌ای از روش‌های آماری و ریاضیات کاربردی براساس ساخت مدل‌های تجربی است. هدف در روش سطح پاسخ، بهینه نمودن پاسخ (متغیر خروجی) است که از چند متغیر مستقل (متغیرهای ورودی) تأثیر می‌گیرد. هر آزمایش از یک سری آزمون‌ها تشکیل یافته و تغییر در متغیرهای ورودی برای تعیین متغیر پاسخ به کار می‌رود. بهینه‌سازی در روش سطح پاسخ بهمنظور کاهش هزینه‌ها است. در این روش، همگرایی به سمت نقطه بهینه صورت می‌گیرد. هدف از طرح آزمایش، شناسایی نمودن و تحلیل تأثیر متغیرهای

این مشخصات شامل پارامترهای استقامت مارشال، روانی مارشال، وزن مخصوص، درصد فضای خالی آسفالت<sup>۶</sup>، درصد فضای خالی مصالح سنگی<sup>۷</sup> و درصد فضای خالی پرشده با قیر<sup>۸</sup> بودند. در گام دوم، طرح آزمایش دیگری با استفاده از روش سطح پاسخ بر مبنای طرح ترکیب مرکزی<sup>۹</sup> ارائه شده و مشخصات حجمی و مقاومتی آنها نیز تعیین گردید. روش سطح پاسخ از این داده‌ها می‌تواند برای پیش‌بینی رفتار حجمی و مقاومتی استفاده کند. جدول شماره ۲ طرح آزمایش مذکور را

<sup>6</sup>- Air Void

<sup>7</sup>- Voids in the mineral aggregate (VMA)

<sup>8</sup>- Voids Filled with Asphalt (VFA)

<sup>9</sup>- Central Composite Design (CCD)

ارزیابی مدل و دست‌یابی به مقادیر بهینه برای هر متغیر است [۱۵]. در جدول ۳، پارامترهای مورد بررسی و سطوح مختلف آنها نشان داده شده است.

مؤثر بر روی خروجی‌ها با تعداد کمتر آزمایش است. برخی مراحل این روش شامل انتخاب متغیرهای غیروابسته از طریق آزمایش و مشخص کردن محدوده مناسب آنها، برآش یک تابع چندجمله‌ای از طریق اطلاعات تجربی،

جدول ۲- طرح آزمایش به روش سطح پاسخ

نوع مصالح	درصد افزودنی	درصد قیر	نمونه	نوع مصالح	درصد افزودنی	درصد قیر	نمونه
آهک	صفر	۴/۵	۱۲	گرانیت	صفر	۴/۵	۱
آهک	صفر	۵/۵	۱۳	گرانیت	صفر	۵/۵	۲
آهک	صفر	۶/۵	۱۴	گرانیت	صفر	۶/۵	۳
آهک	۲	۴/۵	۱۵	گرانیت	۲	۴/۵	۴
آهک	۲	۵/۵	۱۶	گرانیت	۲	۵/۵	۵
آهک	۲	۵/۵	۱۷	گرانیت	۲	۵/۵	۶
آهک	۲	۵/۵	۱۸	گرانیت	۲	۵/۵	۷
آهک	۲	۶/۵	۱۹	گرانیت	۲	۶/۵	۸
آهک	۴	۴/۵	۲۰	گرانیت	۴	۴/۵	۹
آهک	۴	۵/۵	۲۱	گرانیت	۴	۵/۵	۱۰
آهک	۴	۶/۵	۲۲	گرانیت	۴	۶/۵	۱۱

جدول ۳- پارامترهای ورودی و سطوح آنها در مدل‌سازی به روش سطح پاسخ

سطح			پارامتر
۶/۵	۵/۵	۴/۵	قیر (درصد)
۴	۲	صفر	افزودنی پلی‌اتیلن (درصد)
آهک	گرانیت	نوع مصالح سنگی	

### ۱-۳- بررسی رفتار مخلوط آسفالتی به روش متداول

هدف این تحقیق، بهینه‌سازی طرح اختلاط آسفالت به روش سطح پاسخ است، ولی در گام نخست، نمونه‌های آزمایشگاهی به روش متداول با درصدهای قیر ۴/۵، ۵، ۵/۵، ۶ و ۶/۵ مورد آزمایش قرار گرفته و مقدار استقامت و روانی مارشال، وزن مخصوص، درصد فضای خالی آسفالت، درصد فضای خالی مصالح سنگی و درصد فضای خالی پرشده با قیر مطابق شکل‌های ۳ و ۴ برای مصالح گرانیتی و آهکی تعیین گردیدند.

تغییرات استقامت نمونه‌های آسفالتی به‌ازای درصدهای مختلف پلی‌اتیلن برای مصالح گرانیتی در شکل

### ۴-۲- آزمایش‌های به کار رفته

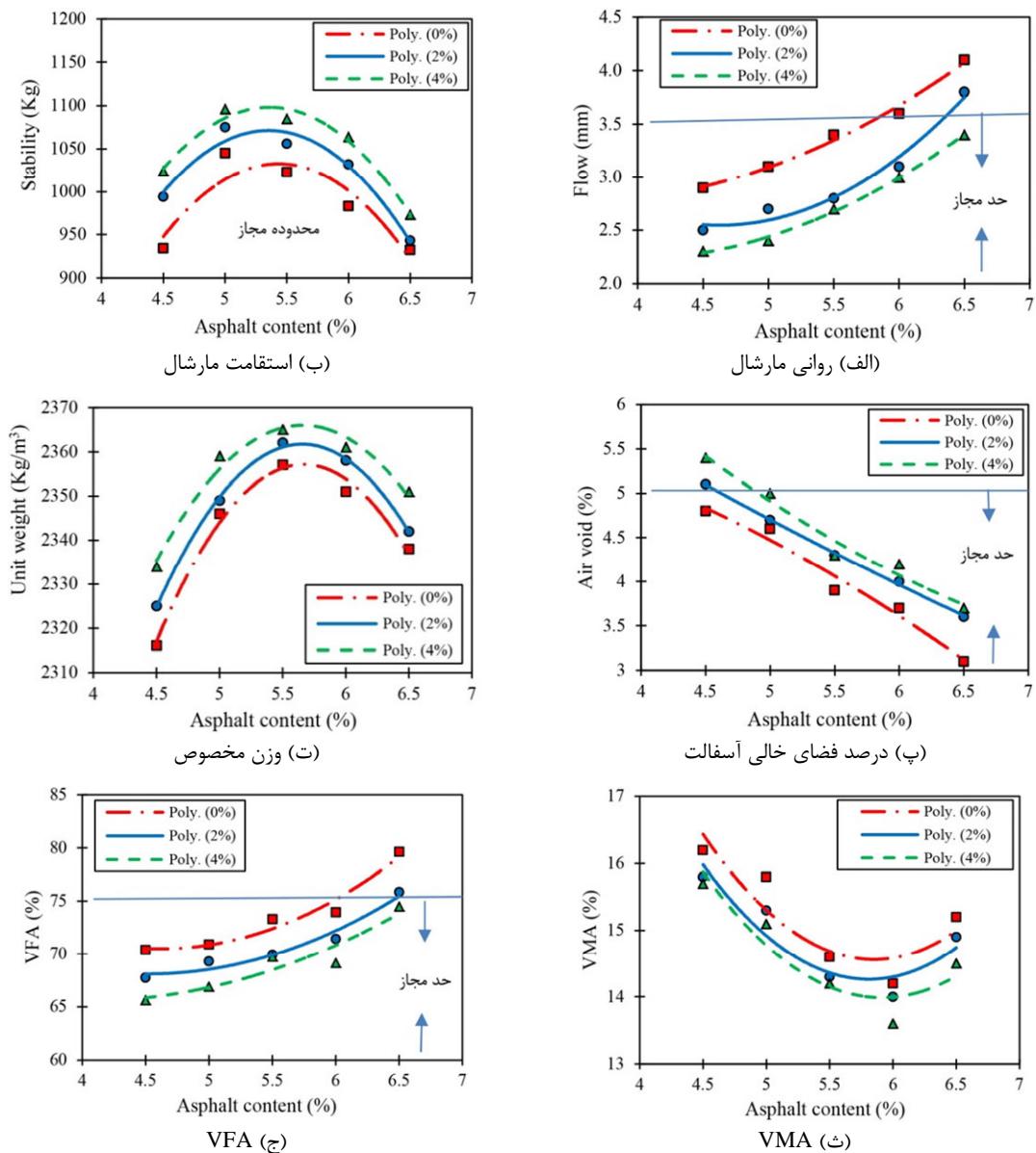
آزمایش‌های به کار رفته در این تحقیق در دو گروه آزمایش‌های حجمی و مقاومتی بودند. ابتدا پارامترهای حجمی نمونه‌ها شامل وزن مخصوص، درصد فضای خالی آسفالت، درصد فضای خالی مصالح سنگی و درصد فضای خالی پرشده با قیر اندازه‌گیری شدند. بدین‌منظور از استانداردهای AASHTO T269، AASHTO T275 و AASHTO T209 استفاده شد. سپس پارامترهای مقاومتی شامل استقامت و روانی مارشال براساس AASHTO T245 به دست آمدند.

### ۳- نتایج و بحث

است. این نشان می‌دهد این افزودنی روانی نمونه‌ها را کاهش می‌دهد. مقدس‌نژاد و همکاران بهبود رفتار شیارشده‌گی مخلوطهای آسفالتی ساخته شده از مصالح گرانیتی را در حضور پلی‌اتیلن با چگالی بالا در دماهای بالا مشاهده کردند. این نتیجه به صورت غیرمستقیم می‌تواند نتیجه این بخش تحقیق را تأیید کند [۱۷]. نمودار وزن مخصوص در شکل ۳ نشان می‌دهد که مقدار بیشترین وزن مخصوص در افزودنی چهار درصد برابر مقدار ۲۳۶۵ کیلوگرم بر مترمکعب است که معادل درصد قیر ۵/۷ است.

۳ نشان می‌دهد که افزودن این ماده به مخلوط آسفالتی باعث افزایش استقامت مارشال نمونه‌ها می‌شود. موتسيم و همکاران نیز افزایش استقامت مارشال در حضور این افزودنی را گزارش کردند [۱۶]. بيشترین ميزان استقامت مارشال در نمونه‌های چهار درصد افزودنی، مربوط به مقدار ۱۰۷۵ کیلوگرم مشاهده می‌شود.

با بررسی نمودار روانی مارشال در شکل ۳ مشاهده می‌گردد که با افزایش درصد قیر روانی مارشال، افزایش یافته و نقطه بیشینه‌ای مشاهده نمی‌گردد. بيشترین روانی مربوط به مخلوط آسفالتی بدون افزودنی است، در حالی که، کمترین روانی مربوط به نمونه دارای چهار درصد افزودنی



شکل ۳- نتایج متغیرهای خروجی نسبت به درصد قیر برای نمونه‌های حاوی سنگدانه گرانیتی با درصدهای افزودنی مختلف

نمودار روانی مارشال در شکل ۴، با افزایش درصد افزودنی، روانی مارشال کاهش می‌یابد. این یافته با نتیجه تحقیق هینسیل اوگلو و آگار<sup>۱۰</sup> برای مصالح آهکی همچوایی دارد [۱۹]. مخلوطهای دارای چهار درصد افزودنی دارای کمترین روانی و مخلوطهای بدون افزودنی دارای بیشترین روانی است. در نمودار تغییرات وزن مخصوص در شکل ۴، میزان قیر لازم برای بیشترین وزن مخصوص به ازای افزودنی چهار درصد، معادل  $5/8$  درصد است. مشاهده می‌گردد که با افزایش درصد افزودنی، میزان درصد فضاهای خالی داخل نمونه‌ها افزایش می‌یابد. برای افزودنی همچنین با افزایش درصد قیر میزان VFA افزایش می‌یابد و مقدار VMA به ازای افزودنی چهار درصد و قیر  $5/8$  درصد معادل  $14/3$  درصد است. میزان درصد قیر متناظر با  $4$  درصد فضای خالی، از شکل ۴، برای سنگدانه‌های آهکی قابل استخراج است. به عنوان مثال، درصد قیر بهینه برای مخلوط آسفالتی حاوی  $2$  درصد پلی‌اتیلن با چگالی بالا برابر  $6/3$  درصد است. انتخاب این درصد، مقدار مجازی را برای سایر پارامترها مطابق با آیین‌نامه رو سازی تأمین می‌کند.

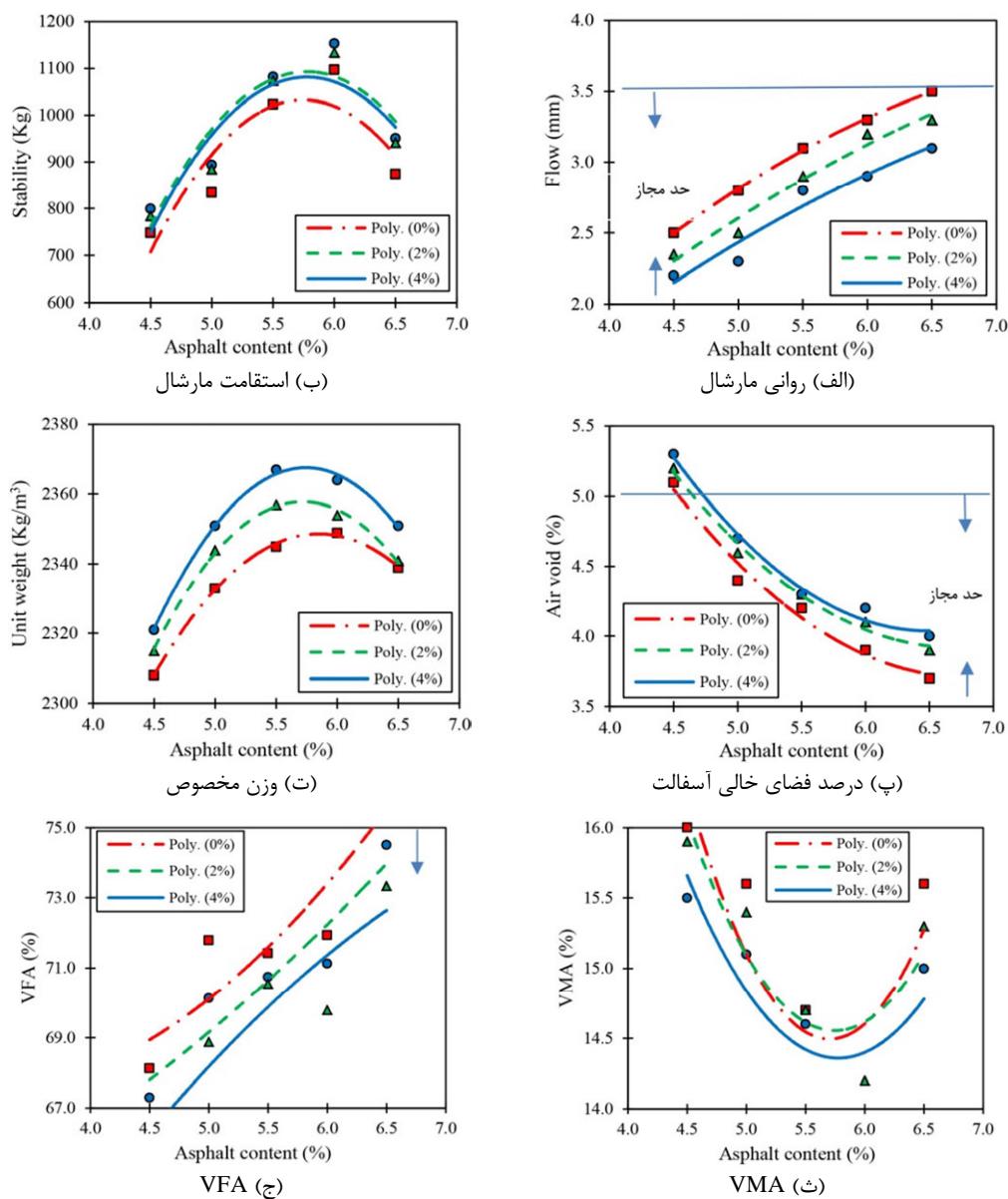
## ۲-۳- بررسی رفتار مخلوط آسفالت به روش سطح پاسخ

جداول  $4$  و  $5$  مدل‌های پیشنهادی را به روش سطح پاسخ نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود مدل خطی درجه دو برای کلیه پارامترها به جز روانی مارشال در پیش‌بینی رفتار مقاومتی و حجمی مخلوطهای آسفالتی پیشنهاد می‌گردد. مدل پیشنهادی برای روانی مارشال خطی است. تحلیل واریانس در این جداول نشان می‌دهد مقدار قیر، مقدار افزودنی و نوع سنگدانه‌ها متغیرهای معنی‌دار در پیش‌بینی رفتارهای حجمی و مقاومتی برای مخلوطهای آسفالتی هستند.

<sup>10</sup>- Hinisoglu and Agar

کمترین وزن مخصوص نیز برای نمونه‌های بدون افزونی مشاهده می‌گردد. با بررسی نمودار درصد فضای خالی آسفالت در شکل  $3$  مشاهده می‌گردد که افزایش مقدار افزودنی درصد فضای خالی را بیشتر افزایش می‌دهد. از طرفی، با بررسی نمودار VFA در شکل  $3$  مشاهده می‌گردد که با افزایش مقدار افزودنی، پارامتر VFA به طور پیوسته کاهش می‌یابد. همچنین کمترین مقدار پارامتر VMA در قیر  $5/9$  درصد به ازای افزودنی چهار درصد حاصل می‌شود. اگر مقدار قیر بهینه، معادل درصدی از قیر باشد که در آن درصد، فضای خالی آسفالت برابر  $4$  درصد باشد، در این حالت، درصد قیر بهینه برای نمونه‌های ساخته شده با سنگدانه گرانیتی و با افزودنی چهار، دو و صفر درصد، مقداری برابر  $6/1$  و  $5/1$  درصد قیر خواهد بود. انتخاب چنین درصدی، مقدار استقامت مارشال، روانی مارشال، درصد فضای خالی مصالح سنگی و درصد فضای خالی پرشده با قیر را در دامنه مجاز یین‌نامه رو سازی قرار می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود حضور افزودنی، مقدار قیر بهینه را افزایش می‌دهد.

پس از بررسی رفتار مخلوطهای آسفالتی با سنگدانه‌های گرانیتی، این رفتار برای سنگدانه‌های آهکی نیز بررسی شد. نتایج به دست آمده برای نمونه‌های حاوی دو و چهار درصد افزودنی و بدون افزودنی در شکل  $4$  نشان داده شده است. با بررسی شکل  $4$ ، برای استقامت مارشال مشاهده می‌شود که این افزودنی استقامت مارشال نمونه‌های آسفالتی را افزایش می‌دهد. این نتیجه، سازگار با نتیجه تحقیق حمید و همکاران در بررسی استقامت مارشال مصالح آهکی در حضور این افزودنی است [۱۸]. از طرفی، مقدار بیشینه‌ای در نمونه‌های حاوی دو درصد افزودنی مشاهده می‌شود. بیشترین استقامت، مقداری  $1090$  کیلوگرم در درصد قیر  $5/8$  و در افزودنی دو درصد است. استقامت مارشال نمونه‌های دارای چهار درصد افزودنی خیلی نزدیک نمونه دو درصد است. در



شکل ۴- نتایج متغیرهای خروجی نسبت به درصد قیر برای نمونه‌های حاوی سنگدانه آهکی با درصدهای افزودنی مختلف

افزونی است. این پارامتر با داشتن  $p$ -value برابر  $0.05 < p < 0.052$  پارامتر معنی‌دار در پیش‌بینی رفتار استقامت مارشال نمی‌باشد. همین مفهوم برای اندرکنش BC در استقامت مارشال نیز مشاهده می‌شود. چنین تحلیل‌های را می‌توان برای سایر پارامترها انجام داد. به عنوان مثال، هر سه متغیر مقدار قیر، مقدار افزونی و نوع سنگدانه، متغیرهای معنی‌دار در پیش‌بینی رفتار روافی مارشال هستند، اما این متغیرها به صورت خطی رفتار روافی مارشال را پیش‌بینی می‌نمایند.

شکل ۵، اثر قیر و افزونی را بر پارامترهای مقاومتی و حجمی مخلوطهای آسفالتی حاوی سنگدانه‌های

مقدار  $p$ -value کمتر از  $0.05$  معنی‌دار بودن پارامترها را نشان می‌دهد. گاهی مشاهده می‌شود که توان دو مقدار قیر و مقدار افزونی پارامترهای معنی‌دار در پیش‌بینی رفتارهای مقاومتی و حجمی نیستند، چراکه  $p$ -value آنها بیشتر از  $0.05$  است. این پارامترها می‌توانند در فرآیند مدل‌سازی از معادلات ریاضی حذف شوند. به عنوان مثال،  $p$ -value برای توان دوم مقدار افزونی در پیش‌بینی مقدار استقامت مارشال عدد  $0.0553$  بوده و متغیر معنی‌دار به حساب نمی‌آید. از طرفی، اندرکنش متغیرها نیز پارامترهای معنی‌داری نیستند. در جدول ۴، مقدار AB، اندرکنش بین متغیر مقدار قیر و مقدار

گرانیتی نشان می‌دهد. شکل ۶ نیز مربوط به مصالح آهکی است.

جدول ۴- تحلیل واریانس برای پارامترهای مقاومتی (استقامت و روانی مارشال)

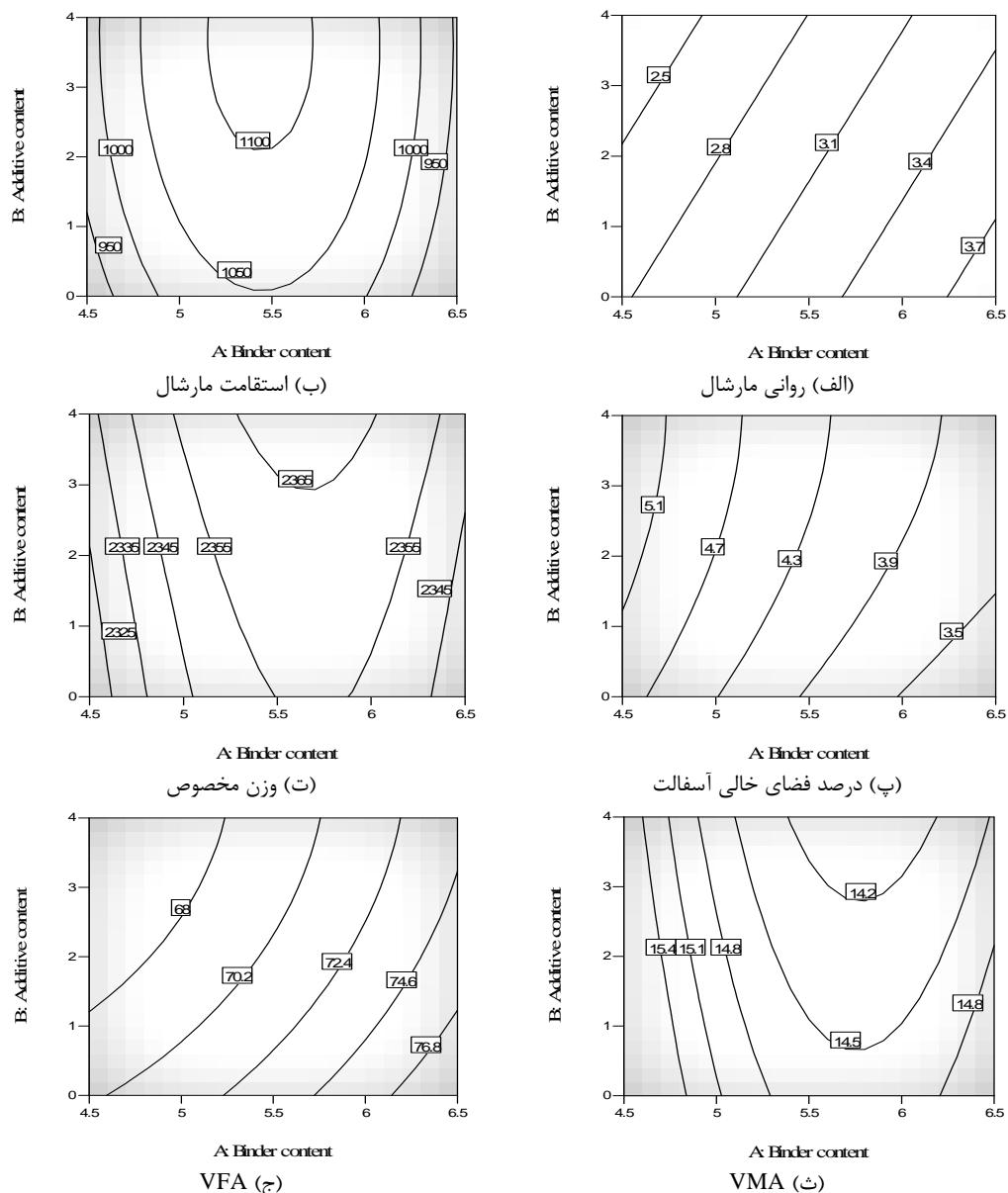
P-value	F-value	میانگین مربعات	درجه آزادی	مجموع مربعات	فاکتور
استقامت مارشال (رابطه غیرخطی درجه دو)					
۰/۰۵۱۷	۴/۵۹	۹۱۸۵/۳۳	۱	۹۱۸۵/۳۳	A
۰/۰۴۲۸	۵/۰۴	۱۰۰۹۲/۰۰	۱	۱۰۰۹۲/۰۰	B
۰/۰۱۰۰	۹/۰۷	۱۸۱۵۵/۶۴	۱	۱۸۱۵۵/۶۴	C
<۰/۰۰۰۱	۵۵/۸۶	۱/۱۱۸e+۰۰۵	۱	۱/۱۱۸e+۰۰۵	A <sup>2</sup>
۰/۳۵۵۳	۰/۹۲	۱۸۳۹/۲۱	۱	۱۸۳۹/۲۱	B <sup>2</sup>
۰/۸۹۵۲	۰/۰۱۸	۳۶/۱۳	۱	۳۶/۱۳	AB
۰/۰۰۴۰	۱۲/۱۴	۲۴۳۰۰/۰۰	۱	۲۴۳۰۰/۰۰	AC
۰/۸۱۰۱	۰/۰۶۰	۱۲۰/۳۳	۱	۱۲۰/۳۳	BC
روانی مارشال (رابطه خطی)					
<۰/۰۰۰۱	۱۲۵/۵۴	۳/۴۱	۱	۳/۴۱	A
<۰/۰۰۰۱	۲۷/۵۹	۰/۷۵	۱	۰/۷۵	B
۰/۰۱۴۲	۷/۳۷	۰/۲۰	۱	۰/۲۰	C
A: مقدار قیر، B: مقدار افزودنی و C: نوع مصالح سنگی					

جدول ۵- تحلیل واریانس برای پارامترهای حجمی (وزن مخصوص، درصد فضای خالی آسفالت، VFA و VMA)

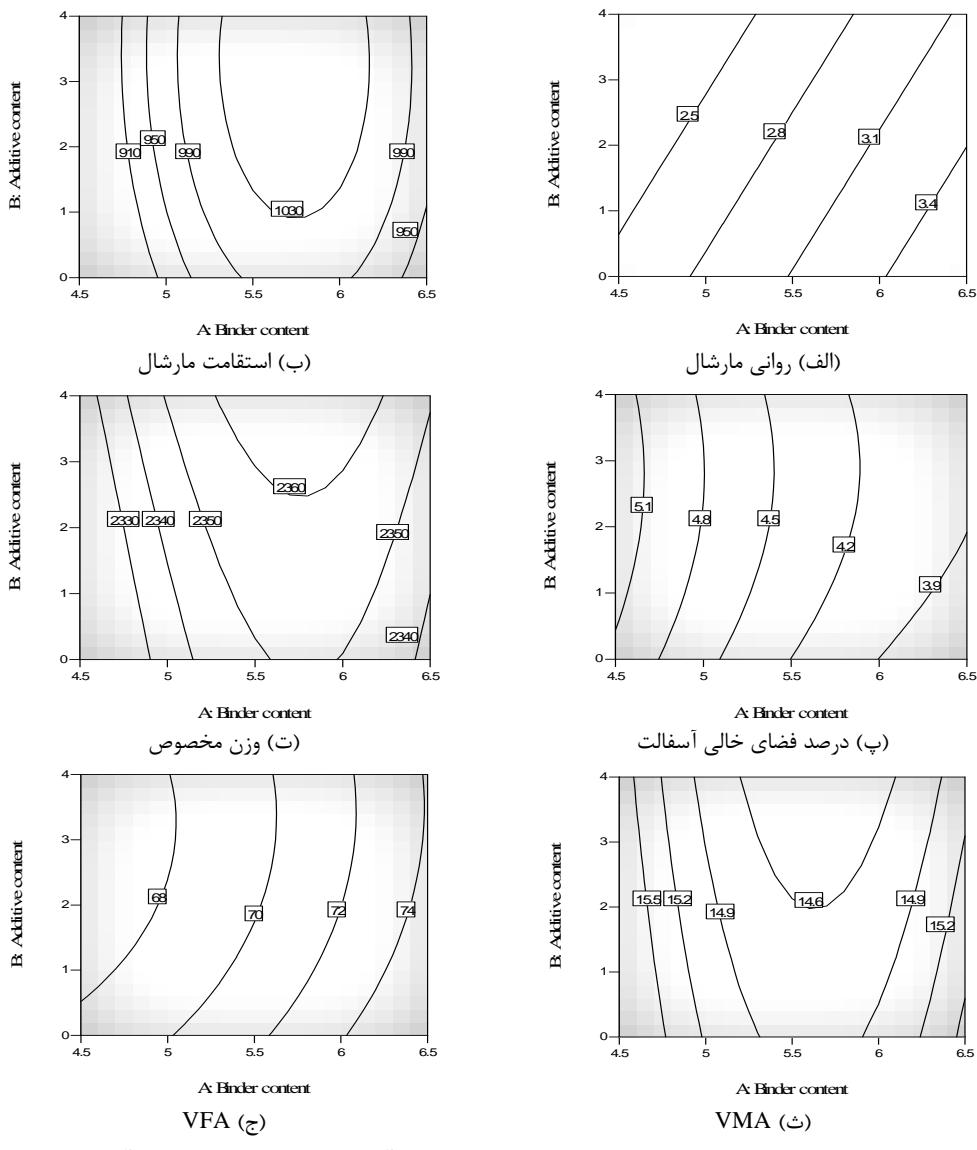
P-value	F-value	میانگین مربعات	درجه آزادی	مجموع مربعات	فاکتور
وزن مخصوص (رابطه غیرخطی درجه دو)					
<۰/۰۰۰۱	۲۱۴/۸۰	۱۷۰۴/۰۸	۱	۱۷۰۴/۰۸	A
<۰/۰۰۰۱	۷۷/۶۹	۶۱۶/۳۳	۱	۶۱۶/۳۳	B
۰/۰۰۱۳	۱۶/۷۱	۱۳۲/۵۵	۱	۱۳۲/۵۵	C
<۰/۰۰۰۱	۴۷۵/۱۵	۳۷۶۹/۵۹	۱	۳۷۶۹/۵۹	A <sup>2</sup>
۰/۷۱۱۱	۰/۱۴	۱/۱۴	۱	۱/۱۴	B <sup>2</sup>
۰/۴۶۴۸	۰/۵۷	۴/۵۰	۱	۴/۵۰	AB
۰/۰۰۷۳	۱۰/۰۹	۸۰/۰۸	۱	۸۰/۰۸	AC
۰/۴۲۷۰	۰/۶۷	۵/۳۳	۱	۵/۳۳	BC
درصد فضای خالی آسفالت (رابطه غیرخطی درجه دو)					
<۰/۰۰۰۱	۳۶۲/۲۲	۶/۶۰	۱	۶/۶۰	A
۰/۰۰۰۴	۲۲/۱۳	۰/۴۰	۱	۰/۴۰	B
۰/۰۱۰۲	۹/۰۰	۰/۱۶	۱	۰/۱۶	C
۰/۰۱۹۸	۷/۰۵	۰/۱۳	۱	۰/۱۳	A <sup>2</sup>
۰/۰۷۵۶	۳/۷۳	۰/۰۶۸	۱	۰/۰۶۸	B <sup>2</sup>
۰/۷۹۷۵	۰/۰۶۹	۱/۲۵۰e-۰۰۳	۱	۱/۲۵۰e-۰۰۳	AB
۰/۰۷۶۴	۳/۷۰	۰/۰۶۸	۱	۰/۰۶۸	AC
۰/۰۵۲۰	۴/۵۷	۰/۰۸۳	۱	۰/۰۸۳	BC
VFA (رابطه غیرخطی درجه دو)					
<۰/۰۰۰۱	۲۴۴/۸۰	۲۰۰/۹۰	۱	۲۰۰/۹۰	A
<۰/۰۰۰۱	۳۹/۴۱	۳۲/۳۴	۱	۳۲/۳۴	B
۰/۱۰۱۰	۳/۱۲	۲/۵۶	۱	۲/۵۶	C
۰/۰۴۹۹	۴/۶۷	۳/۸۳	۱	۳/۸۳	A <sup>2</sup>
۰/۰۷۸۱	۳/۶۶	۳/۰۰	۱	۳/۰۰	B <sup>2</sup>

جدول-۵- ادامه

۰/۷۰۲۷	۰/۱۵	۰/۱۲	۱	۰/۱۲	AB
۰/۳۱۲۲	۱/۱۱	۰/۹۱	۱	۰/۹۱	AC
۰/۰۳۶۸	۵/۴۱	۴/۴۴	۱	۴/۴۴	BC
(رابطه غیرخطی درجه دو) VMA					
<۰/۰۰۰۱	۴۷/۳۷	۱/۷۶	۱	۱/۷۶	A
۰/۰۰۱۱	۱۷/۵۵	۰/۶۵	۱	۰/۶۵	B
۰/۰۱۳۱	۸/۲۵	۰/۳۱	۱	۰/۳۱	C
<۰/۰۰۰۱	۱۲۶/۲۶	۴/۷۰	۱	۴/۷۰	<b>A<sup>۲</sup></b>
۰/۸۸۰۴	۰/۰۲۴	۸/۷۷۲e-۰۰۴	۱	۸/۷۷۲e-۰۰۴	<b>B<sup>۲</sup></b>
۰/۵۹۱۸	۰/۳۰	۰/۰۱۱	۱	۰/۰۱۱	AB
۰/۰۳۲۵	۵/۷۳	۰/۲۱	۱	۰/۲۱	AC
۰/۵۵۹۸	۰/۳۶	۰/۰۱۳	۱	۰/۰۱۳	BC
A: مقدار قیر، B: مقدار افزودنی و C: نوع مصالح سنگی					

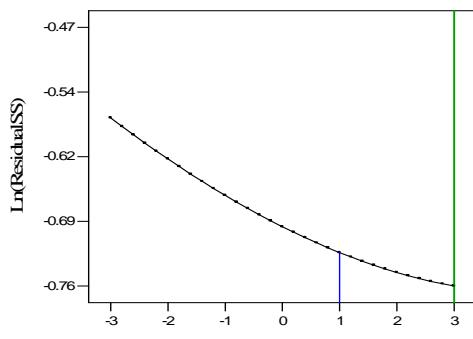


شکل ۵- پارامترهای مقاومتی و حجمی برای مخلوطهای آسفالتی حاوی سنگ‌دانه‌های گرانیتی



شکل ۶- پارامترهای مقاومتی و حجمی برای مخلوطهای آسفالتی حاوی سنگدانه‌های آهکی

VMA را افزایش می‌دهد و بیشترین مقدار VFA برای مخلوط آسفالتی با قیر ۶/۵ درصد و بدون افزونی مشاهده می‌شود. شکل ۷ نمودار box-cox را برای فضای خالی مصالح سنگی نشان می‌دهد.



شکل ۷- نمودار box-cox برای فضای خالی مصالح سنگی

شکل ۵ نشان می‌دهد افزایش افزودنی از صفر تا چهار درصد مقدار استقامت مارشال را افزایش می‌دهد، اما افزایش قیر تا حد مشخصی موجب افزایش استقامت مارشال می‌شود. پس از آن حد مشخص، مقدار استقامت مارشال کاهش می‌یابد. همین رفتار برای وزن مخصوص آسفالت نیز مشاهده می‌شود. بررسی اثر قیر و افزودنی بر روانی مارشال نشان می‌دهد که با افزایش درصد افزودنی و کاهش مقدار قیر، روانی مارشال به صورت خطی کاهش می‌یابد؛ اما این تغییر (افزایش در درصد افزودنی و کاهش در درصد قیر) برای درصد فضای خالی آسفالت به صورت غیرخطی بوده و افزایشی است. افزایش مقدار افزودنی

حداکثر اندازه اسمی ۱۲/۵ میلیمتر به روش مارشال (آشتو T245) نشان می‌دهد.

مطابق این معیارها، مخلوطی برای طراحی، مناسب می‌باشد که دارای بیشترین استقامت و وزن مخصوص باشد، فضای خالی آن بین سه الی پنج درصد و ترجیحاً نظیر چهار درصد بوده و روانی، VMA و VFA آن در حد رواداری باشد.

### ۳-۳- تعیین ترکیب بهینه برای تولید مخلوط آسفالتی

جدول ۶، تعدادی از معیارهای آیننامه روسازی آسفالتی راههای ایران را برای طرح اختلاط مخلوطهای آسفالتی در ترافیک سنگین برای مصالح با دانه‌بندی

جدول ۶- معیارهای آیننامه روسازی آسفالتی در طرح اختلاط برای ترافیک سنگین

شماره	معیار	الزامات
۱	فضای خالی نمونه مارشال بعد از تراکم ترافیکی	سه الی پنج درصد
۲	استقامت نمونه مارشال	بیشترین
۳	وزن مخصوص نمونه مارشال	بیشترین
۴	روانی نمونه مارشال	۳/۵ الی ۲
۵	فضای خالی پرشده با قیر در نمونه مارشال	۷۵ الی ۶۰
۶	فضای خالی مصالح سنگی نمونه مارشال	۱۵ الی ۱۳

ترسیم گردید. در این شکل مطلوبیت صفر ترکیب مخلوطهای آسفالتی با قیر و افزودنی‌های مختلف را نشان می‌دهد که به هیچ عنوان توسط آیننامه مجاز به استفاده نیستند. در این حالت احتمالاً یکی از رواداری‌های لازم تأمین نشده است. مخلوط آسفالتی که دارای بیشترین مطلوبیت باشد به عنوان مخلوط آسفالتی بهینه معرفی می‌شود.

جدول شماره ۷ ترکیب مخلوطهای آسفالتی بهینه را برای مصالح گرانیتی و آهکی نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، مقدار قیر و درصد افزودنی بهینه برای مصالح سنگی گرانیتی به ترتیب ۵/۹ و ۴ درصد و برای مصالح آهکی برابر ۶/۱ و ۴ درصد است. در این جدول برای این ترکیبات، مقدار مطلوبیت به ترتیب ۰/۹۶۲ و ۰/۹۰۹ است. همچنین مشخصات حجمی و مقاومتی آنها در حد مجاز آیننامه قرار دارد و درصد فضای خالی آنها چهار درصد است. در فرآیند بهینه‌سازی فوق، مقدار فضای خالی آسفالت بین ۳ الی ۵ درصد و برای حالت تراکم بعد از عبور ترافیک تعریف شده است. در گام دیگر، این محدودیت بین ۵ الی ۶ درصد و برای

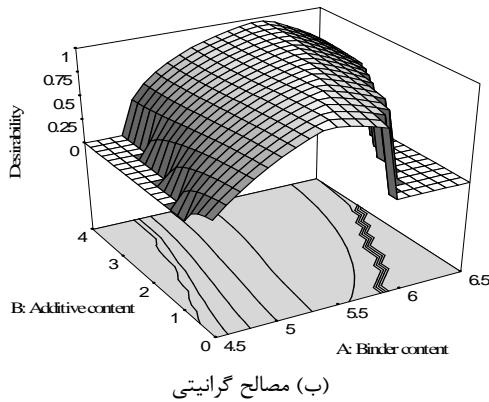
این معیارها در نرم‌افزار دیزاين اکسپرت به صورت توابع مطلوبیت<sup>۱۱</sup> برای مخلوطهای آسفالتی که با مقدار قیر، مقدار افزودنی و مصالح سنگی متفاوت تهیه شده بودند تعریف گردیدند. به عنوان مثال، مقدار مطلوبیت مخلوطهای آسفالتی که دارای روانی، VMA و VFA می‌باشد بودند، برابر عدد یک و مقادیر غیر مجاز، عدد صفر مجاز بودند. بیشترین استقامت و وزن مخصوص نمونه‌ها، تعریف شدند. بیشترین استقامت و وزن مخصوص نمونه‌ها، عدد یک و کمترین آنها عدد صفر تعریف شدند.

مطلوبیت برای نمونه‌های آسفالتی که بین بیشترین و کمترین استقامت و وزن مخصوص قرار داشتند، بین یک و صفر درون‌یابی شدند. فضای خالی آسفالت دارای چهار درصد با مطلوبیت یک و فضای خالی آسفالت سه و پنج درصد با مطلوبیت صفر معرفی شدند. اعداد مابین سه و چهار درصد و نیز پنج و چهار درصد درون‌یابی شدند. آنگاه ریشه ۱۱ام حاصل ضرب مطلوبیت‌های فوق به عنوان میانگین هندسی برای تک‌تک نمونه‌ها تعریف و مدل ریاضی آنها استخراج شد. این فرآیند توسط نرم‌افزار صورت می‌گیرد تا در نهایت مدل مطلوبیت مشابه شکل ۸

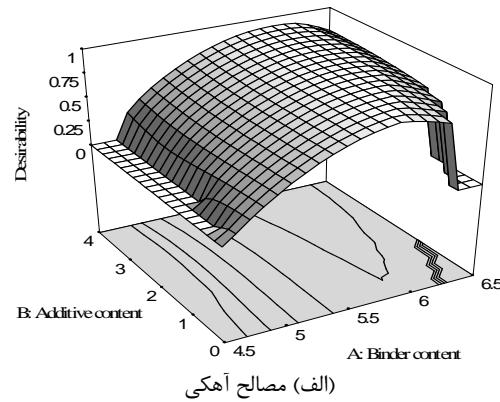
<sup>۱۱</sup>- Desirability function

بهینه‌سازی صورت گرفت.

کنترل قیرزدگی در نظر گرفته شد و مجدداً فرآیند



(ب) مصالح گرانیتی  
شکل ۸- مقدار مطلوبیت به ازای درصدهای مختلف قیر و افزودنی (فضای خالی آسفالت بین ۳ الی ۵ درصد)



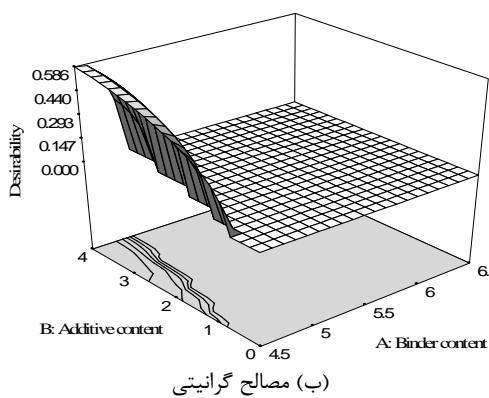
(الف) مصالح آهکی

جدول ۷- ترکیب بهینه پیشنهادی برای تولید مخلوط آسفالتی حاوی پلی‌اتیلن با چگالی بالا

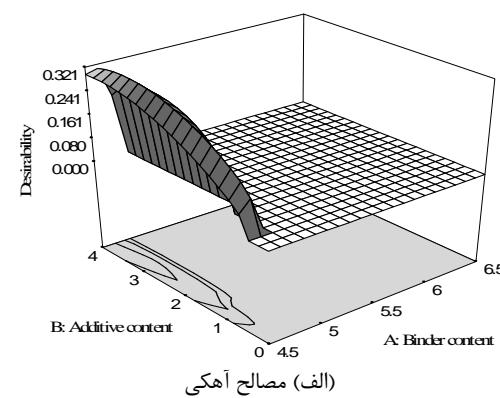
مطلوبیت	فضای خالی مصالح	وزن مخصوص	فضای خالی	فضای خالی پرشده با قیر	روانی	استحکام	درصد قیر	درصد افزودنی	نوع مصالح سنگی
۰/۹۶۲	۱۴/۱	۲۳۶۷	۴	۷۱/۷	۳/۰	۱۰۷۴	۵/۹	۴	گرانیت
۰/۹۰۹	۱۴/۵	۲۳۶۴	۴	۷۱/۷	۲/۹	۱۰۴۴	۶/۱	۴	آهک

و در مطلوبیت ۰/۵۸۸ تعریف می‌شود. شکل ۹ مقدار مطلوبیت را به ازای درصدهای مختلف قیر و افزودنی در فضای خالی آسفالت بین ۵ الی ۶ درصد نشان می‌دهد.

تحلیل نتایج نشان می‌دهد مخلوط آسفالتی بهینه در این شرایط برای مصالح آهکی، قیر ۴/۶ و پلی‌اتیلن ۳/۴ درصد و در مطلوبیت ۰/۳۲۲ است، در حالی که این مقدار برای مصالح گرانیتی با قیر ۴/۵ و پلی‌اتیلن ۴ درصد



(ب) مصالح گرانیتی  
شکل ۹- مقدار مطلوبیت به ازای درصدهای مختلف قیر و افزودنی (فضای خالی آسفالت بین ۵ الی ۶ درصد)



(الف) مصالح آهکی

(الف) استفاده از پلی‌اتیلن با چگالی بالا در قیر به کار رفته در مخلوطهای آسفالتی باعث ایجاد تغییر در پارامترهای طرح اختلاط می‌شود. این امر، موجب تغییر در مقدار درصد قیر بهینه می‌شود. استفاده از این افزودنی مقدار قیر بهینه لازم را

#### ۴- نتیجه‌گیری

در این تحقیق از روش متداول و سطح پاسخ برای تعیین ترکیب بهینه مخلوطهای آسفالتی حاوی پلی‌اتیلن با چگالی بالا استفاده شد. نتایج زیر از این تحقیق حاصل شد:

(ت) نوع مصالح سنگی بر مقدار قیر بهینه اثر می‌گذارد. پلیاتیلن با چگالی بالا، کلیه پارامترهای حجمی و مقاومتی مخلوطهای آسفالتی را تغییر می‌دهد. مصالح سنگ آهکی به درصد قیر بهینه بیشتری نسبت به مصالح گرانیتی در حضور این افزودنی نیاز دارد.

(ث) تحلیل واریانس نشان می‌دهد که مقدار این افزودنی در کنار مقدار قیر، متغیرهای معنی‌دار در پیش‌بینی رفتار حجمی و مقاومتی مخلوطهای آسفالتی است. افزایش افزودنی از صفر تا چهار درصد به صورت تدریجی استقامت مارشال را افزایش و روانی مارشال را کاهش می‌دهد. این افزودنی درصد فضای خالی مخلوط آسفالتی را نیز افزایش می‌دهد.

برای هر دو مصالح سنگی گرانیتی و آهکی افزایش می‌دهد.

(ب) استفاده از روش متداول در تعیین قیر بهینه نشان می‌دهد ۴ درصد افزودنی پلی اتیلن با چگالی بالا مقدار قیر بهینه را برای مصالح سنگی گرانیتی بدون افزودنی از ۵/۱ درصد به ۶/۱ درصد افزایش می‌دهد.

(پ) روش سطح پاسخ، تعداد نمونه‌های ساخته شده برای طرح اختلاط را کاهش می‌دهد. کاهش تعداد نمونه‌ها، موجب صرفه‌جویی در وقت و مصالح مصرفی می‌شود. بهینه‌سازی در روش سطح پاسخ، مقدار قیر بهینه را در درصد فضای خالی ۴ درصد ارائه داده است.

## مراجع

- [1] Polacco, G., Filippi, S., Merusi, F., & Stastna, G. (2015). “A review of the fundamentals of polymer-modified asphalts: Asphalt/polymer interactions and principles of compatibility”, *Advances in Colloid and Interface Science*, 224, 72-112.
- [2] Hamedi, G. H., Shamami, K. G., & Pakenari, M. M. (2020). “Effect of Ultra-High-Molecular-Weight Polyethylene on the Performance Characteristics of Hot Mix Asphalt”, *Construction and Building Materials*, 258, 119729.
- [3] Amirabad, F. H., Divandari, H., & Hamedi, G. H. (2018). “Evaluation of the effect of UHMWPE on the Rutting Potential of Asphalt Mixtures”, *First National Conference of Highway and Transportation*, Rasht, Iran.
- [4] Yalghouzaghaj, M. N., Sarkar, A., Hamedi, G. H., & Hayati, P. (2021). “Evaluation of the Effect of UHMWPE on the Low-Temperature Cracking of Hot-Mix Asphalt”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, 33(3), 04020488.
- [5] Hamedi, G. H., Pirbasti, M. H., & Pirbasti, Z. R. (2020). “Investigating the Effect of Using Waste Ultra-high-molecular-weight Polyethylene on the Fatigue Life of Asphalt Mixture”, *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 64(4), 1170-1180.
- [6] Hamedi, G. H., & Borhani, A. R. (2020). “Evaluation of the High Density Polyethylene on Performance of Glass Asphalt”, *Third International Conference on Civil, Architecture and Urban Development Management in Iran*, Tehran, Iran.
- [7] Hamedi, G. H., & Ranjbar Pirbasti, Z. (2020). “The Effects of UHMWPE/nanoclay on Rheological Properties of Modified Asphalt Binder. *Petroleum Science and Technology*, 38(4), 309-315.
- [8] Hamzah, M. O., Golchin, B., & Tye, C. T. (2013). “Determination of the Optimum Binder Content of Warm Mix Asphalt Incorporating Rediset using Response Surface Method”, *Construction and Building Materials*, 47, 1328-1336.
- [9] Abdullah, N. H., Hamzah, M. O., Golchin, B., & Hasan, M. R. M. (2018). “An Alternative Protocol to Artificially Simulate Short-term Ageing of Binders for Selected Regional Condition”, *Construction and Building Materials*, 161, 654-664
- [10] Golchin, B., & Rabbi, M. (2020). “Evaluation of the Technical Properties of Asphalt Mixtures Containing Reclaimed Asphalt Pavement and Sasobit”, *Journal of Transportation Research*, 17(2), 187-198
- [11] Lapian, F. E. P., Ramli, M. I., Pasra, M., & Arsyad, A. (2020). “Opportunity Applying Response Surface Methodology (RSM) for Optimization of Performing Butonic Asphalt Mixture Using Plastic Waste Modifier: a Preliminary Study”, In *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 419(1), 012-032.

- [12] Bala, N., Napiah M., & Kamaruddin, I. (2020). “Nanosilica Composite Asphalt Mixtures Performance-Based Design and Optimisation Using Response Surface Methodology”, *International Journal of Pavement Engineering*, 21(1), 29-40.
- [13] Hamzah, M. O., Gungat, L., & Golchin, B. (2017). “Estimation of Optimum Binder Content of Recycled Asphalt Incorporating a Wax Warm Additive Using Response Surface Method”, *International Journal of Pavement Engineering*, 18(8), 682-92.
- [14] Taherkhani, H., Noorian, F. (2021). “Investigating Permanent Deformation of Recycled Asphalt Concrete Containing Waste Oils as Rejuvenator Using Response Surface Methodology (RSM)”, *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 45(3), 1989-2001.
- [15] Jensen, W. A. (2017). “Response Surface Methodology: Process and Product Optimization Using Designed Experiments”, *Journal of Quality Technology*, 49(2), 186-188.
- [16] Moatasim, A., Cheng, P. F., & Al-Hadidy, A. I. (2011). “Laboratory Evaluation of HMA with High Density Polyethylene as A Modifier”, *Journal of Construction and Building Materials*, 25, 2764-2770
- [17] Moghadas Nejad, F., Azarhoosh, A., & Hamed, G. H. (2014). “Effect of High Density Polyethylene on the Fatigue and Rutting Performance of Hot Mix Asphalt-A Laboratory Study”, *Road Materials and Pavement Design*, 15(3), 746-756.
- [18] Hamid, B., Hossein, H. G., Vahid, N. M. G., & Mohammad, N. (2019). “Improving the Moisture Performance of Hot Mix Glass Asphalt by High-Density Polyethylene as an Asphalt Binder Modifier”, *International journal of sustainable Building Technology and Urban Development*, 184-193.
- [19] Hinisloglu, S., & Agar, E. (2004). “Use of Waste High Density Polyethylene as Bitumen Modifier in Asphalt Concrete Mix”, *Journal of Materials Letters*, 58, 267-271.



## تعیین درصد الیاف فولادی بهینه از نظر خواص مکانیکی در بتن‌های معمولی و خودتراکم دارای الیاف فولادی

ایرج رحمانی\*

دانشگاه آزاد اسلامی واحد مراغه.

پست الکترونیک:

Iraj\_rahmani\_iau@yahoo.com

احمد ملکی\*

استادیار، دانشگاه آزاد اسلامی واحد مراغه.

پست الکترونیک:

a.maleki@iau-maragheh.ac.ir

محمدعلی لطف‌اللهی

یقین

استاد، دانشکده عمران، دانشگاه تبریز.

پست الکترونیک:

Lotfollahi@tabrizu.ac.ir

بتن مسلح با الیاف فولادی به منظور بهبود بخشیدن به خواص بتن، کاربرد وسیعی را در سازه‌های بتنی و بتن مسلح پیدا کرده است. دلیل این کاربرد گستردگی، مزایای بیشمار فنی و اقتصادی در استفاده از الیاف فولادی در جسم بتن می‌باشد. بتن مسلح با الیاف فولادی شامل یک کالبد بتنی مرکب از سیمان، مصالح سنگی، آب و همچنین درصدی از الیاف فولادی کوتاه می‌باشد که به طور درهم و کاملاً اتفاقی و در جهات مختلف در مخلوط پراکنده شده که وجود الیاف یکی از مشخصات بتن را نسبت به حالت خالص بهبود می‌بخشد. تعیین درصد بهینه الیاف یکی از فاکتورهای مهم از لحاظ اقتصادی و کارایی بتن است. در این پژوهش برای تعیین درصد الیاف بهینه در رده‌های مقاومتی مختلف ۲۴ طرح اختلاط تهیه و آزمایشگاه مکانیکی و بتن تازه انجام شد. مقاومت خمی آزمونهای حاوی ۰/۹ درصد الیاف فولادی برای رده‌های C40، C50 و C60 به ترتیب به مقدار ۳/۸۶، ۱/۹۱ و ۵/۱۴ برابر نسبت به آزمونه شاهد بیشتر شده است. از بین آزمونهای بتنی خودتراکم مسلح به الیاف فولادی، بهینه‌ترین طرح اختلاط متعلق به آزمونهای است که در آن از ۰/۹ درصد الیاف فولادی استفاده شده است؛ بهطوری که مقاومت فشاری متناظر با آن برابر ۷۱/۱۹ مگاپاسکال شده است. از بین آزمونهای بتنی معمولی مسلح به الیاف فولادی، بهینه‌ترین طرح اختلاط متعلق به آزمونهای است که در آن از ۰/۹ درصد الیاف فولادی استفاده شده است؛ بهطوری که مقاومت فشاری متناظر با آن برابر ۶۳/۷ مگاپاسکال شده است.

**واژگان کلیدی:** الیاف فولادی، خواص مکانیکی، بتن خودتراکم، مقاومت فشاری، درصد بهینه.

### ۱- مقدمه

مختلفی در زمینه تولید این الیاف فعالیت می‌کنند که معروف‌ترین آن‌ها درامیکس، هارکس، ویراند و نووتکس است که درامیکس بلژیک از همه معروف‌تر است. بتن الیافی (الیاف فولادی) ترکیبی است که شامل یک کالبد بتنی مرکب از سیمان، مصالح سنگی و آب و همچنین درصدی از الیاف فولادی کوتاه که به طور درهم و کاملاً اتفاقی و در جهات مختلف در مخلوط پراکنده شده که وجود الیاف فولادی مشخصات بتن را نسبت به حالت خالص بهبود می‌بخشد. الیاف فولادی در مخلوط شکنده، تمرکز تنش را در محل ترک‌های به وجود آمده کاهش می‌دهد. معمولًا در الیاف، نسبت طول (L) به قطر (D) به طول حداقل ۷/۵ سانتی‌متر است. الیاف فولادی دارای

استفاده از الیاف فولادی برای اولین بار در کشور آمریکا در سال ۱۹۶۲ به ثبت رسیده است. این الیاف با مقاومت کششی نسبتاً بالا در شکل‌های مختلف به صورت‌های مستقیم، مستقیم قلابدار، مستقیم دمپهن، دندانه‌ای، با انتهای برآمده و پیچیده قلابدار تولید می‌شوند. سطح مقطع آن‌ها معمولًا گرد، مستطیل، نیم‌گرد، بی‌قاعده و یا متغیر می‌باشند. شرکت‌های

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۴/۲۸، بازنگری ۱۴۰۰/۰۸/۰۶، پذیرش ۱۴۰۰/۰۸/۲۲  
DOI: 10.22091/cer.2021.7157.1270

در مطالعه‌ای کریستین اسکریگ<sup>۵</sup> و همکاران به بررسی و مقایسه تجربی تیرهای بتن مسلح مقاوم شده در برابر خمش پرداختند که در آن از انواع مختلف ملات سیمانی استفاده شده است. پنج نوع ملات سیمانی مقاوم شده با الیاف (FRCM<sup>۶</sup>) به عنوان تقویت‌کننده خمشی مورد استفاده قرار گرفت. نتایج در تیرهای آزمایش شده نشان داد همبستگی و ارتباط خوبی بین مصالح FRCM تقویت‌کننده و الگوی ترک وجود دارد. همچنین، باعث افزایش ظرفیت و سختی خمشی تیرهای تقویت شده می‌شود، اما شکل‌پذیری آن را کاهش می‌دهد. در نهایت، روشی جدید برای مطالعه روند ترک‌خوردگی ارائه کردند. پارامترهای متغیر مورد بررسی در این مطالعه شامل مقاومت فشاری (بتن با مقاومت‌های معمولی و بالا تا ۱۰۰ مگاپاسکال)، نسبت دهانه برشی به عمق (۱/۵۰، ۲/۵۰ و ۳/۵۰) و فولادگذاری عرضی (با و بدون خاموت و یا الیاف فولادی) بودند [۱۴]. در مطالعه‌ای پاودا<sup>۷</sup> و همکاران تأثیر مقدار الیاف فولادی را بر مقاومت فشاری و رفتار خستگی تیرهای بتنی مسلح به الیاف فولادی تحت بار چرخه‌ای مورد ارزیابی قرار دادند [۱۵]. در مطالعه‌ای دیگر، با استفاده از حریره بتن الیافی (SIFCON<sup>۸</sup>، مقاوم‌سازی برشی و بهسازی مصالح موجود در تیرهای بتن مسلح انجام شد. هدف اصلی این پژوهش، ارائه مصالح ساختمانی اثربخش و توسعه استفاده از آن در مقاوم‌سازی تیرهای بتن مسلح بود [۱۶]. عباسقلی‌ها و زاحکار، به بررسی ترکیبات مناسب بتن خودتراکم به عنوان پوششی برای مقاوم‌سازی ستون‌های استوانه‌ای پرداختند. نتایج آزمایش، کارایی بتن خودتراکم را به عنوان مصالح مقاوم‌سازی نشان داد [۱۷]. وو<sup>۹</sup> و همکاران، پژوهشی تحت عنوان اثرات خوشبندی الیاف بر رفتار خستگی تیرهای بتن مسلح با

شكل و قطرهای متفاوتی بوده و نحوه ساخت آن‌ها نیز متفاوت است [۶-۱].

تحقیقات انجام شده نشان می‌دهد که بین مقاومت کششی و فاصله بین الیافها و نیز مقاومت کششی و تعداد میانگین الیافها در واحد سطح همبستگی وجود دارد. البته ضریب همبستگی رابطه مقاومت کششی و تعداد الیافها در واحد سطح بیشتر از رابطه مقاومت کششی و فاصله بین الیافها است. زندی و همکاران برای بیان این مسئله مقاله‌ای تحت عنوان تأثیر توزیع و جهت‌گیری الیاف فولادی در بتن مسلح ارائه کردند. آن‌ها در این پژوهش تابعی را که با نتایج تجربی و عددی به دست آورده‌اند را معرفی کردند که این ارتباط را نشان می‌داد. همچنین گتو<sup>۱۰</sup> و همکاران به جهت‌گیری الیاف در بتن مسلح با الیاف فولادی (SFRC<sup>۱۱</sup>) پرداخته و روابطی را ارائه کردند [۹-۷].

گانسان<sup>۱۲</sup> و همکاران در یک مطالعه آزمایشگاهی به بررسی رفتار اتصالات تیر به ستون بتنی مسلح به الیاف فولادی پرداختند [۱۰]. محققان دیگری به بررسی اجزای محدود تیرهای مسلح به الیاف فولادی پرداخته و نتایج خود را با داده‌های آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار دادند [۱۱]. تاهنی<sup>۱۳</sup> و همکاران، اثر استفاده از الیاف فولادی را بر مقاومت برشی تیرهای با بتن پر مقاومت مورد ارزیابی قرار دادند [۱۲]. در مطالعه‌ای دیگر، پاسخ خمشی و برشی تیرهای بتنی مسلح به الیاف فولادی مورد بررسی قرار گرفت. در این پژوهش، تعداد ۳۶ تیر بتن مسلح در حالت‌های با و بدون استفاده از خاموت تحت بارگذاری خمشی چهار نقطه‌ای قرار گرفتند تا بدین ترتیب اثربخشی الیاف فولادی بر مقاومت‌های خمشی و برشی، شکل‌پذیری، نوع شکست و ترک‌های ایجاد شده مورد ارزیابی قرار گیرد [۱۳].

<sup>۵</sup>- Escrig

<sup>۶</sup>- Fabric-Reinforced Cementitious Matrix

<sup>۷</sup>- Poveda

<sup>۸</sup>- Slurry Infiltrated Fiber Concrete

<sup>۹</sup>- Wu

<sup>۱۱</sup>- Gettu

<sup>۱۲</sup>- Steel Fiber Reinforced Concrete

<sup>۱۳</sup>- Gencoglu

<sup>۱۴</sup>- Tahenni

پرداخته‌اند. در این پژوهش، بررسی‌هایی برای اثر جایگزینی جزیی سیمان با خاکستر باگاس و گنجاندن الیاف فولادی قلابدار و الیاف شیشه در جایگزینی بهینه خاکستر باگاس بر خواص مکانیکی بتن انجام شده است [۲۱].

چادهاری<sup>۱۲</sup> و همکاران، مقاله‌ای تحت عنوان آنالیز پانل‌های دیواری بتی تقویت شده با الیاف فولادی تحت بارگذاری فشاری، خمشی و ضربه‌ای انجام داده‌اند. آن‌ها نتیجه گرفتند که مقاومت خمشی پانل‌های دیواری ساخته شده با الیاف فولادی با افزایش درصد الیاف فولادی افزایش یافت و مقدار بهینه برای الیاف ۰/۱۷۵٪ تعیین شد [۲۲].

سیلو<sup>۱۳</sup> و همکاران، پژوهشی در زمینه بررسی بتن‌های خودتراکم توانمند مسلح به الیاف فولادی انجام داده‌اند. آن‌ها در این پژوهش به بررسی بیرون‌کشیدگی الیاف فولادی پرداختند. نتایج تحقیقات نشان داد که مشخص که الیاف نیمه قلاب شده بهترین عملکرد را دارند و می‌توانند جذب انرژی بیشتری را نسبت به الیاف انتهایی قلابدار داشته باشند [۲۳].

## ۲- آزمایش

### ۱-۱- طرح اختلاط

برای طرح اختلاط بتن‌های معمولی و خودتراکم از روش اختلاط استاندارد آیین‌نامه ACI 211.1 و همچنین توصیه‌های EFNARC استفاده شد. جزئیات طرح اختلاط برای هریک از رده‌های مقاومتی بتن در جدول ۱ ارائه شده است [۲۴ و ۲۵].

### ۲-۲- مواد و مصالح

الیاف فولادی انجام داده‌اند. نتایج نشان داد که طول عمر خستگی تیرهای بتی با افزایش درصد حجمی الیاف از صفر تا ۱/۰ درصد، افزایش یافته و به دلیل مقدار قابل توجهی از خوشه‌های الیاف برای تیر با ۱/۵ درصد حجم الیاف از حجم ۱/۰ الیاف به ۱/۵ درصد کاهش یافته است و در نتیجه، منجر به کاهش عملکرد خستگی تیر می‌شود. ایشان برای بررسی دقیق‌تر، مدل پلاستیسیته آسیب‌دیده بتن را در نرم‌افزار ABAQUS مدل کردند [۱۸].

آیدین و همکاران در پژوهشی به بررسی اثر میلگردهای FRP<sup>۱۰</sup> در مقاومت خمشی بتن الیافی پرداختند. در این مطالعه، میله‌های مختلف پلاستیکی تقویت شده با الیاف FRP و رفتار خمشی تیرهای ترکیبی با قرار دادن بتن‌های تولید شده با الیاف مختلف در پروفیل‌های جعبه پلاستیک تقویت شده کریں (GFRP)<sup>۱۱</sup> مورد بررسی قرار گرفت. رفتار تیرهای ترکیبی توسط میله پلاستیک تقویت شده با الیاف کریں ۷۰ درصد و بتن الیاف فولادی ۵۳ درصد باعث افزایش مقاومت خمشی شدند [۱۹].

ثابتی‌پور کرمانی و همکاران، به بررسی تیرهای بتی، مقاوم‌سازی شده با استفاده از الیاف FRP نسبت به سایر روش‌های مقاوم‌سازی پرداختند. در این تحقیق نتایج حاصل از آزمایش ۱۵ تیر بتن آرمه تقویت شده با الیاف، تقویت شده به روش سنتی و تقویت نشده که با تکیه‌گاه دو سر مفصل تحت آزمایش خمش قرار می‌گیرند مقایسه گردیده است. تعیین درصدهای بهینه طرح اختلاط یکی از نکات حائز اهمیت است. در این پژوهش برای تعیین طرح اختلاط بهینه در رده‌های مقاومتی مختلف ۲۴ طرح اختلاط تهیه و آزمایشگاه مکانیکی و بتن تازه انجام شد [۲۰].

پژوهشگران به بررسی اثر خاکستر باگاس، الیاف فولادی قلابدار و الیاف شیشه بر خواص مکانیکی بتن

<sup>12</sup>- Choudhary

<sup>13</sup>- Silva

<sup>10</sup>- Fiber-Reinforced Plastic

<sup>11</sup>- Glass Fiber Reinforced Plastic

که در جدول ۲ مشاهده می‌شود.

(الف) سیمان: برای انجام این پژوهش از سیمان

پرتلند نوع II کارخانه هگمتانه استفاده شده است

جدول ۱- طرح اختلاط

نام آزمونه	ردیف بتن	سیمان (kg/m <sup>3</sup> )	ماسه (kg/m <sup>3</sup> )	شن (kg/m <sup>3</sup> )	آب (kg/m <sup>3</sup> )	الیاف فولادی (%)	فوچ روان‌کننده (%)
NC40S0	۴۰	۴۰۰	۱۰۹۹	۸۰۵	۱۶۰	صفر	۰/۵
NC40S0.3	۴۰	۴۰۰	۱۰۹۹	۸۰۵	۱۶۰	۰/۳	۰/۷
NC40S0.6	۴۰	۴۰۰	۱۰۹۹	۸۰۵	۱۶۰	۰/۶	۰/۹
NC40S0.9	۴۰	۴۰۰	۱۰۹۹	۸۰۵	۱۶۰	۰/۹	۱
NC50S0	۵۰	۵۰۰	۱۰۴۰	۷۶۲	۲۰۰	صفر	۰/۶
NC50S0.3	۵۰	۵۰۰	۱۰۴۰	۷۶۲	۲۰۰	۰/۳	۰/۸
NC50S0.6	۵۰	۵۰۰	۱۰۴۰	۷۶۲	۲۰۰	۰/۶	۱
NC50S0.9	۵۰	۵۰۰	۱۰۴۰	۷۶۲	۲۰۰	۰/۹	۱/۱
NC60S0	۶۰	۶۰۰	۹۸۸	۷۲۴	۲۴	صفر	۰/۷
NC60S0.3	۶۰	۶۰۰	۹۸۸	۷۲۴	۲۴۰	۰/۳	۰/۹
NC60S0.6	۶۰	۶۰۰	۹۸۸	۷۲۴	۲۴۰	۰/۶	۱/۱
NC60S0.9	۶۰	۶۰۰	۹۸۸	۷۲۴	۲۴۰	۰/۹	۱/۲
SCC40S0	۴۰	۴۰۰	۱۰۹۹	۸۰۵	۱۶۰	صفر	۲/۸
SCC40S0.3	۴۰	۴۰۰	۱۰۹۹	۸۰۵	۱۶۰	۰/۳	۲/۹
SCC40S0.6	۴۰	۴۰۰	۱۰۹۹	۸۰۵	۱۶۰	۰/۶	۳
SCC40S0.9	۴۰	۴۰۰	۱۰۹۹	۸۰۵	۱۶۰	۰/۹	۳/۳
SCC50S0	۵۰	۵۰۰	۱۰۴۰	۷۶۲	۲۰۰	صفر	۲/۹
SCC50S0.3	۵۰	۵۰۰	۱۰۴۰	۷۶۲	۲۰۰	۰/۳	۳
SCC50S0.6	۵۰	۵۰۰	۱۰۴۰	۷۶۲	۲۰۰	۰/۶	۳/۱
SCC50S0.9	۵۰	۵۰۰	۱۰۴۰	۷۶۲	۲۰۰	۰/۹	۳/۴
SCC60S0	۶۰	۶۰۰	۹۸۸	۷۲۴	۲۴۰	صفر	۳
SCC60S0.3	۶۰	۶۰۰	۹۸۸	۷۲۴	۲۴۰	۰/۳	۳/۱
SCC60S0.6	۶۰	۶۰۰	۹۸۸	۷۲۴	۲۴۰	۰/۶	۳/۲
SCC60S0.9	۶۰	۶۰۰	۹۸۸	۷۲۴	۲۴۰	۰/۹	۳/۵

جدول ۲- مواد شیمیایی تشکیل‌دهنده سیمان

TiO <sub>2</sub>	LOI	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	SO <sub>3</sub>	MgO	CaO	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	SiO <sub>2</sub>
صفر	۱/۶۵	۰/۷۸	۰/۴۸	۲/۲۷	۱/۳۷	۶۳/۲۱	۴/۰۹	۴/۹۸	۲۰/۹۵

(پ) الیاف فولادی: الیاف مصرفی از جنس فولاد به شکل ساده با انتهای قلابدار با مقطع استوانه‌ای می‌باشد (شکل ۲). استفاده از چنین اشکالی از الیاف فولادی در افزایش مقاومت بیرون‌کشیدگی

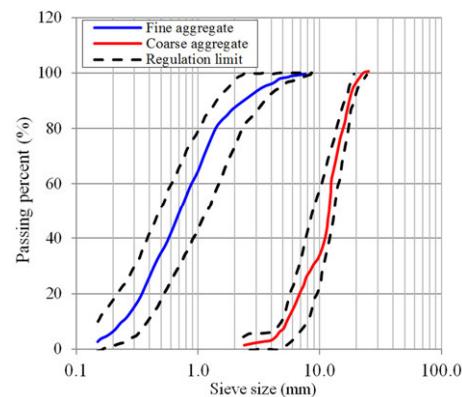
(ب) مصالح سنگی: آزمونه برداری از مصالح سنگی پس از تهیه از معدن در آزمایشگاه طبق استاندارد ASTM-D75 انجام پذیرفت. در شکل ۱ دانه‌بندی مصالح سنگی آورده شده است.



شکل ۲- الیاف فولادی مصرفي

(ت) فوق روان کننده: نام تجاری فوق روان کننده مورد استفاده، فوق روان کننده ممتاز ژیکاپلاست می باشد که مشخصات آن در جدول ۴ ارائه شده است.

تأثیر زیادی دارد. مشخصات الیاف فولادی مورد استفاده در جدول ۳ ارائه شده است.



شکل ۱- منحنی دانه‌بندی شن و ماسه مصرفي

جدول ۳- مشخصات الیاف فولادی مصرفي

چگالی ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	نسبت طول به قطر الیاف	قطر (mm)	طول (mm)
۷۸۵۰	۴۵	۰/۸۰	۳۶

جدول ۴- مشخصات فوق روان کننده مصرفي

ZP	نوع محصول
مایع	حالت فیزیکی
قهوهای	رنگ
۱/۱۰	وزن مخصوص ( $\text{gr}/\text{cm}^3$ )
ندارد	یون کلر

از جمله آزمایش‌هایی که در بخش آزمایشگاهی مطالعه حاضر مورد نظر است، آزمایش‌های مربوط به بتن تازه جهت سنجش خودترآکمی بتن (آزمایش قیف V شکل، جعبه L شکل، اسلامپ و T50) و آزمایش‌های مربوط به بتن سخت شده (آزمایش مقاومت فشاری، آزمایش مقاومت کششی) می باشد.

### ۱-۳- اسلامپ، آزمایش قیف V شکل، جعبه L شکل و T50

مقدار اسلامپ مطابق با میلیمتر برای ۱۲ آزمونه بتن معمولی در جدول ۵ و شکل‌های ۳ و ۴ ارائه شده است [۲۴].

### ۳-۲- ساخت نمونه و عمل آوری

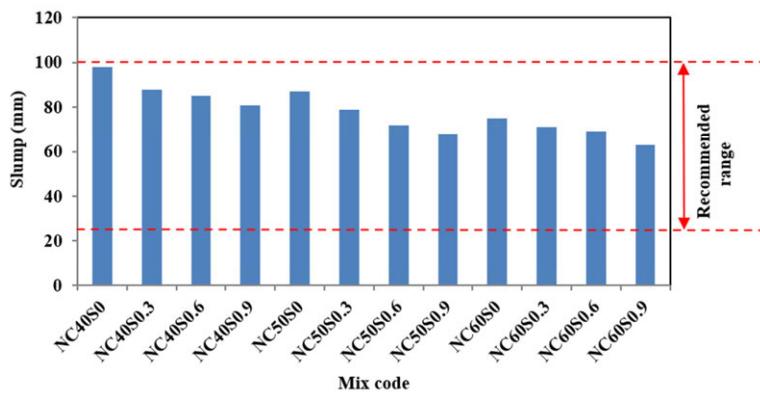
برای اختلاط مصالح و ساخت نمونه‌های بتن الیافی از آیین نامه ACI 544.4-18 استفاده شد. نمونه‌های آزمایشگاهی بتن بعد از قالب‌گیری به مدت ۲۴ ساعت درون قالب قرار گرفتند. بعد از این مدت قالب‌ها باز شده و درون حوضچه نگهداری شدند. به منظور نگهداری نمونه‌های بتنی مورد بررسی درون آب از حوضچه‌های پلاستیکی استفاده شده است. همچنین دمای آب حوضچه در طول ۲۴ ساعت  $20 \pm 2$  درجه در نظر گرفته شد.

### ۳- بررسی آزمایش‌های انجام شده و تحلیل

#### نتایج

جدول ۵- نتایج آزمایش اسلامپ برای آزمونهای بتن معمولی

شماره طرح	نام طرح	اسلامپ (mm)
۱	NC40S0	۹۸
۲	NC40S0.3	۸۸
۳	NC40S0.6	۸۵
۴	NC40S0.9	۸۱
۵	NC50S0	۸۷
۶	NC50S0.3	۷۹
۷	NC50S0.6	۷۲
۸	NC50S0.9	۶۸
۹	NC60S0	۷۵
۱۰	NC60S0.3	۷۱
۱۱	NC60S0.6	۶۹
۱۲	NC60S0.9	۶۳



شکل ۳- نتایج آزمایش اسلامپ برای آزمونهای بتن معمولی



شکل ۴- (الف) آزمایش مخروط اسلامپ و (ب) آزمایش جریان اسلامپ

مقدار ۱۰، ۱۳ و ۱۷ درصد کاهش داده است. همچنین در آزمونهای بتنی با رده ۵۰ مگاپاسکال، افزودن ۰/۶ و ۰/۹ درصد الیاف فولادی، اسلامپ بتن را به ترتیب به مقدار ۱۷، ۹ و ۲۲ درصد کاهش داده است. از سوی دیگر،

در تمامی ردههای مورد بررسی استفاده از الیاف فولادی، اسلامپ بتن را کاهش داده است؛ بهطوری که در آزمونهای بتنی با رده ۴۰ مگاپاسکال، افزودن ۰/۳ و ۰/۹ درصد الیاف فولادی، اسلامپ بتن را به ترتیب به

بتن خودتراکم ارائه شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد تمامی آزمونهای بتنی مورد بررسی در محدوده مجاز EFNARC می‌باشند [۲۰].

با توجه به شکل ۵-الف و جدول ۶ می‌توان بیان نمود که جریان اسلامپ آزمونهای بتنی خودتراکم حاوی الیاف فولادی با افزایش مقدار سیمان تفاوت چندانی با آزمونهای فاقد الیاف ندارند.

در آزمونهای بتنی با رده ۶۰ مگاپاسکال، افزودن ۰/۳ و ۰/۹ درصد الیاف فولادی، سبب کاهش اسلامپ بتن به ترتیب به مقدار ۸ و ۱۶ شده است.

در جدول ۶ نتایج آزمایش‌های بتن خودتراکم تازه ارائه شده است. مطابق با EFNARC محدوده مجاز جریان اسلامپ بتن‌های خودتراکم برای کاربری‌های بتن‌ریزی متداول در محدوده ۵۵۰ تا ۸۵۰ میلیمتر است. در شکل ۵-الف، مقادیر جریان اسلامپ برای آزمونهای

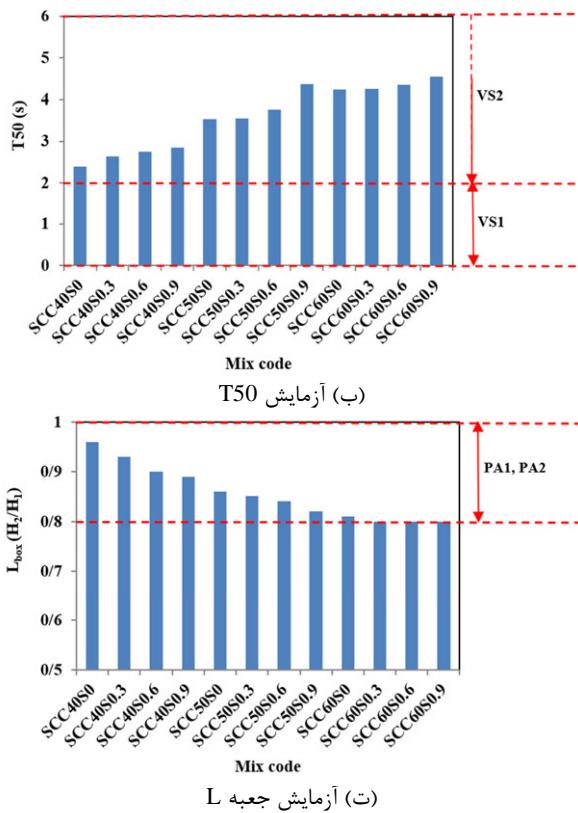
جدول ۶- معیارهای کنترل بتن خودتراکم تازه [۱۸]

آزمایش‌های بتن تازه				الیاف فولادی (%)	نام طرح	شماره طرح
$H_2/H_1$	زمان تخلیه از قیف V شکل (s)	زمان رسیدن به قطر ۵۰ سانتیمتر (T <sub>50</sub> ) (s)	جریان اسلامپ (mm)			
۰/۰۸ تا ۰/۰۸	۱۲ تا ۶	۵ تا ۲	۸۵۰ تا ۵۵۰			
۰/۹۶	۶/۴	۲/۴۰	۷۹۹	صفر	SCC40S0	۱۳
۰/۹۳	۶/۵	۲/۶۵	۷۷۲	۰/۳۰	SCC40S0.3	۱۴
۰/۹۰	۷/۱	۲/۷۶	۷۲۵	۰/۶۰	SCC40S0.6	۱۵
۰/۸۹	۷/۵	۲/۸۶	۷۱۸	۰/۹۰	SCC40S0.9	۱۶
۰/۸۶	۷/۸	۳/۵۳	۷۰۳	صفر	SCC50S0	۱۷
۰/۸۵	۸/۴	۳/۵۵	۶۶۱	۰/۳۰	SCC50S0.3	۱۸
۰/۸۴	۹/۲۱	۳/۷۶	۷۰۱	۰/۶۰	SCC50S0.6	۱۹
۰/۸۲	۹/۷۴	۴/۳۷	۶۸۹	۰/۹۰	SCC50S0.9	۲۰
۰/۸۱	۱۰/۴۶	۴/۲۳	۶۷۱	صفر	SCC60S0	۲۱
۰/۸	۱۰/۵۴	۴/۲۵	۶۶۸	۰/۳۰	SCC60S0.3	۲۲
۰/۷۹	۱۱/۲۳	۴/۳۵	۶۶۳	۰/۶۰	SCC60S0.6	۲۳
۰/۷۸	۱۱/۸۲	۴/۵۴	۶۵۹	۰/۹۰	SCC60S0.9	۲۴

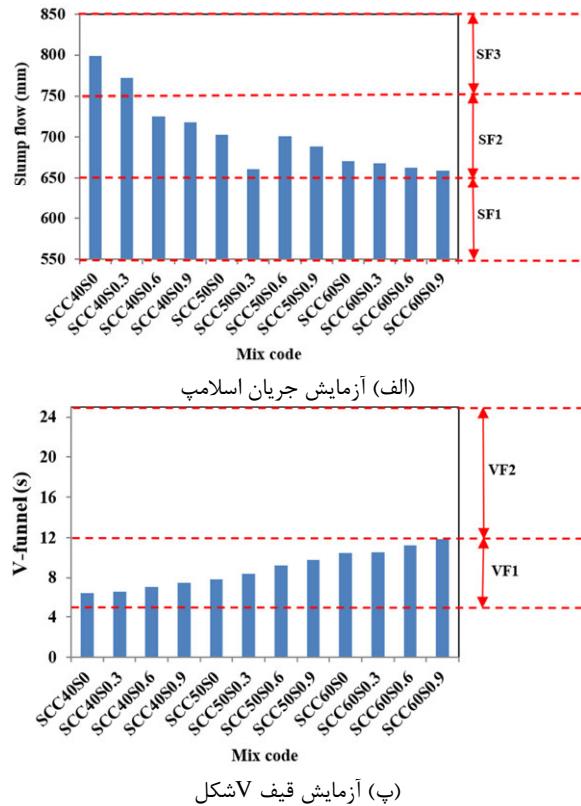
در شکل ۵-پ نتایج آزمایش قیف V شکل برای آزمونهای بتنی خود متراتکم ارائه شده است. این آزمایش معرف قابلیت پرکنندگی و لزجت خمیری بتن است. با توجه به شکل ۷ تمامی آزمونهای مورد بررسی در محدوده مجاز EFNARC قرار دارند. از سوی دیگر افزودن الیاف فولادی زمان تخلیه بتن از قیف V شکل را افزایش داده است. بطوریکه در هر سه رده مورد بررسی بیشترین افزایش زمان تخلیه از قیف V شکل در آزمونهای حاوی ۰/۹ درصد ایجاد شده است. بنابراین می‌توان

در شکل ۵-ب نتایج آزمایش زمان رسیدن به قطر ۵۰ سانتیمتر (T<sub>50</sub>) برای آزمونهای بتن خودتراکم حاوی و فاقد الیاف فولادی ارائه شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد استفاده از الیاف فولادی در تمامی آزمونهای بتنی، زمان T<sub>50</sub> را افزایش داده است. به طوری که در آزمونهای با رده ۴۰، ۵۰ و ۶۰ مگاپاسکال بیشترین افزایش T<sub>50</sub> نسبت به آزمون شاهد به ترتیب برابر ۱۹، ۲۴ و ۷ درصد شده است.

پدیده انسداد ناشی از حضور میلگردها در بتن باشد. با توجه به شکل ۸ تمامی آزمونهای مورد بررسی از جنبه EFNARC نسبت انسداد (H2/H1) در محدوده مجاز قرار دارند. همچنین نتایج حاصل نشان می دهد که افزودن الیاف فولادی مقدار H2/H1 را افزایش داده است.



به این نتیجه دست یافت که حضور الیاف فولادی در بتن، مدت زمان خروج بتن از قیف را افزایش می دهد و بدین ترتیب خاصیت لزجت خمیری بتن را کاهش می دهد. در شکل ۵-ت، نتایج آزمایش جعبه L شکل برای آزمونهای بتنی خود متراکم ارائه شده است. این آزمایش می تواند معیاری جهت بررسی قابلیت جریان بتن تازه و



شکل ۵- نتایج آزمایش های مختلف برای بتن خودتراکم

فشاری را به ترتیب به مقدار ۷، ۹ و ۱۶ درصد افزایش داده است. از سوی دیگر، در آزمونهای بتنی معمولی با رده C40، C50 و C60 افزودن C۰/۹ درصد الیاف فولادی سبب افزایش مقاومت فشاری به ترتیب به مقدار ۱۱، ۱۶ و ۱۳ درصد شده است. بنابراین و با توجه به مقادیر به دست آمده ملاحظه می گردد که افزودن الیاف فولادی به آزمونهای بتن معمولی، بسته به مقدار الیاف و رده بتن می تواند مقاومت فشاری آزمونهای بتنی را از ۳ تا ۱۶ درصد افزایش دهد. در آزمونهای بتنی معمولی حاوی ۰/۳ و ۰/۶ درصد الیاف فولادی، با افزایش رده بتن، رشد مقاومت فشاری بتن همواره به صورت صعودی است؛ اما در

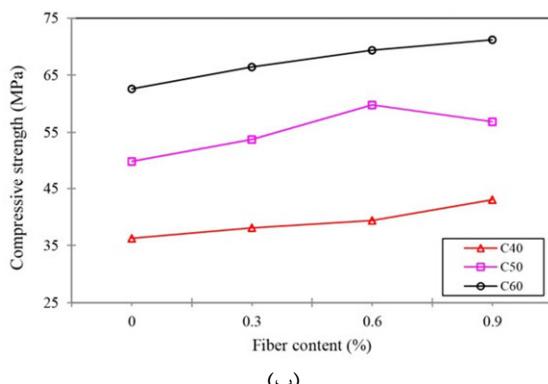
### ۲-۳- آزمایش مقاومت فشاری

شکل ۶، آزمایش مقاومت فشاری را نشان می دهد. در شکل ۷-الف، مقاومت فشاری ۲۸ روزه آزمونهای بتنی معمولی بر حسب مگاپاسکال ارائه شده است. همانطور که ملاحظه می گردد در تمامی حالتها افزودن الیاف فولادی مقاومت فشاری بتن را افزایش داده است. به طوری که در آزمونهای بتنی معمولی با رده C40 و C50 افزودن ۰/۳ درصد الیاف فولادی مقاومت فشاری را به ترتیب به مقدار ۳، ۵ و ۷ درصد افزایش داده است. همچنین در آزمونهای بتنی معمولی با رده C40 و C50 افزودن ۰/۶ درصد الیاف فولادی مقاومت

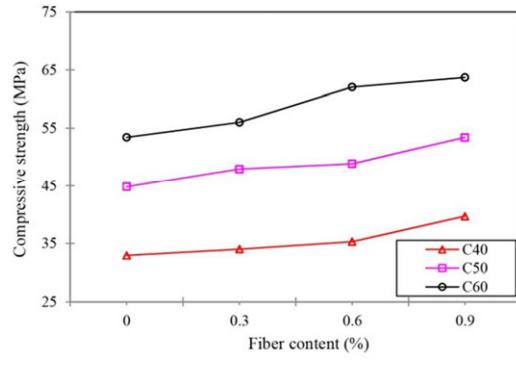
مقدار ۵، ۸ و ۱۳ درصد افزایش داده است. همچنین در آزمونهای بتنی خودتراکم با رده C50 افزودن ۰/۳، ۰/۶ و ۰/۹ درصد الیاف فولادی، مقاومت فشاری را به ترتیب به مقدار ۱۹، ۶ و ۴ درصد افزایش داده است. از سوی دیگر، در آزمونهای بتنی خودتراکم با رده C60 افزودن ۰/۳، ۰/۶ و ۰/۹ درصد الیاف فولادی، موجب افزایش مقاومت فشاری به ترتیب به مقدار ۶، ۷ و ۷ درصد شده است. همچنین با افزایش رده بتن خودتراکم از C50 به C60 رشد مقاومت فشاری کاهش می‌یابد.



شکل ۶- آزمایش مقاومت فشاری



(ب)



(الف)

شکل ۷- مقایسه مقاومت فشاری آزمونهای بتنی (الف) معمولی و (ب) خودتراکم و فاقد الیاف فولادی

مقادیر متناظر با آزمونهای بتنی معمولی بیشتر شده است.

### ۳-۳- آزمایش مقاومت کششی

نحوه انجام آزمایش مقاومت کششی در شکل ۹ نشان داده شده است. در شکل ۱۰- الف به مقایسه مقاومت کششی (مقاومت کششی شکافت) آزمونهای

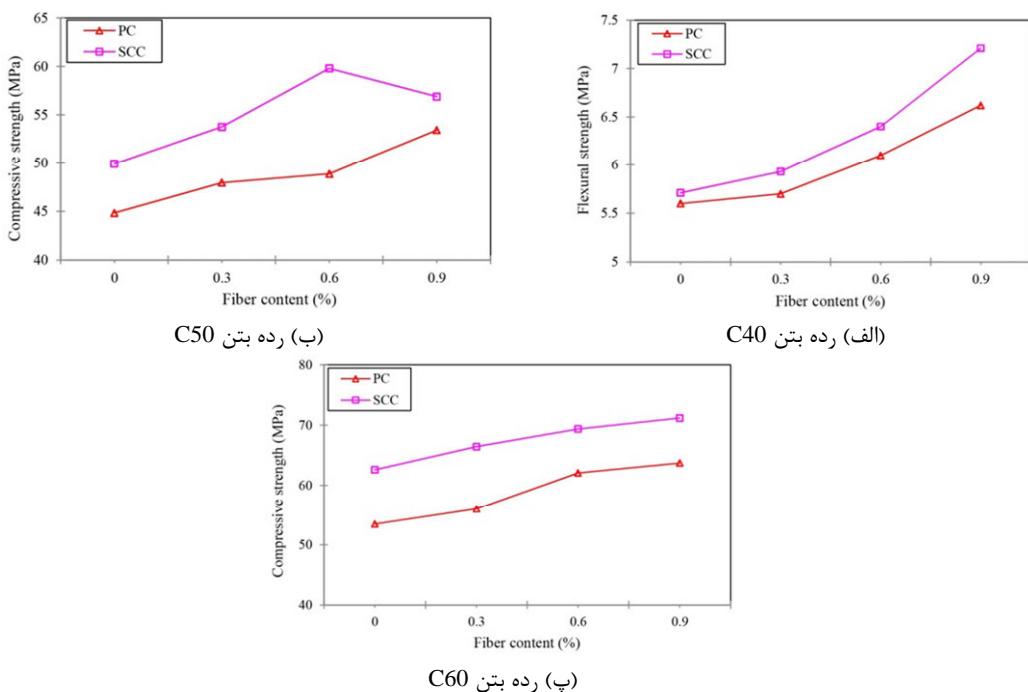
آزمونهای بتنی حاوی ۰/۹ درصد الیاف فولادی با افزایش رده بتن رشد مقاومت فشاری در ابتدا به صورت افزایشی و پس از آن به صورت کاهشی است.

در شکل ۷- ب مقاومت فشاری ۲۸ روزه آزمونهای بتنی خودتراکم در ۱۲ حالت با یکدیگر مقایسه شده است. همانطور که ملاحظه می‌گردد در آزمونهای بتنی خودتراکم نیز افزودن الیاف فولادی اثر مثبت داشته و مقاومت فشاری بتن را افزایش می‌دهد. به طوری که در آزمونهای بتنی خودتراکم با رده C40 افزودن ۰/۳، ۰/۶ و ۰/۹ درصد الیاف فولادی مقاومت فشاری را به ترتیب به

در شکل ۸، مقاومت فشاری آزمونهای بتنی معمولی و خودتراکم برای رده‌های بتنی C40، C50 و C60 نشان داده شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد در تمامی رده‌های مورد بررسی، مقاومت فشاری آزمونهای بتنی خودتراکم از مقادیر متناظر با آزمونهای بتنی معمولی بیشتر شده است؛ به طوری که بسته به مقدار الیاف فولادی و رده بتن مصرفی مقاومت فشاری آزمونهای بتنی خودتراکم به مقدار ۶ تا ۲۲ درصد از

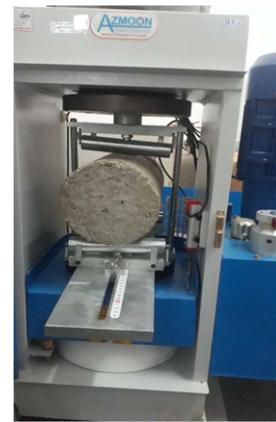
C40، C50 و C60 پرداخته شده است.

بتنی معمولی حاوی و فاقد الیاف فولادی برای سه رده



شکل ۸- مقایسه مقاومت فشاری آزمونهای بتنی معمولی و خودتراکم در ردههای مختلف بتن

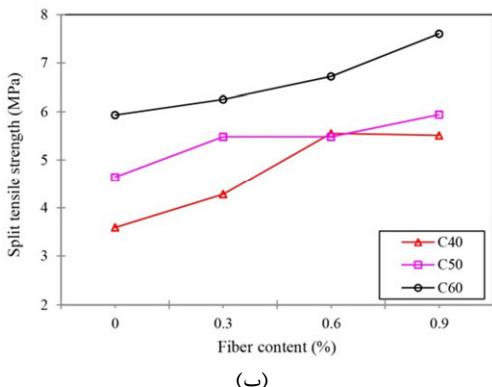
در شکل ۱۰ - ب، به مقایسه مقاومت کششی آزمونهای بتنی خودتراکم حاوی و فاقد الیاف فولادی برای سه رده C40، C50 و C60 پرداخته شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد، افزودن  $\frac{1}{3}$ ،  $\frac{1}{6}$  و  $\frac{1}{9}$  درصد الیاف فولادی در آزمونهای بتن معمولی با رده C40 موجب افزایش مقاومت کششی بتن به ترتیب به مقدار ۱۹، ۵۴ و ۵۳ درصد شده است. همچنین افزودن  $\frac{1}{3}$ ،  $\frac{1}{6}$  و  $\frac{1}{9}$  درصد الیاف فولادی در آزمونهای بتن معمولی با رده C50 مقاومت کششی بتن را به ترتیب به مقدار ۱۸، ۲۸ و ۲۸ درصد افزایش داده است. از سوی دیگر، افزودن  $\frac{1}{3}$ ،  $\frac{1}{6}$  و  $\frac{1}{9}$  درصد الیاف فولادی در آزمونهای بتن معمولی با رده C60 مقاومت کششی بتن را به ترتیب به مقدار ۵، ۱۳ و ۲۸ درصد افزایش داده است. روابط میان مقاومت فشاری و کششی آزمونهای مورد مطالعه و چندین منحنی تجربی که توسط آییننامه ارائه شده است، در شکل ۱۱ نشان داده شده است. روابط تجربی مربوط به منحنی در جدول ۷ ارائه شده است. از شکل ۱۱ می‌توان مشاهده کرد که مقاومت آزمونهای



شکل ۹- آزمایش مقاومت کششی

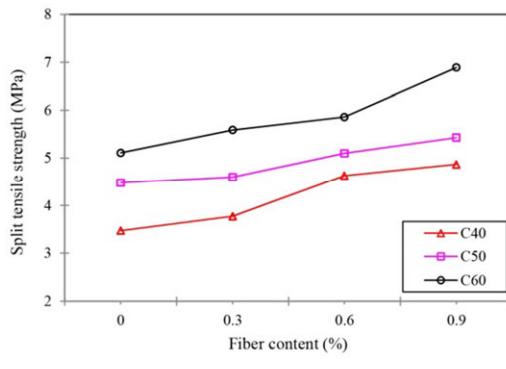
همان‌طور که ملاحظه می‌گردد، افزودن  $\frac{1}{3}$ ،  $\frac{1}{6}$  و  $\frac{1}{9}$  درصد الیاف فولادی در آزمونهای بتن معمولی با رده C40 مقاومت کششی بتن را به ترتیب به مقدار ۹، ۳۳ و ۴۰ درصد افزایش داده است. همچنین افزودن  $\frac{1}{3}$ ،  $\frac{1}{6}$  و  $\frac{1}{9}$  درصد الیاف فولادی در آزمونهای بتن معمولی با رده C50 مقاومت کششی بتن را به ترتیب به مقدار ۳، ۱۳ و ۲۱ درصد افزایش داده است. از سوی دیگر، با افزودن  $\frac{1}{3}$ ،  $\frac{1}{6}$  و  $\frac{1}{9}$  درصد الیاف فولادی در آزمونهای بتن معمولی با رده C60 مقاومت کششی بتن به ترتیب به مقدار ۱۵، ۹ و ۳۵ درصد افزایش یافته است.

[۲۲] می‌باشد.



(ب)

مورد مطالعه بسیار نزدیک به نتایج مطالعات مراجع [۲۱] و



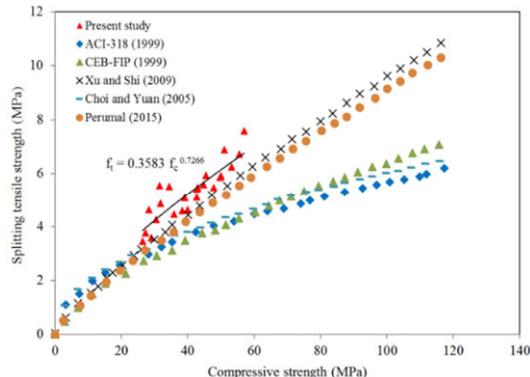
(الف)

شکل ۱۰- مقایسه مقاومت کششی آزمونهای (الف) بتی خودتراکم حاوی و (ب) بتی خودتراکم حاوی و فاقد الیاف فولادی

مقایسه مقاومت خمشی آزمونهای بتی معمولی حاوی و فاقد الیاف فولادی پرداخته شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد با افزایش الیاف فولادی در آزمونهای بتی معمولی، مقاومت خمشی در هر سه رده مورد بررسی افزایش یافته است؛ به‌طوری که مقاومت خمشی آزمونهای حاوی ۹۰ درصد الیاف فولادی برای رده‌های C60 و C50 به ترتیب به مقدار ۱/۹۱، ۳/۸۶ و ۵/۱۴ برابر نسبت به آزمونه شاهد بیشتر شده است. در شکل ۱۳- ب نیز به مقایسه مقاومت خمشی آزمونهای بتی خودتراکم حاوی و فاقد الیاف فولادی پرداخته شده است.

در شکل ۱۴، مقاومت خمشی آزمونهای بتی معمولی و خودتراکم برای رده‌های بتی C40، C50 و C60 نشان داده شده است.

رابطه بین مقاومت فشاری و کششی در مقاومت‌های پایین‌تر نیز به روابط ارائه شده توسط CEB-ACI318، FIP و چیو و یوان نزدیک است [۲۶-۲۸]. با توجه به مقادیر بدست آمده براساس شکل ۱۱، جدول ۷ ارائه شده است.



شکل ۱۱- روابط بین مقاومت‌های فشاری و کششی

#### ۴-۳- آزمایش مقاومت خمشی

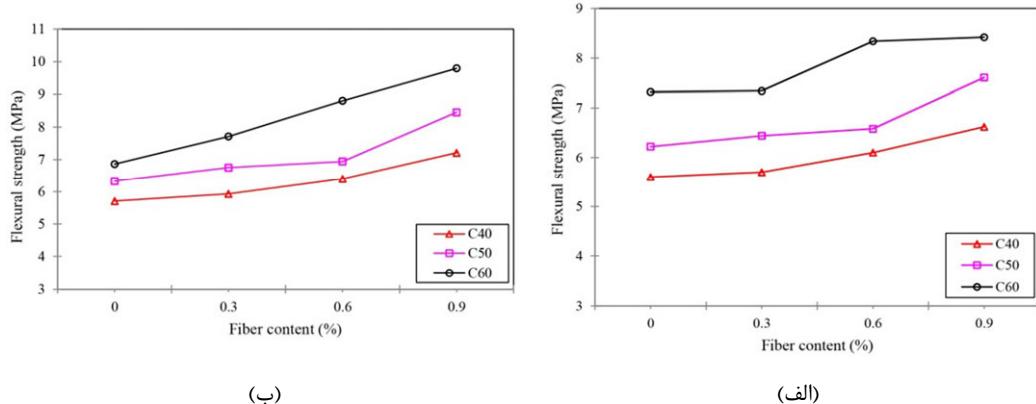
در شکل ۱۲، اتصال بین الیاف فولادی و بتی در آزمایش خمشی مشاهده می‌شود. در شکل ۱۳- الف به

جدول ۷- روابط بین مقاومت‌های فشاری و کششی

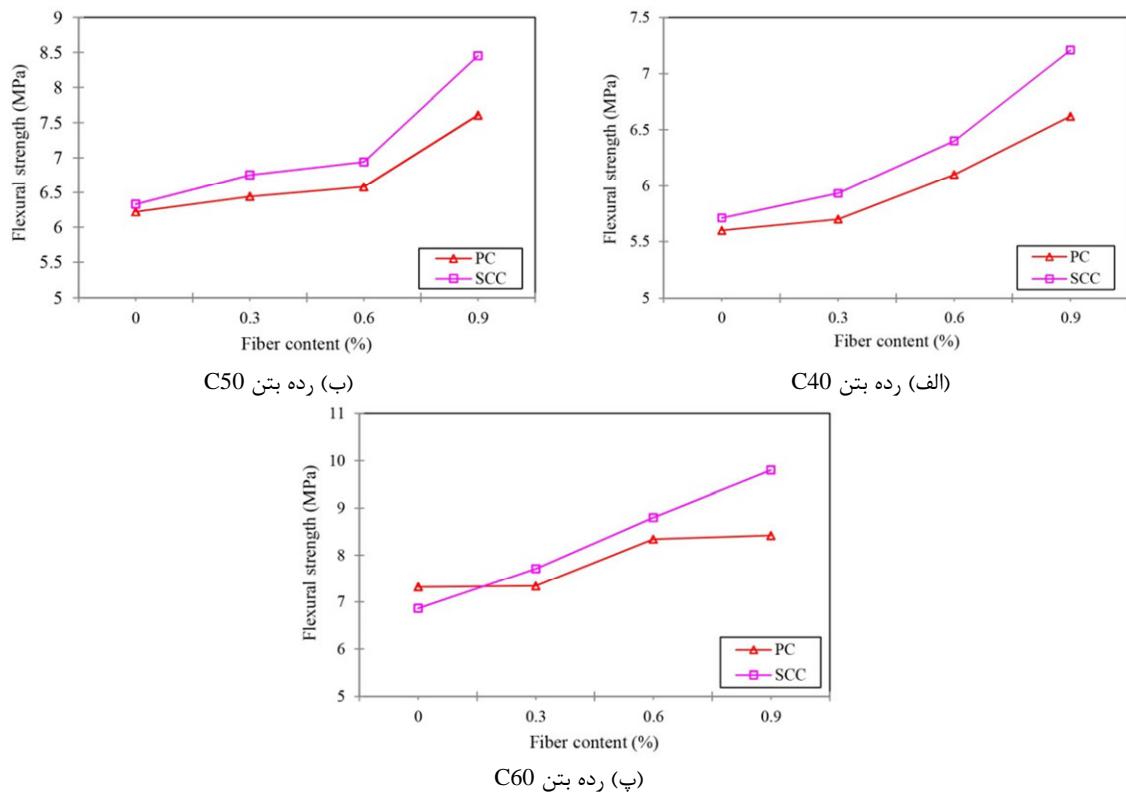
معادله	روابط
$f_t = 0.56 f_c^{0.5}$	ACI-318 [26]
$f_t = 0.188 f_c^{0.84}$	Perumal (2015) [30]
$f_t = 0.6 f_c^{0.5}$	Choi and Yuan (2005) [28]
$f_t = 0.21 f_c^{0.83}$	Xu and Shi (2009) [29]
$f_t = 0.3 f_c^{0.67}$	CEB-FIP (1999) [27]
$f_t = 0.3583 f_c^{0.7266}$	مطالعه حاضر



شکل ۱۲ - آزمایش مقاومت خمشی



شکل ۱۳ - مقایسه مقاومت خمشی آزمونهای (الف) بتنی معمولی و (ب) بتنی خودتراکم حاوی و فاقد الیاف فولادی



شکل ۱۴ - مقایسه مقاومت خمشی آزمونهای بتنی معمولی و خودتراکم

۱- افزودن الیاف فولادی به آزمونهای بتنی، روانی بتن را کاهش می‌دهد، که در مطالعه حاضر، با توجه به مقدار الیاف فولادی ( $0/3$ ،  $0/6$  و  $0/9$ )

#### ۴- نتیجه‌گیری

آزمونهای بتنی معمولی بیشتر شده است؛ به طوری که بسته به مقدار الیاف فولادی و رده بتن مصرفی مقاومت خمی آزمونهای بتنی خودتراکم به مقدار ۳ تا ۴۲ درصد از مقادیر متناظر با آزمونهای بتنی معمولی بیشتر شده است.

۶- با افزایش الیاف فولادی در آزمونهای بتنی خودتراکم، مقاومت خمی در هر سه رده مورد بررسی افزایش یافته است؛ بطوریکه مقاومت خمی آزمونهای حاوی ۰/۹ درصد الیاف فولادی برای ردههای C40، C50 و C60 به ترتیب به مقدار ۱۸/۲۱، ۲۲/۳۵ و ۱۵/۰۳ درصد نسبت به آزمونه شاهد بیشتر شده است.

۷- مطابق با شکل ۱۱، مقاومت خمی آزمونهای بتنی خودتراکم حاوی ۰/۳ درصد الیاف فولادی برای ردههای C40، C50 و C60 به ترتیب به مقدار ۳/۸، ۶/۶ و ۱۲/۴ درصد نسبت به آزمونه شاهد بیشتر شده است. مقاومت خمی آزمونهای بتنی خودتراکم حاوی ۰/۶ درصد الیاف فولادی برای ردههای C40، C50 و C60 به ترتیب به مقدار ۹/۶۴، ۱۲/۰۸ و ۲۸/۲۸ نسبت به آزمونه شاهد بیشتر شده است. در آزمونهای بتنی خودتراکم حاوی ۰/۹ درصد الیاف فولادی مقاومت خمی برای ردههای C40، C50 و C60 به ترتیب به مقدار ۲۶/۲۷، ۳۳/۴۹ و ۴۲/۸۶ نسبت به آزمونه شاهد بیشتر شده است.

درصد) و رده بتن مصرفی (۴۰، ۵۰ و ۶۰ مگاپاسکال) درصد کاهش اسلامپ در محدوده ۴ تا ۱۹ درصد است.

۲- جریان اسلامپ آزمونهای بتنی خودتراکم با رده ۴۰ مگاپاسکال حاوی ۰/۳، ۰/۶ و ۰/۹ درصد الیاف فولادی به ترتیب به مقدار ۳، ۹ و ۱۰ درصد نسبت به آزمونه شاهد (صفر درصد الیاف) کاهش یافته است. از سوی دیگر، افزودن ۰/۳، ۰/۶ و ۰/۹ درصد الیاف فولادی به آزمونهای بتنی خودتراکم با رده ۵۰ مگاپاسکال جریان اسلامپ بتن را به ترتیب به مقدار ۶، ۰/۳ و ۲ درصد کاهش داده است.

۳- از بین آزمونهای بتنی معمولی مسلح به الیاف فولادی، بهینه‌ترین طرح اختلاط متعلق به آزمونهای است که در آن از ۰/۹ درصد الیاف فولادی استفاده شده است؛ بطوری که مقاومت فشاری متناظر با آن برابر ۶۳/۷ مگاپاسکال شده است.

۴- از بین آزمونهای بتنی خودمتراکم مسلح به الیاف فولادی، بهینه‌ترین طرح اختلاط متعلق به آزمونهای است که در آن از ۰/۹ درصد الیاف فولادی استفاده شده است؛ بطوری که مقاومت فشاری متناظر با آن برابر ۷۱/۱۹ مگاپاسکال شده است.

۵- مقاومت خمی آزمونهای بتنی خودمتراکم مسلح به الیاف فولادی از مقادیر متناظر با

## مراجع

- [1] López Carreño, R. D., Pialarissi Cavalaro, S. H., Pujadas Álvarez, P., Galobardes Reyes, I., Torrents Dolz, J. M., Aguado de Cea, A., & Domingues de Figueiredo, A. (2015). “Assessment of Fibre Content and Orientation in SFRC with the Inductive Method. Part 1: Theoretical Basis of the Method and Study of the Influence of the Type of Coil and Temperature on its Accuracy”, In *International Symposium Non-Destructive Testing in Civil Engineering (NDTCE 2015), 15-17 Sep 2015, Berlin, Germany*, 1-10.
- [2] Marcos-Meson, V., Michel, A., Solgaard, A., Fischer, G., Edvardsen, C., & Skovhus, T. L. (2018). “Corrosion resistance of steel fibre reinforced concrete-A literature review”, *Cement and Concrete Research*, 103, 1-20.

- [3] Wilson, E., & Philip, N. (2015). "The Influence of Fibres in Concrete: A Review", *International Journal of Civil Engineering (IJCE)*, 4(6), 1-10.
- [4] Ruano, G., Isla, F., Sfer, D., & Luccioni, B. (2015). "Numerical modeling of reinforced concrete beams repaired and strengthened with SFRC", *Engineering Structures*, 86, 168-181.
- [5] Muda, Z. C., Kamal, N. L. M., Syamsir, A., Yang, C. S., Beddu, S., Mustapha, K. N., ... & Zaroog, O. S. (2016). "Effect of steel fibres distribution on impact resistance performance of Steel Fibre Reinforced Concrete (SFRC)", In *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 32(1), 012028.
- [6] Ahmad, H., Hashim, M. H. M., Hamzah, S. H., & Bakar, A. A. (2016). "Steel fibre reinforced self-compacting concrete (SFRSC) performance in slab application: a review", In *AIP Conference Proceedings*, 1774(1), 030024.
- [7] Soroushian, P., & Lee, C. D. (1990). "Distribution and orientation of fibers in steel fiber reinforced concrete", *Materials journal*, 87(5), 433-439.
- [8] Zandi, Y., Husem, M., & Pul, S. (2011). "Effect of distribution and orientation of steel fiber reinforced concrete", In *Proceedings of the 4th WSEAS international conference on Energy and development-environment-biomedicine*, 260-264.
- [9] Gettu, R., Gardner, D. R., Saldivar, H., & Barragán, B. E. (2005). "Study of the distribution and orientation of fibers in SFRC specimens", *Materials and Structures*, 38(1), 31-37.
- [10] Gencoglu, M. (2007). "The effects of stirrups and the extents of regions used SFRC in exterior beam-column joints", *Structural Engineering and Mechanics*, 27(2), 223-242.
- [11] Islam, M. M., Chowdhury, M. A., Amin, S., Mitu, S. M., Bala, M., Islam, Z., ... & Siddique, A. (2014). "Finite Element modeling and analysis of RC beams made of steel fiber reinforced concrete (SFRC): Critical investigation of the flexural and shear capacity enhancements", In *Proceedings of the 2nd International Conference on Civil Engineering for Sustainable Development (ICCESD-2014)*, 14-16.
- [12] Tahenni, T., Chemrouk, M., & Lecompte, T. (2016). "Effect of steel fibers on the shear behavior of high strength concrete beams", *Construction and Building Materials*, 105, 14-28.
- [13] Biolzi, L., & Cattaneo, S. (2017). "Response of steel fiber reinforced high strength concrete beams: Experiments and code predictions", *Cement and Concrete Composites*, 77, 1-13.
- [14] Escrig, C., Gil, L., & Bernat-Maso, E. (2017). "Experimental comparison of reinforced concrete beams strengthened against bending with different types of cementitious-matrix composite materials", *Construction and Building Materials*, 137, 317-329.
- [15] Poveda, E., Ruiz, G., Cifuentes, H., Rena, C. Y., & Zhang, X. (2017). "Influence of the fiber content on the compressive low-cycle fatigue behavior of self-compacting SFRC", *International Journal of Fatigue*, 101, 9-17.
- [16] Al-Rousan, R. Z., & Shannag, M. J. (2018). "Shear repairing and strengthening of reinforced concrete beams using SIFCON", In *Structures*, 14, 389-399.
- [17] Abbasgholiha, H., & Zahkar, F. (2017) "Reinforcement of reinforced concrete columns using self-compacting jackets", The *Third International Conference on Civil Architecture and Urban Planning at the Beginning of the Third Millennium*. <https://civilica.com/doc/711854>
- [18] Gao, D., Gu, Z., Wei, C., Wu, C., & Pang, Y. (2021). "Effects of fiber clustering on fatigue behavior of steel fiber reinforced concrete beams", *Construction and Building Materials*, 301, 124070.
- [19] Aydin, E., Boru, E., & Aydin, F. (2021). "Effects of FRP bar type and fiber reinforced concrete on the flexural behavior of hybrid beams", *Construction and Building Materials*, 279, 122407.
- [20] Sabetipour Kermani, M., Nazari, M., Daliri, R., & Tarshizi, M. (2019). "Investigation of reinforced concrete beams using FRP fibers compared to other reinforcement methods", The *second conference on the strategy of architecture, urban planning, civil engineering and geography in sustainable development*.
- [21] Parashar, A. K., & Gupta, A. (2021). "Investigation of the effect of bagasse ash, hooked steel fibers and glass fibers on the mechanical properties of concrete", *Materials Today: Proceedings*, 44, 801-807.
- [22] Choudhary, S., Jain, A., Bhavsar, H., Chaudhary, S., & Choudhary, R. (2021). "Analysis of steel fiber reinforced concrete wall panels under compression, flexural and impact loading", *Materials Today: Proceedings*, 38, 2471-2475.
- [23] Benedetty, C. A., Krahl, P. A., Almeida, L. C., Trautwein, L. M., Siqueira, G. H., & de Andrade Silva, F. (2021). "Interfacial mechanics of steel fibers in a High-Strength Fiber-Reinforced Self Compacting Concrete", *Construction and Building Materials*, 301, 124344.
- [24] ACI 211.1-91 (2002). *Standard practice for selecting properties for normal, heavy weight, and mass concrete*, American concrete institute.
- [25] EFNARC. (2005). *Specifications and guidelines for self-compacting concrete*, <http://www.efnarc.org>.
- [26] ACI 318. (1999). *ACI 318-14 Building Code Requirements for Structural Concrete*, American concrete institute.
- [27] CEB-FIP. (1999). *Evaluation of the time dependent behavior of concrete*, model code for concrete structures, Bulletin information No 199, Lausanne: Committee Europe du Beton/Federation Internationale de Precontrainte.

- [28] Choi, Y., & Yuan, R. L. (2005). "Experimental relationship between splitting tensile strength and compressive strength of GFRC and PFRC", *Cement and Concrete Research*, 35(8), 1587-1591.
- [29] Xu, B. W., & Shi, H. S. (2009). "Correlations among mechanical properties of steel fiber reinforced concrete", *Construction and building materials*, 23(12), 3468-3474.
- [30] Perumal, A., Faber, H., Yaacobi-Gross, N., Pattanasattayavong, P., Burgess, C., Jha, S., ... & Bradley, D. D. (2015). "High-efficiency, solution-processed, multilayer phosphorescent organic light-emitting diodes with a copper thiocyanate hole-injection/hole-transport layer", *Advanced Materials*, 27(1), 93-100.



## نمودارهای طراحی برای تخمین پاسخ ساختمان بتی مجاور گود عمیق پایدار شده به روش میخ‌کوبی

با توجه به نیاز بیش از پیش به گودبرداری در مناطق شهری، حفظ پایداری و جلوگیری از آسیب به ساختمان‌ها و تأسیسات مجاور، عملیات گودبرداری با استفاده از سیستم‌های پایدارساز جداره گود ضروری است. یکی از روش‌های محبوب جهت پایداری جداره‌های گود، سیستم میخ‌کوبی است. در این روش به منظور بسیج شدن نیروی کششی در المان‌های فولادی، جابه‌جایی دیواره اجتناب‌ناپذیر است. در این پژوهش از تحلیل‌های عددی مبتنی بر روش المان محدود با استفاده از نرم‌افزار MIDAS GTS NX جهت بررسی پاسخ ساختمان بتی مجاور گود سوده برده شده است. در ادامه، اثر شرایط مختلف ساختمان اسکلت بتی از جمله تعداد طبقات و فاصله آن از عملیات گودبرداری و گود پایدارشده به روش میخ‌کوبی با عمق‌های مختلف بر وضعیت ساختمان مجاور گود مورد مطالعه قرار گرفته است. نمودارهای ارائه شده در این مقاله، بیانگر میزان نشست فونداسیون، چرخش ساختمان، اضافه تنش محوری به وجود آمده در ستون‌های بتی و کرنش برشی ناشی از گودبرداری در دیوارهای میان‌قابی از جنس مصالح بنایی هستند. این مطالعه نشان داد که اضافه تنش محوری ستون ساختمان مجاور گود در اثر عملیات گودبرداری کمتر از ۵ درصد مقاومت فشاری بتن بوده و قابل صرف‌نظر است. بیشترین تغییرمکان در ساختمان‌های مجاور گود به ترتیب در شرایطی رخ می‌دهد که ساختمان در لبه گود و در فاصله‌ای به اندازه عمق گود قرار گرفته باشند. نشست در فاصله‌ای به اندازه دو برابر عمق گود از لبه آن کمتر از ۱۰ درصد نشست حداکثر و در فاصله چهار برابر عمق گود از لبه آن ناچیز است.

**واژگان کلیدی:** گودبرداری، میخ‌کوبی، ساختمان بتی، مدل‌سازی عددی، MIDAS GTS NX.

ساختمان‌ها لازم است تا از ساختمان و تأسیسات مجاور گود در برابر صدمات احتمالی نیز محافظت شده تا از آسیب‌های مالی و جانی جلوگیری شود. در این شرایط، گودبرداری می‌تواند به یک دفعه و پیچیدگی برای مهندسان چه از نظر اجرا و چه از نظر ایمنی مشکل‌ساز شود. هرچه گودبرداری عمیق‌تر و در مقیاس بزرگ‌تر انجام شود؛ شناسایی‌هایی صورت گرفته بر روی خاک محدود‌تر باشد و سازه‌ها و امکانات مجاور گود در شرایط خطرناک‌تری قرار داشته باشند؛ محققان، طراحان و مجریان با چالش‌های بزرگ‌تری روبرو خواهند شد. در نتیجه لازم است تا از گسیختگی و تغییرمکان‌های نایمن در حین عملیات گودبرداری جلوگیری شود.

\*علی قنبری\*

استاد، گروه مهندسی عمران،  
دانشگاه خوارزمی.  
پست الکترونیک:  
ghanbari@knu.ac.ir

سید علیرضا موسوی

کارشناسی ارشد، گروه مهندسی  
عمران، دانشگاه خوارزمی.  
پست الکترونیک:  
sar.mousavi.moallem@gmail.com

علم

گسترش سریع شهرها و رشد جمعیت در مناطق شهری و نیاز به سازه‌های زیرزمینی مانند پارکینگ‌های زیرزمینی، تونل‌ها، ایستگاه‌های مترو و تأسیسات و خدمات بیشتر در شهرها، گودبرداری عمیق را تبدیل به امری اجتناب‌ناپذیر کرده است. اهمیت موضوع در مناطق متراکم شهری دو چندان است، زیرا به دلیل تراکم

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۶/۰۶، بازنگری ۱۴۰۰/۰۹/۰۶، پذیرش ۱۴۰۰/۰۹/۱۷  
DOI: 10.22091/cer.2021.7217.1278

است. به عنوان مثال، نتایج پژوهش فاینو<sup>۱</sup> و همکاران، هالیم و وونگ<sup>۲</sup>، تان<sup>۳</sup> و همکاران و ونگ<sup>۴</sup> و همکاران، از جمله مطالعات صحرابی است. آن‌ها با نصب ابزار اندازه‌گیری بر روی نقاط مهم همچون تاج دیواره گود، دیوارهای خارجی و پایی ستون‌های سازه مجاور، مقادیر جابه‌جایی و چرخش را به صورت مستقیم ثبت کرده‌اند. در این دسته از پژوهش‌ها موضوعاتی چون فاصله، جنس و نوع سازه و فونداسیون، ارتفاع ساختمان، روش پایدارسازی جداره گود، جنس خاک و ترک‌های ناشی از گودبرداری در ساختمان مورد بررسی قرار گرفته‌اند [۶-۳]. در بخشی دیگر از پژوهش‌ها با مدل‌سازی عملیات گودبرداری و سازه مجاور آن در آزمایشگاه به بررسی اثرات گودبرداری بر روی سازه پرداخته شده است. در این پژوهش‌ها، تغییرمکان‌ها و تغییرات تنش در المان‌های سازه مجاور در هر مرحله از گودبرداری ثبت و گزارش شده است. همچنین اثرات عمق گود، سطوح تماس، نوع شالوده، عمق استقرار سازه و سایر متغیرها مورد مطالعه قرار گرفته‌اند. در این دسته پژوهش‌ها، تغییرشکل‌های دیواره گود و سازه در هر مرحله از گودبرداری، ترک‌های به وجود آمده در سازه و تغییرات تنش و لنگر در اعضای سازه‌ای به عنوان نتایج، گزارش شده‌اند [۶-۷]. گروهی دیگر از محققان با مدل‌سازی گود و ساختمان‌های اطراف در نرم‌افزارهای مبتنی بر روش اجزای محدود به پیش‌بینی مقادیر جابه‌جایی و تغییرات تنش ناشی از گودبرداری پرداخته‌اند. در این دسته با توجه به ارزان، سریع و قابل تکرار بودن تحلیل، امکان بررسی عوامل مختلف وجود دارد. به همین دلیل اثر متغیرهایی چون عمق گودبرداری، روش پایدارسازی، جنس سازه مجاور گود و سختی و نوع شالوده آن بررسی شده‌اند. در نتایج این دسته از پژوهش‌ها پایداری گود، سطوح و شدت خرابی، تغییرمکان

گودبرداری‌های عمیق به خصوص در خاک‌های نرم می‌توانند بر روی المان‌های سازه‌های ساختمان‌های مجاور گود تأثیر بگذارند [۱]. از این‌رو، مهندسان طراح ژئوتکنیک همواره سعی در تخمین میزان تغییرمکان ناشی از عملیات گودبرداری عمیق و اثر آن بر ساختمان‌های اطراف گود دارند.

امروزه روش میخ‌کوبی به یک روش قابل اعتماد و کاربردی جهت پایدارسازی جداره گود (به خصوص در شیب‌های قائم) در محیط شهری تبدیل شده است. با استفاده از این روش، دیواره شاتکریت مسلح شده با شبکه میلگرد توسط میخ‌ها به پشت دوخته می‌شود. در این شرایط، میخ‌ها با پیشرفت گودبرداری به صورت مقاوم عمل کرده و ناحیه‌ای از خاک پشت دیواره، حالت محرك می‌یابد. در این روش به دلیل انجام پایدارسازی به روش مرحله به مرحله لازم است تا جداره به عمق ۱ تا ۲ متر بدون هیچ سیستم نگهدارنده‌ای پایدار بماند. در این شرایط ابتدا با استفاده از پوشش شاتکریت، جداره را از ریزش‌های موضعی ایمن می‌نمایند. ضخامت شاتکریت بین ۱۰ تا ۲۰ سانتی‌متر است. سپس با استفاده از دستگاه‌های حفار، چاله‌ای تقریباً افقی به طول موردنیاز حفاری شده و میخ‌ها درون چاله قرار می‌گیرند. در مرحله بعد با استفاده از دوغاب به چاله تزریق شود. لازم است میخ‌ها در مرکز چاله قرار گرفته تا دوغاب اطراف آن‌ها را بپوشاند. این مراحل تا انتهای تراز موردنیاز جهت گودبرداری ادامه پیدا می‌کند. طول میخ‌ها، قطر و زاویه نسبت به افق چاله براساس آیین‌نامه‌های موجود طراحی می‌شوند. عواملی از جمله مشخصات خاک، قطر، طول و سختی میخ‌ها، سختی شاتکریت، عمق گود، مراحل انجام، تماس بین میخ‌ها و جداره و غیره بر رفتار دیواره میخ‌کوبی شده تأثیرگذار هستند [۲].

با توجه به اهمیت حفاظت از ساختمان‌ها و امکانات مجاور عملیات گودبرداری پژوهشگران به بررسی رفتار گود و ساختمان‌های اطراف آن پرداخته‌اند. دسته‌ای از تحقیقات به روش میدانی و مطالعه در محل عملیات بوده

<sup>۱</sup>- Finno

<sup>۲</sup>- Halim and Wong

<sup>۳</sup>- Tan

<sup>۴</sup>- Wang

مدل سازی، اثر همزمان متغیرهایی چون تعداد طبقه‌های ساختمان، عمق گود، عمق استقرار پی، فاصله ساختمان از عملیات گودبرداری در نظر گرفته شده است. همچنین با درنظرگیری اندرکنش سازه مجاور گود و خاک و اثر آن بر روی پاسخ ساختمان مجاور به مدل سازی عددی به روش اجزای محدود پرداخته شده است. در شکل ۱، مقطع مدل ساخته شده در نرم‌افزار نمایش داده شده است.

طراحی مدل‌های ساخته شده در این تحقیق با استفاده از ضوابط آیین‌نامه FHW<sub>A</sub> انجام شده است [۱۲]. همچنین با استفاده از تحلیل‌های تعادل حدی ضریب اطمینان پایداری گودها نیز کنترل شده است. جهت انجام تحلیل‌های عددی متغیرهایی در نظر گرفته شده است که در جدول ۱ مشخص شده‌اند.

ابعاد ساختمان بتنی مجاور گود در پلان  $12 \times 12$  مترمربع و با چهار ستون در هر ضلع است. ابعاد تیرها و ستون‌ها در شرایط مختلف ساختمان  $45 \times 45$  سانتی‌متر مربع هستند. فولادگذاری مقاطع یادشده در شکل ۲ مشخص است. مدل سازی المان‌های سازه‌ای به صورت سختی معادل انجام شده است. به هر طبقه از ساختمان تنش ۲ کیلوپاسکال اعمال شده است. شالوده ساختمان در شرایط مختلف در پلان با ابعاد  $13 \times 13$  مترمربع و با ضخامت یک متر مدل سازی شده است.

#### ۱-۲- فرضیات روش اجزای محدود (FEM)

در این پژوهش که از روش اجزای محدود در انجام تحلیل‌های عددی سود برده شده، فرضیاتی در نظر گرفته شده است. در این مدل‌ها به جز ساختمان مورد بررسی، سربار دیگری در اطراف گود وجود ندارد. حرکت لبه‌های قائم مدل در جهت افقی و لبه‌های افقی در دو جهت قائم و افقی محدود شده‌اند. جهت اطمینان از صحت پاسخ‌ها و با توجه به تغییرات بیشتر تنش و تغییرمکان قابل توجه در نزدیکی گود و ساختمان نسبت به سایر محدوده‌های مدل، مشبندی در محدوده‌های یاد شده ریزتر است. با افزایش فاصله از جداره گود و ساختمان، ابعاد المان‌ها

در نقاط حساس سازه مجاور گود، نوع و جهت گسترش ترک‌های سازه پس از گودبرداری مورد بحث و بررسی قرار گرفته‌اند [۲، ۱۰ و ۱۱]. برایسون و کوتیمر<sup>۵</sup> ساختمان مجاور گود را به صورت سه‌بعدی و با استفاده از روش اجزای محدود مدل سازی نمودند. آن‌ها بدون مدل سازی خاک، اثرات گودبرداری را با اعمال جابه‌جایی به فونداسیون ساختمان در نظر گرفته، سپس از تحلیل کرنش نقاط حساس را با کرنش ترک‌خوردگی مقایسه نمودند [۱۰]. دانگ<sup>۶</sup> با اضافه کردن مدل رفتاری سخت‌شونده به نرم‌افزار آباکوس به مدل سازی سه‌بعدی عملیات گودبرداری در مجاورت چند ساختمان پرداخت. او در قالب رساله دکتری اثرات گودبرداری بر روی ساختمان‌های مجاور از جمله نشت و چرخش را بررسی نمود [۱۱]. در پژوهشی دیگر، با مدل سازی عددی گود پایدارشده به روش میخ‌کوبی، اثرات متغیرهای گود از جمله پارامترهای مقاومتی خاک، عمق گود و سربار بر روی تغییرمکان‌های ناشی از گودبرداری مورد مطالعه قرار گرفت. در نتایج، محققان نمودارهایی جهت تخمین جابه‌جایی‌های ناشی از گودبرداری با استفاده از زاویه اصطکاک داخلی خاک، سربار و عمق گود ارائه کرده‌اند [۲].

با توجه به بررسی‌های پژوهشگران گذشته، در این تحقیق سعی شده است با بررسی نشت فونداسیون، چرخش ساختمان، اضافه تنش در المان‌های سازه‌ای و کرنش المان‌های غیرسازه‌ای و ارائه نمودارهایی جهت تخمین پاسخ ساختمان بتنی مجاور گود، به بهبود نتایج مطالعات گذشته کمک گردد.

#### ۲- تحلیل‌های عددی

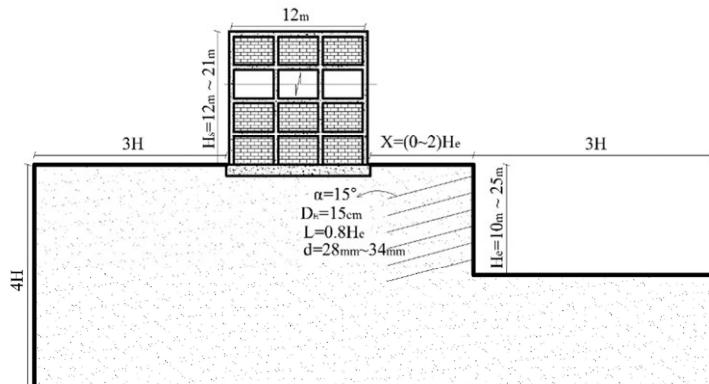
در این تحقیق، اجزای سازه و دیوارهای میانقابی به صورت کامل و سه‌بعدی مدل سازی شده‌اند. در فرآیند

<sup>۵</sup>- Bryson and Kotheimer

<sup>۶</sup>- Dong

این پژوهش ۲۴۰ مدل است.

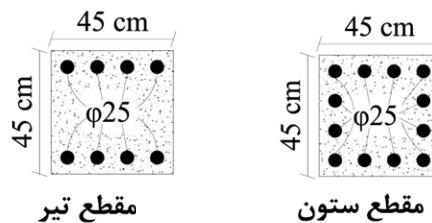
افزایش پیدا کرده است. تعداد مدل‌های ساخته شده در



شکل ۱- مقطع مدل ساخته شده در نرم‌افزار

جدول ۱- متغیرهای در نظر گرفته شده در این پژوهش

نماد در نظر گرفته شده	مقدار	متغیر
$H_e$	۲۵، ۲۰، ۱۵، ۱۰ متر	عمق گود
$D$	۳، ۱ و ۰.۶ متر	عمق استقرار بی
$X$	صفرا (۰/۵ متر)، ۰/۷۵، ۰/۵ و ۱ برابر عمق گود	فاصله ساختمان از لبه گود
$H_s$	۷، ۶، ۵ و ۴ (ارتفاع هر طبقه سه متر)	ارتفاع طبقات ساختمان مجاور گود



شکل ۲- مقطع المان‌های سازه‌ای ساخته شده در نرم‌افزار

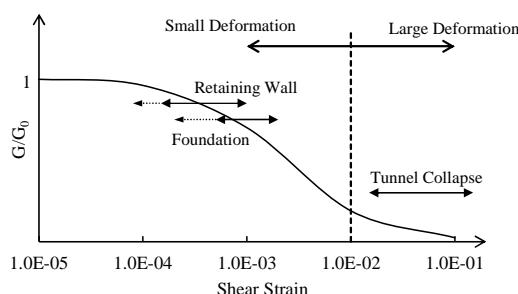
HS-Small با در نظرگیری رفتار غیرخطی خاک در کرنش‌های کوچک، رفتار واقع بینانه‌تری از خاک حین بارگذاری یا باربرداری ارائه می‌کند [۱۳]. در شکل ۳ محدوده کرنش‌های برشی پیش‌بینی شده در مدل‌سازی دیوارهای حائل و فونداسیون مشخص شده‌اند. با توجه به شکل ۳، مشخص است که محدوده کرنش‌های یاد شده در محدوده تغییرشکل‌های کوچک قرار می‌گیرند. بدین ترتیب بدلیل در نظرگیری رفتار غیرخطی برای خاک در مدل رفتاری HS-Small در تغییرشکل‌های کوچک، از این مدل رفتاری جهت مدل‌سازی خاک سود برده شده است.

در این تحقیق خاک ماسه‌ای که به دست آمده از منطقه ۱۳ شهرداری تهران است؛ به صورت همگن،

## ۲-۲- مصالح استفاده شده

با توجه به بررسی همزمان ساختمان و گود در عملیات گودبرداری در پژوهش حاضر، از مصالح سازه‌ای و خاک به طور همزمان استفاده شده است. علاوه بر خاک، از بتن جهت مدل‌سازی سازه، پی و شاتکریت، از مصالح بنایی جهت مدل‌سازی دیوارهای پیرامونی، از المان‌های سطح تماس جهت مدل‌سازی سطوح تماس بین خاک و بتن و از فولاد جهت مدل‌سازی میخ‌ها استفاده شده است. رفتار خاک تأثیر بسزایی بر پاسخ گودهای عمیق دارد. از این‌رو، جهت استخراج پاسخ‌های قابل اعتماد از تحلیل‌های مبتنی بر روش حل اجزای محدود، لازم است تا از مدل رفتاری واقع‌بینانه‌ای استفاده شود. مدل رفتاری

وضعیت تسلیم شدگی بتن حین گودبرداری امری ضروری است. از این رو از مدل رفتاری موهر- کولمب جهت مدل سازی بتن مسلح استفاده شده است. این مدل رفتاری دارای دو بخش الاستیک و پلاستیک کامل است.



شکل ۳- کرنش های پیش بینی شده در مدل سازی های زئوتکنیکی

الاستوپلاستیک و ثابت از نظر جنس و پارامترهای مقاومتی و سختی فرض و مقادیر آن در جدول ۲ ارائه گردیده است. مشخصات خاک در این تحلیل از نتایج پژوهش قبری استخراج شده است [۱۴].

در جدول ۲،  $\gamma$  وزن مخصوص طبیعی،  $v$  نسبت پواسون،  $E_{50\text{ref}}$  مدول الاستیسیته سکانتی،  $E_{\text{oedref}}$  مدول الاستیسیته محصور شدگی،  $E_{\text{urref}}$  مدول الاستیسیته باربرداری،  $R_f$  نسبت گسیختگی،  $P_{\text{ref}}$  تنش مرتع،  $m$  نسبت سطح تنش،  $\varphi$  زاویه اصطکاک داخلی،  $\psi$  زاویه اتساع و  $c$  چسبندگی است.

با توجه به نیاز به بررسی دقیق رفتار ساختمان مجاور عملیات گودبرداری، استفاده از مدل رفتاری و در نظر گیری رفتار مصالح در شرایط پلاستیک، جهت بررسی

جدول ۲- مشخصات خاک [۱۴]

$c$ (kPa)	$\psi$ (degree)	$\varphi$ (degree)	$m$	$P_{\text{ref}}$ (kPa)	$R_f$	$E_{\text{urref}}$ (MPa)	$E_{\text{oedref}}$ (MPa)	$E_{50\text{ref}}$ (MPa)	$v$	$\gamma$ (kN/m³)
۱۰	۶	۳۶	۰/۷۵	۱۰۰	۰/۹	۱۳۵	۴۵	۴۵	۰/۳	۱۸

که در آن،  $c_c$  چسبندگی بتن،  $f_c$  مقاومت فشاری تک محوره بتن و  $\varphi_c$  زاویه اصطکاک داخلی بتن می باشدند. در این پژوهش، مقاومت فشاری تک محوری بتن ۳۰ مگاپاسکال و در شرایط بدون بارگذاری جانبی فرض شده است. مقاومت کششی بتن نیز برابر ۱۰ درصد مقاومت فشاری تک محوری آن در نظر گرفته شده است. مشخصات کامل بتن در جدول ۳ ارائه شده است [۱۵].

در سال ۲۰۱۶، مدل سازی بتن مسلح با استفاده از مدل رفتاری موهر- کولمب مورد بررسی قرار گرفت. در این تحقیق، زاویه اصطکاک داخلی بتن، وابسته به تنش همه جانبی دانسته شده و در صورت نبود بارگذاری جانبی، زاویه اصطکاک داخلی برابر ۳۵ درجه پیشنهاد شده است. همچنین جهت محاسبه چسبندگی بتن، در شرایط بدون بارگذاری جانبی، رابطه (۱) ارائه شده است [۱۵]:

$$c_c = \frac{f_c (1 - \sin \varphi_c)}{2 \cos \varphi_c} \quad (1)$$

جدول ۳- مشخصات بتن مسلح [۱۵]

مدول الاستیسیته فولاد (MPa)	مقاومت تسلیم فولاد (MPa)	وزن مخصوص بتن (kN/m³)	مدول الاستیسیته بتن (MPa)	نسبت پواسون بتن	مقاطومت کششی بتن (MPa)	مقاطومت فشاری تک محوری بتن (MPa)
۲۰۰۰۰	۴۲۰۰	۲۵	۲۸۰۰۰	۰/۱۵	۳	۳۰

مدل سازی شده اند. در این روش مدل سازی، دیوار یکپارچه و با مشخصات واحد جایگزین مدل سازی آجر، ملات و

در این پژوهش، دیوارهای میانقابی داخلی و پیرامونی از جنس مصالح بنایی با استفاده از روش ماکرو،

جدول ۴ جهت مدل سازی دیوار بنایی با مدل رفتاری موهر- کولمب ارائه گردید. در این تحقیق، ضخامت میانقابهای پیرامونی ۲۰ سانتی متر و میانقابهای داخلی ۱۰ سانتی متر است [۱۷].

سطح تماس بین آجر و ملات می گردد. کریمی و همکاران، نشان دادند که نتایج حاصل از روش ماکرو با مدل واقعی و مدل عددی ساخته شده با روش میکرو با تقریب قابل قبولی نزدیک به یکدیگر است [۱۶].

در تحقیقی دیگر، با مدل سازی دیوار بنایی به روش ماکرو و بررسی رفتار آن تحت برش، مقادیر ارائه شده در

جدول ۴- مشخصات دیوارهای میان قابی از جنس مصالح بنایی [۱۷]

زاویه اصطکاک داخلی مصالح بنایی (degree)	چسبندگی مصالح بنایی (kN/m <sup>2</sup> )	مدول الاستیسیته مصالح بنایی (MPa)	نسبت پواسون مصالح بنایی	وزن مخصوص مصالح بنایی (kN/m <sup>3</sup> )
۱۱/۳	۱۳۰	۱۰۵۰	۰/۱۵	۲۵

ردیف با نیروی پیش تنبیدگی ۲۰۰ کیلونیوتون اجرا شده اند. عمق جداره گود ۱۴/۳۵ متر و در سه لایه است. سطح آب زیرزمینی پایین تر از تراز کف گود بوده و از اثر سطح آب زیرزمینی صرف نظر شده است. در این پژوهه، چند انحراف سنج جهت قرائت تغییر مکان ها در محیط عملیات گودبرداری نصب شده است. مشخصات لایه های خاک، نیل، انکر و شاتکریت در جدول ۵ ارائه شده است. نمایی کلی از مدل ساخته شده جهت صحبت سنجی و مقایسه بین نتایج برداشت شده از پژوهه واقعی و مدل سازی عددی در شکل ۴ نمایش داده شده است. با توجه به گراف ارائه شده از مقایسه نتایج مشخص است که میزان اختلاف نتایج کمتر از ۱۰ درصد است.

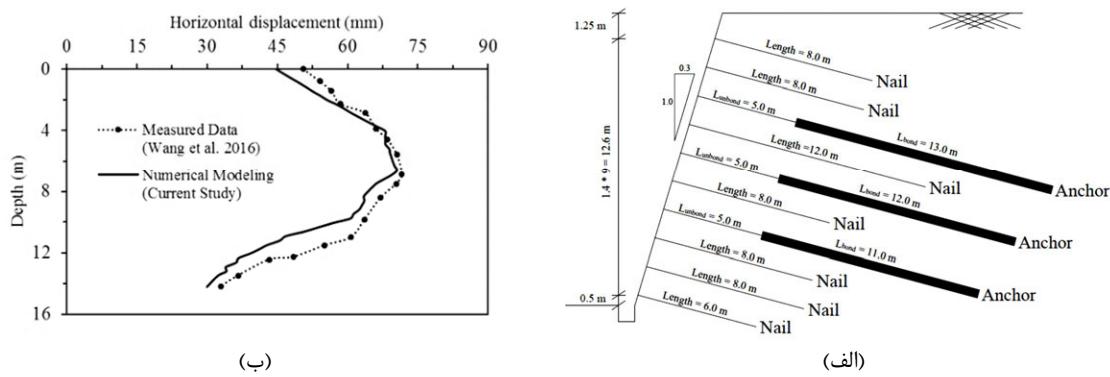
به عنوان دومین مطالعه جهت صحبت سنجی از مطالعه عبداللهی و بلوری باز استفاده شده است. در این پژوهش به بررسی آزمایشگاهی رفتار گود پایدار شده به روش سیستم ترکیبی شمع و انکراز در خاک ماسه های پرداخته شده است [۹]. در این تحقیق، شرایط مختلف گود و سربار بررسی شده است. جهت صحبت سنجی، شرایط گود بدون سربار در نظر گرفته شده است. در مدل سازی عددی این مطالعه در مرحله اول مدل سازی تنش های اولیه ایجاد و جابه جایی ها صفر گردید. سپس در مرحله دوم شمع ها به مدل اضافه شد.

براساس نتایج طراحی سیستم پایدار ساز با توجه به ضوابط آیین نامه FHW A، میخ ها با طول ۰/۸ ارتفاع گود و زاویه ۱۵ درجه با قطر گودال ۱۵ سانتی متر در نظر گرفته شده اند. فاصله قرار گیری اولین میخ از سطح زمین ۱ متر و در ادامه فاصله قرار گیری میخ ها در هر دو جهت ۱/۵ متر است. رفتار میخ ها الاستیک فرض شده است. همچنین قطر میلگردها نیز در گودهای ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ متری به ترتیب ۲۸، ۳۰، ۳۲ و ۳۴ میلی متر و ضخامت شاتکریت به صورت ثابت ۱۰ سانتی متر مدل سازی شده است [۱۲].

مشخصات سطح تماس بین شاتکریت- خاک و فونداسیون- خاک نیز به صورت ضربی از مشخصات مقاومتی و سختی خاک، برابر ۰/۸ در نظر گرفته شده است [۱۸].

### ۳-۲- صحبت سنجی

از دو پژوهش مطالعه در محل و تحقیق آزمایشگاهی که به صورت مناسبی نتایج را ارائه کرده اند، جهت صحبت سنجی استفاده شده است. در مطالعه اول، یک پژوهه واقعی، بررسی شده است [۶]. در این پژوهه از سیستم ترکیبی نیل و انکراز جهت پایدار سازی گود استفاده شده است. نیل ها در هفت ردیف و انکرها در سه



شکل ۴- (الف) مقطع عرضی مدل ساخته شده و (ب) مقایسه نتایج مدل سازی عددی و برداشت صحرایی [۱۰]

جدول ۵- متغیرهای در نظر گرفته شده در این پژوهش

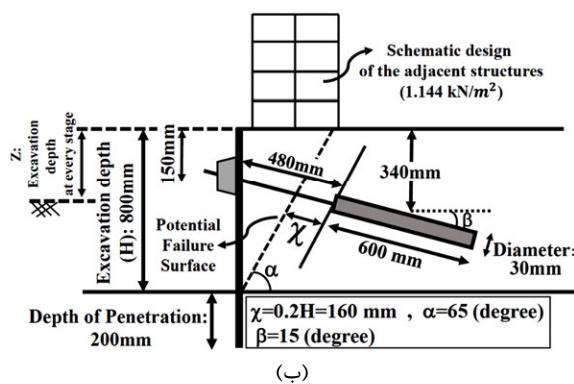
مقدار	واحد	مشخصات
خاک (لایه ۱، ۲ و ۳)		
۰/۸۵ و ۱۳/۷۵، ۰/۶	meter	ضخامت
۱۶۰ و ۲۵، ۱۰	kPa	چسبندگی
۳۵ و ۲۰، ۸	degree	زاویه اصطکاک داخلی
صفر، صفر و ۵	degree	زاویه اتساع
۲۶ ۱۹/۶، ۱۸/۲	kN / m <sup>3</sup>	وزن مخصوص
۲۰۰۰ و ۲۰، ۴	MPa	مدول ارتجاعی
۰/۲۵ و ۰/۳۵، ۰/۴۵	-	نسبت پواسون
میخ		
۱۵	درجه	زاویه استقرار
۶۰	degree	قطر چاله
۳۲	degree	قطر میلگرد
۱	meter	فاصله میخها در جهت افقی
۲۶ ۱۹/۶، ۱۸/۲	kN / m <sup>3</sup>	وزن مخصوص
۲۱۰	MPa	مدول ارتجاعی
۰/۲۸	-	نسبت پواسون
انکر		
۱۵	degree	زاویه استقرار
۷۵	millimeter	قطر چاله
۲۸	MPa	مدول ارتجاعی طول باند
۲۰۰	MPa	مدول ارتجاعی طول آنباند
۰/۲۸	-	نسبت پواسون طول باند
۰/۱۶	-	نسبت پواسون طول آنباند
شاتکریت		
۲۰۰	millimeter	ضخامت
۲۰۰	MPa	مدول ارتجاعی
۰/۲	-	نسبت پواسون

۶ مشخص شده است. همچنین نمای کلی و مقطع عرضی مدل آزمایشگاهی در شکل ۵ و مدل عددی ساخته شده در نرم افزار و مقایسه نتایج مطالعه آزمایشگاهی و مدل سازی عددی در شکل ۶ نشان داده شده است.

در مرحله سوم و چهارم به ترتیب دو لایه خاکبرداری به ضخامت ۱۰۰ میلی متر انجام شد. سپس انکرها نصب گردید و در مراحل بعد لایه های سوم تا هشتم، هر کدام به ضخامت ۱۰۰ میلی متر گودبرداری شد. مشخصات خاک و شمع استفاده شده در مدل، در جدول

جدول ۶- مشخصات مصالح

مقدار	واحد	مشخصات
خاک		
۲/۸۵۶	-	وزن مخصوص ویژه دانه های خاک
۱۵/۷۵	kN/m <sup>3</sup>	وزن مخصوص خشک خاک
۴۰	degree	زاویه اصطکاک داخلی
شمع		
پلی پروپیلن	-	جنس
۶/۷	millimeter	ضخامت
۲۶/۶	millimeter	قطر داخلی
۴۰	millimeter	قطر خارجی
۱۰۰۰	millimeter	طول
۲	GPa	مدول الاستیسیته

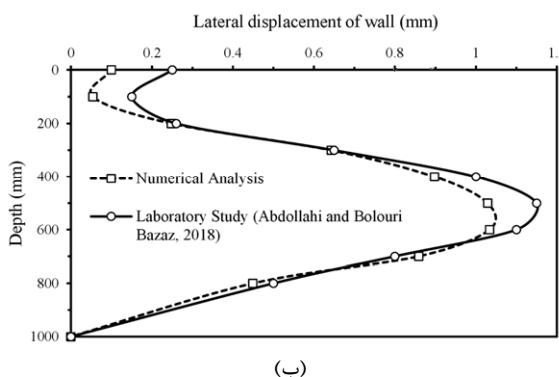


(ب)

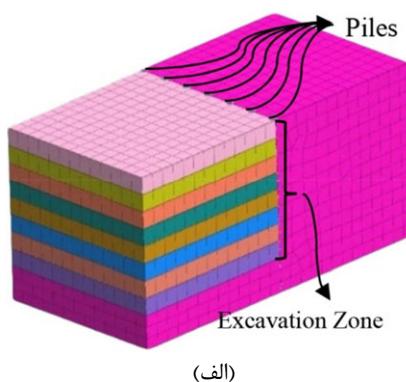


(الف)

شکل ۵- (الف) نمای واقعی و (ب) مقطع عرضی مدل آزمایشگاهی [۹]



(ب)



(الف)

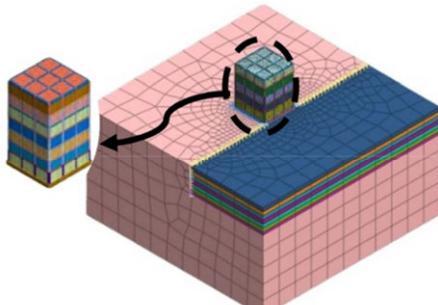
شکل ۶- (الف) مدل ساخته شده در نرم افزار جهت صحبت سنجی و مقایسه نتایج مدل سازی عددی و مطالعه آزمایشگاهی [۹]

مدل سازی، از سه نوع المان یک بعدی، دو بعدی و سه بعدی استفاده شده است. در بخش های صفحه ای مانند شاتکریت

#### ۴-۲- جزئیات مدل سازی عددی

پس از صحبت سنجی مدل رفتاری و در فرآیند

مجاور گود، پروفیل تغییرمکان جداره آن است. مطالعات نشان می‌دهد که پروفیل تغییرمکان جداره گود در انواع خاک‌های چسبنده و دانه‌ای متفاوت است [۱۹].



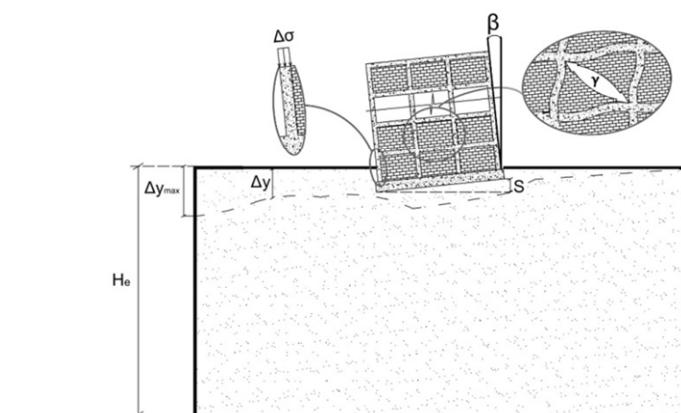
شکل ۷- نمای سه‌بعدی مدل ساخته شده در نرم‌افزار  
MIDAS GTS NX

بدین‌گونه که در خاک‌های دانه‌ای پروفیل تغییرمکان به شکل مقعر است، یعنی بیشترین تغییرمکان افقی در عمقی پایین‌تر از تاج و حداکثر نشست در محلی با فاصله از تاج رخ می‌دهد. در شکل ۸، متغیرها و نمادهای استفاده شده در ارائه نتایج به صورت شماتیک نشان داده شده است.

از المان دو بعدی چهاروجبه با چهار گره استفاده شده است. هم‌چنین در نواحی سه بعدی از المان‌های شش وجهی با هشت گره، پنج وجهی با پنج گره و چهار وجهی با چهار گره به صورت مرکب سوده برده شده است [۱۸]. در این پژوهش، روند مدل‌سازی و تحلیل بدین گونه است که پس از ساخت هندسه مدل و مشبندی، تنش‌های اولیه در شرایط بدون ساختمان اعمال و تغییرمکان‌ها در این مرحله صفر شده است. در مرحله بعد، بار ساختمان مجاور اعمال و تغییرمکان‌های ناشی از بارگذاری آن نیز صفر شده است. در ادامه، روند گودبرداری با برداشتن لایه اول، اضافه کردن میخ‌ها، شاتکریت و سطح تماس بین خاک و شاتکریت آغاز می‌شود. مراحل گودبرداری تا رسیدن به تراز کف گود ادامه پیدا می‌کند. در شکل ۷ نمای سه‌بعدی مدل ساخته شده در نرم‌افزار نشان داده شده است.

### ۳- تفسیر نتایج

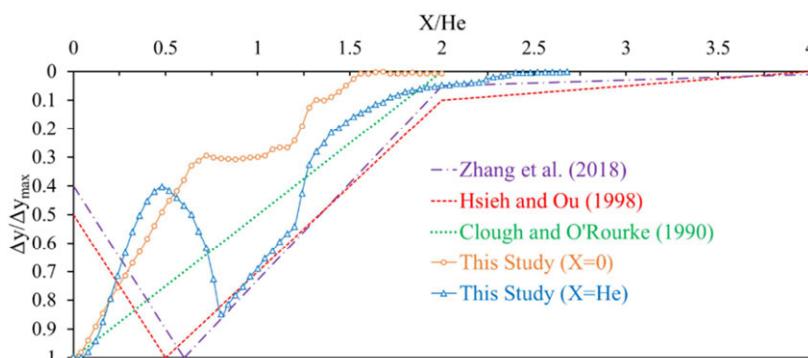
از عوامل بسیار مهم و تأثیرگذار بر پاسخ ساختمان



شکل ۸- متغیرها و نمادهای استفاده شده در ارائه نتایج

بيانگر نسبت فاصله از لبه گود به عمق آن است و محور عمودی نشان‌دهنده نسبت نشست در هر نقطه به حداکثر نشست ناشی از گودبرداری است. با توجه به شکل ۹، در نتایج پژوهش حاضر مشخص است که حداکثر نشست در لبه گود رخ می‌دهد که تطابق بهتری با نتایج ارائه شده توسط محققین در مرجع [۲۰] دارد.

پژوهشگران مختلف، پروفیل‌هایی جهت تخمین محل حداکثر نشست ارائه کردند [۲۰-۲۲]. شکل ۹ نشان دهنده نتایج به دست آمده از تحقیق حاضر و نتایج محققین گذشته است. در شکل، نتایج برای شرایطی که ساختمان در لبه گود و با فاصله‌ای به اندازه عمق گود قرار گرفته باشد، نمایش داده شده است. محور افقی نمودار

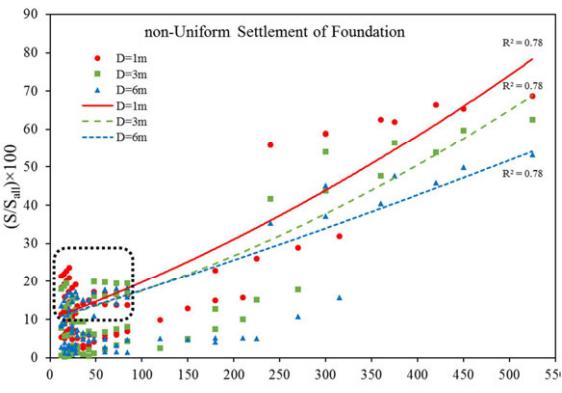


شکل ۹- مقایسه پروفیل نشست ناشی از گودبرداری به دست آمده از این تحقیق و پژوهش‌های قبل

چرخش ساختمان مجاور گود  $\beta$ ، دوران ترک خوردگی  $\beta_{all}$ ، اضافه تنش محوری  $\Delta\sigma$  مقاومت فشاری تک محوری بتن  $\sigma_c$ ، کرنش برشی با  $\gamma$  و حد ترک خوردگی دیوارهای میانقلابی با  $\gamma_{all}$  نشان داده شده است.

میزان نشست غیریکنواخت مجاز پی گسترده واقع بر خاک ماسه‌ای، ۲ سانتی‌متر و چرخش مجاز ساختمان و کرنش ترک خوردگی دیوارهای بنایی به ترتیب ۰/۰۰۲ و ۰/۰۰۱ در نظر گرفته شده است [۲۶-۲۴].

**نتایج نشست غیریکنواخت فونداسیون**  
ساختمان‌های مجاور عملیات گودبرداری در شکل ۱۰ نمایش داده شده است. محور عمودی نمودار نشان‌دهنده نسبت نشست غیریکنواخت به نشست غیریکنواخت مجاز است. خطهای برآش داده شده در نمودار، بدون در نظر گیری نسبت نشست‌های غیریکنواخت زیر ۱۰ درصد است.



شکل ۱۰- نشست غیریکنواخت پی گسترده ساختمان مجاور گود

در شکل ۱۱ نتایج مربوط به چرخش ساختمان

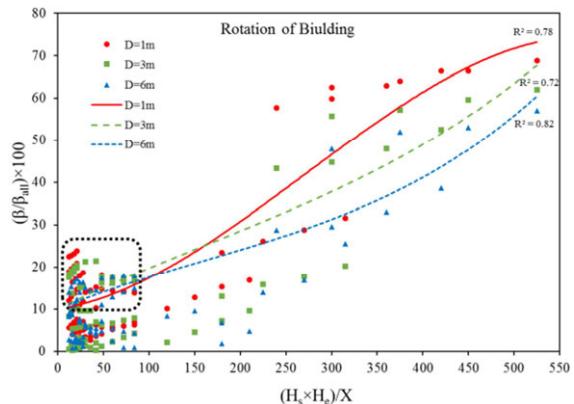
با این حال نتایج این مطالعه نشان می‌دهد، وجود سربار، مانند یک ساختمان در اطراف گود می‌تواند اثرات قابل توجهی بر روی پروفیل نشست ناشی از گودبرداری در محیط اطراف گود داشته باشد. همچنین براساس نتایج به دست آمده از این پژوهش مشخص است در فاصله‌ای به اندازه عمق گودبرداری از جداره گود، نشست زمین متفاوت از پروفیلهای ارائه شده توسط سایر محققین رفتار می‌نماید. در شرایطی که ساختمان در لبه گود قرار گرفته است، نشست زمین در فاصله‌ای به اندازه عمق گود، اندکی بیشتر از نقاط نزدیک به خود است. همچنین در شرایطی که ساختمان در فاصله‌ای به اندازه عمق گود قرار گرفته است، زمین و ساختمان، نشست قابل توجهی در حدود ۶۵ درصد نشست حداکثر تجربه می‌کنند. نعیمی‌فر و همکاران، فاصله‌ای حدودی به اندازه طول میخ‌ها را از لبه گود پایدارشده به روش میخ کوبی، فاصله بحرانی می‌نامند. آن‌ها میزان حداکثر خراصی و تغییرشکل را در گودهای پایدارشده به روش میخ کوبی در فاصله بحرانی پیش‌بینی می‌کنند. در این پژوهش طول میخ‌ها  $1/8$  عمق گود در نظر گرفته شده است [۲۳]. پروفیلهای به دست آمده از این پژوهش تا ناحیه‌ای که میزان نشست به صفر میل می‌کند، ادامه داده شده‌اند.

در ادامه نمودارهای به دست آمده از نتایج تحلیل‌های عددی نمایش داده می‌شود. محور افقی تمام نمودارها بیانگر نسبت حاصل ضرب ارتفاع ساختمان در عمق گود به فاصله ساختمان از گود است. در این تحقیق مطابق شکل ۸، نشست پی  $S_{all}$  نشست پی  $S$  مجاز پی  $S_{all}$

فاصله‌های نزدیک آن‌ها است. در این نمودارها همچنین مشخص است که با افزایش عمق گود و ارتفاع ساختمان و با کاهش فاصله ساختمان از لبه گود، نمودارها صعودی هستند. از سویی دیگر، با افزایش عمق استقرار پی که به معنای کاهش عمق گودبرداری زیر فونداسیون ساختمان است؛ مقدار نشست و دوران ساختمان کاهش پیدا می‌کند.

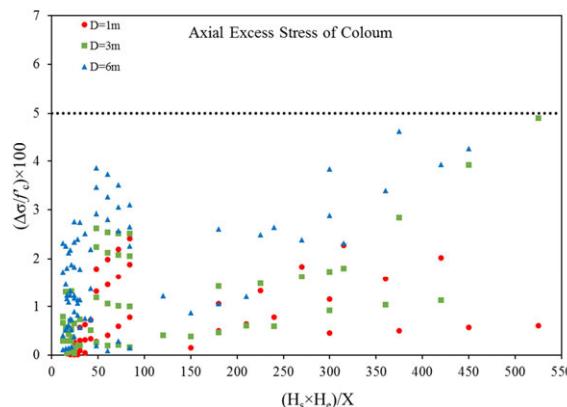
نمودار شکل ۱۲، بیانگر حداکثر اضافه تنش محوری ستون بتنی ساختمان‌های مجاور گودبرداری است. محور عمودی این نمودار نشان‌دهنده نسبت اضافه تنش ناشی از گودبرداری به مقاومت فشاری بتن است. در این تحقیق مقاومت فشاری تک محوری بتن ۳۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. در این نمودار، حداکثر نسبت افزایش تنش محوری در ستون به مقاومت فشاری بتن کمتر از ۵ درصد است. از این‌رو، می‌توان نتیجه گرفت آسیب سازه‌ای به ساختمان بتنی وارد نمی‌شود.

مجاور عملیات گودبرداری نمایش داده شده است. محور عمودی این نمودار نسبت چرخش ایجاد شده به مقدار دوران باعث ترک‌خوردگی دیوارها و جداکننده‌ها است.



شکل ۱۱- چرخش ساختمان مجاور عملیات گودبرداری

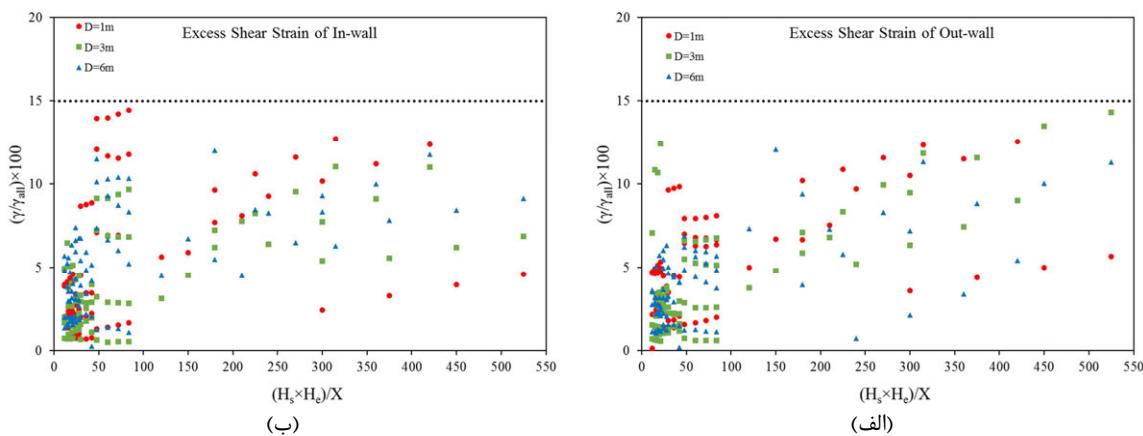
در شکل‌های ۱۰ و ۱۱ بخشی از نتایج که با خطچین مشکی مشخص شده‌اند، نشان می‌دهند که نشست و چرخش ساختمان‌های قرار گرفته در فاصله‌ای به اندازه عمق گود از جداره گود، بعد از ساختمان‌های در لبه گود، بیشتر از ساختمان‌های مشابه قرار گرفته در



شکل ۱۲- حداکثر اضافه تنش محوری ستون بتنی ساختمان مجاور گودبرداری

۱۳- ب، نتایج مربوط به میانقاب‌های داخلی نمایش داده شده است. براساس نتایج نمایش داده شده، حداکثر کرنش برشی در هر دو نوع میانقاب کمتر از ۱۵ درصد کرنش ترک‌خوردگی است. لازم به ذکر است در نمودارهای شکل ۱۲ و ۱۳ نتایج از رابطه خاصی پیروی نمی‌کنند.

در شکل ۱۳، نتایج حداکثر اضافه کرنش برشی میانقاب‌های ساختمان مجاور گودبرداری نمایش داده شده است. محور عمودی این نمودارها نشان‌دهنده نسبت اضافه کرنش برشی میانقاب‌ها ناشی از گودبرداری به کرنش برشی ترک‌خوردگی دیوارهای مصالح بنایی است. در شکل ۱۳- الف، نتایج مربوط به میانقاب‌های خارجی و در شکل



شکل ۱۳- اضافه کرنش برشی دیوارهای میانقابی (الف) پیرامونی و (ب) داخلی ساختمان مجاور گودبرداری

گود، حاصل از عملیات گودبرداری کمتر از ۵ درصد مقاومت فشاری بتن است.

۵- میزان کرنش برشی در دیوارهای پیرامونی و داخلی ساختمان‌های مجاور عملیات گودبرداری که از جنس مصالح بنایی هستند، کمتر از ۱۵ درصد حد ترک‌خوردگی است. با این حال، با توجه به کرنش‌های برشی موجود در دیوارهای پیرامونی و داخلی ساختمان قبل از عملیات گودبرداری، میزان اضافه کرنش یاد شده می‌تواند باعث ترک‌خوردگی دیوار شود.

۶- نشست ناشی از گودبرداری تا فاصله حدوداً ۲ برابر عمق گود به صورت کاهشی ادامه دارد. بعد از فاصله یاد شده میزان نشست ناچیز می‌شود.

۷- عمق استقرار پی در ساختمان‌های مجاور گودبرداری اثر کاهشی بر روی نشست و چرخش ساختمان در اثر عملیات گودبرداری دارد. با افزایش عمق استقرار پی، نشست پی و چرخش ساختمان به دلیل کاهش عمق گودبرداری زیر پی ساختمان، کاهش می‌یابد.

با استفاده از نمودارهای ارائه شده در نتایج این پژوهش و در نظرگیری متغیرهای ساده‌ای چون عمق گود، ارتفاع ساختمان و فاصله ساختمان از لبه گود می‌توان نشست، چرخش، اضافه تنش محوری و کرنش برشی دیوارهای میانقابی ناشی از گودبرداری در ساختمان‌های اسکلت بتنی را به آسانی محاسبه کرد.

#### ۴- نتیجه‌گیری

در این پژوهش با استفاده از تحلیلهای عددی، به بررسی پاسخ ساختمان‌های اسکلت بتنی تحت اثر گودبرداری عمیق در مجاورت آن پرداخته شد. در ادامه خلاصه‌ای از نتایج به دست آمده در این پژوهش ارائه می‌گردد:

۱- در این پژوهش، نمودارهای نوینی جهت تخمین نشست غیریکنواخت پی، چرخش ساختمان، حداکثر اضافه تنش محوری ستون و حداکثر کرنش برشی در دیوارهای میانقابی داخلی و پیرامونی ساختمان‌های بتنی مجاور عملیات گودبرداری ارائه شد.

۲- وجود سربار در فاصله‌های مختلف از لبه گود می‌تواند تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر روی پروفیل نشست زمین بگذارد. پیش‌بینی می‌شود میزان نشست در ساختمان‌های با فاصله از جداره گود، نزدیک به نشست نقاط نزدیک به جداره گود باشد.

۳- نشست زمین در فاصله‌ای به اندازه عمق گود از جداره آن، بیشتر از نقاط نزدیکتر به لبه گود و دورتر از آن است.

۴- در صورتی که واژگونی ساختمان در اثر لغش جداره گود مجاور ساختمان اتفاق نیافتد، اضافه تنش محوری ستون‌های بتنی ساختمان مجاور

## مراجع

- [1] Hsiung, B. (2009). "A Case Study on the Behaviour of a Deep Excavation in Sand", *Computers and Geotechnics*, 36(4), 665-675.
- [2] Pak, A., Maleki, J., Aghakhani, N., & Yousefi, M. (2019). "Numerical Investigation of Stability of Deep Excavations Supported by Soil-Nailing Method", *Geomechanics and Geoengineering*, 1-18.
- [3] Finno, R., & Bryson, L. (2002). "Response of Building Adjacent to Stiff Excavation Support System in Soft Clay", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 16(1), 10-20.
- [4] Halim, D., & Wong, K. (2012). "Prediction of Frame Structure Damage Resulting From Deep Excavation", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138(12), 1530-1536.
- [5] Tan, Y., Huang, R., Kang, Z., & Bin, W. (2016). "Covered Semi-Top-Down Excavation of Subway Station Surrounded by Closely Spaced Buildings in Downtown Shanghai: Building Response", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 30(6), 04016040.
- [6] Wang, H., Cheng, J.-h., Guo, Y.-c., & Gao, X.-j. (2016). "Failure Mechanism of Soil Nail—Prestressed Anchor Composite Retaining Structure", *Geotechnical and Geological Engineering*, 34(6), 1889-1898.
- [7] Laefer, D., Ceribasi, S., H. Long, J., & J. Cording, E. (2009). "Predicting RC Frame Response to Excavation-Induced Settlement", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(11), 1605-1619.
- [8] Seok, J., Kim, O., Chung, C., & Kim, M. (2001). "Evaluation of Ground and Building Settlement Near Braced Excavation Sites by Model Testing", *Canadian Geotechnical Journal*, 38(5), 1127-1133.
- [9] Abdollahi, M., & Bolouri Bazaz, J. (2018). "Experimental Study of the Excavation Using Pile-Anchorage System", *Journal of Civil Engineering Office, Ferdowsi University of Mashhad*, 31(4), 79-96.
- [10] Bryson, L., & Kotheimer, M. (2011). "Cracking in Walls of a Building Adjacent to a Deep Excavation", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 25(6), 491-503.
- [11] Dong, Y. (2014). *Advanced Finite Element Analysis of Deep Excavation Case Histories*. PhD Thesis, University of Oxford.
- [12] Lazarte, C., Elias, V., Espinoza, R., & Sabatini, P. (2003). *Soil Nail Walls, Geotechnical Engineering Circular No. 7*. Report No FWHA0-IF-03-017.
- [13] Mair, R. (1978). *Centrifugal Modelling of Tunnel Construction in Soft Clay*. PhD Thesis, University of Cambridge.
- [14] Ghanbari, A. (2009). "Study of Elastic Modulus of Alluvium Deposits in Southern Tehran", *Journal of Geoscience*, 18(71), 3-8.
- [15] Maatkamp, T. (2016). *The Capabilities of the Plaxis Shotcrete Material Model for Designing Laterally Loaded Reinforced Concrete Structures in the Subsurface*, Master Thesis, T. U. Delft.
- [16] Karimi, A., Karimi, M., Kheyroddin, A., & Amirshahkarami, A. (2017). "Nonlinear Modeling of Unreinforced Masonry Wall Under in-Plane Load and Investigation of the Effect of Various Parameters", *Journal of Structural and Construction Engineering*, 3(4), 21-34.
- [17] Loli, M., Anastasopoulos, I., Gazetas, G., Cattari, S., Degli Abbati, S., & Lagomarsino, S. (2012). "Response of Historic Masonry Structures to Tectonic Ground Displacements", *In Proceedings of 15th World Conference on Earthquake Engineering*, 24-28.
- [18] MIDAS, I. (n.d.). MIDAS GTS NX Analysis reference. MIDAS Information Technology Co., Ltd.
- [19] Ou, C. Y., Hsieh, P. G., & Chiou, D. C. (1993). "Characteristics of Ground Surface Settlement During Excavation", *Canadian Geotechnical Journal*, 30(5), 758-767.
- [20] Clough, G. W. (1990). "Construction induced movements of in situ walls", *Design and performance of earth retaining structures*, 439-470.
- [21] Hsieh, P.-G., & Ou, C.-Y. (1998). "Shape of Ground Surface Settlement Profiles Caused by Excavation", *Canadian Geotechnical Journal*, 35(6), 1004-1017.
- [22] Zhang, Y.-Q., Wang, J.-H., & Li, M.-G. (2018). "Effect of Dewatering in a Confined Aquifer on Ground Settlement in Deep Excavations", *International Journal of Geomechanics*, 18(10), 04018120.
- [23] Naeimifar, I., Yasrobi, S., & Fakher, A. (2016). "Allowable Limit of Soil Nail Wall Deflection Based on Damage Level of Adjacent Structures", *Modares Civil Engineering Journal*, 16(2), 257-271.
- [24] Terzaghi, K., Peck, R., & Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons.
- [25] Bjerrum, L. (1963). "Discussion on Proceedings of European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering vol III", *Norwegian Geotechnical Institute Publ*, 98, 1-3.
- [26] Boone, S. (1996). "Ground Movement Related Building Damage", *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(11), 886-896.



## ارزیابی لرزه‌ای مبتنی بر سطوح عملکردی قاب‌های خمشی فولادی بهینه‌سازی شده با الگوریتم فراکاوشی

کاربرد بهینه مصالح در ساخت سازه‌ها از اهداف اصلی در هر طراحی محسوب می‌گردد. از آنجاکه ساخت سازه‌های ساختمانی برای سازندگان آنها دارای هزینه‌های زیادی است؛ بنابراین، سازه‌ها و ساختمان‌هایی که از نظر اقتصادی توجیه‌پذیر و مناسب بوده و الزامات آئین‌نامه‌ها را تأمین می‌نمایند، مورد استقبال بیشتری قرار می‌گیرند. از طرف دیگر، حفظ عملکرد سازه‌ها در زلزله‌ها نقش مهمی در تأمین اینمی و کاهش خسارات ناشی از زلزله دارد. بهینه‌سازی قاب‌ها باعث کاهش مقاطع، سختی و مقاومت اجزا می‌گردد و در نتیجه، عملکرد این قاب‌ها در برابر زلزله مورد تردید محققان قرار گرفته است. در این پژوهش، سطح عملکرد قاب‌های خمشی بهینه‌سازی شده با الگوریتم‌های فراکاوشی مورد ارزیابی قرار گرفته است. برای این موضوع، عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی پنج طبقه با مشخصات متفاوت هندسی با استفاده از الگوریتم‌های ژنتیک، ازدحام ذرات، کلونی مورچگان و سیستم ذرات باردار بهینه‌سازی شده و مورد ارزیابی لزم‌ای قرار گرفته است. نتایج مطالعات نشان می‌دهد که قاب بهینه شده براساس الگوریتم سیستم ذرات باردار دارای وزن کمتر و مقاطع سبکتری بوده و پاسخ‌های رفتار لرزه‌ای قاب‌ها سریع‌تر به دست آمده است. از نظر سطوح عملکردی نیز، مجموع تعداد مفاصل آستانه فروبریش در الگوریتم ازدحام ذرات از سایر روش‌ها بیشتر بوده است. بنابراین این الگوریتم نیز به عنوان پیشنهادی مناسب برای طراحی بهینه قاب‌های مشابه می‌تواند پیشنهاد گردد.

**وازگان کلیدی:** ارزیابی لرزه‌ای، سطوح عملکردی، قاب خمشی فولادی، بهینه‌سازی، الگوریتم‌های فراکاوشی.

رضا اسدیان

کارشناسی ارشد مهندسی  
 عمران - سازه، دانشکده مهندسی  
 عمران، دانشگاه زنجان، زنجان،  
 ایران.

پست الکترونیک:  
reza\_asadian70@yahoo.com

کیارش ناصراسدی

دانشیار، گروه مهندسی عمران،  
دانشکده مهندسی، دانشگاه  
زنجان، زنجان، ایران.  
پست الکترونیک:  
nasserasadi@znu.ac.ir

مهدي اقبالی\*

استادیار، گروه مهندسی عمران،  
دانشکده مهندسی، دانشگاه  
زنجان، زنجان، ایران.  
پست الکترونیک:  
eghbali@znu.ac.ir

### ۱- مقدمه

باید الزامات آئین‌نامه‌ای رعایت شده و سازه در برابر شرایط بارگذاری قادر به حفظ پایداری و انسجام کلی خود باشد، بلکه باستی از لحاظ اقتصادی نیز قابل توجیه باشد. روش‌های مختلفی برای حل مسائل بهینه‌سازی توسط محققان ارائه شده که به صورت کلی می‌توان آنها را به دو دسته الگوریتم‌های کلاسیک و تصادفی طبقه‌بندی نمود. الگوریتم‌های کلاسیک، که با عنایتی مانند شبکه‌یونتو نیز شناخته می‌شوند، در حل مسائل بهینه‌سازی با مشکلات اساسی مانند نیاز به محاسبه مشتق تابع هدف و انتخاب مناسب حدس اولیه برای گریز از قرار گرفتن در بهینه‌های محلی مواجه هستند. بنابراین، برای رفع این مشکلات، الگوریتم‌های تصادفی مطرح گردیده‌اند. این

یکی از مسائلی که امروزه در طراحی سازه‌ها از اهمیت فراوانی برخوردار است و کارفرمایان بخش خصوصی و دولتی بر روی آن تأکید فراوانی دارند، بهینه بودن سازه با رعایت ضوابط آئین‌نامه‌ها می‌باشد. در واقع، هدف اصلی از بهینه‌سازی سازه‌ها به دست آوردن یک طرح بهینه برای سازه می‌باشد که در این طرح بهینه، نه تنها

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۲/۲۱، بازنگری ۱۴۰۰/۰۸/۲۰، پذیرش ۱۴۰۰/۰۸/۲۱  
DOI: 10.22091/cer.2021.6938.1249

بهینه قاب‌های خمثی دوبعدی ارائه دادند. ایشان از الگوریتم سیستم ذرات باردار به منظور بهینه‌سازی سازه‌های اسکلتی استفاده کردند [۱۱].

حسینی‌واعظ و کریمی بهینه‌سازی قاب‌های خمثی فولادی را براساس سطوح عملکرد مختلف و با استفاده از الگوریتم‌های فراکاوشی بهینه‌سازی ازدحام ذرات و گرگ خاکستری مورد مطالعه قرار دادند و یک روش بهینه‌سازی دو مرحله‌ای ارائه نمودند که در آن بهطور همزمان اهداف مربوط به رعایت ضوابط طراحی مطابق روش ضرایب بار و مقاومت و طراحی مبتنی سطوح عملکرد تأمین شده است [۱۲].

فتحعلی و همکاران، روش جدیدی برای مدل‌سازی رفتار تیر پیوند با فرآیند محاسبه تغییرمکان هدف هر سطح عملکرد ارائه نموده‌اند. بر این اساس، در محل تشکیل مفصل خمیری، تنها یک مفصل خمیری خمثی مدل گردیده و رفتار آن به گونه‌ای تعیین شده است که معادل رفتار تیر پیوند باشد [۱۳].

## ۲- الگوریتم‌های فراکاوشی

الگوریتم‌های مختلفی برای مسائل بهینه‌سازی ارائه شده‌اند، اما به دلیل نقاط ضعف روش‌های کلاسیک از قبیل وابستگی به حدس اولیه، امکان قرارگرفتن در بهینه‌های محلی، پیوسته و مشتق‌پذیر بودن تابع هدف و از سویی دیگر با پیشرفت علوم کامپیوتری و سریع‌تر شدن محاسبات لازم روش‌های فراکاوشی برای حل این مسائل مطرح شدند که از اعداد تصادفی برای یافتن جواب مسئله استفاده می‌نمایند. در این پژوهش، برای بهینه‌سازی سازه‌ها از الگوریتم‌های ازدحام ذرات<sup>۵</sup> (PSO<sup>۶</sup>)، سیستم ذرات باردار (CSS<sup>۷</sup>)، کلونی مورچگان (ACO<sup>۸</sup>) و ژنتیک

الگوریتم‌ها که از اعداد تصادفی برای حل مسائل و شبیه‌سازی طبیعی پدیده‌ها استفاده می‌کنند در سال‌های اخیر توسعه بسیاری یافته و کاربرد گستردۀ در علوم مهندسی پیدا نموده‌اند [۴-۱]. استفاده از الگوریتم‌های تصادفی در بهینه‌سازی سازه‌ها بهویژه در دهه‌های اخیر مورد توجه بسیاری از محققان مهندسی سازه و زلزله قرار گرفته است. در این راستا چند نمونه از تحقیقات مرتبط با این زمینه به صورت مختصر ارائه شده است.

برای اتصالات نیمه‌صلب ساکا<sup>۱</sup> و همکاران از الگوریتم ژنتیک در طراحی بهینه قاب‌های فولادی چندطبقه همراه با بار جانبی استفاده کردند. آنها محدودیت‌های خود را تحت بارگذاری بهره‌برداری و سایر بارگذاری‌های ترکیبی قرار دادند و نتایج بهینه را ارائه دادند [۵]. ارباتور<sup>۲</sup> و همکاران با استفاده از الگوریتم ژنتیک مقاطع سازه‌های خرپایی را بهینه‌سازی نمودند [۶]. محققان از الگوریتم ژنتیک برای پیدا کردن طرح بهینه قاب خمثی فولادی استفاده کردند [۷]. فوریه<sup>۳</sup> و همکاران الگوریتم ازدحام ذرات را در طراحی سازه‌های فلزی با ابعاد و شکل‌های متفاوت به کار برdenد. آنها مسئله استاندارد تعریف شده در الگوریتم ژنتیک را با روش جدید بهینه‌سازی نموده و نتایج حاصل را با نتایج الگوریتم ژنتیک مقایسه نمودند و کارایی بیشتر الگوریتم ازدحام ذرات را در این مطالعه نشان دادند [۸].

پژوهشگران دیگری از الگوریتم ازدحام ذرات جهت بهینه‌سازی قاب‌های فولادی با اتصالات پیچ و مهره‌ای استفاده کردند و با تنظیم پارامترها نتایج بهتری نسبت به تحقیقات قبلی به دست آوردن [۹]. کمپ<sup>۴</sup> و همکاران در سال ۲۰۰۵، از الگوریتم کلونی مورچگان برای بهینه‌سازی قاب‌های خمثی استفاده کردند [۱۰]. کاوه و طلعت اهری نسخه بهینه‌یافته از الگوریتم کلونی مورچگان را برای طرح

<sup>۵</sup>- Particle Swarm Optimization

<sup>۶</sup>- Charged System Search

<sup>۷</sup>- Ant Colony Algorithm

<sup>۸</sup>- Genetic Algorithm

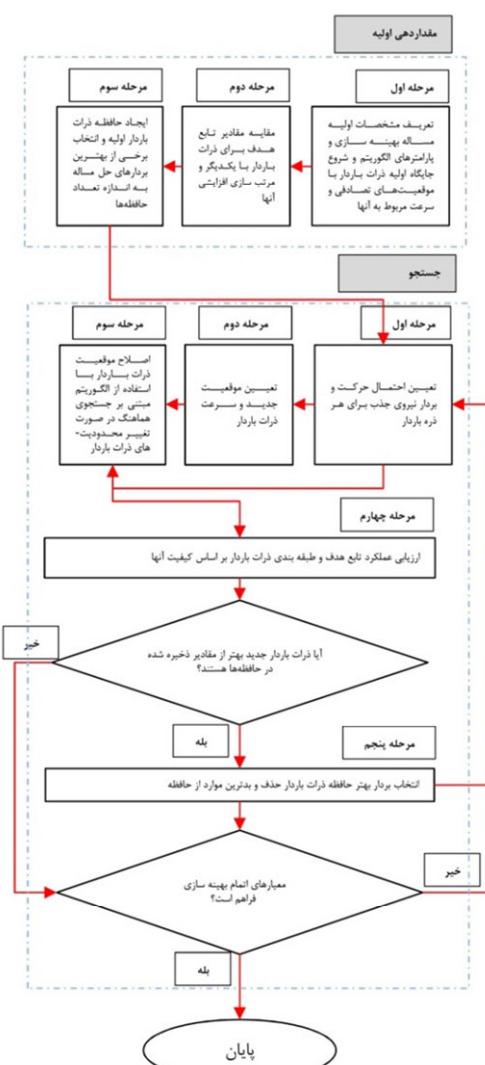
<sup>۱</sup>- Saka

<sup>۲</sup>- Erbatur

<sup>۳</sup>- Fourie

<sup>۴</sup>- Camp

با شبیه‌سازی میدان الکتریکی فضای اطراف یک بار الکتریکی و محاسبه نیروهای الکتریکی وارد بر ذره از طرف سایر ذرات باردار جهت و میزان حرکت آن بار را برای دستیابی به جواب بهینه ارائه می‌دهد. فلوچارت این الگوریتم در شکل ۲ نشان داده شده است [۱۵]. این فلوچارت در دو بخش مقداردهی اولیه و جستجو به صورت بخش اول شامل سه گام و بخش دوم با پنج گام ارائه شده است.



شکل ۲- فلوچارت الگوریتم سیستم ذرات باردار [۱۵]

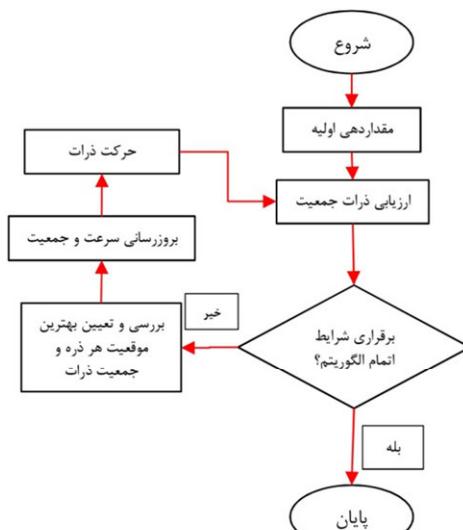
### ۳-۲- الگوریتم کلونی مورچگان (ACO)

بهینه‌سازی جمعیت مورچگان نوعی روش فراکاوشی است که در حل تعداد زیادی از مسائل بهینه‌سازی ترکیباتی کاملاً موفق عمل نموده است.

(GA<sup>A</sup>)، استفاده شده که ساختار عملکرد هر کدام در ادامه به صورت مختصر توضیح داده شده است [۱۴-۱۸].

### ۲-۱- الگوریتم ازدحام ذرات (PSO)

این الگوریتم را جیمز کندی (روانشناس اجتماعی) و راسل ابرهارت (مهندس برق) در سال ۱۹۹۵ برای حل مسائل بهینه‌سازی، که ماهیت پیوسته بر جواب‌های آن‌ها حاکم است، مطرح کردند و بسیاری از نویسندهای کار آنها را توسعه داده‌اند [۱۴]. این الگوریتم از رفتار اجتماعی دسته پرندگان و ماهی‌ها الهام گرفته است. دسته‌ای از پرندگان را که در محیطی به دنبال غذا می‌گردند در نظر گرفته می‌شود، هیچ‌یک از آنها اطلاعی از محل غذا ندارند، ولی در هر مرحله، فاصله خود تا محل غذا را می‌دانند. بر این اساس، بهترین رویکرد برای پیدا کردن غذا، پیروی از نزدیک‌ترین پرنده به غذا می‌باشد. الگوریتم پرواز پرندگان، این رفتار را در مسائل بهینه‌سازی شبیه‌سازی می‌کند. در شکل ۱، فرآیند بهینه‌سازی به صورت فلوچارت ارائه شده است [۱۷].

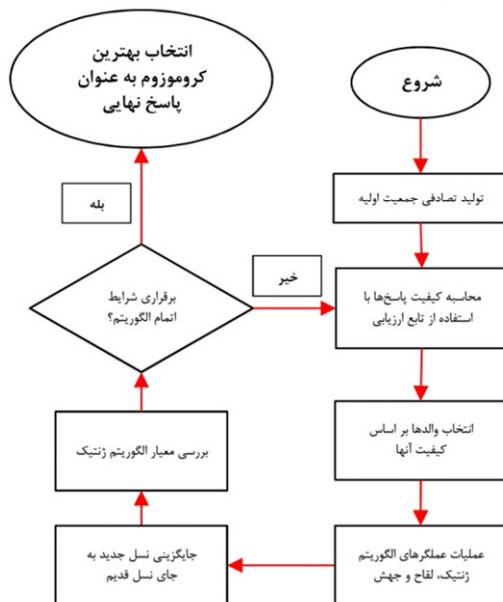


شکل ۱- فلوچارت الگوریتم ازدحام ذرات [۱۷]

### ۲-۲- الگوریتم سیستم ذرات باردار (CSS)

در روش جستجوی ذرات باردار از قاعده کولمب در فیزیک و قاعده حرکت در مکانیک نیوتونی جهت ارائه یک الگوریتم بهینه‌سازی جدید استفاده می‌گردد. این الگوریتم

الگوریتم GA رهیافتی است که تکامل طبیعی موجودات را الگو قرار می‌دهد. این روش تقلیدی از فرآیند تکامل با استفاده از الگوریتم‌های کامپیوتربی است. جان هالند در دهه ۷۰ میلادی با الهام گرفتن از ویژگی‌های تئوری تکامل، الگوریتم جستجویی ابداع کرد که در این الگوریتم برای تکامل جواب‌های مربوط به حل‌های یک مسئله بهینه‌سازی از اصول طبیعت مربوط به فرآیند تکامل روی نمادهای ژنی استفاده می‌شود. فلوچارت این الگوریتم در شکل ۴ نشان داده شده است [۲۰].



شکل ۴- فلوچارت الگوریتم ژنتیک (GA) [۲۰]

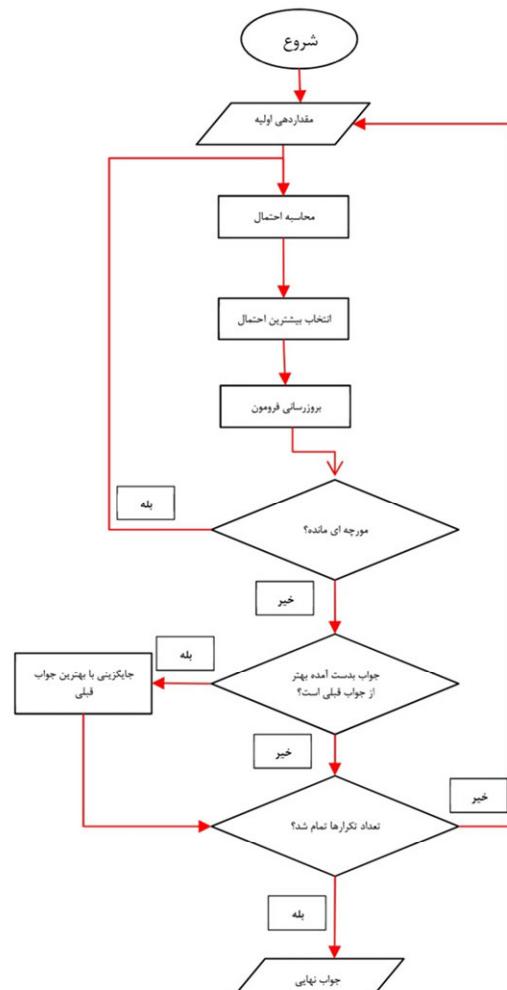
### ۳- تابع بهینه‌سازی

در مطالعات مربوط به بهینه‌سازی، اغلب وزن سازه به عنوان تابع هدف مسئله تعریف می‌شود که آن هم براساس تابعی از متغیرهای طراحی می‌باشد. سایر عوامل فرعی برای ارائه یک طرح بهینه چندان تأثیرگذار نمی‌باشند. بنابراین در این تحقیق نیز تابع هدف به صورت رابطه (۱) تعریف گردیده است [۱]:

$$W(X) = \sum_{i=1}^m \gamma_i A_i L_i \quad (1)$$

که در آن،  $W$  به عنوان وزن سازه،  $X$  به عنوان پارامترهای طراحی و براساس ضوابط و شرایط آیین‌نامه‌های مورد

الگوریتم ACO به عنوان یک ابزار جهت حل مسئله فروشنده دوره‌گرد توسط دوریگو<sup>۹</sup> و همکاران در سال ۱۹۹۲ مطرح شده است. این الگوریتم که نوعی از سیستم‌های چندعاملی است، از رفتار غذایابی مورچه‌های واقعی الهام گرفته شده است و هر عامل، یک مورچه مصنوعی می‌باشد. همچنین این الگوریتم نمونه موفقی از سیستم‌های هوشمند گروهی است، که در آن هر عامل، عمل ساده‌ای را انجام می‌دهد، ولی انجام این عمل ساده در کل، باعث حل شدن مسائل پیچیده می‌شود. فلوچارت این الگوریتم در شکل ۳ ارائه شده است [۱۹].



شکل ۳- فلوچارت الگوریتم کلونی مورچگان [۱۹]

### ۴-۲- الگوریتم ژنتیک (GA)

<sup>۹</sup>- Dorigo

آسیب در اعضای سازه‌ای، باعث خرایی سیستم‌های مکانیکی، برقی و لوله‌کشی یا سقفها و تجهیزات ساختمان نیز شوند و در نتیجه، اینمی جانی ساکنان را تهدید نمایند. این شرایط بارگذاری و تغییرمکان‌ها می‌توانند احتمال ناپایداری ساختمان را افزایش داده و در نتیجه اینمی سازه را کاهش دهند. بنابراین، کنترل حرکت جانبی قاب‌های مورد مطالعه تحت بار لرزه‌ای ضروری است. محدودیت‌های تغییرمکان‌های جانبی در سطوح مختلف عملکرد را می‌توان به صورت رابطه (۴) تا (۶) بیان نمود:

$$\Delta^{IO}(X) \leq \bar{\Delta}^{IO} \quad (4) \text{ سطح عمکلرده استفاده بی وقفه (IO)}$$

$$\Delta^{LS}(X) \leq \bar{\Delta}^{LS} \quad (5) \text{ سطح عمکلرده اینمی جانی (LS)}$$

$$\Delta^{CP}(X) \leq \bar{\Delta}^{CP} \quad (6) \text{ سطح عمکلرده اینمی جانی (CP)}$$

در این روابط  $\Delta$  و  $\bar{\Delta}^{level}$  به ترتیب تغییرمکان جانبی نسبی بین طبقه‌ای موجود و مجاز هستند و مطابق ضوابط FEMA-273, IO, LS و CP به ترتیب سطح عملکرد استفاده بی وقفه، اینمی جانی و آستانه فروریزش می‌باشند [۲۱]. با توجه به اینکه سطح عملکرد سازه‌ای را می‌توان به عنوان حالت متناظر با جابه‌جایی هدف تعریف نمود، بنابراین به طور متداول جابه‌جایی هدف، به عنوان حداقل جابه‌جایی مجاز مرکز جرم با میزان ۰/۵ درصد ارتفاع قاب مطابق ضوابط FEMA-273 و FEMA-350 جابه‌جایی مرکز جرم با میزان ۰/۷ و ۵ درصد ارتفاع قاب مورد مطالعه و به عنوان تغییرمکان جانبی مجاز مرکز جرم با متناظر با IO و LS در نظر گرفته شده است [۲۱] و [۲۲].

### ۳-۱-۳- تغییرهای مورد مطالعه

استفاده،  $m$  تعداد اعضای سازه،  $\gamma$  چگالی جرم مصالح و  $A_i$  و  $h_i$  به ترتیب طول و سطح مقطع عضو آام می‌باشند. یک طرح اقتصادی و بهینه نه تنها باید کمترین وزن را داشته باشد، بلکه باید از مقاومت کافی در برابر بارهای زلزله برای جلوگیری از ایجاد آسیب در سازه‌ها نیز برخوردار باشد. بنابراین، طراحی بهینه نیز باید محدودیت‌های طراحی را تأمین نماید. نوع متغیرهای طراحی بستگی به نوع مسئله بهینه‌سازی دارد. در این پژوهش، تعداد دهنه‌ها در راستای محور  $x$  و  $y$  و نوع تیرها و ستون‌ها به عنوان متغیرهای مستقل جهت بهینه‌سازی قاب‌های خمشی فولادی در نظر گرفته شده است.

هدف اصلی این پژوهش، طراحی بهینه سازه مقاوم در برابر زلزله است. بنابراین محاسبه برش پایه وارد بر قاب‌های خمشی فولادی ضروری می‌باشد. بدین منظور، نیروی جانبی ناشی از زلزله بر سازه پنج طبقه مورد مطالعه بر مبنای آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران ویرایش چهارم و طبق رابطه (۲) برابر  $50/88$  تن محاسبه گردیده است:

$$F_{u_i} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u \quad (2)$$

که در آن  $W_i$  وزن لرزه‌ای طبقه آام،  $h_i$  ارتفاع طبقه آام، عددی ثابت و  $V_u$  برش پایه است که از رابطه (۳) محاسبه می‌شود:

$$V_u = \frac{A B I}{R_u} W \quad (3)$$

در این رابطه،  $W$  وزن لرزه‌ای سازه،  $A$  ضریب شتاب ساختمان،  $R_u$  ضریب رفتار ساختمان،  $B$  ضریب طیف و  $I$  ضریب اهمیت سازه می‌باشد.

در ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های مورد مطالعه، تغییرمکان‌های جانبی ممکن است باعث ایجاد ناراحتی ساکنان و موجب آسیب‌های خفیف تا شدید به اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای شوند. تغییرمکان‌های جانبی غیرخطی ناشی از زلزله‌های شدید می‌توانند علاوه بر ایجاد

وزن سازه مورد مطالعه با در نظر گرفتن قیود مقاومتی و ضوابط آئین‌نامه انجام شده است. مقایسه نتایج به دست آمده از الگوریتم‌ها نشان داده است که الگوریتم سیستم ذرات باردار (CSS) از لحاظ زمان اجرا و وزن بهینه بهتر از سایر الگوریتم‌ها بوده است. بنابراین فقط متغیرهای مستقل برای جواب بهینه حاصل از اجرای این الگوریتم برای قاب خمشی فولادی پنج طبقه در جدول ۱ ارائه شده است.

در این مطالعه، متغیرهای موجود در جدول ۱ شامل تعداد دهانه جلویی، کناری و نوع تیر و ستون به عنوان متغیرهای مستقل برای فرآیند بهینه‌سازی قاب خمشی فولادی پنج طبقه انتخاب شده‌اند. متغیرهای مستقل برای جواب بهینه حاصل از اجرای یکی از الگوریتم‌ها برای قاب خمشی فولادی پنج طبقه در جدول ۱ ارائه شده است. همچنین گستره تغییرات قابل قبول و محدودیت‌های هریک از این متغیرها نیز ارائه شده است. پس از پیاده‌سازی الگوریتم‌های فرآکاوشی، بهینه‌سازی

جدول ۱- متغیرهای مستقل برای بهینه‌سازی قاب‌های خمشی فولادی پنج طبقه

متغیر مستقل	کمینه مقدار مجاز	بیشینه مقدار مجاز	جواب بهینه حاصل از الگوریتم	CSS
تعداد دهانه جلویی	۳	۷	۴	
تعداد دهانه جلویی	۳	۷	۴	
مقطع ستون	-	-	مطابق جدول ۳	مطابق جدول ۳
مقطع تیر	-	-	مطابق جدول ۳	مطابق جدول ۳

محدودیت‌های مشخصی برآورده شده باشند. یک مسئله بهینه‌سازی از نظر ریاضی به صورت رابطه (۷) بیان می‌شود:

$$\begin{cases} \text{minimize } f(x) \\ \text{subject to } g_i \leq b_i, i=1,2,\dots,m \end{cases} \quad (7)$$

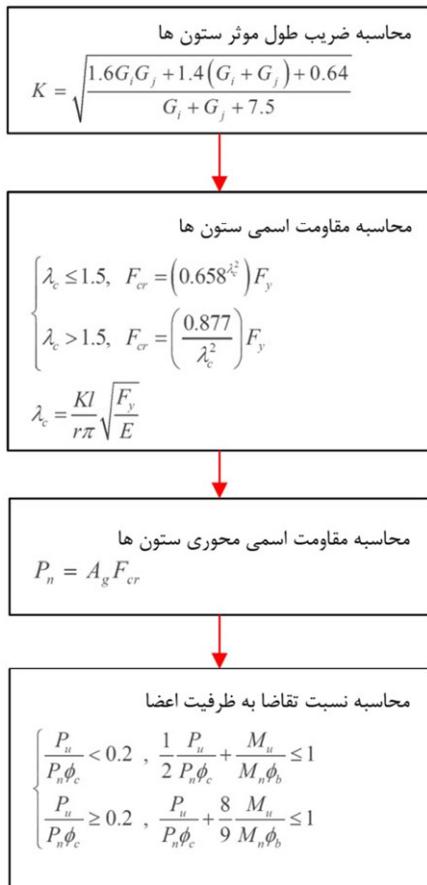
که در آن  $x$  متغیر مستقل و اصلی مسئله است و با تغییر دادن آن، مقدار کمینه برایتابع هدف پیدا می‌شود. تابع هدف به صورت  $f(x)$  تعریف شده است و دارای مقدار حقیقی می‌باشد. مجموعه توابع  $g$  برای بیان قیود به صورت نامساوی تعریف شده‌اند و عدد ثابت  $b_i$  حد بالای قید آن را نشان می‌دهد.

### ۳-۳- قیود مسئله

قیود مسئله بهینه‌سازی قاب خمشی فولادی به صورت ذیل در این پژوهش در نظر گرفته شده است:

۲-۳- روابط تحقیق در این پژوهش، الگوریتم‌های مورد استفاده برای اولین بار وارد زمینه جدیدی شده و از آنها برای تعیین تعداد دهانه جلویی، تعداد دهانه کناری و نوع تیر و ستون به عنوان متغیرهای مستقل در یک قاب خمشی فولادی پنج طبقه استفاده شده است. به طوری که ضمن مقاومت در برابر نیروی زلزله، وزن سازه به عنوان متغیر واپسی کمترین مقدار ممکن را داشته است. در واقع از این الگوریتم‌ها برای بهینه‌سازی مقید قاب خمشی فولادی استفاده شده است. قیدهای مسئله، بهینه‌سازی مقاوم بودن سازه در برابر نیروی زلزله و نیز رعایت کمینه و بیشینه مقادیر مجاز برای متغیرهای مستقل مسئله بوده است.

در تعریف بهینه‌سازی می‌توان گفت که بهینه‌سازی به انتخاب بهترین عضو از یک مجموعه قابل دست‌یابی اشاره می‌نماید. به عبارت دیگر، بهینه‌سازی عبارت است از حصول بهترین نتیجه در مورد یک عملیات، در حالی که



شکل ۵- مراحل تعیین قید در تحلیل تحت اثر بارهای ثقلی

## ۲-۳-۳- کنترل خیز تیرها تحت بارهای ثقلی

مطابق ضوابط طراحی برای بارهای مرده، زنده و ترکیب حاکم بارگذاری مرده و زنده به ترتیب نسبت  $1/120$ ،  $1/360$  و  $1/240$  کنترل شده است.

## ۳-۳-۳- قیود تحلیل تحت اثر بارهای جانبی برای تحلیل استاتیکی غیرخطی

سازه‌های مورد مطالعه شامل قاب‌های خمشی متوسط فولادی هستند و اعضای اصلی آنها تیرها و ستون‌ها می‌باشند. بنابراین برای هرکدام از این اعضا باید معیارهای پذیرش و پارامترهای مدل‌سازی مطابق ضوابط FEMA356 تعریف و اعمال گردد [۲۳].

پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای هر سه مقطع موجود در کلیه تیرهای قاب‌های پنج طبقه به صورت تیپ‌بندی و یکسان می‌باشند. مطابق ضوابط

(الف) قیود پایداری: نیازمند این است که هر عضو قاب دارای استقامت کافی در تحمل نیروهای داخلی ناشی از بارهای خارجی باشد.

(ب) قیود کاربردی: خیز تیرها و جابه‌جایی جانبی قاب‌ها باید کمتر از مقادیر آیینه‌ای باشند.

(پ) قیود هندسی: مقاطعی که در اتصال تیر به ستون و ستون به ستون برای تیرها و ستون‌ها انتخاب می‌گردند باید سازگار باشند تا ایجاد این اتصال، به صورت اجرایی و واقعی باشد.

با استفاده از ترکیبات بارگذاری حاکم برای مدل‌سازی و تحلیل‌ها، تغییرمکان‌ها و نیروهای داخلی اعضا براساس تحلیل ثقلی و بارجانبی مطابق توضیحات ذیل ارائه شده‌اند.

## ۱-۳-۳- قیود تحلیل تحت اثر بارهای ثقلی

ترکیب بارگذاری  $1.2D+1.6L$  با انجام تحلیل تحلیل استاتیکی خطی و در نظر گرفتن اثرات  $\Delta$ - $\Delta$  مطابق مراحل شکل ۵ در تعیین قیدهای مربوط به تحلیل بار ثقلی در نظر گرفته شده است.

در روابط شکل ۵،  $K$  ضریب طول مؤثر ستون‌ها،  $I_c$  و  $I_b$  به ترتیب ممان اینرسی و  $L_c$  و  $L_b$  طول ستون‌ها و تیرها،  $F_y$  تنش تسلیم،  $\lambda$  ضریب لاغری،  $r$  شاعع زیراسیون،  $E$  مدول ارجاعی،  $P_n$  مقاومت اسمی محور،  $A_g$  سطح مقطع عضو،  $P_u$  و  $M_u$  به ترتیب مقاومت اسمی محوری و مقاومت خمشی عضو،  $\Phi_c$  و  $\Phi_b$  به ترتیب ضرایب کاهش مقاومت ستون و تیرها می‌باشند.

برای ستون‌ها فرض بر این است که مهار جانبی در طول ستون وجود نداشته ولی برای تیرها مهار جانبی کافی در طول تیر فراهم شده است. مقاومت خمشی ستون‌ها و تیرها با بررسی ضوابط فشرده‌گی جان و بال مقاطع محاسبه شده و سپس نسبت تقاضا به ظرفیت تحت بارگذاری‌های غالب کنترل شده است.

غیرخطی سازه است و  $P_{CL}$  کرانه پایین مقاومت فشاری ستون و مطابق رابطه (۱۰) محاسبه می‌گردد:

$$Q_{CL} = P_{CL} = 1.7AF_a \quad (10)$$

که در آن  $F_a$  برابر تنش مجاز فشاری و  $A$  برابر با سطح مقطع ستون مورد نظر می‌باشد [۲۳].

در ابتدا، به دلیل اینکه تحلیل غیرخطی انجام نگرفته است، نیروی محوری  $P$  حاصل از تحلیل بارافزون وجود ندارد، بنابراین باید یک رابطه از میان دو حالت مذکور عنوان پیش‌فرض انتخاب گردد و پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش ستون‌ها براساس رابطه انتخابی محاسبه گردد. پس از انجام تحلیل بار افزون، نیروی محوری  $P$  حاصل از تحلیل بار افزون استخراج می‌گردد و مقدار واقعی  $P/P_{CL}$  محاسبه می‌گردد. چنانچه این مقدار بین  $0/15$  و  $0/50$  باشد، پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش پذیرفته شده برای ستون‌ها مورد قبول است. در غیر این صورت، باید حالت  $(P/P_{CL}) \leq 0/15$  را انتخاب نمود و مجدداً پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش ستون را مطابق با این حالت محاسبه و به نرم‌افزار معرفی گردد. در واقع با انجام عملیات فوق، مفصل پلاستیک اصلاح می‌شود.

در این تحقیق ابتدا حالت  $(P/P_{CL}) \leq 0/50$  به عنوان پیش‌فرض برای ستون‌های انتخاب گردیده است، سپس مطابق مطابق ضوابط FEMA356، شرایط موجود در رابطه (۱۱) کنترل گردیده است [۲۳]:

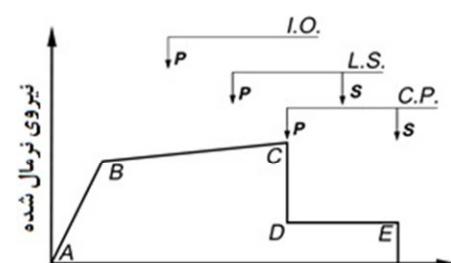
$$\begin{cases} \frac{h}{t_w} \leq \frac{2170}{\sqrt{F_{ye}}} \\ \text{and} \\ \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}} \end{cases} \quad (11)$$

با کنترل روابط برای کلیه ستون‌ها نتایج به دست آمده بیانگر ارضای شرایط بوده و در نتیجه با فرض  $(P/P_{CL}) = 0/50$  پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای

FEMA356 برای تیرهای تحت خمش باید دو شرط رابطه (۸) به صورت همزمان کنترل و ارضا گرددند [۲۳]:

$$\begin{cases} \frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}} \\ \text{and} \\ \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}} \end{cases} \quad (8)$$

با توجه با اینکه هر دو شرط به صورت همزمان برای کلیه تیرهای مورد استفاده در قاب‌ها برقرار بوده‌اند، بنابراین مطابق منحنی نیرو- تغییرشکل (شکل ۶) مناسب با رفتار غیرخطی پارامترهای مدل‌سازی  $a=90y$ ،  $LS=90y$ ،  $IO=0.6$  و  $c=0.6$  و معیارهای پذیرش  $CP=110y$  و  $IO=0.6$  برای تیرهای موجود در قاب‌های مورد مطالعه در نظر گرفته شده است. به دلیل ویژگی‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد استفاده در این پژوهش و مطابق ضوابط آیین‌نامه FEMA356، در سطح عملکرد  $LS$  و  $CP$  از معیارهای پذیرش اعضای غیراصلی استفاده گردیده است [۲۳].



شکل ۶- شکل منحنی کلی تغییرشکل برای اعضا و اجزا [۲۳]

براساس ضوابط FEMA356، ستون‌ها در خمش دارای یکی از دو حالت رابطه (۹) می‌باشند؛

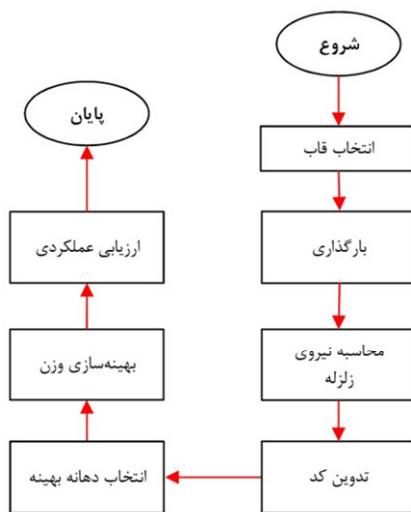
$$\begin{cases} \frac{P}{P_{CL}} \leq 0.15 \\ 0.15 \leq \frac{P}{P_{CL}} \leq 0.50 \end{cases} \quad (9)$$

در این روابط،  $P$  نیروی محوری ستون محاسبه شده با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی با در نظر گرفتن رفتار

به دلیل استفاده از قاب‌های خمی در این مطالعه، باید شرط تیر ضعیف-ستون قوی کنترل گردد. بر این اساس، نسبت مجموع لنگر پلاستیک ستون‌ها نسبت به تیرها باید بیشتر از مقدار واحد باشد. در کلیه اتصالات این قید کنترل و شرط ارضای آن رعایت شده است.

#### ۴- روش تحقیق

فرآیند مدل‌سازی و بهینه‌سازی قاب‌های مورد مطالعه در این تحقیق به صورت نمودار گردش عملیات و مطابق شکل ۷ ارائه شده است. مطابق با شکل ۷، پیاده‌سازی قاب پنج طبقه فولادی با ابعاد ۱۲ متر در ۱۲ متر انتخاب، بارگذاری براساس جدول ۳ انجام و نیروی زلزله از رابطه (۲) محاسبه گردیده است.



شکل ۷- فلوچارت پیاده‌سازی روش تحقیق

به منظور انجام تحلیل‌ها و ارائه رفتار غیرخطی مناسب برای مدل‌های مورد مطالعه از تعریف مفاصل پلاستیک در نرم‌افزار استفاده شده است. مفاصل پلاستیک به دو روش دستی و خودکار در نرم‌افزار SAP2000 قابل تعریف هستند. در این تحقیق از مفاصل پلاستیک خودکار استفاده گردیده است. به دلیل اینکه مفاصل ستون‌ها از مقاطع آماده موجود در نرم‌افزار می‌باشند و همچنین برای اجتناب از پیچیدگی‌های مربوط به لحاظ نمودن اندرکنش

پذیرش موجود به ترتیب مطابق رابطه (۱۲) و (۱۳) لحاظ شده است:

$$\begin{cases} a = 10 \left( 1 - 1.7 \frac{P}{P_{CL}} \right) \theta_y = 1.5 \theta_y \\ b = 15 \left( 1 - 1.7 \frac{P}{P_{CL}} \right) \theta_y = 2.25 \theta_y \\ CP = 10 \left( 1 - 1.7 \frac{P}{P_{CL}} \right) \theta_y = 1.5 \theta_y \end{cases} \quad (12)$$

$$\begin{cases} IO = 0.25 \theta_y \\ LS = 7 \left( 1 - 1.7 \frac{P}{P_{CL}} \right) \theta_y = 1.05 \theta_y \\ CP = 10 \left( 1 - 1.7 \frac{P}{P_{CL}} \right) \theta_y = 1.5 \theta_y \end{cases} \quad (13)$$

با توجه به اینکه  $(P/P_{CL}) = 0.50$  فرض گردیده، در صورتی که شرایط فرض  $(P/P_{CL}) \leq 0.50$  نیز برقرار باشد، بایستی مفصل را اصلاح نمود. بنابراین عملیات اصلاح مفصل پلاستیک ستون در هر صورت باید انجام گیرد. انجام این عمل در این حالت سبب افزایش دقیقی گردد.

#### ۵-۳-۳- کنترل تغییرمکان جانبی نسبی بین طبقه‌ای تحت تأثیر بار جانبی

مطابق ضوابط FEMA-356 و FEMA-273 مقدار تغییرمکان جانبی مجاز نسبی بین طبقه‌ای براساس جدول ۲ کنترل شده است [۲۱ و ۲۳]:

جدول ۲- تغییرمکان جانبی مجاز نسبی بین طبقه‌ای

سطح عملکرد	CP	LS	IO
$\Delta_{allowable}$	۰/۰۶۱h	۰/۰۳۱h	۰/۰۱۲h

که در آن  $\Delta_{allowable}$  تغییرمکان جانبی نسبی مجاز بین طبقه‌ای، h ارتفاع طبقه و CP، LS و IO به ترتیب سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانبی و آستانه فروریزش می‌باشد. در شکل ۶، منحنی کلی تغییرشکل برای اعضا و اجزای سازه‌ای ارائه گردیده است.

#### ۶-۳-۳- کنترل تیر ضعیف و ستون قوی

است. مشخصات مفاصل پلاستیک تعريف شده براساس ضوابط FEMA-356 انتخاب شده است [۲۳].

نیروی محوری- لنگر خمشی در ستون‌ها از مفاصل پلاستیک خودکار موجود در نرم‌افزار بهره گرفته شده

جدول ۳- مقادیر بار زنده و بار مرده در سیستم سقف تیرچه بلوك

کاربری	بار مرده ( $\text{kg}/\text{m}^2$ )	بار زنده ( $\text{kg}/\text{m}^2$ )
کف طبقات مسکونی	۳۵۵	۲۰۰
کف طبقه بام	۳۵۵	۱۵۰
دیوار	۲۵۰	-
بالکن	۱۶۵	۳۰۰
پله	۷۴۵	۳۵۰

منظور مقایسه بهتر عملکرد الگوریتم‌ها، فرآیند بهینه‌سازی آنها در شکل ۸ ارائه شده است. مشاهده می‌شود که با وجود تعداد اعضای اولیه برابر برای هر چهار الگوریتم، الگوریتم CSS در تعداد تکرار کمتر به جواب بهینه دست یافته است. به عبارت دیگر، این الگوریتم به دلیل تعداد فراخوانی کمتر تابع هدف، برای دستیابی به جواب بهینه، زمان کمتری را صرف نموده است.

اگر در فرآیند بهینه‌سازی هریک از الگوریتم‌های فرآکاوشی مشاهده شود که در برخی از تکرارها مقدار وزن بهینه ثابت است، این بدین معنی خواهد بود که جواب جدید براساس یکی از دو دلیل ذیل پذیرفته نشده است؛

- (۱) بهترین وزن سازه در این تکرار بیشتر از وزن سازه در تکرار قبلی بوده است.

- (۲) در موقعیت‌های موجود در تکرار جدید با اینکه وزن سازه کمتر بوده اما حداقل یکی از قیود مسئله بهینه‌سازی قاب خمشی فولادی مورد مطالعه مانند شرط مقاوم بودن سازه و یا دامنه تغییرات مجاز برای متغیرهای مستقل رعایت نشده است.

یک نمونه از نسبت تنش‌های سازه بهینه شده در شکل ۹ ارائه شده است.

## ۵- مدل‌سازی و تحلیل

### ۵-۱- ایجاد و ساخت مدل غیرخطی

در ادامه برای بهینه‌سازی قاب خمشی فولادی پنج طبقه از الگوریتم‌های فرآکاوشی ازدحام ذرات (PSO)، سیستم ذرات باردار (CSS)، کلونی مورچگان (ACO) و ژنتیک (GA) استفاده شده است. کدهای مربوط در نرم‌افزار متلب پیاده‌سازی و اجرا شده و تابع هدف که شامل کد فراخوانی نرم‌افزار SAP2000 جهت تخمین وزن و تحلیل سازه از نظر مقاومت آن می‌باشد، بهینه‌سازی شده است. برای هر چهار الگوریتم تعداد عضو اولیه برابر ۵۰ و بیشینه تعداد تکرار برابر ۱۰۰ در نظر گرفته شده است. شرط توقف برنامه‌ها دستیابی به یکی از گزینه‌های ذیل می‌باشد:

(الف) حداقل تعداد تکرار برابر ۵۰ (به عبارت دیگر در هر الگوریتم از تعداد تکرار ۵۱ به بعد جواب بهینه جستجو شده است).

(ب) رسیدن به بیشینه مقدار تکرار الگوریتم

(پ) عدم تغییر در بهترین جواب طی ۵ تکرار آخر نتایج حاصل از الگوریتم‌های مورد استفاده، برای مقایسه از لحاظ زمان اجرا، جواب بهینه به دست آمده برای وزن، تعداد تکرار برای قاب خمشی فولادی پنج طبقه در جدول ۴ ارائه شده‌اند. این نتایج، بهترین جواب برای ۳۰ بار اجرای هر الگوریتم می‌باشند.

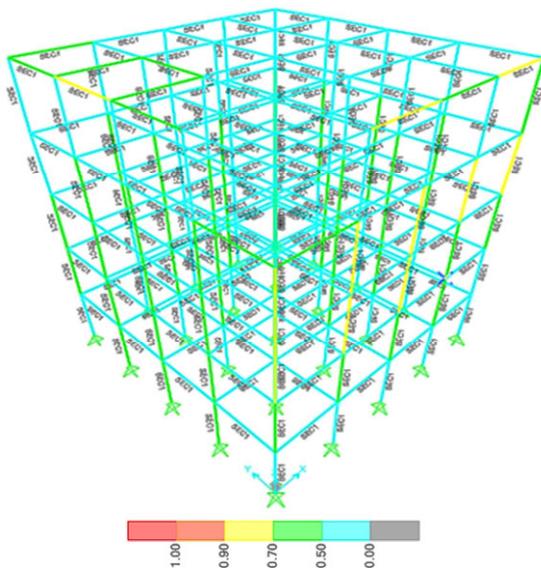
با توجه به نتایج، مشاهده می‌شود که با کاربرد الگوریتم‌های ازدحام ذرات، کلونی مورچگان و ژنتیک در مقابل الگوریتم سیستم ذرات باردار ضمن صرف زمان بیشتر، وزن بهینه مناسب‌تری به دست آمده است. به

مفاصل پلاستیک برای اجزای سازه‌ای تعریف شود.

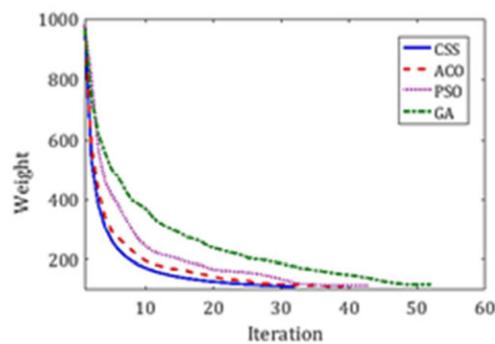
در تحلیل استاتیکی غیرخطی باید مشخصات

جدول ۴- مقایسه الگوریتم‌های تصادفی در بهینه‌سازی قاب خمشی فولادی پنج طبقه

PSO	GA	CSS	ACO	گروه عضوهای سازه
HE280B	HE280B	HE260B	HE260B	۱ گروه
HE320B	HE320B	HE300B	HE300B	۲ گروه
HE340B	HE340B	HE320B	HE340B	۳ گروه
HE240B	HE260B	HE240B	HE240B	۴ گروه
HE260B	HE280B	HE260B	HE260B	۵ گروه
HE300B	HE320B	HE300B	HE300B	۶ گروه
HE200B	HE200B	HE200B	HE200B	۷ گروه
HE220B	HE220B	HE220B	HE220B	۸ گروه
HE240B	HE240B	HE240B	HE240B	۹ گروه
IPE200	IPE200	IPE200	IPE200	۱۰ گروه
IPE180	IPE180	IPE180	IPE180	۱۱ گروه
IPE160	IPE160	IPE160	IPE160	۱۲ گروه
۴۰۴۸۹	۴۹۱۷۳	۲۹۹۸۶	۳۷۶۷۱	(Sec) زمان اجرا
۴۳	۵۲	۳۲	۳۹	تعداد تکرار
۴	۴	۴	۴	تعداد دهانه
۵۱/۴۸۹	۵۲/۹۸۲	۵۰/۱۲۱	۵۰/۵۵۱	(ton) وزن



شکل ۹- طراحی سازه پنج طبقه بهینه با استفاده از الگوریتم CSS



شکل ۸- فرآیند بهینه‌سازی الگوریتم‌های فرآکاوشی

با توجه به اینکه دو انتهای تیرها گیردار و بار ثقلی وارد به تیرها ناشی از بار مرده و زنده زیاد نیست. بنابراین مفاصل پلاستیک به دو انتهای تیرها اختصاص داده شده است. در ستون‌ها، مفاصل پلاستیک به دو انتهای عضو نسبت داده شده است.

در ستون‌ها اختصاص مفاصل پلاستیک به دو انتهای عضو تقریبا همیشه منطبق بر واقعیت است، ولی در تیرها ممکن است مفصل پلاستیک در نقاط دیگری از طول عضو تشکیل شود.

با توجه به اینکه مفاصل پلاستیک در سازه‌های فولادی به صورت تقریبی در طولی به اندازه عمق مقطع گسترش می‌یابند و در نرمافزار SAP2000 مفاصل پلاستیک به صورت متمرکز تعریف می‌شود. بنابراین، به

گرفته نشده است. با توجه به اینکه در اکثر موارد ترکیب بار ( $Q_G = 1.1(Q_D + Q_L)$ ) در مقایسه با ترکیب بار  $Q_G = 0.9Q_D$  حالت بحرانی‌تری را ایجاد می‌نماید. بنابراین در این تحقیق فقط این ترکیب برای در نظر گرفتن اثرات ناشی از بارهای ثقلی در نظر گرفته شده است.

#### ۴-۵- تحلیل استاتیکی غیرخطی

تغییرمکان هدف برای سازه با دیافراگمهای صلب باید با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه محاسبه گردد. به عنوان یک روش تقریبی می‌توان مقدار تغییرمکان هدف را از رابطه (۱۵) محاسبه نمود [۲۰]:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad (15)$$

در این رابطه، مقدار پارامتر  $C_0$  برابر ضریب مشارکت مود اول در تراز نقطه کنترل است. براساس FEMA-356 با توجه به مدل‌های مورد مطالعه که یک سازه فولادی پنج طبقه بدون دیوار برشی می‌باشد، بنابراین این ضریب برابر با  $1/4$  انتخاب شده است [۲۳]. ضریب  $C_1$  برای اعمال تغییرمکان‌های غیرارتجاعی مطابق رابطه (۱۶) بدست می‌آید؛

$$T_e > T_s \rightarrow \\ C_1 = 1, \quad T_e < T_s \rightarrow$$

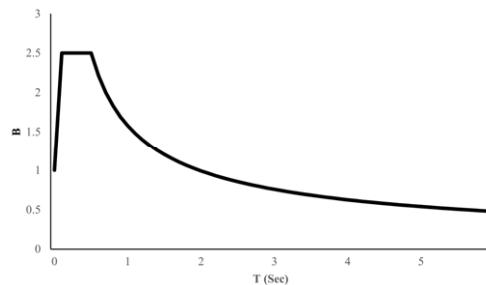
$$C_1 = \text{Max} \left( 1, \frac{\left[ 1 + \left( \frac{(R-1)T_0}{T_e} \right) \right]}{R} \right) \quad (16)$$

برای تعیین این پارامتر ابتدا باید مقدار  $T_e$  مشخص شود. با توجه به اینکه برای بهدست آوردن مقدار  $T_e$  باید ابتدا یک آنالیز پوش اور انجام شود بنابراین ابتدا مقدار  $T_e$  به صورت تقریبی محاسبه می‌گردد. در اکثر موارد به صورت تقریبی مقدار  $K_i$  برابر  $K$  است، بنابراین برای سازه مورد بررسی با توجه به رابطه (۱۷) محاسبه می‌گردد:

صورت تقریبی محل تشکیل مفاصل پلاستیک در فواصل نسبی  $0.05L$  و  $0.95L$  درنظر گرفته شده است.

#### ۵-۵- تعیین مشخصات طیف پاسخ برای سطح عملکرد خطر موردنیاز

در FEMA-356، بهسازی تابعی از سطوح عملکردی و سطوح خطر زلزله است [۲۳]. در این پژوهش، سازه‌های مورد مطالعه برای سطح عملکردی ایمنی جانی تا آستانه فروریزش ارزیابی گردیده است. بنابراین، منحنی طیف پاسخ برای سطح خطر یک معرفی شده است. سطح خطر یک در آینه‌نامه FEMA-356 معادل ۱ BSE و در استاندارد ۲۸۰۰ ایران به عنوان زلزله طرح (DBE) در نظر گرفته شده است [۲۳]. با توجه به نوع خاک و محل قرارگیری سازه‌های مورد مطالعه، طیف طرح مطابق شکل ۱۰ برای زمان‌های تناوب در محدوده ۰/۰۰ تا ۵/۹۰ ثانیه ارائه شده است.



شکل ۱۰- ضریب شکل طیف طرح

#### ۵-۳- الگوهای بارگذاری تحلیل

براساس FEMA-356 دو ترکیب بار برای در نظر گرفتن اثرات بارهای ثقلی مرده و زنده مطابق رابطه (۱۴) استفاده شده است:

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L + Q_S) \quad (14) \\ Q_G = 0.9(Q_D)$$

در این رابطه،  $Q_D$  بار مرده مؤثر و  $Q_L$  بار زنده بوده و این بار برابر  $25\%$  بار زنده طراحی کاهش نیافته در نظر گرفته می‌شود [۲۳]. تحت هر شرایطی، بار زنده اعمال شده باید از بار زنده واقعی مؤثر بر سازه کمتر باشد.  $Q_S$  بار برف است و در ترکیب بار معرفی شده  $Q_S$  بار برف در نظر

$$\left. \begin{array}{l} A = 0.35 \\ T_e = 82 > T_s = 0.5 \\ B = (1+1.5) \left( \frac{0.5}{2.82} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.78 \\ \rightarrow S_a = AB = 0.35 \times 0.78 = 0.27 \end{array} \right\} \quad (21)$$

پس از محاسبه کلیه پارامترها تغییرمکان هدف برابر است با رابطه (۲۲):

$$\delta_t = 1.4 \times 1 \times 1 \times 0.27 \times \frac{2.82_e^2}{4\pi^2} \times 981 \quad (22)$$

$$\delta_t = 74.7$$

مطابق ضوابط بایستی مقادیر تغییرمکان هدف در مقدار  $1/5$  ضرب شود تا رفتار سازه پس از رسیدن به مقادیر تغییرمکان هدف مطابق رابطه (۲۳) پیش‌بینی گردید:

$$1.5\delta_t = 1.5 \times 74.7 = 112 \text{ cm} \quad (23)$$

## ۶- ارزیابی عملکردی

پس از بهینه‌سازی مدل مورد مطالعه توسط الگوریتم‌های مورد استفاده در این پژوهش و به دست آوردن وزن بهینه، در ادامه به منظور ارزیابی عملکردی منطبق با FEMA-356 باید مدل غیرخطی سازه ایجاد شود و نتایج مربوطه استخراج گردد [۲۳].

### ۶-۱- نتایج کاربرد الگوریتم کلونی مورچگان (ACO)

مطابق ATC-40 منحنی پوش‌اور، ظرفیت و طیف تقاضای سازه با الگوی توزیع بار جانبی یکنواخت در شکل ۱۱-الف ارائه شده است [۲۴]. مفاصل تشکیل شده در سازه با الگوی توزیع بار جانبی یکنواخت در شکل ۱۱-ب و جدول ۵ قابل مشاهده می‌باشد.

با توجه به جدول ۵ می‌توان نتیجه گرفت که سازه مورد مطالعه تحت اثر الگوی بار جانبی تا تغییرمکان جانبی  $64/324$  سانتی‌متر پاسخگوی سطح عملکردی

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (17)$$

$$\text{Period @ mod } e = 2.82 \text{ Sec} \rightarrow$$

$$T_e = T_i = 2.82 \text{ Sec}$$

زمین محل احداث سازه‌های مورد مطالعه نوع دو است، بنابراین طبق رابطه (۱۸):

$$T_e = 2.82 \text{ Sec} > T_s = 0.5 \rightarrow C_1 = 1 \quad (18)$$

ضریب  $C_2$  اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای را به دلیل رفتار غیرارتجاعی آن‌ها بر تغییرمکان‌ها منظور می‌نماید. سازه‌های مورد مطالعه به عنوان قاب خمشی متوسط می‌باشند، بنابراین براساس FEMA-356 در گروه سازه‌های نوع دو قرار دارد [۲۳]. ارزیابی سازه‌های مورد مطالعه به صورت عملکردی انجام خواهد گردید، بنابراین مقدار  $C_2$  برابر است با رابطه (۱۹):

$$\left. \begin{array}{l} \left\{ \begin{array}{l} T = 0.08 H^{\frac{3}{4}} \\ Frame = Type 2 \end{array} \right\} \\ T = 0.08 (5 \times 3.048)^{\frac{3}{4}} \\ T = 0.617 \end{array} \right\} \Rightarrow C_2 = 1 \quad (19)$$

ضریب  $C_3$  برای اعمال اثرات P-Δ با رفتار غیرخطی FEMA-356 مصالح، بر تغییرمکان‌ها می‌باشد که براساس ۳۵۶ مقدار این پارامتر برای سازه‌های دارای سختی پس از تسلیم مثبت برابر یک است و مطابق رابطه (۲۰) به دست می‌آید [۲۳]:

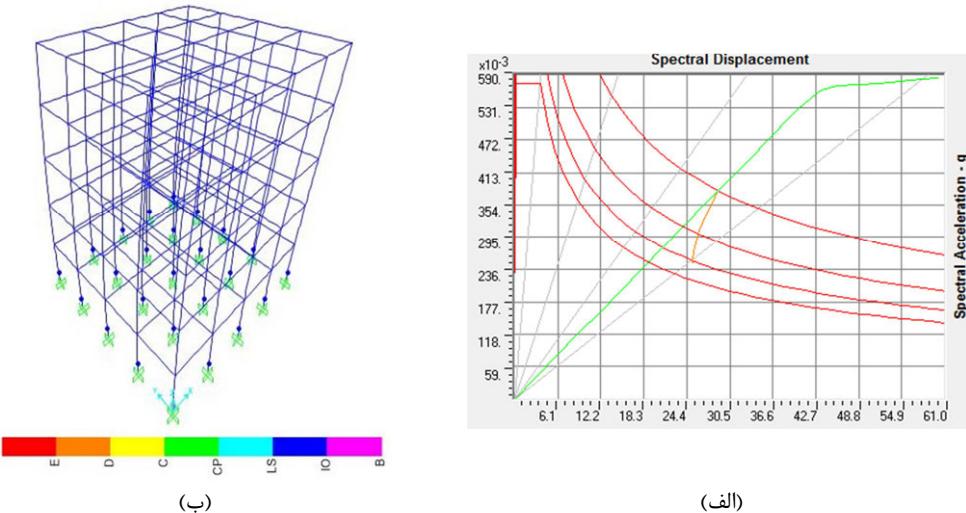
$$C_3 = 1 + \frac{|a|(R-1)^{\frac{3}{2}}}{T_e} \quad (20)$$

در مدل مورد بررسی فرض گردیده است که سازه دارای سختی پس از تسلیم مثبت است، بنابراین مقدار  $C_3$  برابر یک در نظر گرفته شده است. مطابق رابطه (۲۱) مقدار  $S_a$  در سطح خطر یک براساس طیف پاسخ استاندارد ۲۸۰۰ به صورت تقریبی در شکل ۸ قابل استخراج است:

با تحلیل استاتیکی خطی در شکل ۱۲ و جدول ۶ ارائه شده است. در تغییرمکان‌های جانبی فراتر از  $68/295$  سانتی‌متر، سازه پاسخگوی هیچ‌یک از سطوح عملکردی نمی‌باشد و فروریزش اتفاق می‌افتد.

قابلیت استفاده بی‌وقفه می‌باشد و در تغییرمکان‌های جانبی فراتر از این مقدار، سطح عملکردی ایمنی جانبی را جوابگو می‌باشد.

با بررسی نتایج حاصل از بارگذاری مدل مورد مطالعه در این بخش تحت اثر الگوی بار جانبی متناسب



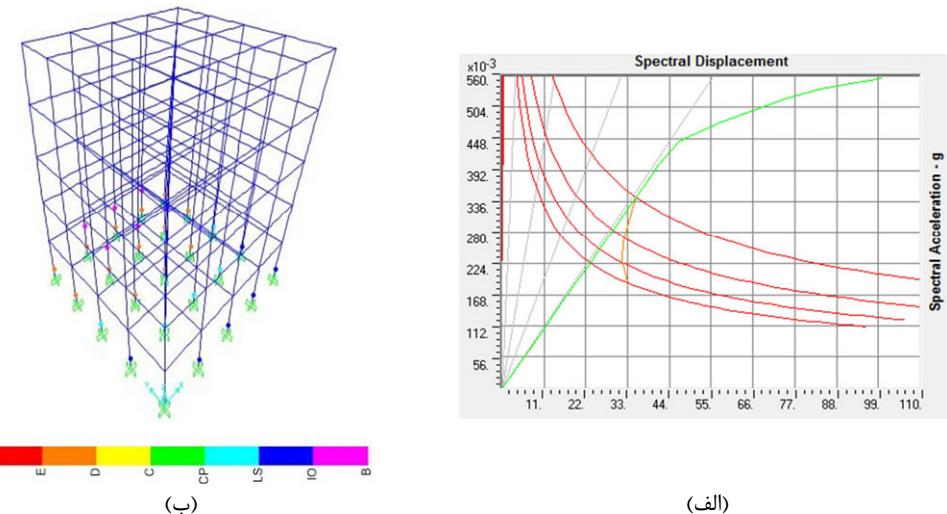
شکل ۱۱- (الف) منحنی پوش‌اور، منحنی ظرفیت و طیف تقاضای سازه و (ب) مفاصل تشکیل شده در سازه در گام ۱۲۲ م تحت اثر الگوی بار جانبی یکنواخت‌ساز با الگوریتم کلونی مورچگان (ACO)

جدول ۵- مفاصل تشکیل شده در سازه با الگوی بار جانبی یکنواخت

گام	جایه‌جایی (cm)	برش پایه (ton)	از A تا B	از A تا C	از C تا CP	از CP تا LS	از LS تا IO	از IO تا B	از D تا C
ACO									
۱۴	۵۶/۲۴۷	۱۳۶/۹۹۲	۶۴۱	۹	۶۴۱	۶۴۱	۶۴۱	۶۴۱	۶۴۱
۱۵	۶۰/۴۹۰	۱۴۵/۵۸۲	۶۴۱	۹	۶۴۱	۶۴۱	۶۴۱	۶۴۱	۶۴۱
۱۶	۶۱/۰۷۳	۱۴۶/۷۶۴	۶۲۹	۲۱	۶۲۹	۶۲۹	۶۲۹	۶۲۹	۶۲۹
۱۷	۶۴/۳۲۴	۱۴۹/۹۷۵	۶۲۵	۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵
۱۸	۶۸/۵۶۸	۱۵۲/۱۴۸	۶۲۵	۹	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵
۱۹	۷۲/۸۱۱	۱۵۴/۳۲۰	۶۲۵	۲۱	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵
۲۰	۷۷/۰۵۴	۱۵۶/۴۳۲	۶۲۵	۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵
۲۱	۸۱/۲۹۷	۱۵۸/۶۶۴	۶۲۵	۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵
۲۲	۸۴/۸۰۰	۱۶۰/۴۸۹	۶۲۵	۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵
CSS									
۱۳	۵۸/۵۰۰	۱۳۳/۶۵۱	۶۴۱	۹	۶۴۱	۶۴۱	۶۴۱	۶۴۱	۶۴۱
۱۴	۶۱/۳۷۶	۱۳۹/۲۴۷	۶۲۹	۲۱	۶۲۹	۶۲۹	۶۲۹	۶۲۹	۶۲۹
۱۵	۶۴/۶۶۹	۱۴۲/۳۶۶	۶۲۵	۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵
۱۶	۶۹/۱۶۹	۱۴۴/۴۹۹	۶۲۵	۹	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵
۱۷	۷۳/۶۶۸	۱۴۶/۶۳۱	۶۲۵	۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵
۱۸	۷۸/۱۶۸	۱۴۸/۷۶۴	۶۲۵	۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵
۱۹	۸۲/۶۶۸	۱۵۰/۸۹۷	۶۲۵	۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵
۲۰	۸۷/۱۶۹	۱۵۳/۰۳۰	۶۲۵	۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵
۲۱	۹۰/۰۰۰	۱۵۴/۳۷۲	۶۲۵	۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵	۶۲۵

جدول -۵- ادامه

GA									
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۹	۶۴۱	۱۵۲/۸۹۰	۵۴/۹۲۸	۱۳
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۲۱	۶۲۹	۱۵۸/۹۷۹	۵۷/۴۲۵	۱۴
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۲۵	۶۲۵	۱۶۲/۹۵۳	۶۰/۷۱۶	۱۵
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۱۴	۱۱	۶۲۵	۱۶۶/۳۵۹	۶۴/۹۵۸
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۲۵	۶۲۵	۱۶۹/۷۶۵	۶۹/۲۰۲	۱۷
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۲۵	۶۲۵	۱۷۳/۱۳۱	۷۳/۴۴۹	۱۸
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۲۵	۶۲۵	۱۷۶/۰۵۶	۷۷/۶۸۷	۱۹
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۲۵	۶۲۵	۱۷۸/۹۲۲	۸۱/۹۳۰	۲۰
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۲۵	۶۲۵	۱۸۰/۹۰۳	۸۴/۸۶۰	۲۱
PSO									
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۹	۶۴۱	۱۵۳/۵۹۸	۵۷/۵۶۴	۱۵
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۲۱	۶۲۹	۱۵۹/۷۱۹	۶۰/۲۳۱	۱۶
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۲۵	۶۲۵	۱۶۳/۰۵۹	۶۳/۱۱۷	۱۷
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۹	۱۶	۶۲۵	۱۶۵/۳۱۲	۶۷/۰۵۲
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۲۱	۴	۶۲۵	۱۶۷/۵۶۶	۷۰/۹۸۶
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۲۵	۶۲۵	۱۶۹/۸۱۹	۷۴/۹۲۱	۲۰
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۲۵	۶۲۵	۱۷۱/۹۷۸	۷۸/۶۹۰	۲۱



شکل ۱۲- (الف) منحنی پوش اور، منحنی ظرفیت و طیف تقاضای سازه و (ب) مفاصل تشکیل شده در سازه در گام ۲۰۰ ام براساس الگوی بار جانبی متناسب با تحلیل استاتیکی خطی با الگوریتم کلونی مورچگان (ACO)

جدول -۶- مفاصل تشکیل شده در سازه با الگوی بار متناسب با تحلیل استاتیکی خطی

E تا D	D تا C	از C تا CP	از CP تا LS	از LS تا IO	از IO تا B	از B تا A	برش پایه (ton)	جابه جایی (cm)	گام
ACO									
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۳	۶۴۷	۱۰۰/۲۰۳	۴۶/۴۲۵	۱۱
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۱۵	۶۳۵	۱۱۰/۳۵۴	۵۰/۹۶۹	۱۲
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۱۷	۳	۶۳۰	۱۱۹/۱۸۶	۵۶/۹۵۰
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۲۰	۵	۶۲۵	۱۲۶/۰۵۳	۱۴
صفر	صفر	صفر	صفر	۶	۱۸	۱	۶۲۵	۱۳۰/۲۱۲	۶۸/۲۹۵
۲	۱	۳	۷	۱۲	۳	۶۲۲	۱۳۵/۵۲۰	۷۵/۰۰۶	۱۶
۶	۲	۲	۵	۱۰	۶	۶۱۹	۱۳۷/۹۹۴	۷۹/۲۸۰	۱۷

جدول ۶- ادامه

۱۰	۳	صفر	۵	۷	۶	۶۱۹	۱۴۰/۲۹۷	۸۴/۰۱۲	۱۸
۱۳	صفر	صفر	۵	۷	۶	۶۱۹	۱۴۰/۲۹۸	۸۴/۰۱۲	۱۹
۱۳	صفر	صفر	۵	۷	۶	۶۱۹	۱۴۰/۶۲۴	۸۴/۸۵۰	۲۰
<b>CSS</b>									
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۵	۶۴۵	۹۷/۷۱۲	۴۸/۵۵۷	۱۱
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۳	۱۵	۶۳۲	۱۰۷/۵۰۴	۵۳/۱۸۳
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۱۵	۵	۶۳۰	۱۱۳/۴۸۸	۵۷/۸۹۹
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۲۰	۵	۶۲۵	۱۱۹/۷۵۴	۶۴/۷۰۶
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۲۲	صفر	۶۲۵	۱۲۳/۱۲۱	۶۹/۲۰۶
صفر	صفر	۱	۹	۱۵	صفر	۶۲۵	۱۲۶/۳۹۳	۷۳/۷۰۶	۱۶
۷	۱	۲	۵	۱۰	۶	۶۱۹	۱۳۱/۰۵۱	۸۰/۷۱۱	۱۷
۱۲	۱	۲	۳	۷	۸	۶۱۷	۱۳۴/۳۷۲	۸۷/۳۱۴	۱۸
۱۵	صفر	صفر	۵	۵	۸	۶۱۷	۱۳۵/۱۰۳	۹۰	۱۹
<b>GA</b>									
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۵	۶۴۵	۱۱۱/۳۳۶	۴۵/۲۷۷	۱۱
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۳	۱۵	۶۳۲	۱۲۲/۹۱۵	۴۹/۷۰۲
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۱۵	۵	۶۳۰	۱۳۰/۱۹۰	۵۴/۱۳۰
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۲۰	۵	۶۲۵	۱۳۸/۵۹۵	۶۰/۹۶۱
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۳	۲۱	۱	۶۲۵	۱۴۲/۸۶۱
۱	صفر	۲	۷	۱۵	۵	۶۲۰	۱۴۹/۰۳۵	۷۱/۳۳۷	۱۶
۷	۱	۲	۵	۱۰	۸	۶۱۷	۱۵۲/۷۰۴	۷۵/۸۱۳	۱۷
۸	۲	صفر	۵	۱۰	۸	۶۱۷	۱۵۳/۰۶۰	۷۶/۴۶۳	۱۸
۱۰	صفر	صفر	۵	۱۰	۸	۶۱۷	۱۵۳/۰۶۰	۷۶/۴۶۳	۱۹
۱۰	۲	۳	صفر	۱۰	۸	۶۱۷	۱۵۵/۰۵۳	۸۰/۷۰۶	۲۰
۱۵	صفر	صفر	۲	۸	۱۲	۶۱۳	۱۵۶/۶۹۸	۸۲/۱۹۲	۲۱
۱۵	صفر	صفر	۵	۵	۱۳	۶۱۲	۱۵۷/۹۰۴	۸۴/۸۶	۲۲
<b>PSO</b>									
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۵	۶۴۵	۱۱۱/۶۹۳	۴۷/۷۷۹	۱۳
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۳	۱۴	۶۳۳	۱۲۲/۳۲۷	۵۲/۰۳۸
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۱۵	۵	۶۳۰	۱۲۹/۴۰۸	۵۶/۵۱۰
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	۲۰	۵	۶۲۵	۱۳۷/۱۱۸	۶۳/۳۲۰
صفر	صفر	صفر	۳	۲۱	۱	۶۲۵	۱۴۰/۴۷۴	۶۷/۲۵۴	۱۷
صفر	صفر	۳	۷	۱۵	۰	۶۲۵	۱۴۴/۲۰۹	۷۱/۱۸۹	۱۸
۳	صفر	۵	۷	۱۰	۳	۶۲۲	۱۴۸/۲۰۱	۷۶/۴۴۲	۱۹
۱۰	صفر	۰	۵	۱۰	۶	۶۱۹	۱۴۹/۷۴۹	۷۸/۶۹۰	۲۰

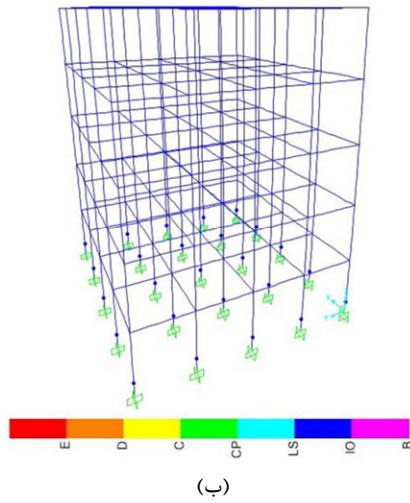
عملکردی ایمنی جانی می‌باشد. سازه مورد مطالعه تحت اثر الگوی بار جانبی تا تغییرمکان جانبی ۶۴/۶۶۹ سانتیمتر پاسخگوی سطح عملکردی قابلیت استفاده به وقه می‌باشد و در تغییرمکان‌های جانبی فراتر از این مقدار، سطح عملکردی ایمنی جانی را جوابگو می‌باشد.

#### ۶-۲- نتایج کاربرد الگوریتم سیستم ذرات باردار (CSS)

براساس روش ATC-40 منحنی پوش‌اور، منحنی طرفیت و طیف تقاضای سازه با الگوی توزیع بار جانبی یکنواخت در شکل ۱۳-الف ارائه شده است [۲۴].

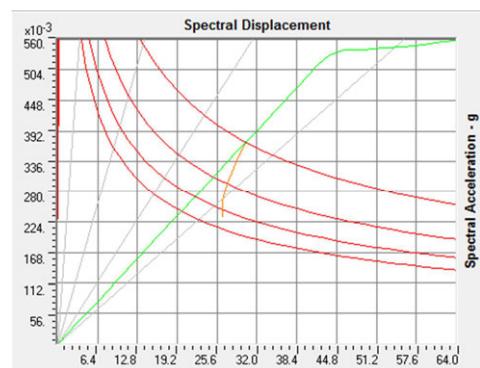
مطابق شکل ۱۳-ب و جدول ۵، سازه مورد بررسی تحت اثر الگوی بار جانبی یکنواخت، جوابگوی سطح

است. در شکل ۱۴- ب و جدول ۶ به منظور ارزیابی عملکردی سازه تحت اثر الگوی بار جانبی متناسب با تحلیل استاتیکی خطی نتایج تشکیل مفاصل پلاستیک در سازه ارائه شده است.



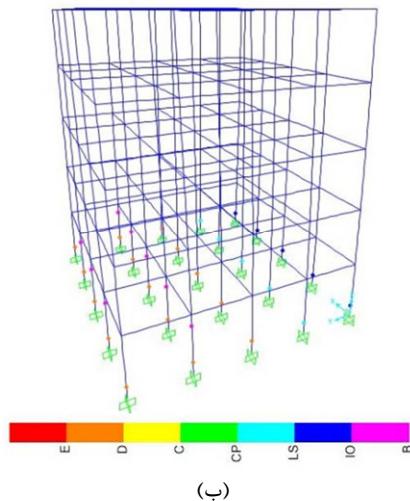
(ب)

در شکل ۱۴- الف نتایج ارزیابی عملکردی سازه بهینه طراحی شده با الگوریتم سیستم ذرات باردار (CSS)، منحنی پوش‌اور و ظرفیت سازه تحت اثر الگوی بار جانبی متناسب با تحلیل استاتیکی خطی ارائه شده

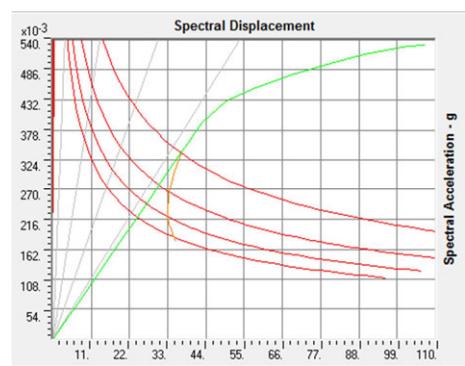


(الف)

شکل ۱۳- (الف) منحنی پوش‌اور، منحنی ظرفیت و طیف تقاضای سازه و (ب) مفاصل تشکیل شده در سازه در گام ۱۲۱ ام تحت اثر الگوی بار جانبی یکنواخت سازه با الگوریتم سیستم ذرات باردار (CSS)



(ب)



(الف)

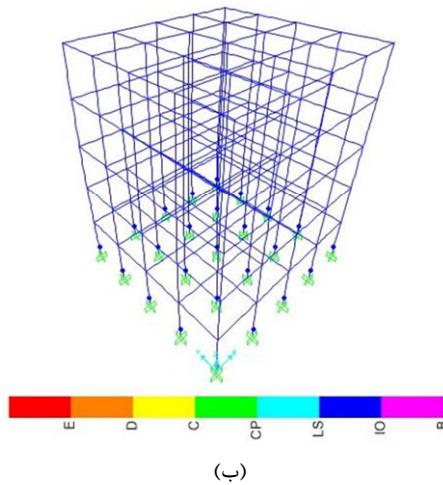
شکل ۱۴- (الف) منحنی پوش‌اور، منحنی ظرفیت و طیف تقاضای سازه و (ب) مفاصل تشکیل شده در سازه در گام ۱۱۹ ام براساس الگوی (CSS) بار جانبی متناسب با تحلیل استاتیکی خطی با الگوریتم سیستم ذرات باردار

در شکل ۱۵- الف منحنی پوش‌اور و منحنی ظرفیت و طیف تقاضای سازه تحت اثر الگوی بار جانبی یکنواخت ارائه شده است. نتایج شکل ۱۵- ب و جدول ۵، سازه تحت اثر الگوی بار جانبی یکنواخت سطح عملکردی اینمی جانی را جواب‌گو می‌باشد. سازه مورد مطالعه تحت اثر الگوی بار جانبی تا تغییرمکان جانبی ۶۰/۷۱۶

با استنباط از جدول ۶ نتیجه می‌شود که سازه تحت اثر الگوی بار جانبی متناسب با تحلیل استاتیکی خطی در تغییرمکان‌های جانبی فراتر از ۶۴/۷۰۶ سانتیمتر جواب‌گوی هیچ یک از سطوح عملکردی نمی‌باشد.

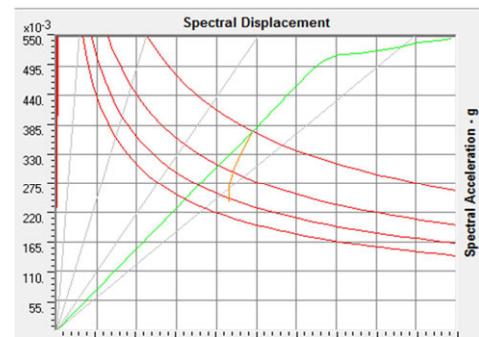
#### ۶-۳- نتایج کاربرد الگوریتم ژنتیک (GA)

و جدول ۶، که مفاصل تشکیل شده در سازه تحت اثر الگوی بار جانبی متناسب با تحلیل استاتیکی خطی ارائه شده است. نتایج بیانگر این است که در تغییر مکان‌های جانبی فراتر از  $60/961$  سانتیمتر سازه پاسخگوی هیچ‌یک از سطوح عملکردی نیست.



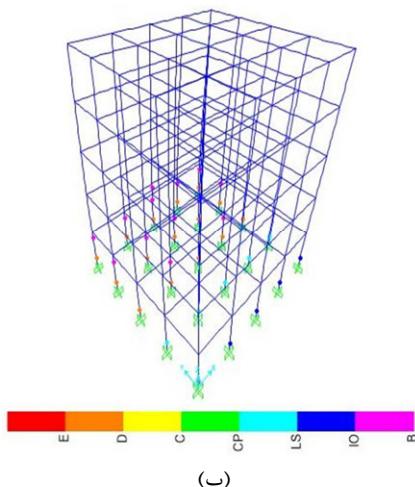
(ب)

سانتیمتر پاسخگوی سطح عملکردی قابلیت استفاده بر وقفه می‌باشد و در تغییر مکان‌های جانبی فراتر از این مقدار، سطح عملکردی اینمی جانبی را جوابگو می‌باشد. منحنی پوش‌اور و ظرفیت سازه تحت اثر الگوی بار جانبی متناسب با تحلیل استاتیکی خطی در شکل ۱۶-الف برای الگوریتم GA ارائه شده است. در شکل ۱۶-ب

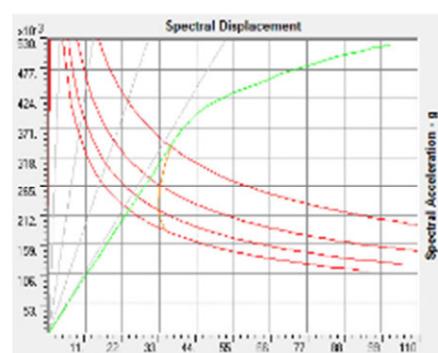


(الف)

شکل ۱۵- (الف) منحنی پوش‌اور، منحنی ظرفیت و طیف تقاضای سازه و (ب) مفاصل تشکیل شده در سازه در گام ۲۱ ام تحت اثر الگوی بار جانبی یکنواخت ساز با الگوریتم ژنتیک (GA)



(ب)



(الف)

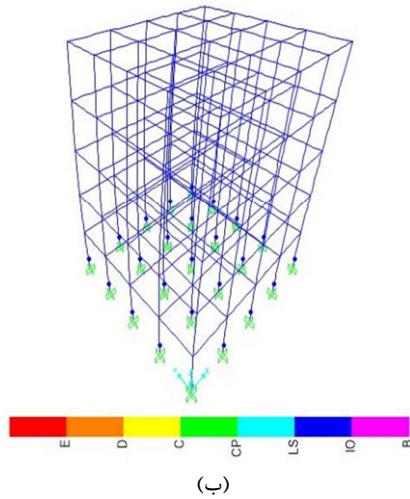
شکل ۱۶- (الف) منحنی پوش‌اور، منحنی ظرفیت و طیف تقاضای سازه و (ب) مفاصل تشکیل شده در سازه در گام ۲۲ ام براساس الگوی بار جانبی متناسب با تحلیل استاتیکی خطی با الگوریتم ژنتیک (GA)

در شکل ۱۷- ب و جدول ۵ مفاصل تشکیل شده در سازه با الگوی بار جانبی یکنواخت ارائه شده است. با بررسی جدول ۵ نتیجه می‌شود که سازه تحت اثر الگوی بار جانبی یکنواخت سطح عملکردی اینمی جانبی را جوابگو می‌باشد. سازه مورد مطالعه تحت اثر الگوی بار

#### ۴-۶- نتایج کاربرد الگوریتم ازدحام ذرات (PSO)

برای الگوریتم PSO منحنی پوش‌اور و منحنی ظرفیت و طیف تقاضای سازه تحت اثر الگوی بار جانبی یکنواخت سازه در شکل ۱۷- الف ارائه شده است.

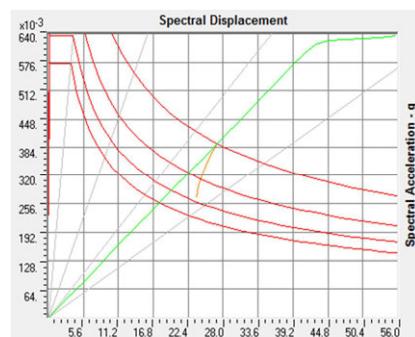
الگوی بار جانبی متناسب با تحلیل استاتیکی خطی در شکل ۱۸-الف ارائه شده است. مفاصل تشکیل شده تحت اثر الگوی بار جانبی متناسب با تحلیل استاتیکی خطی در شکل ۱۸-ب و جدول ۶ ارائه شده است. سازه در تغییرمکان‌های جانبی فراتر از ۶۳/۳۲۰ سانتیمتر پاسخگوی هیچ‌یک از سطوح عملکردی نمی‌باشد.



(ب)

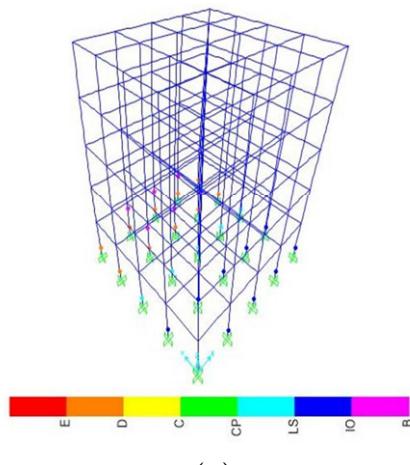
جانبی تا تغییرمکان جانبی ۶۳/۱۱۷ سانتیمتر پاسخگوی سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه می‌باشد و در تغییرمکان‌های جانبی فراتر از این مقدار، سطح عملکردی اینمی‌جانبی را جوابگو می‌باشد.

نتایج ارزیابی عملکردی سازه بهینه طراحی شده با الگوریتم PSO، منحنی پوش‌اور و ظرفیت سازه تحت اثر

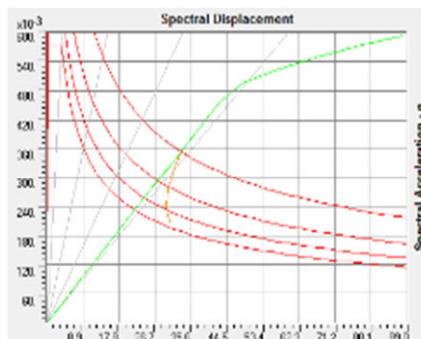


(الف)

شکل ۱۷- (الف) منحنی پوش‌اور، منحنی ظرفیت و طیف تقاضای سازه و (ب) مفاصل تشکیل شده در سازه در گام ۲۱ ام تحت اثر الگوی بار جانبی یکنواخت سازه با الگوریتم ازدحام ذرات (PSO)



(ب)



(الف)

شکل ۱۸- (الف) منحنی پوش‌اور، منحنی ظرفیت و طیف تقاضای سازه و (ب) مفاصل تشکیل شده در سازه در گام ۲۰ ام براساس الگوی بار جانبی متناسب با تحلیل استاتیکی خطی با الگوریتم ازدحام ذرات (PSO)

و با الگوی بار جانبی متناسب با تحلیل استاتیکی خطی در شکل ۲۰ ارائه شده است. مطابق نتایج بهدست آمده، سازه بهینه شده با هر چهار الگوریتم مورد استفاده در این پژوهش تحت اثر الگوی بار جانبی یکنواخت، جوابگوی

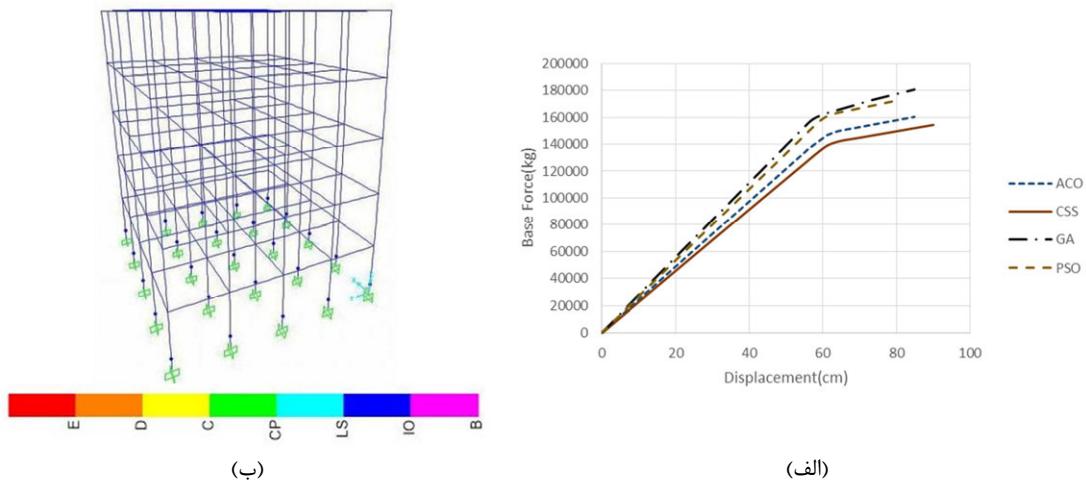
## ۷- ارائه نتایج

منحنی پوش‌اور سازه با الگوی توزیع بار جانبی یکنواخت و تشکیل انواع مفاصل پلاستیک برای الگوریتم‌های مورد استفاده برای این مطالعه در شکل ۱۹

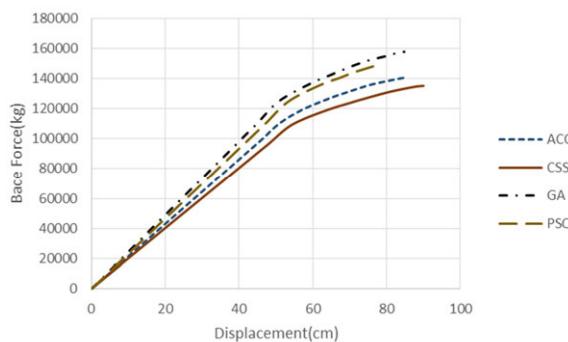
تحلیل استاتیکی خطی برای الگوریتم ACO، CSS، ACO و PSO به ترتیب در تغییرمکان‌های جانبی فراتر از ۷۵/۰۰۶، ۷۳/۷۰۶، ۷۱/۳۳۷ و ۷۱/۱۸۹ سانتیمتر جوابگوی هیچ‌یک از سطوح عملکردی نمی‌باشند و سازه بهینه شده از محدوده سطح عملکردی اینمی‌جانی خارج شده و وارد محدوده فروریزش شده است.

سطح عملکردی اینمی‌جانی اعضای مختلف سازه‌های مورد مطالعه بوده است.

در جدول ۷، مفاصل تشکیل شده در سازه با الگوی بار جانبی متناسب با تحلیل استاتیکی خطی برای هر چهار الگوریتم مورد مطالعه ارائه شده است. براساس نتایج این جدول، سازه تحت اثر الگوی بار جانبی متناسب با



شکل ۱۹- (الف) منحنی پوش آور سازه و (ب) مفاصل تشکیل شده در سازه با الگوی توزیع بار جانبی یکنواخت



شکل ۲۰- منحنی پوش آور با الگوی بار جانبی متناسب با تحلیل استاتیکی خطی

جدول ۷- مقایسه ارزیابی عملکردی مدل‌های بهینه

					سطح عملکرد
PSO	GA	CSS	ACO		
صفر	۵	صفر	۳		IO
۱۵	۱۵	۱۵	۱۲		LS
۷	۷	۹	۷		CP
۲۲	۲۷	۲۴	۲۲		مجموع مفاصل
۷۱/۱۸۹	۷۱/۳۳۷	۷۳/۷۰۶	۷۵/۰۰۶	تغییرمکان متناظر با تشکیل اولین مفاصل پلاستیک در سطح عملکرد فراتر از CP (سانتیمتر)	

پژوهش از جدول ۵ و ۶ استفاده شده است. در این جدول، تعداد مفاصل تشکیل شده به تفکیک در هریک از سطوح

برای درک بهتر ارزیابی عملکردی قاب‌های بهینه طراحی شده توسط الگوریتم‌های مورد مطالعه در این

محاسبه و بر سازه اعمال گردیده است. مسأله بهینه‌سازی سازه‌های مورد مطالعه با استفاده از الگوریتم‌های ACO، CSS، GA و PSO حل شده و نتایج حاصل از این الگوریتم‌ها از لحاظ زمان اجرا، جواب بهینه بدست آمده و تعداد تکرار مقایسه شده‌اند. مشاهده گردید که الگوریتم سیستم ذرات باردار تعداد دفعات کمتری تابع هدف را فراخوانی نموده و در نتیجه، زمان کمتری برای رسیدن به جواب بهینه صرف شده است. سازه‌های بهینه طراحی شده با هر چهار الگوریتم مورد مطالعه در این پژوهش به منظور ارزیابی عملکردی از طریق تحلیل استاتیکی غیرخطی مطالعه شده‌اند. مشاهده گردید که سازه‌های بهینه طراحی شده توسط هر چهار الگوریتم ACO، CSS، GA و PSO تحت اثر الگوی بار جانبی یکنواخت عملکرد مشابهی داشته‌اند ولی تحت اثر الگوی بار جانبی متناسب با تحلیل استاتیکی خطی (الگوی بار جانبی مثلثی) از نظر تعداد مفاصل پلاستیک در تغییرمکان هدف، الگوریتم ACO و CSS دارای کمترین مفاصل پلاستیک می‌باشند ولی از نظر تعداد مفاصل فراتر از حد LS، روش PSO مناسب‌تر بوده است. از دیدگاه تغییرمکان فراتر از سطح LS سازه‌ها فراتر می‌روند، تغییرمکان سازه CSS از بقیه بیشتر بوده است. در مجموع، امکان تعیین روش مناسب به طور قطع وجود ندارد، ولی با توجه به اینکه مجموع تعداد مفاصل در سطوح عملکرد مختلف در روش PSO از همه بیشتر بوده است بنابراین کاربرد این آن نسبت به سایر الگوریتم‌ها در طراحی و ارزیابی براساس عملکرد دارای مزیت‌های مناسبی خواهد بود.

عملکردی برای تغییرمکان هدف در دو حالت با الگوی بار جانبی یکنواخت و متناسب با تحلیل استاتیکی خطی در ACO، CSS، GA و PSO ارائه شده است. مطابق نتایج این جدول‌ها، با بهینه‌سازی سازه از طریق GA بیشترین و CSS کمترین تعداد تشکیل مفاصل پلاستیک در سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه (IO) ایجاد شده است. بنابراین، در صورتی که عملکرد سازه در IO دارای اهمیت زیادی باشد تشکیل مفاصل پلاستیک امر مطلوبی نخواهد بود و نیاز است در طراحی بهینه آن از الگوریتم‌هایی با امکان تشکیل کمترین تعداد مفاصل پلاستیک استفاده گردد. با تغییر سطح عملکرد سازه به اینمی جانی (IO) و اهداف مورد انتظار در این سطح عملکرد، تشکیل تعداد مفاصل پلاستیک باید به‌گونه‌ای باشد که خسارت‌های اجزای سازه‌ای محدود و بدون تلفات جانبی باشد. بنابراین، تشکیل کمتر مفاصل پلاستیک می‌تواند به طور نسبی بیانگر یک انتخاب مناسب برای طراحی بهینه باشد. در حداقل ظرفیت اجزای تشکیل‌دهنده سازه تا آستانه وقوع خرابی می‌باشد. در نتیجه، الگوریتم CSS به طور نسبی می‌تواند یک روش مناسب در بهینه‌سازی طراحی سازه‌های مورد مطالعه مطرح گردد.

## ۸- جمع بندی

در این پژوهش مطابق مبحث دهم تعیین پیکربندی و طراحی سازه قاب خمشی فولادی پنج طبقه با روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) انجام شده است. بار زلزله بر مبنای آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران ویرایش چهارم

## مراجع

- [1] Kaveh, A., Azar, B. F., Hadidi, A., Soroche, F. R., & Talatahari, S. (2010). "Performance-based seismic design of steel frames using ant colony optimization", *Journal of Constructional Steel Research*, 66(4), 566-574.
- [2] Hultman, M. (2010). *Weight optimization of steel trusses by a genetic algorithm-size, shape and topology optimization according to Eurocode*. TVBK-5176.

- [3] Heerman, D. W. (1987). "Computer simulation methods in theoretical physics", *Applied Optics*, 26(10), 1818.
- [4] Haupt, R. L., & Haupt, S. E. (2004). *Practical genetic algorithms*. John Wiley & Sons.
- [5] Saka, M. P., & Kameshki, E. S. (1998). "Optimum design of nonlinear elastic framed domes", *Advances in Engineering Software*, 29(7-9), 519-528.
- [6] Erbatur, F., Hasançebi, O., Tütüncü, I., & Kılıç, H. (2000). "Optimal design of planar and space structures with genetic algorithms", *Computers & Structures*, 75(2), 209-224.
- [7] Pezeshk, S., Camp, C. V., & Chen, D. (2000). "Design of nonlinear framed structures using genetic optimization", *Journal of structural engineering*, 126(3), 382-388.
- [8] Fourie, P. C., & Groenwold, A. A. (2002). "The particle swarm optimization algorithm in size and shape optimization", *Structural and Multidisciplinary Optimization*, 23(4), 259-267.
- [9] Perez, R. L., & Behdinan, K. (2007). "Particle swarm approach for structural design optimization", *Computers & Structures*, 85(19-20), 1579-1588.
- [10] Camp, C. V., & Bichon, B. J. (2004). "Design of space trusses using ant colony optimization", *Journal of structural engineering*, 130(5), 741-751.
- [11] Kaveh, A., & Talatahari, S. (2010). "An improved ant colony optimization for the design of planar steel frames", *Engineering Structures*, 32(3), 864-873.
- [12] Karimi, F., & Vaez, S. R. H. (2019). "Two-stage optimal seismic design of steel moment frames using the LRFD-PBD method", *Journal of Constructional Steel Research*, 155, 77-89.
- [13] Fathali, M., Hoseini Vaez, S., Dehghani, E. (2019). "Modeling the link beam behavior to evaluate its performance according to FEMA 356 and calculating the target displacement of performance levels", *Civil Infrastructure Researches*, 4(2), 47-60. doi: 10.22091/cer.2018.3193.1118
- [14] Kennedy, J., & Eberhart, R. (1995, November). Particle swarm optimization. In *Proceedings of ICNN'95-international conference on neural networks* (Vol. 4, pp. 1942-1948). IEEE.
- [15] Kaveh, A., & Talatahari, S. (2010). "An improved ant colony optimization for the design of planar steel frames", *Engineering Structures*, 32(3), 864-873.
- [16] Blum, C., & Roli, A. (2003). "Metaheuristics in combinatorial optimization: Overview and conceptual comparison", *ACM computing surveys (CSUR)*, 35(3), 268-308.
- [17] Poli, R., Kennedy, J., & Blackwell, T. (2007). "Particle swarm optimization", *Swarm intelligence*, 1(1), 33-57.
- [18] Glover, F. (1977). "Heuristics for integer programming using surrogate constraints", *Decision sciences*, 8(1), 156-166.
- [19] Dorigo, M., & Gambardella, L. M. (1997). "Ant colony system: a cooperative learning approach to the traveling salesman problem", *IEEE Transactions on evolutionary computation*, 1(1), 53-66.
- [20] Haupt, R. L., & Haupt, S. E. (2004). *Practical genetic algorithms with CD-Rom*. Wiley-Interscience.
- [21] Federal Emergency Management Agency, FEMA-273. NEHRP guideline for the seismic rehabilitation of buildings. Washington (DC): Building Seismic Safety Council; 1997.
- [22] Federal Emergency Management Agency, FEMA-350. Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings. SAC Joint Venture, USA. 2000.
- [23] FEMA-356.: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings American Society of Civil Engineers (2000)
- [24] ATC-40.: Seismic Evaluation and Retrofit of Reinforced Concrete Buildings: Applied Technology Council (1996)

## چالش‌های پیاده‌سازی دفتر مدیریت پروژه در شرکت‌ها و پروژه‌های صنایع نفت و گاز (مطالعه موردي: شركت مهندسي و توسعه نفت)

علی قربانی\*

استادیار، گروه مهندسی عمران،  
دانشگاه پیام نور، تهران، ایران.  
پست الکترونیک:  
ghorbani@pnu.ac.ir

امروزه لزوم به کارگیری دانش مدیریت پروژه به عنوان عامل اصلی موفقیت در سازمان‌های پروژه محور آشکار است. به منظور افزایش اثربخشی در مدیریت پروژه‌ها و نیز افزایش سطح بلوغ مدیریت پروژه و نهایتاً افزایش نرخ موفقیت سازمان، استقرار واحدی با کارکرد مرکزیت بخشی و هماهنگ‌سازی پروژه‌ها ضروری است که این وظیفه در قالب دفتر مدیریت پروژه نقش می‌بندد. اتخاذ این رویکرد یکی از اقداماتی است که در متمرکز نمودن و یکپارچه‌سازی فرآیندهای مدیریت پروژه سازمان مؤثر است. با عنایت به این موارد، امروزه سازمان‌ها به منظور غلبه بر مشکلات و نیز بالا بردن اثربخشی مدیریت پروژه‌ها، ضرورت و اهمیت پیاده‌سازی دفاتر مدیریت پروژه را دریافت‌هاند. در این راستا در مقاله پژوهشی حاضر، چالش‌های پیاده‌سازی دفتر مدیریت پروژه در شرکت‌ها و پروژه‌های صنایع نفت و گاز به همراه بررسی موردي که در شرکت مهندسی و توسعه نفت صورت گرفته، شناسایی و اولویت‌بندی شده است. برای این منظور در مرحله اول جهت شناسایی چالش‌ها، مصاحبه‌هایی با خبرگان این حوزه صورت گرفت که منجر به شناسایی ۳۶ چالش گردید و به سه دسته چالش‌های سازمانی، مدیریتی و منابع انسانی تقسیم گردیدند. نهایتاً در مرحله دوم، این چالش‌ها با استفاده از توزیع پرسشنامه میان متخصصان و تحلیل سلسه مراتبی صورت گرفته، اولویت‌بندی شدند که در این راستا عدم ثبات مدیریتی، عدم حمایت مدیران و شناخت کافی و مناسب آن‌ها، نگرانی‌ها از دخالت‌های اجرایی و واگذاری اختیارات و وجود مدیران با تفکرات سنتی، برخی از موارد اصلی و چالش برانگیز در پیاده‌سازی دفتر مدیریت پروژه در شرکت‌ها و پروژه‌های اجرایی صنایع نفت و گاز می‌باشند.

وازگان کلیدی: دفتر مدیریت پروژه، چالش‌های پیاده‌سازی، صنایع نفت و گاز، تحلیل سلسه مراتبی.

### ۱- مقدمه

ضرورت برخورداری پروژه‌ها از ساختاری هماهنگ و یکپارچه برای استفاده بهینه از منابع، محدودیت زمان، عدم هماهنگی ارتباطات میان پروژه‌ها و ضعف در مدیریت پروژه‌های چندگانه از زنجیره مشکلات مهم پروژه‌ها به حساب می‌آیند. ایجاد و توسعه دفتر مدیریت پروژه (PMO)<sup>۱</sup> با کسب نتایج چشمگیر، توجه اکثر سازمان‌ها را به خود جلب نموده است. این دفتر نقشی فراتر از تهیه

عدم اتمام پروژه‌ها در زمان و هزینه تعریف شده، تأخیر یا ناتمام ماندن برخی پروژه‌ها، ضعف کیفی در پروژه‌های اجراسده، عدم بهره‌برداری بهینه از منابع و سرمایه‌ها در راستای افزایش منافع سازمانی، لزوم وجود

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۷/۲۱، بازنگری ۱۴۰۰/۰۹/۱۶، پذیرش ۱۴۰۰/۰۹/۲۰

DOI: 10.22091/cer.2021.7409.1315

<sup>۱</sup>- Project Management Office (PMO)

دفاتر مدیریت پروژه را دریافته‌اند. در این راستا در مقاله پژوهشی حاضر، چالش‌های پیاده‌سازی دفتر مدیریت پروژه در شرکت‌ها و پروژه‌های صنایع نفت و گاز به همراه بررسی موردنی که در شرکت مهندسی و توسعه نفت صورت گرفته، شناسایی و اولویت‌بندی شده است.

## ۲- بیان مسئله

دفتر مدیریت پروژه نهادی است که در سازمان‌های پروژه‌محور مورد استفاده قرار می‌گیرد و وجود آن سبب رشد و تکامل فعالیت‌های مدیریت پروژه در سطح سازمان می‌شود. بسته به اندازه، ساختار، پیچیدگی و نوع سازمان ممکن است در یک زمان، پروژه‌های متعددی در حال اجرا باشند. دفتر مدیریت پروژه باعث تمرکز سامان‌مند مدیریت پروژه در سازمان شده و وضعیت کلی پروژه‌ها و برنامه‌های سازمان را با دقت بسیار بالایی کنترل می‌کند. همچنین این دفتر خدماتی از قبیل مدیریت منابع، اجرای آموزش و مشاوره ارائه می‌دهد، که با استفاده از این خدمات، مخاطرات احتمالی شکست پروژه‌ها و طرح‌ها در سازمان کاهش یافته و کیفیت اجرا افزایش می‌یابد و مدیریت پروژه به بهترین شکل ممکن امکان‌پذیر می‌شود. همچنین یکی از ویژگی‌های اصلی دفتر مدیریت پروژه آن است که می‌تواند هم از نظر عمودی به تمام لایه‌های سازمان نفوذ پیدا کند و هم از نظر افقی کلیه کارکردها و فعالیت‌های سازمان را تحت پوشش خود قرار دهد. بنابراین به عنوان یکی از راه‌های دستیابی به اهداف سازمانی می‌تواند نقشی مهم و استراتژیک ایفا کند. از آنجا که صنعت ساخت سهم زیادی در سرمایه‌گذاری و پیشرفت کشور بر عهده دارد، استقرار دفتر مدیریت پروژه در این صنعت و پروژه‌های زیرساختی برای هرچه بهتر اجرا شدن آن ضروری است. در میان پروژه‌های ساخت، صنایعی نظیر نفت، گاز و پتروشیمی به عنوان یکی از مهم‌ترین و کلیدی‌ترین صنایع مطرح بوده و نقش بسیار مهمی در اقتصاد کشور ایفا می‌نمایند. بنابراین توجه زیادی از سوی تمام بخش‌های ذیربسط در صنایع نفت و

برنامه زمان‌بندی پروژه‌ها و نظارت بر روند پیشرفت پروژه‌ها را بر عهده دارد و در این عرصه، به عنوان رکن اساسی برای تضمین موفقیت سازمان‌ها و شرکت‌های پروژه محور در آینده شناخته شده است [۱].

ایده پیاده‌سازی دفتر مدیریت پروژه به مرور زمان در حال کسب مقبولیت در جامعه حرفه‌ای ایران است. مشتریان فعلی این سیستم سازمان‌های متوسطی هستند که دارای پروژه‌های مشابه با پیچیدگی کم می‌باشند. این سازمان‌ها اغلب از ابتدا بدون سیستم مکانیزه مدیریت سازمان ایجاد شده و با گسترش کسب‌وکار، توسعه پیدا کرده‌اند، اما در میانه رشد خود به حد آزاردهنده‌ای از آشفتگی و بی‌نظمی، هدر رفتن منابع و ناهمانگی کارکنان رسیده‌اند. پیچیدگی کم ساختار دفتر مدیریت پروژه و ارتباطات درون سازمانی باعث می‌شود بخش عمده طراحی از یک مشتری به مشتری بعدی قابل انتقال باشد. بی‌نظمی‌های جاری سازمانی نیز، حتی پس از پیاده‌سازی یک دفتر مدیریت پروژه با کیفیت طراحی و استقرار متوسط نیز مطلوب می‌گردد؛ اما سازمان‌های دیگر و به‌طور خاص سازمان‌های بزرگ و پیچیده صنایعی نظیر نفت، گاز، پتروشیمی، نیرو و ساخت به دنبال ضرورت و منافعی در استقرار این دفتر می‌باشند. این سازمان‌های بزرگ، البته در صورتی که مدیران آن‌ها ثبات نسبی داشته باشند، به خوبی واقع هستند که شاید کمتر از یک دهه پیش، یک دفتر برنامه‌ریزی و کنترل پروژه همه نیازهای آنان را پاسخ می‌داد اما با توجه به اینکه به تدریج سخن از این به میان آمد که مدیریت پروژه فراتر از برنامه‌ریزی پروژه و کنترل زمان و هزینه است و باید همه حوزه‌های این دانش گستره در آن مورد توجه قرار گیرد و پس از این امر، سیستم‌های مدیریت پرتفولیو، مازول‌های مدیریت پروژه، سیستم‌های اطلاعات مدیریت پروژه و دفاتر مدیریت پروژه راه خود را به سبد خدمات مدیریت پروژه هموار و مستمر کردند. با عنایت به این موارد، امروزه سازمان‌ها به منظور غلبه بر مشکلات و نیز بالا بردن اثربخشی مدیریت پروژه‌ها، ضرورت و اهمیت پیاده‌سازی

کارایی لازم را نخواهد داشت. در بین این سه عامل فرآیندها از اهمیت فوق العاده‌ای برخوردارند، چه بسا فرآیندهای نامناسب ابزارها و منابع انسانی را دچار تغییرات محربی نموده و می‌تواند کل کسبوکار را تحت الشاع خود قرار دهد. از سوی دیگر در صورتی که فرآیندها به صورت جامع طراحی و پیاده‌سازی شده باشند می‌توانند مسیر ارتقا و بهبود عملکرد نیروی انسانی و تولید را فراهم سازند.

نورنگ و همکاران، در تحقیق تحلیلی و مروری خود به اهمیت و جایگاه دفتر مدیریت پروژه به عنوان یک رکن اساسی در سازمان‌های پروژه محور پرداختند و نشان دادند که چگونه وجود دفتر مدیریت پروژه می‌تواند سبب اثربخشی و ارتقای سطح عملکردی سازمانی شود. در این تحقیق اشاره به پیاده‌سازی دفتر مدیریت پروژه و افزایش عملکرد سازمان در طی سال‌های ۲۰۰۰ تا ۲۰۱۰ میلادی شده است و به صورت مقایسه‌ای و شماتیک میزان عملکرد سازمان‌هایی که درون خود این دفتر را راهاندازی کرده‌اند و سازمان‌هایی که این دفتر را ندارد، نشان داده شده است، برای تحلیل این اثر پنج سطح مختلف بلوغ دفتر مدیریت پروژه و هشت عامل مهم تأثیرگذار روی عملکرد سازمان را در میزان تأثیرگذاری بررسی کردن و برای تحلیل، از دستاوردهای آماری سازمان‌های معتبر دنیا که اقدام به پیاده‌سازی این دفتر نمودند استفاده کردند. نتایج نهایی نشان داد که میزان عملکرد سازمان‌ها با سطح بلوغ دفتر مدیریت پروژه ارتباطی مستقیم دارد [۵].

زین‌العابدین، در پژوهشی به بررسی چالش‌ها و عوامل کلیدی مؤثر بر پیاده‌سازی دفتر مدیریت پروژه (PMO) پرداخته است. در این پژوهش فهرستی از چالش‌ها و عوامل کلیدی در پیاده‌سازی دفتر مدیریت پروژه (PMO) استخراج و مطالعه میدانی پیرامون آن‌ها انجام شده است و نتایج آن در قالب راهکارها و توصیه‌هایی ارائه گردیده است. مطابق این مطالعه، به ترتیب عواملی نظیر ۱- ذینفعان سازمانی (ارتباطات و تعاملات، مشارکت و همکاری)، ۲- وجود مشترک کاری،

گاز به خصوص پروژه‌های ساخت میدان‌های نفتی و گازی می‌طلبد. با توجه به موارد ذکر شده و با وجود آشکار شدن مزایای دفاتر مدیریت پروژه، نقش آن تاکنون در بسیاری از شرکت‌های پروژه محور کمنگ بوده است و با چالش‌های مختلفی در سطوح و اولویت‌های متفاوت مواجه می‌باشند که در این راستا نیز نیازی میرم به شناخت موانع پیاده‌سازی دفتر مدیریت پروژه وجود دارد.

### ۳- پیشینه تحقیق

مقامات ارشد نظامی آمریکا در اوایل دهه‌ی ۱۹۸۰ میلادی برای نخستین بار مفهوم دفتر کنترل مرکزی را در ارتش ارائه و اجرایی نمودند [۲]. دفتر مدیریت پروژه پدیده‌ای نسبتاً جدید است که از اواسط دهه ۱۹۹۰ میلادی شروع به کسب محبوبیت و شهرت نموده است. مفهوم اداره اجرایی پروژه به تدریج به سازمان و شرکت‌های تجاری راه پیدا کرد و در اواسط دهه ۱۹۸۰ میلادی اولین نمونه‌ها از دفتر مدیریت پروژه (PMO) تأسیس شدند. این روند ادامه پیدا کرد تا جایی که تا سال ۲۰۰۰ میلادی تقریباً ۴۰ درصد سازمان‌ها و شرکت‌های آمریکایی با مفهوم دفتر مدیریت پروژه (PMO) آشنا شده و شکل‌ها و مدل‌های مختلفی از آن را اجرا کردند [۳]. در دهه جاری، دفتر مدیریت پروژه (PMO) به جایگاه سازمانی شناخته‌شده‌ای در ساختار سازمانی رسیده است. وظایف و کارکردهای اصلی آن در این دوره عبارت‌اند از ایفای نقش محافظ برای سرمایه فکری سازمان (به دلیل حجم اطلاعات مدیریت پروژه در این دوره) و نیز حمایت از برنامه‌ریزی استراتژیک سازمان به جای تمرکز بر مشتری خاص هست [۴].

به طور کلی سه عنصر اساسی در هر کسبوکار نیروی انسانی، فرآیندها و محصولات است. در واقع جهت کارکرد بهینه سازمان، باید این سه مؤلفه، به خوبی طراحی شده و با یکدیگر به صورت تعاملی کار نمایند. بدیهی است در صورت نقص در هر یک از این عناصر یا عدم تعامل مناسب با یکدیگر این چرخه معیوب بوده و

به وزن‌های به دست آمده، اولویت‌بندی کردند. اولویت‌بندی این معیارها به سازمان‌های پروژه محور این امکان را می‌دهد که با توجه به زمینه کاری، شرایط اقتصادی و اهداف استراتژیک خود، این معیارها را در دفتر مدیریت پروژه خود پیاده‌سازی کنند یا برای نیل به آن، برنامه‌ریزی‌های لازم را انجام دهند. طبق این مطالعه، معیارهای طرح‌ریزی و انجام ممیزی پروژه در رتبه یک، مدیریت سبد پروژه در رتبه دوم و مشارکت در مدیریت و اجرای پروژه‌ها در رتبه سوم قرار گرفتند [۸].

آبری<sup>۲</sup> و همکاران، تحقیقی را به صورت تفسیری با استفاده از مطالعات کتابخانه‌ای روی عوامل مهم و کلیدی در تغییر و تحول دفتر مدیریت پروژه اجرا کردند. آنان برای این منظور از ۱۷ شرکت که درون خود این دفتر را پیاده‌سازی کرده‌اند از طریق مصاحبه و پرسشنامه ۳۵ عامل تغییر را شناسایی کردند و با استفاده از روش‌های مفهومی موجود در پیشینه این تحقیق این عوامل را تجزیه و تحلیل کردند. خروجی این تجزیه و تحلیل به دست آمدن سه مدل برای تغییر و تحول بود. ساختار دفتر مدیریت پروژه، ساختار سازمانی، سبک و روش اجرایی درون دفتر مدیریت پروژه، از جمله موارد مهم در مدل‌های پیشنهادی است. از طرف دیگر تحول در راستای استانداردسازی، تحول در راستای رشد ابعاد سازمانی و تحول در راستای چابک شدن، پیشنهادات این تحقیق برای رسیدن به چابکی دفتر مدیریت پروژه بود. نتایج این تحقیق نشان می‌داد که تغییر در ساختار دفتر مدیریت پروژه، باعث به وجود آمدن تغییرات و تحول سازمانی و افزایش عملکرد و پاسخ‌گویی سریع می‌شد [۱].

الصادق<sup>۳</sup> و همکاران، تحقیقی را در مورد مفهوم چابکی در دفتر مدیریت پروژه انجام دادند. بر مبنای تجربیات خود در اجرای پروژه‌ها در خاورمیانه و شمال آفریقا، ویژگی‌هایی را که باعث بهبود و تحول دفتر

-۳- پشتیبانی و پذیرش سازمانی، -۴- استراتژی پیاده‌سازی، -۵- ضمانتهای اجرایی، -۶- پیاده‌سازی مرحله‌ای، -۷- اثبات ارزش افزوده، -۸- یکپارچگی در اقدامات، -۹- یادگیری سازمانی، -۱۰- کارگروهی، -۱۱- نیازسنگی و توجیه پیاده‌سازی دفتر مدیریت پروژه (PMO) و -۱۲- کارکردها و محدوده کاری دفتر مدیریت پروژه (PMO) با توجه به اولویت‌های سازمانی دارای اهمیت خیلی زیاد در میان تمام عوامل هستند. همچنین -۱۳- مدیریت تغییر و گذار در سازمان، -۱۴- بررسی چالش‌ها و ریسک‌های پیاده‌سازی، -۱۵- آموزش، فرهنگ‌سازی/تفکر سازمانی، -۱۶- نوع، جایگاه و اختیارات دفتر مدیریت پروژه (PMO)، -۱۷- نقشه راه و تبعیت از مدل مناسب و بازنگری در آن، -۱۸- بلوغ سازمانی در حوزه‌های مختلف، -۱۹- ارزیابی پیاده‌سازی و نظارت بر آن ساختار سازمانی موجود (ارتباطات، پیچیدگی و تعدد لایه‌ها)، -۲۰- وجود نفرات حرفة‌ای در مدیریت پروژه در سازمان و شایستگی کارکنان دفتر مدیریت پروژه (PMO)، از عوامل مهم پیاده‌سازی دفتر مدیریت پروژه با درجه اهمیت زیاد می‌باشد [۶].

امانی‌زاده و همکاران، در پژوهشی به بررسی تعیین عملکرد دفتر مدیریت پروژه در پروژه‌های عمرانی کشور پرداخته‌اند. آن‌ها با شناسایی تمام عملکردها و ریز عملکردها به اولویت دهی آن‌ها براساس نظر خبرگان پرداختند. طبق نتایج حاصل از این تحقیق، اکثر دفاتر مدیریت پروژه در پروژه‌های عمرانی کشور دارای ساختاری پروژه‌ای است. بدین معنی که مدیران پروژه به عنوان شخص اول، کنترل و حکمرانی پروژه را بر عهده‌دارند، درنتیجه اختیارات دفتر مدیریت پروژه کمنگ می‌گردند و آنچه انتظار است حاصل نمی‌گردد. همچنین مهم‌ترین عامل ضعف در پروژه‌های عمرانی و دفاتر مدیریت پروژه در اولویت دهی به عملکردها است [۷].

حسینی و همکاران، براساس تحلیل سلسه‌مراتبی که جزئی از روش‌های تصمیم‌گیری چند معیاره محسوب می‌شود، معیارهای پرکاربرد دفتر مدیریت پروژه را با توجه

<sup>2</sup>- Aubry

<sup>3</sup>- Alsadeq

نرمافزاری و مدیریت دانش به صورت روایی و شماتیکی، این انتقال دانش را پررنگ‌تر نشان دهند. نتایج حاصل از این سنجش نشان داد که این امر در حد انتظار برآورده نشده است. این دفاتر پتانسیل زیادی را برای انتقال دانش و تجربه به مدیران پژوهه‌ها دارند و با بهبود هرچه بیشتر از این دفاتر و ایجاد ارتباط بهتر و پررنگ کردن نقش این دفاتر می‌توان اثربخشی در سازمان‌های پژوهه محور را افزایش داد [۱۱].

پژوهشگران، تحقیقی در ارتباط با یکپارچه‌سازی و چندکاره کردن دفاتر مدیریت پژوهه در سازمان‌های بزرگ انجام دادند. تحقیق درون یک سازمان پژوهه محور بزرگ که درون خود چند دفتر مدیریت پژوهه را پیاده‌سازی کردن، اجرا شد. این دفتر از چند بعد نظراتی، ساختاری، رویکردی، مقرراتی بسط داده شدند و زیر معیارهای این ابعاد استخراج گردید و برای سازمان برنامه‌ای تدوین شد تا این دفتر با یکدیگر هماهنگ‌تر و یکپارچه‌تر عمل کنند و به یک شبکه تبدیل شوند. نتایج و بحث‌ها نشان دادند که با یکپارچه‌سازی این دفاتر تضاد و اختلاف‌نظرها کاهش یافته و قدرت اجرایی سازمان افزایش پیدا کرده است [۱۲].

بارباله<sup>۶</sup><sup>۷</sup> و همکاران، در پژوهشی با هدف مشخص کردن توابع انجام‌شده توسط ادارات مدیریت پژوهه و همچنین تجزیه و تحلیل این توابع از دیدگاه برخی از شاخص‌های عملکردی مورداستفاده در محصولات جدید پژوهه‌ها که از توسعه محصولات جدید در شرکت‌های صنعتی پشتیبانی می‌کند را بررسی نموده‌اند. یکی از شایع‌ترین کارکردهای دفتر مدیریت پژوهه (PMO) روش مدیریت در این نمونه است و با هر شاخصی از محدودیت سه‌گانه ارتباطی ندارد. در مقوله هزینه، راه موفقیت، می‌تواند از طریق مدیریت و انتشار پایگاه داده‌ها برای دانش و اطلاعات پژوهه و ریسک مدیریت پژوهه و گروه‌ها، و در عین حال به منابع انسانی برای تعریف منافع پژوهه‌ها

مدیریت پژوهه می‌شود، شناسایی کردند و با تغییر در این مشخصات به مفهوم چابکی رسیدند. این سه ویژگی عبارت بود از طبیعت دفتر مدیریت پژوهه به عنوان پشتیبان اصلی اجرای پژوهه‌ها، مشخصات سازمان‌هایی که به دنبال ایجاد دفتر مدیریت پژوهه در درون خود هستند و انتخاب شیوه و روش رسیدن به چابکی که حاصل از تجربیات نویسنده‌گان این مقاله بود به صورت روایی خروجی این تحقیق محسوب می‌شد [۹].

اسپالک<sup>۸</sup>، پژوهشی در خصوص بهبود عملکرد صنایع از طریق دفتر مدیریت پژوهه موفق، انجام داد و مشخص شد که چالش‌های دفاتر مدیریت پژوهه (PMOs) در کوتاه مدت (تا یک سال) و درازمدت (بیش از یک سال) متفاوت است. همچنین، برخی از چالش‌های بلندمدت در طول زمان، در همان سطح باقی می‌مانند. نتایج بررسی به درک ماهیت پیچیده دفاتر مدیریت پژوهه (PMOs)، اضافه کردن عناصر جدید به درک فعلی و ایجاد زمینه‌های تحقیق جدید در زمینه مدیریت عملیات کمک می‌کند. اعمال این دانش به شیوه‌های موجود باید منجر به بهبود عملکرد مهندسی صنایع از طریق افزایش کارایی در مدیریت همزمان پژوهه‌های مختلف در شرکت شود. علاوه بر این، بهره‌وری عملیات در محیط چند پژوهه را می‌توان با ایجاد و اجرا دفتر مدیریت پژوهه افزایش داد. درنهایت با موفقیت مدیریت دفتر مدیریت پژوهه، بهطور مثبت بر عملکرد شرکت تأثیر می‌گذارد [۱۰].

پمسل و ویویورا<sup>۹</sup><sup>۱۰</sup>، به بررسی ایفای نقش و پتانسیل دفتر مدیریت پژوهه در انتقال دانش و کاربرد تکنیک به درون پژوهه‌ها پرداختند. آن‌ها هفت شرکت بزرگ دارای این دفتر را به عنوان موردمطالعه، انتخاب و میزان شرکت دفتر مدیریت پژوهه هرکدام از این شرکت‌ها را در موفقیت و عملکرد پژوهه‌ها و مدیران پژوهه سنجیدند و سعی کردند که با ایجاد ارتباط بین دفتر مدیریت پژوهه و چابکی

<sup>4</sup>- Spalek

<sup>5</sup>- Pemsel and Wiewiora

<sup>6</sup>- Barbalho

اینکه اغلب تحقیقات در مورد دفاتر مدیریت پروژه (PMOs) بر ساختار و نقش آنها به عنوان یکپارچه‌کننده برای تسهیل، هماهنگی و حمایت از فعالیت پروژه در بین سازمان‌ها و پورتفولیوها متمرکز شده است. این تمرکز جانبی در سراسر سازمان‌ها تا حدی دامنه طولی PMO و پتانسیل آن برای کمک به اجرای مؤثر مدیریت چرخه عمر محصول را نادیده گرفته است. در این پژوهش، نقش PMO به عنوان یک ادغام کننده طولی فعالیت در طول چرخه عمر محصولات پروژه مورد بررسی قرار گرفته است و به طور خاص، پتانسیل PMO برای پر کردن شکاف‌های رابط بین مراحل چرخه عمر محصولات پروژه‌ها بررسی شده است. در این راستا از یافته‌های یک مطالعه تجربی انجام شده در یک شرکت دفاعی چند ملیتی برای تحقیق در مورد رابط بین مرحله ارسال پیشنهاد و مراحل بعدی استفاده شده است. نتایج این پژوهش، نشان می‌دهد که PMO می‌تواند با حفظ انسجام هدف، فرآیند و روش و یکپارچگی دانش برای بهبود عملکرد مراحل قبلی و بعد از شکاف چرخه حیات، تداوم را در بین مراحل فراهم کند. همچنین نشان می‌دهد که کاوش مبتنی بر چرخه عمر PMO ممکن است فرصت‌هایی را برای افزایش ارزش استراتژیک PMO در سازمان‌ها و همچنین بهبود ادغام بین عملکرد مدیریت پروژه و مدیریت چرخه عمر محصولات را منجر شود [۲۰].

#### ۴- روش تحقیق

از آنجاکه از اهداف اصلی این تحقیق شناسایی چالش‌ها یا موانع موجود اجرایی فرآیندهای دفتر مدیریت پروژه یا استقرار آن در سازمان‌ها و پروژه‌های صنایع نفت و گاز است، می‌بایست از روش تحقیق و فرآیندهایی متناسب برای نیل به این مقصود ببره برد که در این راستا فرآیندهای کلی تحقیق مطابق شکل ۱ تبیین شده است. شایان ذکر است که جامعه آماری این مطالعه، مدیران و متخصصان شرکت‌های اجرایی پروژه‌های صنایع نفت و گاز (شرکت مهندسی و توسعه نفت) می‌باشند.

به افرادی که در آن‌ها مشغول به کار هستند، کمک کند. سایر وظایف باید توسط مدیران PMO (مدیریت فایل‌ها از اسناد پروژه، مدیریت برنامه‌ها و اجرا و مدیریت پایگاه‌های داده برای ریسک و درس‌های آموخته‌شده) به خوبی صورت گیرد تا بتوانند برای نتایج بهتر پروژه کمک کند [۱۳].

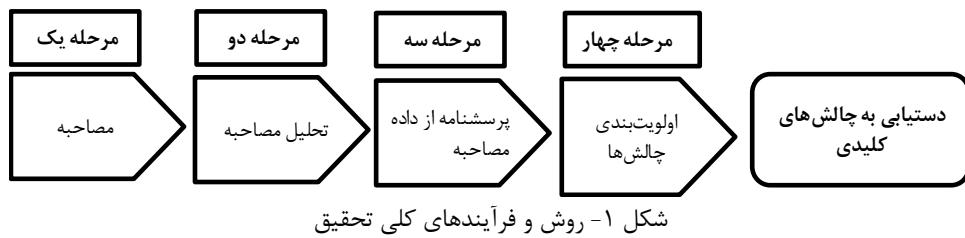
شایان ذکر است که اهمیت دفاتر مدیریت پروژه با توجه به کاربرد و گسترش این مقوله در سالیان اخیر، در تلفیق با حوزه‌های پژوهشی مختلف دیگر نیز مورد مطالعه و بررسی قرار گرفته است و چارچوب و رویکردی یکپارچه در تعامل با مباحثی نظیر مدیریت دانش، نوآوری‌ها، چرخه عمر و پایداری صورت پذیرفته است [۱۴-۲۰]. در این راستا، سیلویوس<sup>۷</sup>، در پژوهشی به بررسی نقش دفتر مدیریت پروژه در مدیریت پایدار پروژه‌ها پرداخته است. در این راستا، با عنایت به این که اغلب در سازمان‌ها، دفتر مدیریت پروژه نقشی پیشرو در تدوین و تبیین استانداردها، روش‌ها و شیوه‌های مدیریت پروژه ایفا می‌کند اما با این حال، نقش PMO در مدیریت پروژه پایدار هنوز کشف نشده است که در پژوهش صورت گرفته، چگونگی تأثیر مدیریت پروژه پایدار بر مسئولیت‌ها و وظایف یک PMO بررسی شده است و براساس تجزیه و تحلیل مربوطه، فهرستی از مسئولیت‌ها و وظایف دفتر مدیریت پروژه تهیه شده است. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که PMO می‌تواند نقش کلیدی را در پایداری پروژه‌ها و مدیریت پروژه و در نتیجه در انتقال سازمان‌ها به سمت شیوه‌های کارآمد و تجاری پایدارتر ایفا کند [۱۹].

در پژوهشی دیگر که توسط پاتون و اندرو<sup>۸</sup>، به صورت مطالعه‌ای موردي در صنایع دفاعی صورت گرفته است به نقش دفتر مدیریت پروژه در مدیریت چرخه عمر پروژه و محصولات حاصله پرداخته شده است. با توجه به

<sup>7</sup>- Silvius

<sup>8</sup>- Paton & Andrew

تعداد مصاحبه‌شوندگان براساس داده‌های به دست آمده از



خبرگان مطابق با جدول ۱، چالش‌های پیش رو شناسایی شد. به جهت شناسایی این موارد ۱۲ مصاحبه کامل انجام شده است که جدول جمعیت‌شناسی مصاحبه‌شوندگان به شرح جدول پیوست الف مقاله حاضر می‌باشد.

امروزه سازمان‌ها و شرکت‌ها در سراسر دنیا به دنبال یافتن راهکارهایی به منظور ایجاد فرآیندهای منظم و رسمی مدیریت پژوهش و همچنین نظم دهی هرچه بیشتر سازمان خود در انجام پژوهش‌های جاری در قالب زمان، بودجه و سطح کیفی موردنیاز هستند. این مهم فقط از طریق انجام فرآیندهای مدیریت پژوهش امکان‌پذیر است. بسیاری از سازمان‌ها با استفاده از ایجاد و راهاندازی دفاتر مدیریت پژوهش سعی در نظم دهی و شکل‌دهی هرچه بیشتر به فرآیندهای مدیریت پژوهش خود دارند. شرح وظایف و اهداف متنوع و گوناگونی را می‌توان براساس نیازها و ویژگی‌های سازمان از راهاندازی و استقرار دفتر مدیریت پژوهش انتظار داشت. مهم‌ترین انتظاری که از دفتر مدیریت پژوهش سازمان می‌رود ایجاد فرآیندهای منظم و یکپارچه مدیریت پژوهش در قالب متداول‌وزی واحد مدیریت پژوهش است که بسته به حیطه اختیار و دامنه نفوذ فعالیت‌های دفتر مدیریت پژوهش، زمینه‌های آموزش مدیریت پژوهش، مشاوره و هدایت پژوهش‌ها، ممیزی دوره‌ای نظام مدیریت پژوهش، گزارش دهی، مدیریت سبد پژوهش‌ها و در نهایت تلاش در جهت رشد و توسعه مدیریت پژوهش سازمان از جمله ویژگی‌های مهم و کلیدی آن واحد است. در اغلب سازمان‌های کوچک و بزرگ پژوهش محور، مدیران ارشد به خصوص مدیران پژوهش‌ها در زمینه تخصیص منابع با چالش‌های فراوانی مواجه هستند. بنابراین، به منظور کاهش هزینه و زمان اجرا و همچنین افزایش کیفیت در

این روش به این معنی است که تا زمانی که نظرات جدید از مصاحبه‌شوندگان دریافت می‌شود مصاحبه با افراد جدید ادامه می‌یابد و هرگاه داده‌های تکراری مشاهده شد تعداد جامعه آماری، مشخص می‌شود و از مراجعه به مصاحبه‌شوندگان بعدی اجتناب می‌گردد. به منظور تجزیه و تحلیل اطلاعات حاصل از پرسشنامه در جهت امتیازدهی به چالش‌های کلیدی شناسایی شده از طریق مصاحبه و اولویت‌بندی آن‌ها براساس میزان نقش و تأثیر موجود در پیاده‌سازی دفتر مدیریت پژوهش در پژوهش‌های صنایع نفت و گاز، از تحلیل سلسله‌مراتبی (AHP<sup>۹</sup>) استفاده شده است. فرآیند تحلیل سلسله‌مراتبی یکی از روش‌های تصمیم‌گیری است. انتخاب سنجه‌ها براساس سنجه‌های شناسایی شده نامزدها ارزیابی می‌شوند. واژه گزینه‌ها یا نامزدها هم‌معنای واژه Alternative یا Candidates بوده و بجای هم به کار می‌روند. علت سلسله مراتبی خواندن این روش آن است که ابتدا باید از اهداف و راهبردهای سازمان در رأس هرم آغاز کرد و با گسترش آن‌ها سنجه‌ها را شناسایی کرد تا به پایین هرم رسید و این تحلیل را انجام داد.

به منظور جمع‌آوری اطلاعات کیفی برای شناسایی چالش‌های پیش روی پیاده‌سازی دفتر مدیریت پژوهش (PMO) مصاحبه با مسئولان و مدیران این حوزه، باسابقه بالای ۱۵ سال در دستور کار قرار گرفت. به جهت تشکیل جامعه آماری روش نمونه‌گیری قضاوتی که یک روش غیرتصادفی است، انتخاب شده است. پس از مصاحبه با

<sup>۹</sup>- Analytical Hierarchy Process

تشکیلات سازمان یافته‌ای برای مدیریت و برنامه‌ریزی پروژه‌ها موردنیاز خواهد بود. شایان ذکر است که دفتر مدیریت پروژه دارای نگرشی یکپارچه در سازمان است.

پروژه باستی رویکرد از مدیریت سنتی به مدیریت علمی تغییر یابد تا پاسخگوی بهینه‌سازی کارایی و عملکرد یک پروژه در دوره عمر آن باشد. برای رسیدن به این مهم

جدول ۱- چالش‌های شناسایی شده

ردیف	چالش‌های سازمانی	چالش‌های منابع انسانی	چالش‌های مدیریتی
۱	عدم بودجه کافی جهت پیاده‌سازی PMO	عدم وجود عوامل انگیزشی جهت ترغیب کارکنان در زمینه پیاده‌سازی PMO	پیش‌بینی ناقص منابع
۲	عدم مهارت نفرات متخصص در چارت سازمانی	اتکا صرف بر نیروی انسانی داخل سازمان	تلقی دفتر مدیریت پروژه به عنوان هزینه اضافی و سربار
۳	عدم فرهنگ‌سازی در سازمان برای پیاده‌سازی PMO	عدم وجود وفاداری به سازمان	وجود تفکرات و مدیران سنتی در سازمان
۴	وجود مقاومت سازمانی	وجود روحیه فردگاری در بین اعضای سازمان	عدم شناخت کافی مدیر ارشد با PMO مفهوم
۵	عدم وجود متداوله‌ی مشخص در سازمان	عدم بهره‌مندی کلیه کارکنان از منافع PMO	عدم اطمینان از حصول نتایج مثبت
۶	عدم تدوین و ابلاغ دستورالعمل دفتر PMO	عدم ارتباطات کافی میان اعضای گروه پروژه	نگرانی مدیران از واگذاری بخشی از اختیارات
۷	وجود مراکز موازی جهت تصمیم‌گیری	اشتباه بودن مسیر توسعه و آموزش یا نبود آن	نگرانی مدیران از دخالت PMO در تعیین مدیران
۸	عدم تعریف شفاف جایگاه و وظایف PMO	ناکافی بودن مهارت‌های کسب و کار	عدم حمایت مدیران ارشد از پیاده‌سازی PMO
۹	وجود ریسک‌های ناشناخته در پیاده‌سازی PMO	ناکافی بودن مهارت‌های تخصصی	عدم ثبات مدیریتی
۱۰	عدم وجود زیرساخت‌های لازم	متعادل نبودن عرضه و تقاضا برای مهارت‌های کلیدی	مهارت‌های ناکافی مدیریت پروژه
۱۱	عدم وجود الزامات قانونی در پیاده‌سازی PMO	روشن نبودن تعریف نقش‌ها	ناکافی بودن مدیران پروژه
۱۲	وجود پروژه‌های متفاوت به لحاظ نوع پروژه	-	-
۱۳	کمبود اختیارات PMO	-	-
۱۴	عدم اطلاعات و منابع کافی در دسترس	-	-

چالش‌های پیش رو به سه دسته سازمانی، مدیریتی و منابع انسانی تقسیم‌بندی می‌شوند. پس از شناسایی چالش‌های موجود، پرسشنامه مربوطه تهیه شد و در اختیار ۷ نفر پرسش‌شونده قرار گرفت و سپس تحلیل سلسله مراتبی انجام شد که

امروزه بحث مدیریت پروژه از چالش‌های عمدۀ بسیاری از سازمان‌هاست لذا نیاز به ایجاد دفاتری که به این مهم توجه ویژه داشته باشند بیش از پیش احساس می‌شود. نتایج حاصل از مصاحبه‌ها بیانگر این است که

پرداخته شده است که در این راستا و در دسته‌بندی چالش‌های سازمانی بعد از محاسبه وزن هر چالش، نتیجه به دست آمده در وزن سرگروه ضرب شده تا وزن نهایی هر چالش مطابق جدول ۳ مشخص شود. در این دسته‌بندی عدم وجود الزامات قانونی در پیاده‌سازی PMO با وزن نهایی ۰/۰۳۰۰ در اولویت اول قرار گرفته و در اولویت دوم و سوم وجود مقاومت سازمانی با وزن نهایی ۰/۰۲۶۲ و عدم وجود زیرساخت‌های لازم با وزن ۰/۰۲۲۸ قرار گرفته‌اند.

جمعیت‌شناسی پرسش‌شوندگان به شرح جدول پیوست ب مقاله حاضر است.

در روش تحلیل سلسله مراتبی از پرسشنامه‌های پخش شده میانگین هندسی گرفته شده است و داده‌ها به یک پرسشنامه تبدیل شد و با محاسبات انجام شده در دسته‌بندی اصلی چالش‌های مدیریتی، سازمانی و منابع انسانی به ترتیب با وزن‌های ۰/۰۶۲۹، ۰/۰۲۴۴ و ۰/۰۱۲۷ در اولویت‌های اول تا سوم به صورت جدول ۲ قرار گرفتند.

در مرحله بعدی به بررسی جداگانه چالش‌های این سه دسته‌بندی اصلی و اوزان و اولویت‌های موجود

جدول ۲- اولویت‌بندی دسته‌بندی اصلی چالش‌ها

وزن	دسته‌بندی	اولویت
۰/۰۶۲۹	چالش‌های مدیریتی	۱
۰/۰۲۴۴	چالش‌های سازمانی	۲
۰/۰۱۲۷	چالش‌های منابع انسانی	۳

جدول ۳- اولویت‌بندی دسته چالش‌های سازمانی

ردیف	چالش	وزن	وزن سرگروه	وزن نهایی
۱	عدم وجود الزامات قانونی در پیاده‌سازی PMO	۰/۱۲۳۰	۰/۰۲۴۴۰	۰/۰۳۰۰
۲	وجود مقاومت سازمانی	۰/۱۰۷۳	۰/۰۲۴۴۰	۰/۰۲۶۲
۳	عدم وجود زیرساخت‌های لازم	۰/۰۹۳۳	۰/۰۲۴۴۰	۰/۰۲۲۸
۴	عدم فرهنگ‌سازی در سازمان برای پیاده‌سازی PMO	۰/۰۷۷۳	۰/۰۲۴۴۰	۰/۰۱۸۹
۵	عدم تعریف شفاف جایگاه و وظایف PMO	۰/۰۷۶۵	۰/۰۲۴۴۰	۰/۰۱۸۷
۶	وجود مراکز موازی جهت تصمیم‌گیری	۰/۰۷۵۳	۰/۰۲۴۴۰	۰/۰۱۸۴
۷	عدم تدوین و ابلاغ دستورالعمل دفتر PMO	۰/۰۷۳۹	۰/۰۲۴۴۰	۰/۰۱۸۰
۸	وجود ریسک‌های ناشناخته در پیاده‌سازی PMO	۰/۰۶۳۳	۰/۰۲۴۴۰	۰/۰۱۵۴
۹	کمبود اختیارات PMO	۰/۰۶۱۳	۰/۰۲۴۴۰	۰/۰۱۴۹
۱۰	عدم اطلاعات و منابع کافی در دسترس	۰/۰۵۸۸	۰/۰۲۴۴۰	۰/۰۱۴۳
۱۱	عدم وجود متداول‌بودی مشخص در سازمان	۰/۰۵۴۵	۰/۰۲۴۴۰	۰/۰۱۳۳
۱۲	عدم مهارت نفرات متخصص در چارت سازمانی	۰/۰۵۳۸	۰/۰۲۴۴۰	۰/۰۱۳۱
۱۳	وجود پروژه‌های متفاوت به لحاظ نوع پروژه	۰/۰۵۳۴	۰/۰۲۴۴۰	۰/۰۱۳۰
۱۴	عدم بودجه کافی جهت پیاده‌سازی PMO	۰/۰۲۸۴	۰/۰۲۴۴۰	۰/۰۰۶۹

۰/۰۰۹۶۱ و ۰/۰۰۸۴۲ از مهمترین چالش‌های موجود در این دسته‌بندی محسوب می‌شوند. در چالش‌های منابع انسانی مطابق جدول ۵، ناکافی بودن مهارت‌های تخصصی با وزن نهایی ۰/۰۱۴۴، عدم

در دسته‌بندی چالش‌های مدیریتی مطابق جدول ۴ عدم ثبات مدیریتی، عدم حمایت مدیران ارشد از پیاده‌سازی PMO و عدم شناخت کافی مدیر ارشد با مفهوم PMO به ترتیب و با وزن‌های نهایی ۰/۰۰۰۲،

اعتماد به نتایج، نرخ ناسازگاری ماتریس چالش‌های کلی مطابق جدول ۶ محاسبه شده است. نتایج حاکی از آن است که این نرخ برابر با  $0.0489 \pm 0.0$  بوده و به این دلیل که کمتر از  $1\%$  بوده ماتریس سازگار و نتایج قابل قبول است.

وجود عوامل انگیزشی جهت ترغیب کارکنان با وزن نهایی  $0.0144 \pm 0.0$  و وجود روحیه فردگرایی در بین اعضای سازمان با وزن نهایی  $0.0144 \pm 0.0$  دارای پیش‌ترین اهمیت هستند. در ادامه، به جهت بررسی سازگاری ماتریس‌ها و

جدول ۴- اولویت‌بندی دسته چالش‌های مدیریتی

ردیف	چالش	وزن	وزن سرگروه	وزن نهایی
۱	عدم ثبات مدیریتی	$0.1592 \pm 0.06290$	$0.01002 \pm 0.06290$	$0.01002 \pm 0.0$
۲	عدم حمایت مدیران ارشد از پیاده‌سازی PMO	$0.1527 \pm 0.06290$	$0.00961 \pm 0.06290$	$0.00961 \pm 0.0$
۳	عدم شناخت کافی مدیر ارشد با مفهوم PMO	$0.1339 \pm 0.06290$	$0.00842 \pm 0.06290$	$0.00842 \pm 0.0$
۴	نگرانی مدیران از دخالت PMO در تعیین مدیران	$0.1176 \pm 0.06290$	$0.00740 \pm 0.06290$	$0.00740 \pm 0.0$
۵	وجود تفکرات و مدیران سنتی در سازمان	$0.1002 \pm 0.06290$	$0.00630 \pm 0.06290$	$0.00630 \pm 0.0$
۶	نگرانی مدیران از واگذاری بخشی از اختیارات	$0.0863 \pm 0.06290$	$0.00543 \pm 0.06290$	$0.00543 \pm 0.0$
۷	مهارت‌های ناکافی مدیریت پروژه	$0.0753 \pm 0.06290$	$0.00474 \pm 0.06290$	$0.00474 \pm 0.0$
۸	عدم اطمینان از حصول نتایج مثبت	$0.0525 \pm 0.06290$	$0.00330 \pm 0.06290$	$0.00330 \pm 0.0$
۹	ناکافی بودن مدیران پروژه	$0.0442 \pm 0.06290$	$0.00278 \pm 0.06290$	$0.00278 \pm 0.0$
۱۰	پیش‌بینی ناقص منابع	$0.0413 \pm 0.06290$	$0.00260 \pm 0.06290$	$0.00260 \pm 0.0$
۱۱	تلقی دفتر مدیریت پروژه به عنوان هزینه اضافی و سربار	$0.0367 \pm 0.06290$	$0.00231 \pm 0.06290$	$0.00231 \pm 0.0$

جدول ۵- اولویت‌بندی دسته چالش‌های منابع انسانی

ردیف	چالش	وزن	وزن سرگروه	وزن نهایی
۱	ناکافی بودن مهارت‌های تخصصی	$0.1133 \pm 0.1270$	$0.0140 \pm 0.1270$	$0.0140 \pm 0.0$
۲	عدم وجود عوامل انگیزشی جهت ترغیب کارکنان در زمینه پیاده‌سازی PMO	$0.1103 \pm 0.1270$	$0.0140 \pm 0.1270$	$0.0140 \pm 0.0$
۳	وجود روحیه فردگرایی در بین اعضای سازمان	$0.1101 \pm 0.1270$	$0.0140 \pm 0.1270$	$0.0140 \pm 0.0$
۴	عدم وجود وفاداری به سازمان	$0.1086 \pm 0.1270$	$0.0138 \pm 0.1270$	$0.0138 \pm 0.0$
۵	ناکافی بودن مهارت‌های کسب و کار	$0.1051 \pm 0.1270$	$0.0133 \pm 0.1270$	$0.0133 \pm 0.0$
۶	روشن نبودن تعریف نقش‌ها	$0.1035 \pm 0.1270$	$0.0131 \pm 0.1270$	$0.0131 \pm 0.0$
۷	متعادل نبودن عرضه و تقاضا برای مهارت‌های کلیدی	$0.0811 \pm 0.1270$	$0.0103 \pm 0.1270$	$0.0103 \pm 0.0$
۸	اشتباه بودن مسیر توسعه و آموزش یا نبود آن	$0.0769 \pm 0.1270$	$0.0098 \pm 0.1270$	$0.0098 \pm 0.0$
۹	عدم بهره‌مندی کلیه کارکنان از منافع PMO	$0.0726 \pm 0.1270$	$0.0092 \pm 0.1270$	$0.0092 \pm 0.0$
۱۰	عدم ارتباطات کافی میان اعضای گروه پروژه	$0.0707 \pm 0.1270$	$0.0090 \pm 0.1270$	$0.0090 \pm 0.0$
۱۱	اتکا صرف بر نیروی انسانی داخل سازمان	$0.0479 \pm 0.1270$	$0.0061 \pm 0.1270$	$0.0061 \pm 0.0$

جدول ۶- بررسی نرخ سازگاری

I.R	I.I	AVERAGE $\lambda_{max}$	$\lambda_{max}$	$A^*W$	دسته‌بندی
$0.0489 \pm 0.0$	$0.0284 \pm 0.0$	$0.0567 \pm 0.0$	$0.0567 \pm 0.0$	$0.7467 \pm 0$	چالش‌های سازمانی
			$0.0567 \pm 0.0$	$0.9228 \pm 0$	چالش‌های مدیریتی
			$0.0567 \pm 0.0$	$0.3872 \pm 0$	چالش‌های منابع انسانی

با عنایت به این امر که یک پروژه، زمانی موفق ارزیابی می‌گردد که علاوه بر رسیدن به معیارهای از پیش

## ۵- بحث و نتیجه‌گیری

و نه فعالیت‌های تسهیم دانش است. تنگی‌ای زمانی پروژه به معنای آن است که پایان پروژه، پایان گردآوری دانش است. تسهیم دانش در سطح پروژه، به عنوان ارتباط اجتماعی میان ذینفعان پروژه و از مجرای کانال‌های اطلاعاتی صریح متفاوت مانند اسناد پروژه رخ می‌دهد. دانش انباشته در سرتاسر پروژه، در صورت عدم تسهیم مؤثر آن با پروژه‌های دیگر و سازمان اصلی، به شکل غیرقابل بازیابی از دست می‌رود. بنابراین، ریسک نابودی دانش، در پایان پروژه، یک مشکل جدی برای سازمان‌های پروژه محور است.

در این راستا در پژوهش انجام شده در قالب مقاله حاضر، چالش‌های پیاده‌سازی دفتر مدیریت پروژه در شرکت‌ها و پروژه‌های صنایع نفت و گاز به همراه بررسی موردی که در شرکت مهندسی و توسعه نفت صورت گرفته، شناسایی و اولویت‌بندی گردیده شد. برای این منظور در مرحله اول جهت شناسایی چالش‌ها، مصاحبه‌هایی با خبرگان این حوزه صورت گرفت که منجر به شناسایی ۳۶ چالش گردید و به سه دسته چالش‌های سازمانی، مدیریتی و منابع انسانی تقسیم گردیدند. نهایتاً در مرحله دوم، این چالش‌ها با استفاده از توزیع پرسشنامه میان متخصصان و تحلیل سلسله مراتبی صورت گرفته، اولویت‌بندی شدند که در این راستا نتایج نهایی حاصله برحسب اوزان و اولویت‌های موجود در ادامه و به صورت تلفیقی و تجمعی مطابق جدول ۷ تبیین شده‌اند.

تعريف شده موفقیت آن پروژه، محصول پروژه را با در نظر گرفتن زمان، هزینه و کیفیت از پیش تعریف شده تحويل نماید و بدینهی است که در راستای تحقق موضوع مذکور، می‌بایست تمامی فعالیت‌های پروژه در طول چرخه عمر پروژه به درستی برنامه‌ریزی و محقق گردد. وظیفه چنین هماهنگی در موقعی که تعداد پروژه‌ها و طرح‌های اجرایی سازمانی زیاد است، بر عهده دفتر مدیریت پروژه می‌باشد. در حال حاضر در بسیاری از سازمان‌های پروژه محور، با افزایش تعداد پروژه‌ها و طرح‌ها، نیاز به یک مرکز واحد به منظور پیاده‌سازی مواردی نظیر استانداردهای مدیریت پروژه، جمع‌آوری مستندات و درس آموخته‌های اجرایی، اولویت‌بندی صرف منابع بر مبنای اهمیت پروژه‌ها و طرح‌ها، ایجاد وحدت رویه و رویکرد و مدیریتی یکپارچه بسیار ملموس می‌باشد که این مهم از طریق پیاده‌سازی دفتر مدیریت پروژه و طی روند بلوغ آن، دستیابی به موارد فوق الذکر و در نهایت چشم‌انداز، اهداف و استراتژی‌های سازمانی را محقق می‌سازد. بدین منظور برای پیاده‌سازی دفتر مذکور نیاز است که چالش‌ها به درستی شناسایی شده، دسته‌بندی، اولویت‌بندی و تحلیل گرددند.

در سازمان‌های پروژه محور با پروژه‌های زیرساختی و اجرایی گسترده ساخت در صنایع مختلفی نظیر نفت و گاز، غالباً در پروژه‌ها و از مجرای تجمیع تجارب میان شرکت‌کنندگان و اعضای پروژه می‌آموزند. بنابراین، ماهیت پروژه، تمايل به تضعیف تسهیم دانش دارد، چون تمرکز مدیران پروژه بر زمان و محصول یا خدمت، تحويل

جدول ۷ - اولویت‌بندی کلی چالش‌های پیاده‌سازی دفتر مدیریت پروژه

اولویت	چالش	وزن نهایی
۱	عدم ثبات مدیریتی	۰/۱۰۰۲
۲	عدم حمایت مدیران ارشد از پیاده‌سازی PMO	۰/۰۹۶۱
۳	عدم شناخت کافی مدیر ارشد با مفهوم PMO	۰/۰۸۴۲
۴	نگرانی مدیران از دخالت PMO در تعیین مدیران	۰/۰۷۴۰
۵	وجود تفکرات و مدیران سنتی در سازمان	۰/۰۶۳۰
۶	نگرانی مدیران از واگذاری بخشی از اختیارات	۰/۰۵۴۳
۷	مهارت‌های ناکافی مدیریت پروژه	۰/۰۴۷۴
۸	عدم اطمینان از حصول نتایج مثبت	۰/۰۳۳۰

جدول ۷- ادامه

۰/۰۳۰۰	عدم وجود الزامات قانونی در پیاده‌سازی PMO	۹
۰/۰۲۷۸	ناکافی بودن مدیران پروژه	۱۰
۰/۰۲۶۲	وجود مقاومت سازمانی	۱۱
۰/۰۲۶۰	پیش‌بینی ناقص منابع	۱۲
۰/۰۲۳۱	تلقی دفتر مدیریت پروژه به عنوان هزینه اضافی و سربار	۱۳
۰/۰۲۲۸	عدم وجود زیرساخت‌های لازم	۱۴
۰/۰۱۸۹	عدم فرهنگ‌سازی در سازمان برای پیاده‌سازی PMO	۱۵
۰/۰۱۸۷	عدم تعریف شفاف جایگاه و وظایف PMO	۱۶
۰/۰۱۸۴	وجود مراکز موازی جهت تصمیم‌گیری	۱۷
۰/۰۱۸۰	عدم تدوین و ابلاغ دستورالعمل	۱۸
۰/۰۱۵۴	وجود ریسک‌های ناشناخته در پیاده‌سازی PMO	۱۹
۰/۰۱۴۹	کمبود اختیارات PMO	۲۰
۰/۰۱۴۴	ناکافی بودن مهارت‌های تخصصی	۲۱
۰/۰۱۴۳	عدم اطلاعات و منابع کافی در دسترس	۲۲
۰/۰۱۴۰	عدم وجود عوامل انگیزشی جهت ترغیب کارکنان در زمینه پیاده‌سازی PMO	۲۳
۰/۰۱۴۰	وجود روحیه فردگرایی در بین اعضای سازمان	۲۴
۰/۰۱۳۸	عدم وجود وفاداری به سازمان	۲۵
۰/۰۱۳۳	ناکافی بودن مهارت‌های کسب‌وکار	۲۶
۰/۰۱۳۳	عدم وجود متداول‌وزی مشخص در سازمان	۲۷
۰/۰۱۳۱	عدم مهارت نفرات متخصص در چارت سازمانی	۲۸
۰/۰۱۳۱	روشن نبودن تعریف نقش‌ها	۲۹
۰/۰۱۳۰	وجود پروژه‌های متفاوت به لحاظ نوع پروژه	۳۰
۰/۰۱۰۳	متعادل نبودن عرضه و تقاضا برای مهارت‌های کلیدی	۳۱
۰/۰۰۹۸	اشتباه بودن مسیر توسعه و آموزش یا نبود آن	۳۲
۰/۰۰۹۲	عدم بهره‌مندی کلیه کارکنان از منافع PMO	۳۳
۰/۰۰۹۰	عدم ارتباطات کافی میان اعضای گروه پروژه	۳۴
۰/۰۰۶۹	عدم بودجه کافی جهت پیاده‌سازی PMO	۳۵
۰/۰۰۶۱	اتکا صرف بر نیروی انسانی داخل سازمان	۳۶

مدیران کمک می‌کند این چالش‌ها را مرتفع ساخته و کار را برای پیاده‌سازی دفتر مدیریت پروژه تسهیل سازند. بنابراین با در نظر گرفتن چالش‌های پیاده‌سازی دفتر مدیریت پروژه مندرج در جدول ۷، پیشنهادات اجرایی ذیل در این حوزه نیز مطرح می‌گردد:

۱- همسوسازی حریان حاکمیتی سازمان و اخذ تعهد مدیریت ارشد و جلب پشتیبانی وی در جهت پیاده‌سازی PMO.

با توجه به جدول ۷ و نتایج و اولویت‌های حاصله، مشاهده می‌شود که عدم ثبات مدیریتی، عدم حمایت مدیران و شناخت کافی و مناسب آن‌ها، نگرانی‌ها از دخالت‌های اجرایی و واگذاری اختیارات و وجود مدیران با تفکرات سنتی، برخی از موارد اصلی و چالش برانگیز در پیاده‌سازی دفتر مدیریت پروژه در شرکت‌ها و پروژه‌های اجرایی صنایع نفت و گاز می‌باشند. در این راستا، با عنایت به این که، توجه به چالش‌های مهم‌تر و تأثیرگذار به

- سازمان قرار دارند و ارزش قابل توجهی را برای آن به ارمنان می آورند..
- ۱۲- جذب یا پرورش و به کارگیری افراد حرفه ای در مدیریت پروژه به ویژه افراد متخصص در حوزه .PMO
- ۱۳- جذب و به کارگیری مشاوران خبره به فراخور نیازها در کنار گروه داخلی سازمانی.
- ۱۴- ایجاد ساختار و سازمان قوی و مناسب برای دفتر مدیریت پروژه که این دفتر را از اقتدار و اختیار لازم برخوردار نماید.
- ۱۵- تعیین و اعمال ضمانت های اجرایی مناسب، نظام پاداش و ارزیابی های شغلی و سازمانی.
- ۱۶- توجه به اندازه گیری ارزش و عملکرد PMO و اطلاع رسانی منظم آن.
- ۱۷- اعمال سیاست های تشويقی و انگیزشی در جهت تحقق اهداف.
- ۱۸- توجه به ارزیابی های دوره ای پیرامون اجرای برنامه های عملیاتی.
- ۱۹- برگزاری آموزش ها و دوره های تخصصی ویژه مدیران و مواجهان با کارکردهای PMO به صورت همزمان یا حتی قبل از پیاده سازی دفتر مدیریت پروژه.

- ۲- تبعیت از یک مدل مناسب که هم گام های اجرایی و هم رویکردهای مناسبی برای پیاده سازی دفتر و مدیریت پروژه را ارائه نماید.
- ۳- توجه خاص به بسترسازی های مورد نیاز قبلی و حین اجرا.
- ۴- فرهنگ سازی در گستره سازمان جهت پذیرش تغییر و گذار از وضعیت فعلی.
- ۵- توجه ویژه به ذینفعان و ایجاد زمینه مشارکت و همکاری آن ها (رویکرد کار تیمی و استفاده حداقل تر از کاربران و مشتریان برنامه ها و خدمات) و توجه به وجود مشترک کاری.
- ۶- ایجاد ساختارها و ارتباطات شبکه ای گستره با مواجهان با PMO در گستره های سازمانی.
- ۷- بر هم نزدن یکباره موجودیت ساختار سازمان و تعیین سطح تعلق یا عدم تعلق به آن.
- ۸- تبیین و شفاف نمودن نیاز و ضرورت پرداختن به کارکردهای دفتر مدیریت پروژه در سطح سازمانی.
- ۹- اجرای تدریجی و سلسله مراتبی برنامه های عملیاتی.
- ۱۰- ارزیابی و نظارت بر روند اجرا و بازنگری احتمالی نقشه راه بر حسب اقتضایات زمانی.
- ۱۱- پرداختن به برنامه هایی که در اولویت های

## مراجع

- [1] Aubry, M., Müller, R., Hobbs, B., & Blomquist, T. (2010). "Project management offices in transition", *International Journal of Project Management*, 28(8), 766-778.
- [2] Kasegar Mohammadi, S. H., Ghanbari, H., & Hashemi, S. (2014). "Requirements for using the project management office in project-based organizations", *International Conference on Helping Paya City*, Tehran, Iran.
- [3] Tan, H. C., Anumba, C. J., Carrillo, P. M., Bouchlaghem, D., Kamara, J., & Udeaja, C. (2009). *Capture and reuse of project knowledge in construction*. John Wiley & Sons.
- [4] Kerzner, H. (2017). *Project management: a systems approach to planning, scheduling, and controlling*. John Wiley & Sons.
- [5] Norang, A., Kefayatmand, M. & Zeinolabedin, M. (2012). "An approach in selecting a suitable model for implementing a project management office with a case study in Sepanir oil and gas engineering company", *7th International Project Management Conference*, Tehran, Iran.
- [6] Zeinolabedin, M. (2013). Investigate the challenges and key factors affecting the implementation of the Project Management Office (PMO) and solutions. *Iran General Contracting Information Database*.
- [7] Amanizadeh, A., Hosseinali Beigi, M., Tabrizian, Z., & Keyvanloo, A. (2016). "Determining the performance of the project management office in the country's construction projects", *The Second International Conference on Architecture, Civil Engineering and Urban Planning at the beginning of the third millennium*, Teh-

ran, Iran.

- [8] Hosseini, S., Nilipour Tabatabaie, S., & Shahin, A. (2015). "Prioritizing the criteria of the project management office using the multi-criteria decision-making method \_case study: Peychin Technical and Construction Company in Kermanshah", *The International Conference in New Research of Industry and Mechanical Engineering*, Tehran, Iran.
- [9] Alsadeq, I., Akel, M., & Hamamo, N. (2011). "Establishing a project management office (PMO) using the agile approach", *PMI Global Congress – EMEA*.
- [10] Spalek, S. (2013). "Improving industrial engineering performance through a successful project management office", *Inzinerine Ekonomika-Engineering Economics*, 24(2), 88-98.
- [11] Pemsel, S., & Wiewiora, A. (2013). "Project management office a knowledge broker in project-based organisations", *International journal of project management*, 31(1), 31-42.
- [12] Tsaturyan, T., & Müller, R. (2015). "Integration and governance of multiple project management offices (PMOs) at large organizations", *International Journal of Project Management*, 33(5), 1098-1110.
- [13] Barbalho, S. C. M., de Carvalho, V. G., da Silva, G. L., & de Toledo, J. C. (2016). "Analyzing the impact of the functions of Project Management Offices on triple constraints performance of new product projects", *Product: Management and Development*, 14(2), 85-94.
- [14] Szalay, I., Kovács, Á., & Sebestyén, Z. (2017). "Integrated framework for project management office evaluation", *Procedia engineering*, 196, 578-584.
- [15] Sergeeva, N., & Ali, S. (2020). "The role of the Project Management Office (PMO) in stimulating innovation in Projects initiated by Owner and Operator Organizations", *Project management journal*, 51(4), 440-451.
- [16] Fewings, P., & Henjewele, C. (2019). *Construction project management: an integrated approach*. Routledge.
- [17] Ershadi, M., Jefferies, M., Davis, P., & Mojtabahedi, M. (2021). "Achieving sustainable procurement in construction projects: The pivotal role of a project management office", *Construction Economics and Building*, 21(1), 45-64.
- [18] Arbabi, H., Salehi-Taleshi, M. J., & Ghods, K. (2020). "The role of project management office in developing knowledge management infrastructure", *Engineering, Construction and Architectural Management*, 27(10), 3261-3287.
- [19] Silvius, G. (2021). "The role of the Project Management Office in Sustainable Project Management", *Procedia Computer Science*, 181, 1066-1076.
- [20] Paton, S., & Andrew, B. (2019). "The role of the Project Management Office (PMO) in product lifecycle management: A case study in the defence industry", *International Journal of Production Economics*, 208, 43-52.

## پیوست

## پیوست الف- اطلاعات مصاحبہ شوندگان

ردیف	نوع سازمان	میزان سابقه	پست سازمانی	مقطع تحصیلی	رشته تحصیلی
۱	کارفرما	۱۵ سال	مجری طرح	فوق لیسانس	مهندسی برق
۲	کارفرما	۱۷ سال	رئیس اداره نظارت	فوق لیسانس	مهندسی نفت
۳	کارفرما	۱۷ سال	رئیس راهاندازی	فوق لیسانس	مدیریت پروژه و ساخت
۴	کارفرما	۱۵ سال	مجری طرح	دکتری	مهندسی عمران
۵	کارفرما	۲۸ سال	مدیر برنامه‌ریزی	لیسانس	مهندسی صنایع
۶	کارفرما	۱۷ سال	کارشناس ارشد طراحی برق	لیسانس	مهندسی برق
۷	کارفرما	۱۸ سال	سرپرست مهندسی نفت	فوق لیسانس	مهندسی نفت
۸	کارفرما	۱۰ سال	سرپرست واحد حقوقی و قرارداد	فوق لیسانس	حقوق بین‌الملل
۹	کارفرما	۱۱ سال	مدیریت سایت نفتی	فوق لیسانس	مهندسی معماری
۱۰	کارفرما	۱۸ سال	سرپرست مهندسی	فوق لیسانس	مهندسی برق
۱۱	کارفرما	۱۵ سال	مسئول خدمات فنی مهندسی	دکتری	برق قدرت
۱۲	کارفرما	۱۰ سال	مسئول برنامه‌ریزی طرح	فوق لیسانس	مهندسی صنایع

## پیوست ب- جمعیت شناسی پرسش‌شوندگان

ردیف	نوع سازمان	میزان سابقه	پست سازمانی	مقطع تحصیلی	رشته تحصیلی
۱	کارفرما	۱۷ سال	رئیس راهاندازی	فوق لیسانس	مدیریت پروژه و ساخت
۲	کارفرما	۱۵ سال	مجری طرح	دکتری	مهندسی عمران
۳	کارفرما	۲۸ سال	مدیر برنامه‌ریزی	لیسانس	مهندسی صنایع
۴	کارفرما	۱۰ سال	سرپرست واحد حقوقی و قرارداد	فوق لیسانس	حقوق بین‌الملل
۵	کارفرما	۱۱ سال	مدیریت سایت نفتی	فوق لیسانس	مهندسی معماری
۶	کارفرما	۱۵ سال	مسئول خدمات فنی مهندسی	دکتری	برق قدرت
۷	کارفرما	۱۰ سال	مسئول برنامه‌ریزی طرح	فوق لیسانس	مهندسی صنایع



## ارزیابی روش آیننامه ASCE7 برای تعیین جابه‌جایی بیشینه سازه با جدآگرهای آونگی اصطکاکی تحت زلزله‌های حوزه نزدیک

امروزه سازه‌های زیادی در نزدیکی گسل با استفاده از جداساز لرزه‌ای احداث می‌گردند. در این مقاله، تخمین روش‌های ساده‌سازی شده آیننامه ASCE7-16 برای جابه‌جایی حداکثر سازه‌های جداسازی شده توسط جداساز آونگی اصطکاکی مورد بررسی قرار گرفته و با نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی برای زلزله‌های حوزه نزدیک پالس‌گونه و غیرپالس‌گونه مقایسه گردیده است. این بررسی برای خاک نوع دو و در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد شهر تهران صورت گرفته است. برای بررسی این موضوع، در ابتدا طبق روابط ساده‌سازی شده آیننامه، ظرفیت جابه‌جایی ۱۶ جداساز آونگی اصطکاکی با چهار شاعع مؤثر و چهار ضریب اصطکاک مختلف محاسبه شده است. سپس با انتخاب هفت شتابنگاشت زلزله حوزه نزدیک پالس‌گونه و هفت شتابنگاشت زلزله حوزه نزدیک غیرپالس‌گونه با استفاده از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی، ظرفیت جابه‌جایی برای جداسازهای آونگی اصطکاکی تعیین شده است. تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی سازه با اثر دادن شتاب زمین به صورت تابعی از زمان انجام می‌شود. در نرم‌افزار OpenSees جداساز به عنوان یک المان با طول صفر دوبعدی با دو گره که گره پایین مقید شده است، مدل می‌شود. سپس هر شتابنگاشت به جداساز اعمال می‌شود و جابه‌جایی حاصل از هر شتابنگاشت ثبت می‌شود. نتایج نشان می‌دهند که روابط ساده‌سازی شده آیننامه برای تعیین ظرفیت حداکثر جداساز آونگی اصطکاکی در زلزله‌های حوزه نزدیک نسبت به نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی، مقدار کمتری را نشان می‌دهند. در نتیجه نیاز به طراحی مجرد جهت کاهش جابه‌جایی حداکثر به میزان مجاز آیننامه‌ای می‌باشد. نسبت جابه‌جایی حداکثر حاصل از روش‌های ساده‌سازی شده آیننامه‌ای برای زلزله‌های حوزه نزدیک پالس‌گونه برابر ۲/۲ و این نسبت برای زلزله‌های حوزه نزدیک غیرپالس‌گونه مقدار ۲ دارد و به صورت محافظه‌کارانه برای تمام زلزله‌های حوزه نزدیک می‌توان ۲/۲ در نظر گرفت.

**واژگان کلیدی:** جداسازی لرزه‌ای، جداساز آونگی اصطکاکی، حوزه نزدیک، پالس‌گونه، غیرپالس‌گونه، روش‌های ساده‌سازی شده آیننامه‌ای.

\* محمدجواد حمیدیا\*

استادیار گروه مهندسی سازه و زلزله،  
دانشکده مهندسی عمران، آب و  
محیط‌زیست، دانشگاه شهید بهشتی،  
تهران.

پست الکترونیک:

m\_hamidia@sbu.ac.ir

**فاطمه تووزنده‌جانی**

کارشناس ارشد زلزله، دانشکده  
مهندسی عمران، آب و محیط  
زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران.

پست الکترونیک:

f.toozandejani@mail.sbu.ac.ir

**عباس مهدویان**

دانشیار، گروه مهندسی سازه و زلزله،  
دانشکده مهندسی عمران، آب و  
محیط‌زیست، دانشگاه شهید بهشتی،  
تهران.

پست الکترونیک:

a\_mahdavian@sbu.ac.ir

اساس جداسازهای آونگی اصطکاکی شامل ساختاری متشكل از صفحات مقعر و لغزنه‌های داخلی می‌باشد، که با چیدمان گوناگون کنار هم قرار گرفته‌اند. در زمینه تشریح رفتار مکانیکی و مدل‌سازی جداساز آونگی اصطکاکی، تحقیقات متعددی انجام شده است. رفتار مکانیکی جداساز آونگی اصطکاکی تک‌قوسی، در

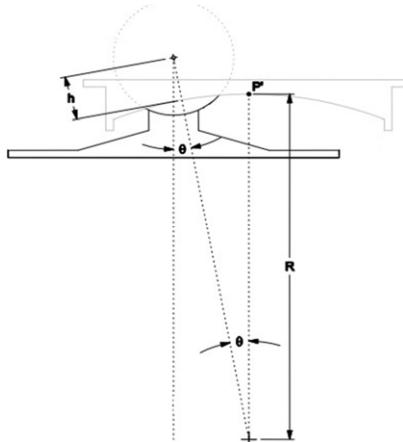
۱- مقدمه

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۶/۲۶، بازنگری ۱۴۰۰/۰۹/۲۴، پذیرش ۱۴۰۰/۰۹/۲۵

DOI: 10.22091/cer.2021.7377.1300 شناسه دیجیتال

شعاع مؤثر، فاصله بین مرکز خمیدگی سطح مقعر و نقطه محوری لغزنه است که برای موارد رایج، که نقطه محوری خارج از مرز سطح کروی است، در شکل ۲ نشان داده شده است.



شکل ۲- پارامترهای هندسی جداساز آونگی اصطکاکی در شکل ۲، مقادیر  $R$  و  $h$  نشان داده شده اند. شعاع مؤثر برابر است با:

$$R_e = R + h \quad (1)$$

برای مواردی که نقطه محوری در داخل مرز سطح کروی قرار دارد و کمتر رایج است، شعاع مؤثر برابر است با:

$$R_e = R - h \quad (2)$$

همچنین، برای مورد نشان داده شده در شکل ۲ ظرفیت جابه جایی واقعی جداساز توسط روابط زیر تعیین می شود:

$$d^* = \frac{R_e}{R} d = \frac{R + h}{R} d \quad (3)$$

که  $d$  (ظرفیت جابه جایی اسمی) برابر است با:

$$d = \frac{(D_c - D_s)}{2} \quad (4)$$

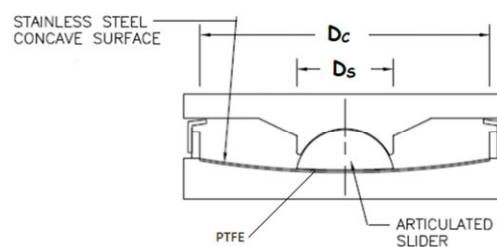
به طور کلی، ارتفاع  $h$  در مقایسه با شعاع کوچک است به طوری که  $R \approx R_e$  و  $d \approx d^*$ . بر این اساس، این تفاوت تقریباً در محاسبات اولیه نادیده گرفته می شود.

در این پژوهش، مطابق با پیشنهاد MCEER11-0004 صفحات مقعر با شعاع مؤثر ( $R_e$ ) ۴/۱، ۳/۲، ۲/۳ و

ابتدا توسط زایاس<sup>۱</sup> و همکاران در سال ۱۹۸۹ تشریح شد [۱]. فنز و کنستانتنینو<sup>۲</sup> در سال ۲۰۰۷، مدل سازی عددی این نوع سیستم جداسازی را تشریح نمودند [۲]. آنها همچنین در سال ۲۰۰۸ یک مدل عددی برای جداساز آونگی اصطکاکی سه گانه و دو گانه ارائه دادند که زمینه تحقیق را برای بسیاری از محققین فراهم نمود [۳]. همچنین آزمایش های میز لرزان نیز برای راستی آزمایی مدل سازی انجام شده است [۴]. محاسبه شعاع مؤثر  $R_e$  براساس تحقیقات ترنر<sup>۵</sup> در سال ۲۰۰۷ می باشد [۵]. میزان جابه جایی حداقل جداسازها ناشی از زلزله های حوزه نزدیک در تحقیقات فراوانی، بیش از میزان جابه جایی حداقل تحت زلزله های حوزه دور ذکر شده است. برای اطلاعات بیشتر در مورد مکانیسم و نحوه عملکرد جداسازهای لرزه ای می توان به مراجع [۶-۱] مراجعه نمود.

## ۲- تشریح پارامترهای عملکردی جداساز آونگی اصطکاکی

جداساز آونگی اصطکاکی دارای دو پارامتر مهم (شعاع مؤثر و ضریب اصطکاک) است [۶]. شکل ۱ برشی از یک جداساز آونگی اصطکاکی تک قوسی می باشد که مقادیر  $D_s$  قطر لغزنه و  $D_c$  قطر سطح مقعر در آن نشان داده شده است. مصالح سازنده از نوع تفلون<sup>۴</sup> و فولاد ضد زنگ<sup>۵</sup> می باشند.



شکل ۱- برشی از جداساز آونگی اصطکاکی تک قوسی

<sup>1</sup>- Zayas

<sup>2</sup>- Fenz and Constantinou

<sup>3</sup>- Turner

<sup>4</sup>- PTFE

<sup>5</sup>- Stainless Steel

#### ۴- اهداف پژوهش

ضوابط آیین‌نامه ASCE7 برای طرح سازه‌های جداسازی شده لرزه‌ای مبتنی بر روش ساده‌سازی شده پیش گفته در بخش ۳ می‌باشد. این ضوابط همانگونه که اشاره شد، براساس نظریه میرایی معادل وُشكسانی چرخه بارگذاری-باربرداری می‌باشند و نیازمند بررسی تطابق با تحلیل‌های دینامیکی تاریخچه‌زمانی غیرخطی، براساس ساختگاه و خطر لرزه‌ای می‌باشند. کنستانتینو<sup>۷</sup> و همکاران پیش از این در سال ۲۰۱۱ به بررسی این موضوع برای پل‌های جداسازی شده لرزه‌ای توسط میراگر آونگی-اصطکاکی برای ایالت کالیفرنیا پرداختند [۶]. در این پژوهش، برای نخستین بار، اثر پالس‌گونگی بر دقت روش ساده‌سازی شده آیین‌نامه ASCE7 برای زلزله‌های حوزه‌نزدیک و در تطابق با خطر لرزه‌ای تعریف شده برای مناطق نزدیک گسل توسط استاندارد ۲۸۰۰ بررسی گردیده است. شایان ذکر است، روش‌های ساده‌سازی شده برای تعیین واکنش لرزه‌ای سازه‌های غیر جداسازی شده پیش از این توسط نویسنده‌گان این مقاله در مقالات متعدد مورد بررسی قرار گرفته است [۸-۱۳].

#### ۵- تعیین ظرفیت جداسازهای در نظر گرفته

##### شده

همانگونه که در بخش ۳ آورده شد، برای انجام تحلیل به روش ساده‌سازی شده آیین‌نامه ابتدا یک مقدار جابه‌جایی فرض می‌شود و سپس محاسبات تکرار شونده طبق روابط آیین‌نامه انجام می‌شود. این فرآیند تکرار می‌شود تا مقادیر جابه‌جایی فرض شده و جابه‌جایی حاصل همگرا شوند.

در جدول زیر مقادیر جابه‌جایی پس از تکرار و همگرایی برای ضرایب اصطکاک مختلف قرار داده شده است. جدول ۱، نتایج حاصل از روش ساده‌سازی شده

۶/۲ متر در نظر گرفته شده‌اند [۶]. مقادیر ضریب اصطکاک ( $\mu$ ) نیز با توجه به مقادیر رایج در طراحی ۳، ۶ و ۱۵ درصد انتخاب شده‌اند. محاسبات برای این چهار شعاع مؤثر و چهار ضریب اصطکاک که مجموعاً ۱۶ حالت می‌شود انجام می‌گردد.

#### ۳- روش آیین‌نامه ASCE7 برای تخمین جابه‌جایی حداکثر

تطابق با روابط ۱۷/۵-۱ و ۱۷/۵-۲ و جدول ۱-۱۷/۵ فصل ۱۷ آیین‌نامه ASCE7-16 محاسبه پریود مؤثر، میرایی مؤثر وُشكسانی<sup>۶</sup> سیستم و میزان جابه‌جایی حداکثر توسط معادلات (۵) تا (۸) برحسب شعاع مؤثر ضریب اصطکاک  $\mu$  و جابه‌جایی  $D_D$  بیان می‌شوند [۷]:

$$T_{\text{eff}} = 2\pi \sqrt{\frac{1}{\frac{\mu g}{D_D} + \frac{g}{R_e}}} \quad (5)$$

$$\beta_{\text{eff}} = \frac{2}{\pi} \left( \frac{\mu}{\mu + D_D} \right) \quad (6)$$

همچنین فرض می‌گردد سازه جداسازی شده بر روی خاک تیپ ۲ در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد شهر تهران قرار دارد.

$$S_a(T, B) = \frac{S_a(T, 5\%)}{B} \quad (7)$$

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} \times S_a \quad (8)$$

برای انجام تحلیل به روش ساده‌سازی شده آیین‌نامه ابتدا یک مقدار جابه‌جایی فرض می‌شود، سپس با توجه به روابط (۵) تا (۸) و با استفاده از شتاب طیفی در پریود مدنظر، جابه‌جایی طیفی محاسبه می‌گردد. این فرآیند تکرار می‌شود تا مقدار جابه‌جایی فرض شده و جابه‌جایی حاصل از رابطه (۸) همگرا شوند.

<sup>7</sup>- Constantinou

۶- Viscous

آیین نامه برای تعیین ظرفیت جداسازها با ضرایب اصطکاک مختلف را نشان می دهد.

جدول ۱- تعیین ظرفیت جایه جایی جداساز برای ضرایب اصطکاک مختلف

$R_e$ (cm)	$T$ (sec)	$T_{eff}$ (sec)	$\beta_{eff}$	$B$	$A(g)$	فرض $D_D$	$S_a(g)$	$D_D$ (cm)
$\mu=0.03$								
۲۳۰	۳/۰۳	۲/۷۸	۰/۱	۱/۲۳۸	۰/۳۵	۳۵	۰/۱۸۵	۳۶
۳۲۰	۳/۵۷	۳/۲۳	۰/۱۱۷	۱/۲۹۱	۰/۳۵	۴۲	۰/۱۶۲	۴۲
۴۱۰	۴/۰۴	۳/۶۲	۰/۱۲۷	۱/۳۲۲	۰/۳۵	۴۸	۰/۱۳۲	۴۸
۶۲۰	۵	۴/۳۲	۰/۱۶۲	۱/۴۲۴	۰/۳۵	۵۴	۰/۱۲۱	۵۶
$\mu=0.06$								
۲۳۰	۳/۰۳	۲/۳۸	۰/۲۴۵	۱/۶۱	۰/۳۵	۲۲	۰/۱۵۷	۲۲
۳۲۰	۳/۵۷	۲/۷	۰/۲۷۳	۱/۶۶۵	۰/۳۵	۲۵	۰/۱۴	۲۵
۴۱۰	۴/۰۴	۳/۹۶	۰/۲۹۶	۱/۷۰	۰/۳۵	۲۸	۰/۱۲۹	۲۸
۶۲۰	۵	۳/۵	۰/۳	۱/۷۱۱	۰/۳۵	۳۵	۰/۱۱۶	۳۵
$\mu=0.10$								
۲۳۰	۳/۰۳	۱/۹۵	۰/۳	۱/۷۱۱	۰/۳۵	۱۶	۰/۱۶۹	۱۶
۳۲۰	۳/۵۷	۲/۲	۰/۳	۱/۷۱۱	۰/۳۵	۱۹	۰/۱۵۵	۱۹
۴۱۰	۴/۰۴	۲/۳۲	۰/۳	۱/۷۱۱	۰/۳۵	۲۰	۰/۱۵۰	۲۰
۶۲۰	۵	۲/۶۵	۰/۳	۱/۷۱۱	۰/۳۵	۲۴	۰/۱۳۸	۲۴
$\mu=0.15$								
۲۳۰	۳/۰۳	۱/۵۵	۰/۳	۱/۷۱۱	۰/۳۵	۱۵	۰/۱۹۹	۱۶
۳۲۰	۳/۵۷	۱/۷۰	۰/۳	۱/۷۱۱	۰/۳۵	۱۸	۰/۱۸۶	۱۹
۴۱۰	۴/۰۴	۱/۹۰	۰/۳	۱/۷۱۱	۰/۳۵	۱۹	۰/۱۳۲	۲۰
۶۲۰	۵	۲	۰/۳	۱/۷۱۱	۰/۳۵	۲۵	۰/۱۲۱	۲۴

غیرپالس گونه انتخاب شده اند. مشخصات این زلزله ها در

جدول ۲ آمده است.

#### ۶- انتخاب و مقیاس شتابنگاشت ها

در این مقاله، فرض گردیده سازه در منطقه با خطر لرزه ای خیلی زیاد در ایران بنا شده است. بنابراین نسبت شتاب مبنای طرح برابر  $۰/۳۵$  در نظر گرفته شده است. همچنین فرض شده است خاک ساختگاه مورد نظر مطابق با استاندارد ۲۸۰۰، خاک نوع دو می باشد [۱۵]. روش مقیاس شتابنگاشت ها مطابق با آیین نامه ASCE7 می باشد. برای انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی، هریک از هفت شتابنگاشت انتخاب شده به  $1g$  مقیاس می شوند سپس برای شتابنگاشت مقیاس شده طیف میانگین رسم می شود (شکل ۳). ضریب مقیاس بگونه ای

#### ۶- تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی

در این روش، تحلیل دینامیکی سازه با اثر دادن شتاب زمین به صورت تابعی از زمان انجام می شود. شتابنگاشت های مورد استفاده در این مقاله با استفاده از سایت PEER حوزه نزدیک (فاصله تا مرکز کمتر از ۱۰ کیلومتر) انتخاب شده اند [۱۴]. همچنین برای ساختگاه با خاک نوع دو (سرعت موج برشی  $400-760\text{m/s}$ ) و برای زلزله طرح  $^{(DBE)}$  (با محدوده بزرگای  $5-6/3$ ) در نظر گرفته شده اند. هفت شتابنگاشت زلزله حوزه نزدیک پالس گونه و هفت شتابنگاشت زلزله حوزه نزدیک

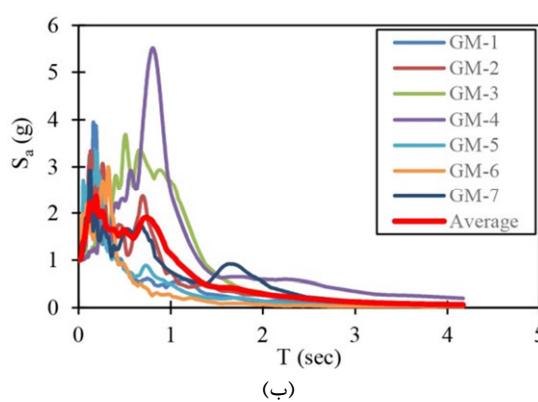
۸- Design Base Earthquake

ضریب مقیاس هریک از شتابنگاشتها ضرب می‌شود و به عنوان ضریب مقیاس نهایی برای انجام تحلیل دینامیکی مورد استفاده قرار می‌گیرد.

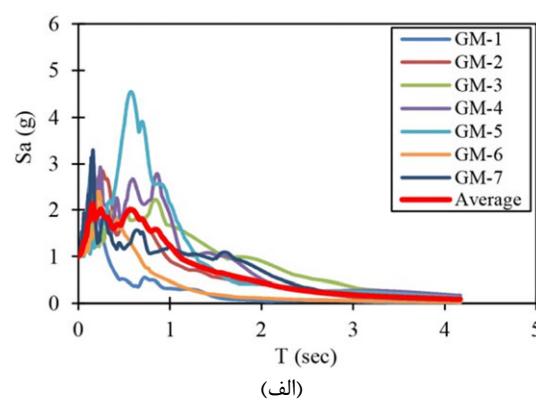
انتخاب می‌شود که در بازه  $0\text{--}20$  ثانیه پریود مؤثر سیستم جداسازی لرزه‌ای، طیف میانگین حاصل بالاتر از ۸۰ درصد طیف استاندارد قرار بگیرد. ضریب حاصل در

جدول ۲- مشخصات زلزله‌های انتخاب شده.

ردیف شتابنگاشت	نام زلزله	سال	ایستگاه	فاصله تا مرکز (km)	سرعت موج بر Shi (m/sec)	بزرگای زلزله (M)
حوزه‌نزدیک پالس‌گونه						
۱	Morgan Hill	1984	Gilroy Array	۹/۸۵	۶۶۳	۶/۱۹
۲	San Salvador	1986	Geotech Investig Center	۲/۱۴	۴۸۹	۵/۸
۳	San Salvador	1986	National Geografical Inst	۳/۷	۴۵۵	۵/۸
۴	Chi-Chi, Taiwan	1999	CHI 074	۶/۰۲	۵۵۳	۶/۲
۵	Parkfield	2004	Slack Canyon	۱/۶	۶۴۸	۶
۶	Parkfield	2004	Parkfield Cholame	۳/۳	۴۱۰	۶
۷	L'Aquila, Italy	2009	L'Aquila Parking	۵/۳	۷۱۰	۶/۳
حوزه‌نزدیک غیرپالس‌گونه						
۱	Coalinga	1983	Sulphur Baths	۹/۷۵	۶۱۷	۵/۷۷
۲	Whittier	1987	Pasadena - CIT Athenaeum	۴/۱۸	۴۱۵	۵/۹۹
۳	Chi-Chi	1999	TCU084	۸/۰۵	۶۵۵	۵/۹۰
۴	Chi-Chi	1999	TCU084	۹/۸	۶۷۱	۶/۲۰
۵	Parkfield	2004	Parkfield - JACK CANYON	۹/۴۶	۵۷۶	۶
۶	Parkfield	2004	Parkfield - UPSAR 11	۹/۴۱	۴۶۶	۶
۷	L'Aquila Italy	2009	L'Aquila - Parking	۵/۰۷	۷۱۷	۵/۶



(ب)

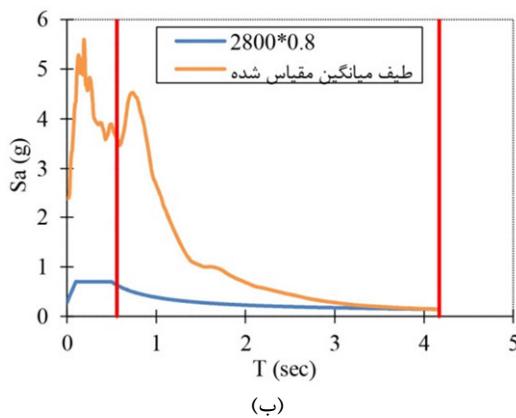


(الف)

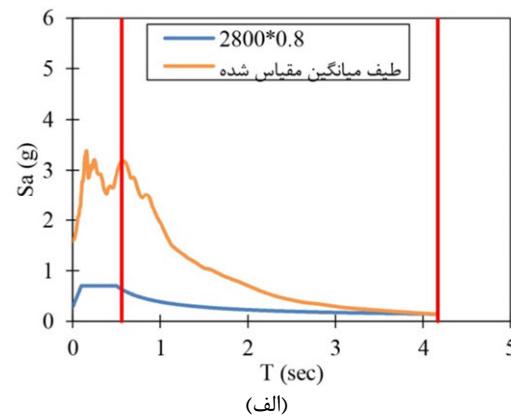
شکل ۳- طیف میانگین حاصل از ۷ شتابنگاشت حوزه‌نزدیک (الف) پالس‌گونه و (ب) غیرپالس‌گونه

برای شتاب نگاشت‌های مربوط به زلزله‌های حوزه نزدیک پالس‌گونه و مطابق شکل ۴-ب برای شتاب نگاشت‌های مربوط به زلزله‌های حوزه نزدیک غیرپالس‌گونه می‌باشد. جدول ۳ نیز ضرایب نرمال سازی و مقیاس نمودن را برای زلزله‌های حوزه نزدیک پالس‌گونه و غیرپالس‌گونه نشان می‌دهد.

هریک از ۷ شتابنگاشت مقیاس شده به همراه ضریب مقیاس نهایی در نرم افزار OpenSees به جداساز اعمال می‌شوند. به عنوان نمونه، برای شعاع مؤثر  $2/3\text{ m}$  و ضریب اصطکاک  $0/03$ ، مقایسه طیف مقیاس شده با طیف استاندارد زلزله طرح در بازه  $0/2$  تا  $1/5$  برابر  $0/80$  پریود مؤثر سیستم جداسازی لرزه‌ای، مطابق شکل ۴-الف



(ب)



(الف)

شکل ۴- طیف میانگین مقیاس شده زلزله‌های حوزه نزدیک (الف) پالس‌گونه و (ب) غیرپالس‌گونه برای جداساز با شعاع مؤثر  $2/3\text{ m}$  و ضریب اصطکاک  $0/03$

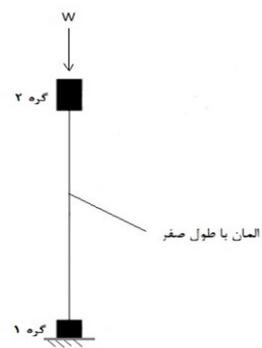
جدول ۳- تعیین ضریب مقیاس نهایی برای جداساز با شعاع مؤثر  $R_e = 2/3\text{ m}$  و ضریب اصطکاک  $\mu = 0/03$

ردیف شتابنگاشت	ضریب نرمال سازی طیف	ضریب مقیاس رکورد	ضریب مقیاس نهایی	ضریب میانگین مقیاس شده
زلزله حوزه‌نزدیک پالس‌گونه				
۳/۹	۲/۴۶	۱/۵۹	۱	
۲/۲۶	۱/۴۲	۱/۵۹	۲	
۳/۹۵	۲/۴۷	۱/۵۹	۳	
۵/۴۴	۳/۱۰	۱/۵۹	۴	
۷/۶۰	۴/۷۵	۱/۵۹	۵	
۲/۷۸	۱/۷۴	۱/۵۹	۶	
۴/۷۶	۲/۹۷	۱/۵۹	۷	
زلزله حوزه‌نزدیک غیرپالس‌گونه				
۱۹/۱۵	۸/۰۶	۲/۳۷	۱	
۱۳/۸۲	۵/۸۲	۲/۳۷	۲	
۲۷/۸۶	۱۱/۷۴	۲/۳۷	۳	
۱۷/۱۰	۷/۲۰	۲/۳۷	۴	
۱۶/۲۰	۶/۸۲	۲/۳۷	۵	
۱۰/۲۷	۴/۲۰	۲/۳۷	۶	
۲۸/۴۷	۱۰/۹۸	۲/۳۷	۷	

ثبت می‌شود. پس از انجام تحلیل برای جداساز تحت هریک از شتابنگاشت‌ها، میانگین مقادیر جابه‌جایی ثبت‌شده برای هفت شتابنگاشت پالس‌گونه و هفت شتابنگاشت غیرپالس‌گونه محاسبه می‌شود. این فرایند برای ضریب اصطکاک  $0.03, 0.06, 0.1$  و  $0.15$  و شعاع  $2/3, 3/2, 4/1$  و  $6/2$  انجام می‌شود که نتایج آن برای زلزله‌های پالس‌گونه جدول ۴ و برای زلزله‌های غیرپالس‌گونه جدول ۵ می‌باشد. ستون انتهایی این جداول نسبت جابه‌جایی حداکثر را نشان می‌دهد که حاصل تقسیم جابه‌جایی حداکثر میانگین حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی برای هفت شتاب نگاشت در نظر گرفته شده، به جابه‌جایی حداکثر حاصل از روش ساده‌سازی شده آیین‌نامه موجود در جدول ۱ می‌باشد.

#### ۶-۲- تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

در نرم افزار OpenSees جداساز مطابق شکل ۵ به عنوان یک المان با طول صفر به صورت دو بعدی با دو گره که یکی مقید شده است، مدل می‌شود.



شکل ۵- جداساز مدل شده در نرم افزار OpenSees

سپس هر شتابنگاشت به جداساز اعمال می‌شود و جابه‌جایی حاصل از هر تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

جدول ۴- میانگین جابه‌جایی برای جداساز تحت زلزله‌های حوزه نزدیک پالس‌گونه

$R_e$ (cm)	$D_1$ (cm)	$D_2$ (cm)	$D_3$ (cm)	$D_4$ (cm)	$D_5$ (cm)	$D_6$ (cm)	$D_7$ (cm)	جابه‌جایی میانگین (cm)	نسبت جابه‌جایی حداکثر
$\mu=0.03$									
۲۳۰	۷/۲	۵۰/۴	۱۱۴/۴	۸۷/۲	۸۲/۴	۱۶	۶۳/۲	۶۰/۴	۱/۷
۳۲۰	۹/۶	۵۱/۲	۱۴۷/۲	۱۴۰/۸	۱۱۶	۲۱/۶	۶۸	۷۹/۲	۱/۸۹
۴۱۰	۱۱/۲	۵۶	۱۶۸	۱۷۳/۶	۱۲۸/۸	۲۴/۸	۷۳/۶	۹۰/۸	۱/۸۸
۶۲۰	۱۵/۲	۶۶/۴	۱۶۳/۲	۱۵۸/۴	۱۴۷/۲	۳۱/۲	۸۲/۴	۹۴/۸	۱/۶۹
$\mu=0.06$									
۲۳۰	۷/۲	۳۲/۸	۸۶/۴	۵۷/۶	۴۸/۸	۹/۶	۴۶/۴	۴۱/۳	۱/۸۷
۳۲۰	۸	۳۹/۲	۱۰۷/۲	۹۸/۴	۷۴/۴	۱۲/۸	۵۶	۵۶/۶	۲/۲۳
۴۱۰	۸	۴۵/۶	۱۲۱/۶	۱۱۹/۲	۸۵/۶	۱۵/۲	۶۱/۶	۶۵/۳	۲/۳۲
۶۲۰	۸	۵۸/۴	۱۲۸/۸	۱۱۴/۴	۱۰۳/۲	۲۱/۶	۷۲	۷۲/۹	۲/۰۵
$\mu=0.10$									
۲۳۰	۴/۸	۲۶/۴	۵۴/۴	۳۲/۸	۲۶/۴	۴/۸	۳۳/۶	۲۵/۸	۱/۶۲
۳۲۰	۸	۳۲	۶۴/۸	۲۷/۲	۳۳/۶	۸	۴۴	۳۱/۳	۱/۶۷
۴۱۰	۸/۸	۳۴/۴	۶۸/۸	۵۶/۸	۳۹/۲	۸/۸	۴۶/۴	۳۷/۶	۱/۸۷
۶۲۰	۱۱/۲	۴۴/۸	۸۲/۴	۶۴	۵۴/۴	۱۰/۴	۵۶	۴۶/۲	۱/۹۲
$\mu=0.15$									
۲۳۰	۲/۴	۱۹/۲	۲۹/۶	۱۸/۴	۱۶/۸	۵/۶	۱۵/۲	۱۵/۳	۱/۲۹
۳۲۰	۲/۴	۲۳/۲	۳۶	۲۱/۶	۱۷/۶	۶/۴	۱۸/۴	۱۷/۹	۱/۳۴
۴۱۰	۳/۲	۲۶/۴	۴۱/۶	۲۶/۴	۲۲/۴	۶/۴	۲۵/۶	۲۱/۷	۱/۴۱
۶۲۰	۴	۲۸/۸	۴۴/۸	۳۵/۲	۲۷/۲	۶/۴	۳۲	۲۵/۵	۱/۵۴

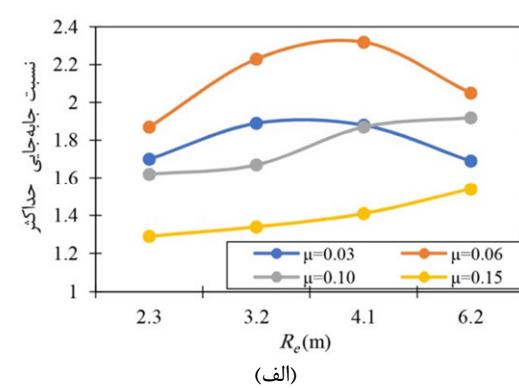
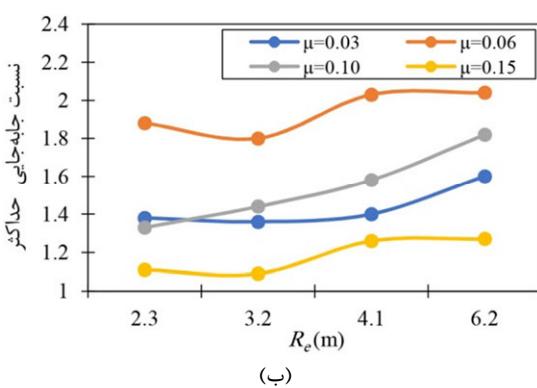
جدول ۵- ميانگين جایه‌جایي برای جدارهای تحت زلزله‌های حوزه نرديک غيرپالس گونه

$R_e$ (cm)	D <sub>1</sub> (cm)	D <sub>2</sub> (cm)	D <sub>3</sub> (cm)	D <sub>4</sub> (cm)	D <sub>5</sub> (cm)	D <sub>6</sub> (cm)	D <sub>7</sub> (cm)	جابه‌جایي ميانگين(cm)	نسبت جایه‌جایي حداکثر
$\mu=0.03$									
۲۳۰	۱۸/۴	۵۷/۶	۶۲/۴	۱۱۲	۱۶/۸	۸	۷۰/۴	۴۹/۳۷	۱/۳۸
۳۲۰	۲۸	۵۴/۴	۶۰/۸	۱۴۸	۲۰/۸	۹/۶	۷۷/۶	۵۷/۰۳	۱/۳۶
۴۱۰	۳۰/۴	۵۷/۶	۷۱/۲	۱۹۲	۲۴/۸	۱۴	۲۰/۱۸	۶۷/۰۴	۱/۴
۶۲۰	۳۳/۶	۷۰/۴	۹۱/۲	۲۸۷/۲	۳۱/۲	۱۸/۴	۹۴/۴	۸۹/۴۹	۱/۶
$\mu=0.06$									
۲۳۰	۱۹/۸	۴۴	۴۷/۲	۱۰۸	۱۳/۶	۷/۲	۵۲	۴۱/۶	۱/۸۸
۳۲۰	۲۴/۸	۴۳/۲	۵۲/۸	۱۲۰	۱۴/۴	۸/۸	۵۶	۴۵/۷۱	۱/۸۰
۴۱۰	۲۸	۴۵/۶	۵۶	۱۸۶/۴	۱۶	۸/۸	۶۰	۵۷/۲۶	۲/۰۳
۶۲۰	۳۵/۲	۶۰/۸	۶۳/۲	۲۴۸/۸	۲۰/۸	۱۰/۴	۶۸/۸	۷۲/۰۶	۲/۰۴
$\mu=0.10$									
۲۳۰	۸/۸	۱۸/۴	۲۱/۶	۶۴	۷/۲	۳/۲	۲۶/۴	۲۱/۳۷	۱/۳۳
۳۲۰	۱۱/۲	۲۰	۳۲/۸	۸۲/۴	۹/۶	۵/۶	۲۷/۲	۲۶/۹۷	۱/۴۴
۴۱۰	۱۳/۶	۲۶/۴	۳۶	۱۰۰	۱۰/۴	۶/۴	۲۹/۶	۳۱/۷۶	۱/۵۸
۶۲۰	۱۸/۴	۳۲/۸	۴۵/۶	۱۵۲	۱۶	۶/۴	۳۶	۴۳/۸۹	۱/۸۲
$\mu=0.15$									
۲۳۰	۴/۸	۱۵/۲	۲۳/۲	۵۴/۴	۹/۶	۳/۲	۱۴/۴	۱۷/۸۲	۱/۱۱
۳۲۰	۶/۴	۱۹/۲	۲۵/۶	۶۲/۴	۹/۶	۴	۱۶	۲۰/۴۵	۱/۰۹
۴۱۰	۸/۸	۲۲/۲	۳۱/۲	۸۰	۱۰/۴	۴/۸	۱۹/۲	۲۵/۳۷	۱/۲۶
۶۲۰	۱۱/۲	۲۴/۸	۳۶/۸	۱۰۲/۴	۱۰/۴	۵/۶	۲۳/۲	۳۰/۶۰	۱/۲۷

پالس گونه و غیرپالس گونه ارائه می‌شود. رابطه بین نسبت جایه‌جایی حداکثر و شعاع مؤثر برای زلزله‌های پالس گونه و غیرپالس گونه برای ضرایب اصطکاک مختلف به ترتیب مطابق شکل ۶ می‌باشد.

## ۷- مقایسه نسبت جایه‌جایی حداکثر

در این بخش مقایسه مقدار جایه‌جایی حداکثر حاصل از روش‌های ساده‌سازی شده آینه‌نامه با جایه‌جایی حاصل از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی تحت زلزله‌های



شکل ۶- رابطه نسبت جایه‌جایی حداکثر و شعاع مؤثر در ضریب اصطکاک (الف) پالس گونه و (ب) غیرپالس گونه

## ۸- بررسی اثر پالس‌گونگی

در این بخش نسبت جابه‌جایی حداکثر نهایی تحت زلزله‌های پالس‌گونه و غیرپالس‌گونه در شعاع مؤثر مختلف، مقایسه شده است. این مقایسه مطابق با شکل ۷ می‌باشد.

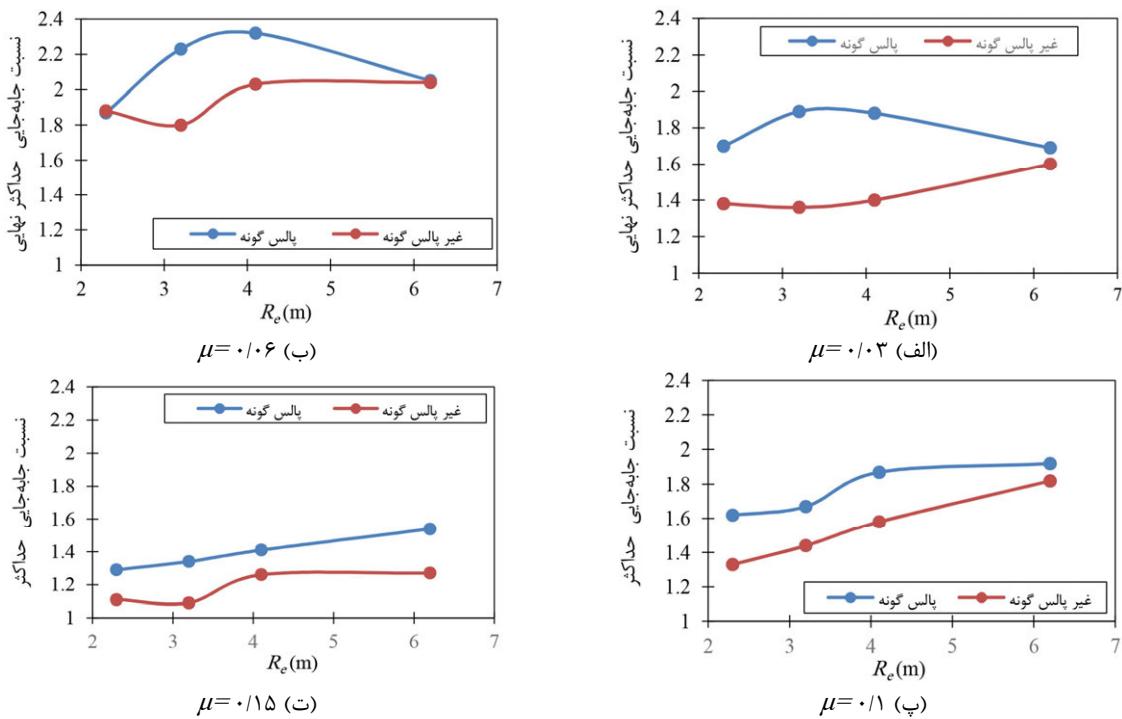
همان‌طور که در جدول ۶ مشاهده می‌شود با افزایش ضریب اصطکاک تا ۶ درصد نسبت جابه‌جایی حداکثر نهایی برای زلزله‌های پالس‌گونه افزایش می‌یابد و با افزایش ضریب اصطکاک بیشتر از ۶ درصد نسبت جابه‌جایی حداکثر نهایی کاهش می‌یابد. همچنین با توجه به جدول مشاهده می‌گردد با افزایش ضریب اصطکاک تا ۶ درصد نسبت جابه‌جایی حداکثر نهایی برای زلزله‌های غیرپالس‌گونه نیز افزایش می‌یابد و با افزایش ضریب اصطکاک بیشتر از ۶ درصد نسبت جابه‌جایی حداکثر نهایی کاهش می‌یابد. برای بررسی بیشتر اثر زلزله‌های حوزه نزدیک بر رفتار سازه‌های می‌توان به مراجع [۱۶ و ۱۷] مراجعه نمود.

همان‌طور که از شکل ۷ مشاهده می‌شود، نسبت جابه‌جایی حداکثر نهایی برای زلزله‌های حوزه نزدیک پالس‌گونه در تمامی ضرایب اصطکاک و شعاع‌های مؤثر، بیشتر از نسبت جابه‌جایی حداکثر نهایی تحت زلزله‌های غیرپالس‌گونه می‌باشد.

با توجه به شکل ۶-الف با افزایش شعاع مؤثر تا ۴/۱ متر نسبت جابه‌جایی حداکثر برای زلزله‌های حوزه نزدیک پالس‌گونه افزایش می‌یابد. سپس برای ضرایب اصطکاک کمتر و مساوی ۶ درصد کاهش یافته و برای ضریب اصطکاک ۱۰ و ۱۵ درصد همچنان افزایش می‌یابد. با توجه به شکل ۶-ب با افزایش شعاع مؤثر تا ۳ متر برای ضریب اصطکاک ۰/۰۳، ۰/۰۶ و ۰/۱۵ نسبت جابه‌جایی حداکثر برای زلزله‌های حوزه نزدیک غیرپالس‌گونه کاهش می‌یابد. سپس با افزایش شعاع، نسبت جابه‌جایی حداکثر افزایش می‌یابد. برای ضریب اصطکاک ۱۰ درصد با افزایش شعاع، نسبت جابه‌جایی حداکثر افزایش می‌یابد. با مقایسه نتایج حاصل از روش‌های ساده‌سازی شده آیین‌نامه و نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی یک نسبت نهایی برای هر جداساز در ضریب اصطکاک ثابت به صورت میانگین‌گیری از نسبت های جابه‌جایی حداکثر برای شعاع مؤثرهای در نظر گرفته شده حاصل شد. این نسبت برای زلزله‌های پالس‌گونه و غیرپالس‌گونه مطابق با جدول ۶ می‌باشد. این نسبت نشان می‌دهد که روابط ساده‌سازی شده آیین‌نامه برای تعیین ظرفیت حداکثر جداساز آونگی اصطکاکی در زلزله‌های حوزه نزدیک پالس‌گونه و غیرپالس‌گونه نسبت به مقدار جابه‌جایی حاصل از تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی مقادیر کمتری می‌دهند.

جدول ۶- تعیین نسبت جابه‌جایی حداکثر نهایی برای زلزله‌های مختلف

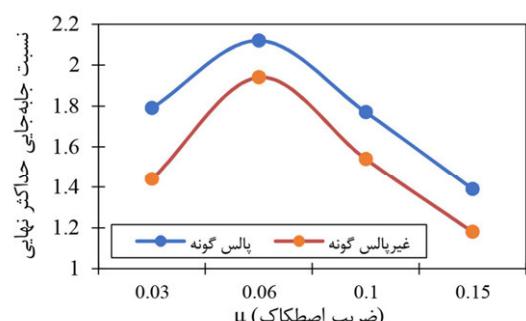
میانگین نسبت های جابه‌جایی حداکثر	$\mu$
پالس‌گونه	
۱/۷۹	۰/۰۳
۲/۱۲	۰/۰۶
۱/۷۷	۰/۱۰
۱/۳۹	۰/۱۵
غیرپالس‌گونه	
۱/۴۴	۰/۰۳
۱/۹۴	۰/۰۶
۱/۵۴	۰/۱۰
۱/۱۸	۰/۱۵



شکل ۷- مقایسه نسبت جایه جایی حداکثر نهایی تحت زلزله های پالس گونه و غیر پالس گونه در ضرایب اصطکاک مختلف

در این مقاله با معرفی رفتار جدادساز آونگی اصطکاکی، پارامترهای اثرگذار بر عملکرد این جدادساز و پاسخ روسازه تشریح گردیدند. سپس میزان جایه جایی حداکثر جدادساز آونگی اصطکاکی حاصل از روش ساده سازی شده آیین نامه با جایه جایی حاصل از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیر خطی تحت زلزله های پالس گونه و غیر پالس گونه حوزه نزدیک، مقایسه گردید. در این راستا، ابتدا طبق روابط ساده سازی شده آیین نامه ASCE7-16 میزان جایه جایی حداکثر جدادساز آونگی اصطکاکی برای چهار شعاع مؤثر ( $\mu = 0.03, 0.06, 0.1, 0.15$  متر) و چهار ضریب اصطکاک مختلف ( $\beta = 0.03, 0.06, 0.1, 0.15$ ) درصد)، در مجموع ۱۶ حالت، تعیین شد. با فرض یک مقدار جایه جایی و انجام یک فرآیند تکرار شونده مقادیر جایه جایی همگرا شده برای هر شعاع مؤثر و ضریب اصطکاک محاسبه شد. سپس هفت شتابنگاشت زلزله حوزه نزدیک پالس گونه و هفت شتابنگاشت زلزله حوزه نزدیک غیر پالس گونه برای ساختگاه با خاک تیپ دو و مطابق زلزله طرح برای مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد واقع در ایران مطابق تعریف استاندارد ۲۸۰۰ انتخاب شد.

در شکل ۸، نسبت جایه جایی حداکثر نهایی تحت زلزله های پالس گونه و غیر پالس گونه در ضرایب اصطکاک مختلف مقایسه شده است. همان طور که مشاهده می شود نسبت جایه جایی حداکثر نهایی برای زلزله های حوزه نزدیک پالس گونه در تمامی ضرایب اصطکاک، بیشتر از نسبت جایه جایی حداکثر نهایی برای زلزله های حوزه نزدیک غیر پالس گونه می باشد.



شکل ۸- مقایسه نسبت جایه جایی حداکثر نهایی تحت زلزله های پالس گونه و غیر پالس گونه در ضرایب اصطکاک مختلف

## ۹- نتیجه گیری و جمع بندی

- ۳- به عنوان یک میزان محافظه‌کارانه می‌توان نسبت جابه‌جایی حداکثر ۲/۲ برای جداسازهای آونگی اصطکاکی تحت زلزله‌های پالس‌گونه مستقل از ضریب اصطکاک و شعاع مؤثر در نظر گرفت.
- ۴- در حالت جداساز تحت زلزله‌های حوزه نزدیک غیرپالس‌گونه، با افزایش شعاع مؤثر تا ۳/۲ متر برای ضریب اصطکاک ۳ درصد، ۶ درصد و ۱۵ درصد نسبت جابه‌جایی حداکثر کاهش می‌یابد. سپس با افزایش شعاع مؤثر، نسبت جابه‌جایی حداکثر افزایش می‌یابد. برای ضریب اصطکاک ۱۰ درصد با افزایش شعاع نسبت جابه‌جایی حداکثر افزایش می‌یابد. همچنین مشابه با حالت پالس‌گونه، با افزایش ضریب اصطکاک تا ۶ درصد نسبت جابه‌جایی حداکثر نهایی افزایش می‌یابد و با افزایش ضریب اصطکاک به بیشتر از ۶ درصد نسبت جابه‌جایی حداکثر نهایی کاهش می‌یابد.
- ۵- به عنوان یک میزان محافظه‌کارانه می‌توان ضریب ۲ برای جداسازهای آونگی اصطکاکی تحت زلزله‌های غیرپالس‌گونه در نظر گرفت.
- ۶- مقادیر نسبت جابه‌جایی حداکثر برای زلزله‌های حوزه نزدیک پالس‌گونه در تمامی مقادیر ضرایب اصطکاک و شعاع مؤثر بیشتر از نسبت جابه‌جایی حداکثر زلزله‌های حوزه نزدیک غیر پالس‌گونه می‌باشد.
- با وجود آن‌که ضرایب مقیاس شتاب نگاشتها به گونه‌ای بوده است که منطبق بر زلزله طرح با دوره بازگشت تقریباً ۴۷۵ ساله باشند، روش توصیه شده آیین‌نامه‌ای مورد استفاده برای مقیاس کردن شتاب نگاشتها تاثیر قابل توجهی بر نتایج دارد. در آخر، اضافه می‌گردد، از نتایج این پژوهش می‌توان در روند طراحی زیر ساخت‌های عمرانی با فرض روسازه صلب مانند پل‌ها استفاده نمود.

این شتابنگاشتها طبق استاندارد ASCE-7 مقیاس شده و در نرم‌افزار OpenSees به جداساز اعمال شدند. در ادامه مقدار جابه‌جایی طبق روابط ساده‌سازی شده آیین‌نامه با جابه‌جایی حاصل از تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی مقایسه شد تا تفاوت آنچه آیین‌نامه پیش‌بینی کرده‌است با آنچه در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی اتفاق می‌افتد برای زلزله‌های حوزه نزدیک مشاهده شود.

با انجام این مقایسه نتایج زیر حاصل شد:

- ۱- برای زلزله‌های پالس‌گونه و غیر پالس‌گونه حوزه نزدیک گسل روابط آیین‌نامه مقدار جابه‌جایی حداکثر کمتری را نسبت به مقدار جابه‌جایی حاصل از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی نشان می‌دهند.

- ۲- در حالت جداساز تحت زلزله‌های حوزه نزدیک پالس‌گونه، با افزایش شعاع مؤثر تا ۴/۱ متر، برای تمامی ضرایب اصطکاک نسبت جابه‌جایی حداکثر افزایش می‌یابد. سپس برای ضرایب اصطکاک کمتر و مساوی ۶ درصد نسبت جابه‌جایی حداکثر کاهش یافته و برای ضریب اصطکاک ۱۰ و ۱۵ درصد همچنان افزایش می‌یابد. همچنین برای تمامی شعاع‌های مؤثر، با افزایش ضریب اصطکاک تا ۶ درصد نسبت جابه‌جایی حداکثر افزایش می‌یابد. سپس با افزایش تا ۱۵ درصد نسبت جابه‌جایی حداکثر کاهش می‌یابد. در ضرایب اصطکاک کم، تجاوز نیرو در لحظات اولیه زلزله از میزان نیروی اصطکاکی مورد نیاز برای لغزش جداساز باعث افزایش زیاد پریود سازه جداسازی شده می‌گردد و نیروی ناشی از زلزله کاهش می‌یابد. در ضرایب اصطکاک بالا نیز عملای لغزش تا قبل از اثرات دفعتی شتاب در زلزله‌های حوزه نزدیک لغزش رخ نمی‌دهد.

## منابع

- [1] Zayas, V. A., Low, S. A., Bozzo, L., & Mahin, S. A. (1989). *Feasibility and performance studies on improving the earthquake resistance of new and existing buildings using the friction pendulum system*. Earthquake Engineering Research Center.
- [2] Fenz, D. M., & Constantinou, M. C. (2007). Modeling triple friction pendulum bearings for response-history analysis. *Earthquake Spectra*, 24(4), 1011-1028.
- [3] Fenz, D. M. (2008). *Development, implementation and verification of dynamic analysis models for multi-spherical sliding bearings*. State University of New York at Buffalo, MCEER Report 08-0018
- [4] Fenz, D. M., & Constantinou, M. C. (2008). Spherical sliding isolation bearings with adaptive behavior: Experimental verification. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 37(2), 185-205.
- [5] Turner, W. (2007). Personal communication and unpublished engineering calculations. *Wilson EL. Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures*.
- [6] Constantinou, M. C., Kalpakidis, I., Filiatrault, A., Ecker Lay, R.A., (2011). "LRFD-Based Analysis and Design Procedures for Bridge Bearings and Seismic Isolators." Technical Rep. No. MCEER-11-0004
- [7] American Society of Civil Engineers (ASCE) (2016) "Minimum design loads of buildings and other structures." ASCE/SEI 7-16, Reston, VA.
- [8] Hamida, M., Filiatrault, A., & Aref, A. (2015). Seismic collapse capacity-based evaluation and design of frame buildings with viscous dampers using pushover analysis. *Journal of Structural Engineering*, 141(6), 04014153.
- [9] Hamidia, M., Filiatrault, A., & Aref, A. (2014). Simplified seismic sidesway collapse analysis of frame buildings. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 43(3), 429-448.
- [10] Hamidia, M., Filiatrault, A., & Aref, A. (2014). Simplified seismic sidesway collapse capacity-based evaluation and design of frame buildings with linear viscous dampers. *Journal of Earthquake Engineering*, 18(4), 528-552.
- [11] Hamidia, M., Filiatrault, A. and Aref J. A. 2014. Simplified Seismic Collapse Capacity-Based Evaluation and Design of Frame Buildings with and without Supplemental Damping Systems, Technical Report MCEER-14- 0001, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, University at Buffalo, State University of New York, Buffalo, NY, 283 p
- [12] Hamidia, M., Shokrollahi, N., & Nasrolahi, M. (2021, August). Soil-structure interaction effects on the seismic collapse capacity of steel moment-resisting frame buildings. In *Structures* (Vol. 32, pp. 1331-1345). Elsevier.
- [13] Dolatshahi, K. M., Vafaei, A., Kildashti, K., & Hamidia, M. (2019). Displacement ratios for structures with material degradation and foundation uplift. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17(9), 5133-5157.
- [14] Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER Strong Motion Database, <http://peer.berkeley.edu/smcat/search>.
- [15] Standard No. 2800 (Ed.) (2014) Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings (IS 2800-14). Building and Housing Research Centre, Tehran, Iran
- [16] Mohammadi Dehcheshmeh, E., & Broujerdiān, V. (2021). Seismic Design Coefficients of Self-Centering Multiple Rocking Walls Subjected to Effect of Far and Near-Field Earthquakes. *Civil Infrastructure Researches*, 7(1 (In progress)), 17-36.
- [17] Shirvani Harandi, V., Meshkat-Dini, A., Massumi, A. (2019). Analytical comparison between seismic performance of middle-rise bundled tube and 3d moment frame structures, *Civil Infrastructure Researches*, 4 (2).

## مدل‌سازی عددی بهسازی خاک‌های نرم با ستون‌های سنگی تحت عبور قطار پرسرعت

میکائیل کاظم زاده

گروه مهندسی عمران، دانشگاه  
آزاد واحد تهران مرکزی، تهران،  
ایران.

پست الکترونیک:

Michaelkzemzadeh1@gmail.com

\*امیرعلی زاد

گروه مهندسی عمران، دانشکده  
فنی مهندسی، دانشگاه آزاد واحد  
تهران مرکزی، تهران، ایران.

پست الکترونیک:

a.zad@iauctb.ac.ir

مریم یزدی

گروه مهندسی عمران، دانشکده  
فنی مهندسی، دانشگاه آزاد واحد  
تهران مرکزی، تهران، ایران.

پست الکترونیک:

yazdi\_ma@yahoo.com

حمل و نقل ریلی دارای مزایای منحصر به فردی نسبت به سایر روش‌های حمل و نقل است که به عنوان مثال می‌توان به آسیب پذیری کمتر زیست محیطی، کاهش آلودگی و اینمنی بیشتر نسبت به سایر روش‌های حمل و نقل اشاره کرد. با توجه به کمبود زمین‌های دارای ظرفیت باربری مناسب قسمتهایی از مسیر راه آهن بر روی خاک‌های نرم ساخته می‌شود که امکان ایجاد ناپایداری و نشت خطوط آهن در این نوع خاک‌ها از دغدغه‌های اصلی مهندسان می‌باشد. قطارهای با سرعت بالا این روزها در کشورهای پیشرفته در جهت کاهش زمان سفر مورد استفاده قرار می‌گیرند که می‌توانند باعث افزایش قابل توجه پاسخ‌های دینامیکی اجزا در خطوط راه‌آهن شوند به خصوص زمانی که قطار در سرعت بحرانی حرکت می‌کند. یکی از روش‌هایی که اخیراً به طور وسیعی برای بهسازی رسوابات نرم و خاک‌های ریزدانه سمت مورد استفاده قرار می‌گیرد، روش ستون سنگی می‌باشد. هدف اصلی از انجام این پژوهش، بررسی و کنترل میزان نشت و پایداری بستر رس نرم و خاکریز راه آهن تحت عبور قطار پرسرعت به عنوان دو فاکتور مهم در بهره برداری و استفاده از مجموعه راه آهن می‌باشد. در این مقاله نحوه عملکرد ستون‌های سنگی در بستر حرکت قطارهای پرسرعت به منظور کاهش نشت خاک و جلوگیری از وقوع نشت‌های نامتقارن در شرایط مختلف و تحت تأثیر عوامل مختلف مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج نشان داد که با افزایش طول ستون سنگی و کاهش قطر آن، نشت و نشت نامتقارن ناشی از عبور قطار پرسرعت کاهش می‌یابد. همچنین افزایش سختی ژئوگرید موجب کاهش نشت می‌شود.

**واژگان کلیدی:** قطار پرسرعت، ستون سنگی، مدل‌سازی عددی، خاک نرم.

### ۱- مقدمه

است. بخصوص در اروپا و آسیای شرقی، خطوط ریلی به دلیل مزیت اقتصادی و جنبه‌های دوستار محیط زیست، یک راه حل مؤثر برای حمل و نقل‌های به مقاصد راه دور در نظر گرفته می‌شوند. ساخت یک مسیر ریلی، به ویژه یک مسیر راه آهن با سرعت بالا، به دلیل محدودیت‌های بیشتر مربوط به تغییرشکل و نشت، نیاز به کیفیت بهتر زمین دارد. با این حال استفاده از مکان‌هایی که زمین نرم دارند اجتناب‌ناپذیر است. این امر منجر به خطر بالاتر انحراف و خارج شدن قطار از ریل، عدم آسایش برای مسافران و افزایش ارتعاشات القا شده در قطارها و تخریب تدریجی بستر و سازه‌های مجاور خواهد شد. محققان در

حمل و نقل ریلی یکی از قدیمی ترین نوع حمل و نقل است و دهه‌های زیادی می‌باشد که برای انتقال بار و مسافر به مقصد از راه دور مورد استفاده قرار گرفته است. از طریق بهبد و بهسازی‌های مستمر، حمل و نقل ریلی به یک سرویس حمل و نقل بسیار محبوب تبدیل شده

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۶/۲۹، بازنگری ۱۴۰۰/۰۹/۲۸، پذیرش ۱۴۰۰/۰۹/۲۹

(DOI): 10.22091/cer.2021.7397.1304

مهندسی غیرقابل قبول است [۵]. در پژوهشی دیگر، محققان از شمع‌های خاکستری با خاکستر سیمانی<sup>۳</sup> برای بهسازی زمین نرم نزدیک یک پل استفاده کردند و دو چیدمان شمع را در نظر گرفتند. عملکرد دینامیکی سیستم خاکریز خط آهن بدون بالاست (با دال بتنی) تحت بارهای متحرک قطار با سرعت بالا را مورد بررسی قرار دادند. نتایج این پژوهش نشان داد که هنگامی که سطح زیرین منطقه گذار با شمع‌های به طول مختلف متفاوت بهسازی شد، شمع‌های نزدیک پل بارهای دینامیکی بسیار بیشتری را تحمل کردند. همچنین در مجاورت تکیه‌گاه، وقتی قطار از خاکریز به سمت پل حرکت می‌کند، تنش عمودی بالای شمع افزایش یافته است [۶]. محققان در مقاله‌ای دیگر با استفاده از نرم‌افزار LS DYNA به منظور تجزیه و تحلیل تأثیر بار قطار با سرعت بالا بر روی خط راه آهن بالاستی تقویت شده و با استفاده از خط راه آهن بالاستی غیر تقویت شده به عنوان کنترل استفاده کردند. نتایج پژوهش این محققان نشان می‌دهد که میزان تغییرشکل برای خط آهن بالاستی تقویت شده ۲۴ درصد کمتر از خط آهن بالاستی غیر تقویت شده است. علاوه بر این وضعیت تنش در مسیر بالاست تقویت شده ۷۰٪ کمتر از مسیر بالاستی غیر تقویت شده است [۷]. بهسازی زمین با استفاده از ستون‌های سنگی یک تکنیک محبوب برای ارتقای خاک‌های نرم است. این تکنیک شامل ترکیب مواد دانه‌ای در خاک نرم برای به دست آوردن خاک کامپوزیت با ویژگی‌های بهتر از خاک نرم است. این عملیات ظرفیت باربری را بهبود می‌بخشد، نشت را کاهش می‌دهد، زهکشی را تسريع می‌کند و پتانسیل روان گرایی خاک را کاهش می‌دهد. فلسفه استفاده از ستون سنگی افزایش مقاومت برشی مصالح و تأمین قید جانبی به وسیله خاک اطراف است. در مقاله‌ای نویسنده‌گان نتایج یک مطالعه مقایسه‌ای بر روی روش‌های مختلف مدل‌سازی المان

<sup>۳</sup>- fly ash gravel piles

مطالعه‌ای رفتارهای ارتعاشی سیستم خاکریز همراه با شمع تحت گذر قطار پرسرعت از طریق شبیه سازی المان محدود سه بعدی را بررسی کردند. نتایج این پژوهش نشان داد که سرعت بحرانی سیستم توسط خاکریز کنترل می‌شود [۱]. در پژوهشی دیگر، محققان با انجام مطالعه پارامتری با استفاده از نرم‌افزار المان محدود Abaqus اثرات محصورسازی با ژئوسل بر خاکریزهای بالاست هنگام مواجه شدن با یک زیر لایه نرم، بالاست ضعیفتر یا سختی‌های مختلف تقویت کننده مورد بررسی قرار دادند. این تجزیه و تحلیل نشان می‌دهد که براساس مدل‌های عددی، محصورسازی با ژئوسل می‌تواند مزایای قابل توجهی داشته باشد [۲]. در پژوهشی محققان سه مدل المان محدود سه بعدی با استفاده از نرم‌افزار Midas برای المان خاک تحت گذر قطارهای با سرعت بالا انجام دادند. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که به طور کلی، نصب ستون‌های سنگی با آرایش مربع نشان می‌دهد [۳]. در مطالعه‌ای دیگر، محققان میزان تنش- کرنش و تخریب بالاست با استفاده از روش‌های المان مجزا (DEM<sup>۱</sup>) و المان محدود (FEM<sup>۲</sup>) را مورد تجزیه و تحلیل قرار دادند و نتایج پژوهش آنها نشان داد که مدل المان محدود ۲ بعدی (کرنش صفحه‌ای) می‌تواند تخریب یا استهلاک تنش- کرنش یک مدل خط آهن تقویت شده و تقویت نشده را با دقت معقول پیش‌بینی کند [۴]. در مقاله‌ای دیگر محققان پارامترهای رفتار مکانیکی پی‌های گستردۀ همراه با شمع تحت بارگذاری قطار با سرعت بالا نظیر نشت فونداسیون و فشار آب حفره‌ای اضافی در لایه‌های سابکرید (بستر روسازی) را به تفصیل مورد بحث قرار دادند. نتایج پیش‌بینی شده نشان می‌دهد که بدون بهسازی مناسب، نشت زیادی رخ می‌دهد که از نظر

<sup>۱</sup>- Discrete Element Method

<sup>۲</sup>- Finite Element Method

(انبساط‌پذیری) برشی بوده و تغییرشکل برآمدگی گسترده باعث ایجاد حفره های بیشتری در داخل ستون سنگ و کاهش مربوط به میزان تماس اصطکاکی و نیروهای بهم پیوسته بین بلوك می‌شود [۱۱]. در پژوهشی دیگر محققان با استفاده از یک تحلیل عددی سه بعدی خاکریز آزمایشی بر روی ستون‌های محصورشده ژئوتکستیل (GECs)، در مقایسه با تحلیل های تقارن محوری دو بعدی (دو بعدی) و کرنش صفحه ای را توصیف کردند. نتایج عددی نشان داد که مدل سه بعدی اتخاذ شده به خوبی نشان‌دهنده تغییرشکل‌های اندازه‌گیری شده و تکامل فشار منفذی در طول دوره های ساخت خاکریز و پس از ساخت خاکریز است [۱۲]. در تحقیقی دیگر پژوهشگران بر روی ستون سنگی مستقر در خاک ماسه سیلیتی مطالعاتی انجام دادند؛ بررسی های عددی با استفاده از Plaxis3D برای بررسی اثر نصب ستون و سطح بار بر نشست و طول مطلوب ستون‌ها با پارامترهای متغیری نظری نسبت جایگزینی منطقه، تعداد و فاصله ستون‌ها و ضریب فشار جانبی زمین انجام گردید و مشخص شد که تأثیر افزایش ضریب فشار جانبی خاک (K) در نشست پی برای نسبت های کم جایگزینی بیشتر قابل توجه است و طول مطلوب (بهینه) ستون‌های سنگی به فشار وارد شده بستگی دارد که از  $1/2$  تا  $2$  برابر قطر پی در عمل برای ظرفیت باربری نهایی یک پی غیر مسلح در نوسان است [۱۳]. نویسندها یک بررسی سیستماتیک برای مطالعه رفتار ستون‌های سنگی پوشیده شده با ژئوگرید در خاک نرم رسی تحت بارگذاری خاکریز انجام دادند و به این نتایج دست یافتند از جمله اینکه محصورسازی ستون سنگی به کاهش نشست و فشار آب حفره‌ای کمک زیادی می‌کند، طول محاصره (محصورسازی) نیز نقشی اساسی در عملکرد دارد و طول محصورشدنگی  $L_{osc} = 0.8$  طول بهینه را برای عملکرد بهتر ارائه می‌دهد [۱۴]. محققان در بررسی ای دیگر تأثیر طول محصورشدنگی و نوع مصالح سنگدانه بر ظرفیت

محدود برای مدل‌سازی زمین تقویت‌شده با ستون‌های سنگی با روکش ژئوستنتیک برای استفاده در ساخت سریع خاکریز را ارایه دادند. برای ستون‌های سنگی محصور شده ژئوستنتیک نصب شده در زمین نرم برای ساخت خاکریز، استفاده از محصورشدنگی ژئوستنتیک باعث کاهش فشار آب بیش از حد منافذ ناشی از بار خاکریز و همچنین تنفس های عمودی در زمین شده و در نتیجه باعث کاهش نشست مرتبط می‌شود [۸]. محققان یک مدل عددی جدید براساس تکنیک سریع لاغرانژی-دیفرانسیل برای تحلیل رفتار یک ستون سنگی شامل تغییرشکل جانبی آن در خاک رس نرم توسعه داده‌اند. نتایج نشان داد که افزایش نسبت تمرکز تنفس باعث افزایش عمق برآمدگی با یک شب منحنی صعودی می‌شود. ظرفیت باربری زمین نرم ثابت شده ستون سنگ با گذشت زمان با یک روند ثابت جانبی افزایش می‌یابد، اما این ظرفیت به صورت منحنی خطی با افزایش فاصله ستون کاهش می‌یابد. این ظرفیت همچنین با کاهش مقطع ستون به میزان ناچیزی کاهش می‌یابد [۹]. پژوهشگران در مقاله‌ای دیگر رفتار یک پی بر روی خاک تقویت‌شده توسط گروهی از ستون‌های سنگی را از نظر کاهش نشست در شرایط ادئومتر که گروه ستون‌های سنگی با استفاده از مدل تفاضل محدود به تاجهای هم مرکز معادل کاهش یافته است را مورد مطالعه قرار دادند. در شرایط ادئومتر و با نسبت مساحت یکسان، نتیجه گرفته می‌شود که افزایش تعداد ستون‌های سنگی با مدل سازی عددی سه بعدی به طور قابل توجهی بر پیش‌بینی نشست خاک تقویت شده تا بارهای اضافی  $120$  کیلوپاسکال تأثیر نمی‌گذارد [۱۰]. محققان با استفاده از روش المان مجزا ترکیبی با روش تفاضل محدود الگوی مدل‌سازی عددی برای شبیه‌سازی یک ستون سنگی منفرد در خاک رس نرم با نرم‌افزار UDEC پیشنهاد دادند. نتایج شبیه سازی عددی نشان داد که برآمدگی ستون سنگ به دلیل جانمایی بلوك‌ها از طریق اتساع

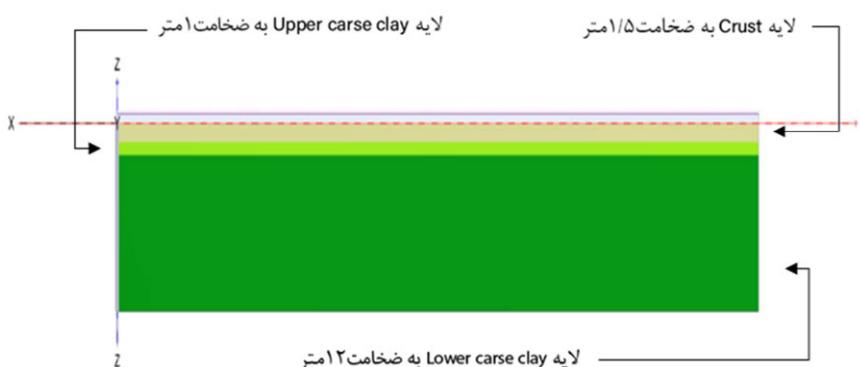
### ۱-۲- هندسه مدل و پروفیل خاک

در پژوهش پیش رو، به منظور مدل‌سازی عددی از نرم‌افزار Plaxis 3D استفاده شد. پروفیل خاک مورد استفاده برای مدل‌سازی، خاک رس نرم نزدیکی گرانگمومث در اسکاتلنده قرار دارد [۱۶]. این نوع خاک رس با محتوای آلی بین ۳ تا ۵ درصد ساختار یافته است؛ این خاک به عنوان یک خاک رس سیلیتی طبقه‌بندی شده است. پروفیل این خاک شامل پوسته ۱/۵ متر هوازده است که شامل ریشه گیاهان و مواد آلی می‌باشد. از عمق ۱/۵ تا ۲/۵ متر یک نوع رس به نام Upper carse clay می‌باشد و زیر آن تا عمق ۱۴/۵ متر رس با نام Lower carse Clay قرار گرفته است. تراز آب زیرزمینی در عمق یک متری از سطح زمین می‌باشد. شکل ۱ پروفیل لایه‌بندی خاک مدل‌سازی شده در نرم‌افزار Plaxis را نشان می‌دهد.

باربری یک ستون سنگی در هر دو بستر ماسه خشک و خاک رس مورد بررسی آزمایشگاهی و مدل‌سازی عددی قرار دادند. مشاهده شده است که ستون‌هایی که تا حدی محصور شده اند از ستون‌های کاملاً محصور برتر هستند و برای اندازه کوچکتر مواد، محصور کردن ستون‌های سنگی پیشرفت (بهسازی) بیشتری نسبت به مواد درشت دارد [۱۵].

محور این پژوهش بررسی عملکرد زمین‌های بهسازی شده با ستون‌های سنگی تحت عبور قطار پرسرعت است. به همین منظور، با انتخاب ۴ سرعت ۸۰، ۹۰، ۱۰۰ و ۱۱۰ متر بر ثانیه که در بازه قطارهای پرسرعت هستند، ابتدا سرعت بحرانی یعنی سرعتی که باعث بیشترین نشست شده به‌دست آمد. سپس ستون‌های سنگی جایگذاری شده و با تغییر در پارامترهای ستون سنگی نظیر قطر و ارتفاع در حجم ثابت، سختی ژئوگرید و طول ژئوگرید میزان بهینه و اقتصادی آنها به‌دست بیاید.

## ۲- مدل‌سازی عددی



شکل ۱ - پروفیل خاک مدل‌سازی شده در نرم‌افزار

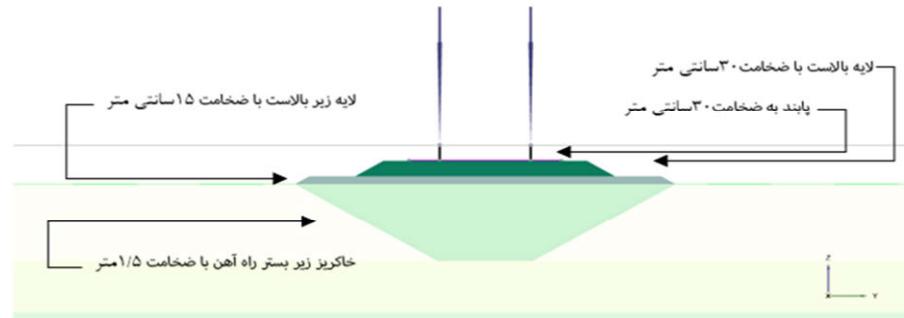
۴۰ از لبه بالاست و ۶۰ سانتیمتر از یکدیگر (فاصله مرکز تا مرکز) در کنار هم چیده شده اند. در خط راه آهن ۲ ردیف پابند به ارتفاع ۳۰، در فاصله ای ۱۴۳/۵ سانتیمتر (فاصله ریل‌ها از هم) از یکدیگر با فاصله مساوی از مرکز تراورس بر روی تراورس در امتداد مسیر چیده شده اند. در هر خط آهن ۲ ردیف ریل از نوع (UIC60) بر روی تراورس‌ها در طول مسیر قرار گرفته اند. همچنین خاک برداری از خاک اولیه به

لایه زیر بالاست به ضخامت ۱۵ سانتیمتر، متناسب با عرض لایه بالاست، بر روی سطح خاک به منظور حفاظت از دانه بندی و جلوگیری از نفوذ دانه‌های لایه بالاست به خاک بستر قرار گرفته است. لایه بالاست با ضخامتی برابر با ۳۰ سانتیمتر برای عبور یک خط آهن در نظر گرفته شده است. در هر خط آهن تراورس‌هایی از نوع بتی پیش‌تنیده (B70) با عرضی برابر با ۲۴۰، فاصله

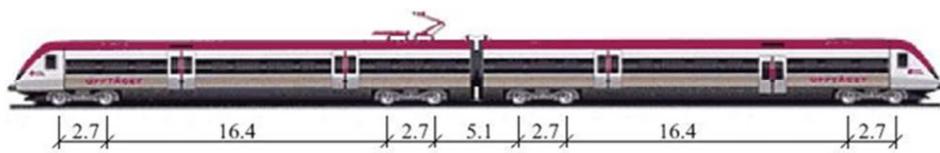
## ۲-۲- نحوه مدل سازی

جهت کاهش شرایط مرزی عرض مدل سازی در دو طرف بالاست به میزان  $14/5$  متر گسترش یافت تا به  $35$  متر عرض برسد. مدل سازی قطار از دو واگن به طول  $48/7$  متر مطابق شکل ۳ تشکیل شده است.

منظور برداشتن پوسته هوازده از سطح خاک زیر ساب بالاست و جایگزینی آن با مصالح خاکریز مورد استفاده متداول به میزان هم عرض با لایه زیربالاست و عمق پوسته هوازده انجام گردید. شکل ۲ نمایی جانبی از هندسه مدل و لایه بندهای خاک ایجاد شده را نشان می‌دهد.



شکل ۲- نمای کناری از مدل به همراه لایه‌های بالاست، زیربالاست و مصالح خاکریزی شده



شکل ۳- فاصله محورهای قطار در مدل سازی [۱۷]

است. در شکل ۴ نمایی از هندسه کلی پروژه نمایش داده شده است.

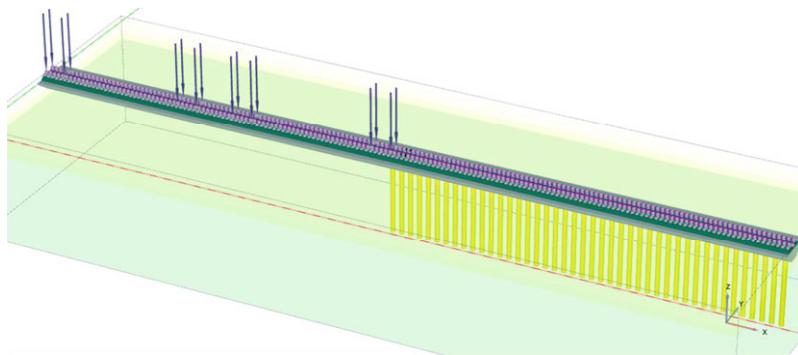
## ۳-۲- خصوصیات مواد

همان طور که پیشتر اشاره شد، پروفیل خاک مورد استفاده برای مدل سازی، سایت خاک رس نرم Bothkennar که در قسمت جنوبی استارت در نزدیکی گرانگموث در اسکاتلند قرار دارد، است [۱۶].

لایه بالاست و زیربالاست و ستون‌های سنگی با مدل موهر-کولمب مدل سازی شده است زیرا به دلیل تنש‌های عمودی کوچک در لایه‌های فوقانی استفاده از مدل خاک سخت شونده منجر به ارائه نتایج غیرواقعی می‌شود [۱۸]. جدول ۱ مشخصات مکانیکی لایه بالاست، زیر بالاست و جدول ۲ مشخصات مکانیکی ستون‌های سنگی را نمایش می‌دهد.

جهت بررسی تأثیر حرکت قطار در جهت‌های مخالف طول مسیر در امتداد ریل قطار به  $100$  متر گسترش یافت. ریل با تیرهایی به طول  $100$  متر در طول محور X با سطح مقطع مستطیل شکل با خصوصیات مکانیکی مشابه با ریل استاندارد (UIC60) در نظر گرفته شده است. پابندها نیز به وسیله المان سازه ای مهار نقطه به نقطه<sup>۴</sup> به طول  $30$  متر مدل شده‌اند. هریک از تراورس‌ها توسط تیرهایی با سطح مقطع مستطیل شکل به طول  $240$  سانتی‌متر با مشخصات مکانیکی تراورس بتني یک تکه پیش تنیده از نوع (B70) مدل سازی شده‌اند. تراورس‌ها به فاصله مرکز به مرکز  $60$  سانتی‌متر از یکدیگر از یکدیگر در زیر ریل قرار داده شده‌اند. بار محوری قطار نیز  $185$  کیلونیوتون بر مترمربع معادل با  $92/5$  کیلوپاسکال بر روی هر چرخ در نظر گرفته شده

<sup>4</sup>- Node to node anchor



شکل ۴- نمایی از هندسه کلی مدل به همراه بار

جدول ۱- مشخصات مکانیکی پایه برای لایه‌های خاک مدل شده به وسیله موهر-کولمب [۱۸]

شماره	لایه خاک	$Y_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$Y_{unsat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$	$\phi'$	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\Psi$	$E'$ (kN/m <sup>2</sup> )	ضخامت لایه (cm)
۱	بالاست	۲۱	۱۹	۰/۳۵	۳۵	۳۰	۵	۳۰۰۰	۳۰
۲	زیربالاست	۲۳	۲۲	۰/۳۵	۲۳	۱۰	صفر	۲۵۰۰	۱۰۰
۳	مصالح خاکریزی	۲۰	۱۹	۰/۳۵	۲۸	۱۰	صفر	۳۵۰۰	۱۵۰

جدول ۲- پارامترهای ورودی برای ستون‌های سنگی با مدل رفتاری موهر-کولمب [۱۳]

پارامترها	نماد	واحد	مقدار
وزن مخصوص	$\gamma$	$\text{kN/m}^3$	۱۹
مدول الاستیک	$E'$	$\text{kN/m}^2$	۷۰۰۰
ضریب پواسون مؤثر	$V'$	-	۰/۳
چسبندگی مؤثر	$C'$	$\text{kPa}$	۱
زاویه اصطکاک داخلی مؤثر	$\varphi'$	degree	۴۵
زاویه اتساع	$\Psi'$	degree	۱۵
نفوذ پذیری عمودی	$K_z$	$\text{m/day}$	۱/۸
نفوذ پذیری افقی	$K_x=K_y$	$\text{m/day}$	۱/۸

مشخصات مکانیکی ریل مشابه با خصوصیات ریل (UIC60) و تراورس‌ها مشابه با تراورس بتنی پیش‌تنیده (B70) مدل سازی شده است.

برای طراحی ریل راه آهن و تراورس از المان سازه‌ای (Beam) با خاصیت الاستیک استفاده شده است. مشخصات مکانیکی ریل و تراورس‌ها در جدول ۳ قابل مشاهده است.

جدول ۳- مشخصات مکانیکی ریل و تراورس [۱۸]

پارامترها	واحد	ریل	تراورس
(A) سطح مقطع	$\text{m}^2$	$7/7 \times 10^{-3}$	$5/13 \times 10^{-2}$
(γ) وزن مخصوص	$\text{kN/m}^3$	۷۸	۲۵
(E) مدول یانگ	$\text{kN/m}^3$	$200 \times 10^6$	$36 \times 10^6$
(I <sub>3</sub> ) ممان اینرسی حول محور دوم	$\text{m}^4$	$3/055 \times 10^{-5}$	$0/0253$
(I <sub>2</sub> ) ممان اینرسی حول محور سوم	$\text{m}^4$	$5/13 \times 10^{-6}$	$2/45 \times 10^{-4}$

۵ مشخصات پارامترهای خاک مدل‌سازی شده را نشان می‌دهد.

جدول ۴- مشخصات مکانیکی پابند [۱۸]

۳۱۲ KN	$ F_{max,ten} $ کششی
۱۷۱۶ KN	$ F_{max,com} $ فشاری
$2 \times 10^6$ KN	سختی محوری (EA)

جهت مدل‌سازی پابندها از المان انکر (Anchors) با خاصیت الاستوپلاستیک استفاده شده است. جدول ۴ مشخصات مکانیکی پابند را نمایش می‌دهد.

به منظور بررسی تأثیر ستون‌های سنگی بر روی خاک‌های محیطی خود تحت اثر بار دینامیکی قطار، پروفیل خاک سایت مورد بررسی با استفاده از مدل رفتاری سخت شونده (HS) مدل‌سازی شده است. جدول

جدول ۵- مشخصات پارامترهای رفتاری لایه‌های خاک برای سخت شونده [۱۶]

رس پایینی (Lower Carse Clay)	رس بالایی (Upper Carese Clay)	لایه پوسته هوازده (Crust)	پارامتر خاک
۲/۵-۱۴/۵	۱/۵-۲/۵	۰-۱/۵	عمق (متر)
۱۶/۵	۱۶/۵	۱۸	وزن مخصوص Y (kN/m³)
۱/۵	۱	۱	نسبت پیش تحکیمی (OCR)
۱	۱	۳	چسبندگی مؤثر (Kpa) C'
۳۴	۳۴	۳۴	زاویه اصطکاک داخلی φ (درجه)
صفر	صفر	صفر	زاویه اتساع Ψ (درجه)
۲	۱/۲	۱	نسبت خلاء اولیه $e_0$
۲۳۱	۵۰۶	۱۰۶۸	$E_{50}^{ref}$ ; kPa (HSM)
۱۱۶۴	۳۰۳۶	۵۳۸۲	$E_{ur}^{ref}$ ; kPa (HSM)
۱	۱	۱	m (HSM)
$6/9 \times 10^{-5}$	$6/9 \times 10^{-5}$	$6/9 \times 10^{-5}$	نفوذپذیری عمودی $k_z$ (m/day)
$1/0 \times 10^{-4}$	$1/0 \times 10^{-4}$	$1/0 \times 10^{-4}$	نفوذپذیری افقی $k_x = k_z$ (m/day)

ذکر است که نوع تحلیل فازهای اول تا هفتم همگی از نوع تحلیل پلاستیک می‌باشند. فاز هشتم شامل یک تحلیل تحکیم به مدت ۳۶۵ روز می‌باشد و در آخر در فاز نهم، بار قطار در یک فاز دینامیکی فعال شده و در زمان ۱/۳۸ از روی مدل عبور می‌کند. جدول ۶ فازهای محاسباتی به همراه نوع آنها را نشان می‌دهد.

### ۳- نتایج مدل‌سازی

#### ۳-۱- سرعت طرح

در این پژوهش، سرعت‌های مورد بررسی، ۸۰ و ۹۰ و ۱۰۰ و ۱۱۰ m/s بود که معادل ۲۸۸ و ۳۲۴ و ۳۶۰ و Km/h بودند.

#### ۴-۲- فازهای محاسباتی

پژوهش پیش رو به جز فاز اولیه (Initial Phase) که به منظور تعریف شرایط  $K_0$  تعریف شده است، شامل ۹ فاز به شرح زیر می‌باشد؛ فازاول و دوم شامل حفاری و خاکریزی بستر زیر ساب بالاست می‌باشد که در این قسمت پوسته هوازده برداشته شده و خاکریزی با مصالح نیمه سفت انجام می‌شود. سپس در فازهای سوم و چهارم به ترتیب حفاری و نصب ستون‌های سنگی همراه با زئوگرید صورت می‌گیرد. در فاز پنجم لایه زیربالاست ریخته شده و در فاز ششم لایه بالاست ریخته و فعال می‌شود. در فاز هفتم نیز المان‌های مربوط به خط آهن شامل ریل و تراورس و پابندها فعال می‌شوند. لازم به

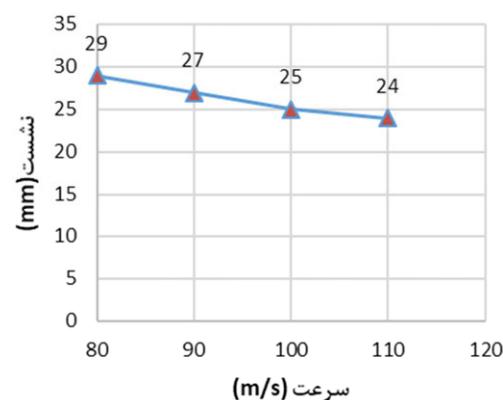
جدول ۶- فازهای محاسباتی

شماره	نام فاز	تفصیل	زمان
صفر	Initial Phase	$K_0$ procedure	-
۱	Excavation (حفاری)	Plastic	-
۲	Fill (خاکریزی)	Plastic	-
۳	Excavation of stone column (حفاری ستون سنگی)	Plastic	-
۴	Installation of stone column (نصب ستون سنگی)	Plastic	-
۵	Sub-Ballast (زیربالاست)	Plastic	-
۶	Ballast (بالاست)	Plastic	-
۷	Rail (ریل گذاری)	Plastic	-
۸	Consolidation (تحکیم)	Consolidation	۳۶۵ روز
۹	Train Load (عبور قطار)	Dynamic	۱/۳ ثانیه

## ۲-۳- تأثیر ابعاد ستون‌های سنگی

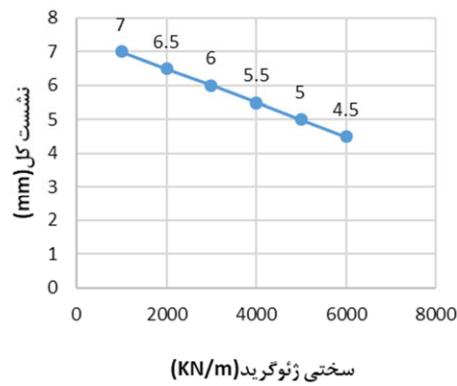
پس از بهدست آوردن سرعت بحرانی، متغیر تأثیر قطر و ارتفاع ستون سنگی بر میزان نشست نقطه انتخاب شده می‌باشد. به این منظور، ستون‌های سنگی با نسبت طول به قطر ( $L/D$ ) برابر با  $5/23$  و  $7/39$  و  $11/03$  و  $17/5$  مورد استفاده قرار گرفت که قطر ستون‌ها به ترتیب  $0/9$ ،  $0/8$ ،  $0/7$  و  $0/6$  متر می‌باشد. در این راستا چهار مدل‌سازی برای بررسی اثر استفاده از ستون‌های سنگی برای بهسازی بستر خاکی زیر لایه‌های خط آهن انجام گردید که در این مدل‌سازی حجم ستون سنگی ثابت بوده و در حجم ثابت قطر ستون‌های افزایش و ارتفاع ستون سنگی کاهش می‌یابد. بررسی میزان نشست بهدست آمده نشان داد که بیشترین میزان نشست زمانی اتفاق می‌افتد که خاک با ستون سنگی با قطر  $0/9$  و ارتفاع  $4/7$  متر ( $L/D=5/23$ ) بهسازی شده و میزان نشست ۶ میلیمتر بود (شکل ۶). نتایج بهدست آمده از مدل‌سازی‌ها نشان می‌دهد که در حجم ثابت مصالح ستون، با کاهش نسبت طول به قطر ( $L/D$ ) از  $17/5$  به  $11/03$ ،  $11/03$  به  $7/39$  و  $7/39$  به  $5/23$  مقادیر نشست کل به ترتیب  $25$ ،  $33$ ،  $25$  و  $20$  درصد افزایش یافته است؛ همچنین بررسی مقادیر نشست نامتقارن استخراج شده از مدل‌سازی نشان می‌دهد که در حجم ثابت کاهش نسبت طول به قطر ( $L/D$ ) از

به منظور یافتن سرعت طرح، ابتدا چهار مدل‌سازی بدون بهسازی زمین با ستون سنگی انجام گرفت. برای بررسی مقادیر نشست کل و نشست نامتقارن دو نقطه انتخاب گردید. تحلیل نتایج بهدست آمده از مدل‌سازی‌های صورت گرفته نشان می‌دهد با افزایش سرعت قطار از  $80$  به  $90$ ، از  $90$  به  $100$  و از  $100$  به  $110$  متر بر ثانیه میزان نشست به ترتیب  $6/8$ ،  $7/4$  و  $4$  درصد کاهش یافته است. نتایج شکل ۵ نشان می‌دهد که بیشترین نشست به وجود آمده تحت عبور قطار با سرعت  $80$  متر بر ثانیه بود و به مقدار  $29$  میلیمتر است. بنابراین، سرعت  $80$  متر بر ثانیه به عنوان سرعت بحرانی انتخاب شده و در مدل‌سازی‌های بعدی از این سرعت جهت مدل‌سازی عبور قطار استفاده خواهد شد.



شکل ۶- نتایج نشست های ثبت شده ناشی از عبور قطار پرسرعت با سرعت های مختلف

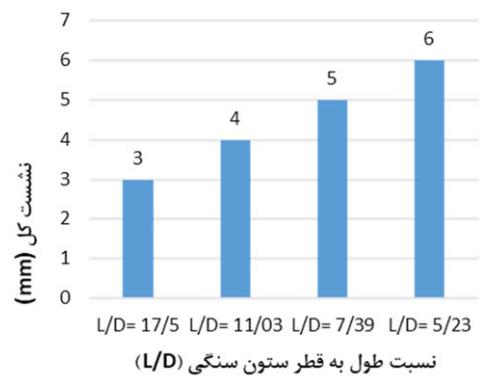
مرجع انتخاب شد. سختی ژئوگرید مورد استفاده در مدل سازی های قبلی ۳۰۰۰ کیلونیوتون بر متر بود؛ به این منظور مدل سازی های دیگری با ژئوگرید با سختی محوری ۴۰۰۰، ۱۰۰۰، ۲۰۰۰ و ۶۰۰۰ کیلونیوتون بر متر بود، انجام گردید. نتایج استخراج شده برای نقطه انتخابی در شکل ۸ نشان می دهد که کاهش سختی ژئوگرید دور ستون سنگی از ۳۰۰۰ به ۲۰۰۰ و ۱۰۰۰، به ترتیب میزان نشست ۶/۵ و ۷ میلیمتر را نشان میداد که به معنی افزایش نشست بود. از سوی دیگر، افزایش سختی ژئوگرید از ۳۰۰۰ به بالاتر کاهش نشست را نشان داد. تفسیر نتایج به دست آمده نشان می دهد که با افزایش سختی ژئوگرید از ۱۰۰۰ به ۲۰۰۰، ۳۰۰۰ به ۴۰۰۰، ۳۰۰۰ به ۴۰۰۰ و ۵۰۰۰ به ۶۰۰۰ کیلونیوتون بر متر میزان نشست کل به ترتیب ۱۴/۷، ۷/۷، ۷/۷، ۸/۳، ۹/۱ و ۱۰٪ نمایش داده شده است.



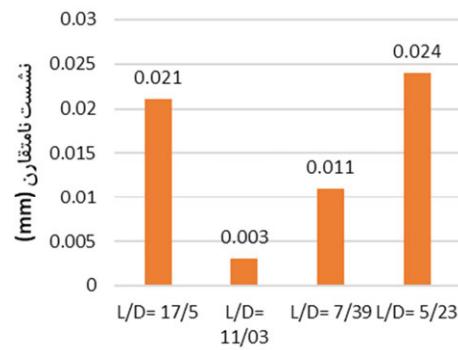
شکل ۷- تغییرات نشست کل در برابر سختی ژئوگرید برای ستون سنگی با  $L/D=5/23$  و عبور قطار با سرعت  $80\text{ m/s}$

همچنین، شکل ۹ نشان می دهد که میزان نشست نامتقارن میان دو نقطه انتخابی با کاهش سختی ژئوگرید از ۳۰۰۰ به ۲۰۰۰ و ۱۰۰۰ به ترتیب ۰/۱۴۲ و ۰/۱۰۴ میلیمتر بود که نشان دهنده افزایش میزان نشست نامتقارن به مقدار ناچیزی می باشد. با افزایش سختی ژئوگرید از ۱۰۰۰ به ۲۰۰۰، ۳۰۰۰ به ۲۰۰۰، ۳۰۰۰ به ۴۰۰۰، ۴۰۰۰ به ۵۰۰۰ و ۵۰۰۰ به ۶۰۰۰ کیلونیوتون بر متر میزان نشست نامتقارن به ترتیب ۱۶/۷، ۲۶/۸، ۷/۷، ۷/۷ و ۱۵/۱۴٪ کاهش یافته است.

۱۷/۵ به ۱۱/۰۳ باعث کاهش ۸۵/۷ درصد نشست نامتقارن می شود. سپس با کاهش نسبت طول به قطر ( $L/D$ ) از ۱۱/۰۳ به ۷/۳۹ و ۷/۳۹ به ۵/۲۳ مقدار نشست نامتقارن به ترتیب ۲۶۶ و ۱۱۸ درصد افزایش یافته است. همچنین، مقایسه میزان نشست نامتقارن میان دو نقطه در این مدل های ذکر شده نشان داد که بیشترین میزان نشست نامتقارن مربوط به همان ستون سنگی با نسبت طول به قطر برابر با ۵/۲۳ است و میزان نشست نامتقارن آن ۰/۰۲۴ میلیمتر بود که در شکل ۷ نمایش داده شده است.



شکل ۵- میزان نشست کل ناشی از عبور قطار با  $80\text{ m/s}$

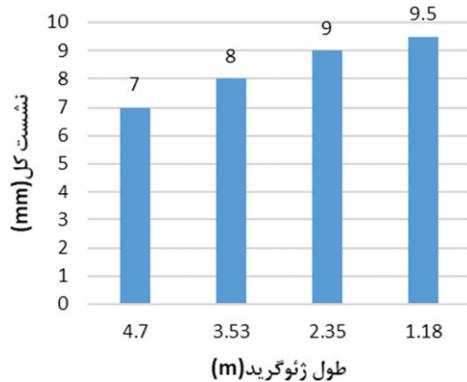


شکل ۶- میزان نشست نامتقارن ناشی از عبور قطار با سرعت  $80\text{ m/s}$

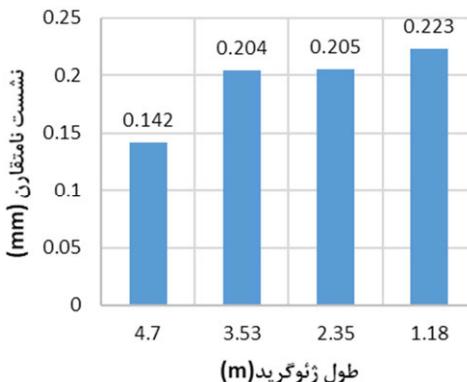
### ۳-۳- تأثیر سختی ژئوگرید

برای بررسی اثر سختی ژئوگرید دور ستون سنگی بر میزان نشست ستون و خاک اطراف آن، ابتدا بحرانی ترین طول و قطر ستون سنگی (طول و قطری که باعث بیشترین نشست شده) که همان ستون سنگی با نسبت طول به قطر برابر با ۵/۲۳ است به عنوان مدل

و از  $3/53$  به  $4/7$  متر، میزان نشست کل به ترتیب  $3/53$ ،  $5/11$  و  $11/11$ ٪ کاهش یافته است. همچنین، تفسیر نتایج به دست آمده در زمینه نشست نامتقارن نشان می‌دهد که با افزایش طول ژئوگرید دور ستون سنگی از  $1/18$  به  $2/35$ ، از  $2/35$  به  $3/53$  و از  $3/53$  به  $4/7$  متر میزان نشست نامتقارن به ترتیب  $8/1$ ،  $0/5$  و  $0/4$ ٪ کاهش یافته است.



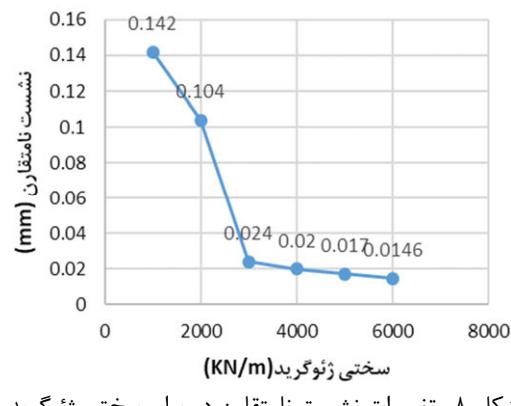
شکل ۹- تغییرات نشست در برابر طول ژئوگرید برای ستون سنگی با برابر ستون سنگی با ژئوگرید  $L/D=5/23$  به سختی  $1000 \text{ KN/m}$  تحت عبور قطار با سرعت  $80 \text{ m/s}$



شکل ۱۰- تغییرات نشست نامتقارن در برابر طول ژئوگرید برای ستون سنگی برای ستون سنگی با  $L/D=5/23$  و ژئوگرید به سختی  $1000 \text{ KN/m}$  تحت عبور قطار با سرعت  $80 \text{ m/s}$

#### ۴- نتایج

در پژوهش فوق، نتایج مدل‌سازی عددی بهسازی خاک نرم با استفاده از ستون‌های سنگی تحت عبور بار دینامیکی قطار پرسرعت با استفاده از نرم‌افزار Plaxis 3D 2020 بیان شده است؛ موارد بررسی شامل سرعت قطار ( $4$  مورد)، ابعاد ستون سنگی ( $4$  مورد)، سختی



شکل ۸- تغییرات نشست نامتقارن در برابر سختی ژئوگرید برای ستون سنگی با  $L/D=5/23$  و عبور قطار با سرعت  $80 \text{ m/s}$

#### ۴-۳- تأثیر طول ژئوگرید (طول محصورشده)

برای بررسی تأثیر طول ژئوگرید یا همان طول محصورشده ستون سنگی بر میزان نشست و دیگر خروجی‌ها، ابتدا مانند روال قبل از خروجی‌های مدل‌سازی قبلی بحرانی‌ترین حالت که دارای بیشترین نشست می‌باشد را انتخاب می‌کنیم؛ در این راستا ستون سنگی با نسبت  $L/D=5/23$  و ژئوگرید با سختی  $1000 \text{ KN/m}$  تحت عبور قطار با سرعت  $80 \text{ m/s}$  برگرفته شد. بررسی نتایج مدل‌سازی‌های انتخاب شده نشان داد که کاهش میزان نشست نامتقارن (۳/۵۳ m) در نظر گرفته شد. بررسی نتایج مدل‌سازی‌های انجام گرفته نشان داد که کاهش میزان طول محصورشده ستون سنگی از  $4/7$  به  $2/35$  و  $3/53$  و  $1/18$  متر باعث می‌شود که نشست ناشی از عبور قطار از  $7$  میلیمتر به ترتیب به  $8/1$ ،  $0/5$  و  $0/4$  میلیمتر افزایش یابد؛ همچنین با تغییر طول ژئوگرید و کاستن از طول آن، به ترتیب برای طول‌های  $3/53$ ،  $2/35$  و  $1/18$  متر مقادیر نشست نامتقارن  $0/204$ ،  $0/205$  و  $0/223$  میلیمتر به دست آمد که نشان می‌دهد با کاهش طول محصورشده، میزان نشست کل و نشست نامتقارن نقاط انتخابی افزایش می‌یابد همانطور که در شکل ۱۱ قابل رویت است. تفسیر نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که با افزایش طول ژئوگرید دور ستون سنگی از  $1/18$  به  $2/35$  از

با سرعت  $80\text{ m/s}$  بیشترین میزان نشست کل و نشست نامتقارن را داراست.

۴- نتایج برای ستون سنگی با نسبت طول به قطر برابر با  $L/D=5/23$  تحت عبور قطار با سرعت  $80\text{ m/s}$  نشان می‌دهد که کاهش سختی ژئوگرید باعث افزایش نشست کل و نشست نامتقارن و افزایش سختی ژئوگرید باعث کاهش مقادیر ذکر شده می‌شود.

۵- نتایج به دست آمده نشان‌دهنده آن است که تغییر در طول محاصره ستون سنگی به وسیله ژئوگرید و کاهش طول محاصره منجر به افزایش نشست کل و نشست نامتقارن می‌شود.

ژئوگرید دور ستون سنگی (۶ مورد) و طول محصورسازی ستون سنگی با ژئوگرید (۴ حالت) بود. نتایج به دست آمده عبارتند از:

۱- نتایج حاصل از تحقیق نشان داد که کاهش نشست کل و افزایش ظرفیت برابری ستون سنگی بسته به ارتفاع ستون سنگی دارد و قطر ستون سنگی بر منطقه تحت تأثیر ستون سنگی تأثیر دارد.

۲- نتایج نشان می‌دهد که بیشترین میزان نشست کل ناشی از عبور قطار پرسرعت مربوط به پایین‌ترین سرعت قطار که  $80\text{ m/s}$  است می‌باشد.

۳- نتایج نشان می‌دهد که ستون سنگی با نسبت طول به قطر برابر با  $L/D=5/23$  تحت عبور قطار

## مراجع

- [1] Thach, P. N., Liu, H. L., & Kong, G. Q. (2013). "Vibration analysis of pile-supported embankments under high-speed train passage", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 55, 92-99.
- [2] Leshchinsky, B., & Ling, H. I. (2013). "Numerical modeling of behavior of railway ballasted structure with geocell confinement", *Geotextiles and Geomembranes*, 36, 33-43.
- [3] Shahraki, M., & Witt, K. J. (2015). "Improvement of soft subgrade soil using stone columns for high-speed railway track", In *International Conference on Soft Ground Engineering (ICSGE2015)*, 3, 4.
- [4] Indraratna, B., Nimbalkar, S. S., Ngo, N. T., & Neville, T. (2016). "Performance improvement of rail track substructure using artificial inclusions—Experimental and numerical studies", *Transportation Geotechnics*, 8, 69-85.
- [5] Gu, L. L., Ye, G. L., Bao, X. H., & Zhang, F. (2016). "Mechanical behaviour of piled-raft foundations subjected to high-speed train loading", *Soils and Foundations*, 56(6), 1035-1054.
- [6] Li, W., & Bian, X. (2016). "Dynamic performance of pile-supported bridge-embankment transition zones under high-speed train moving loads", *Procedia engineering*, 143, 1059-1067.
- [7] Abebe, M. S., & Qiu, H. S. (2016). "Numerical modeling of geotextile reinforcement of soft subgrade ballasted railway under high speed train", *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 21(12), 4327-4343.
- [8] Yoo, C., & Kim, S. B. (2009). "Numerical modeling of geosynthetic-encased stone column-reinforced ground", *Geosynthetics International*, 16(3), 116-126.
- [9] Basack, S., Indraratna, B., Rujikiatkamjorn, C., & Sahaan, F. (2017). "Modeling the stone column behavior in soft ground with special emphasis on lateral deformation", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 143(6), 04017016.
- [10] Tabchouche, S., Mellas, M., & Bouassida, M. (2017). "On settlement prediction of soft clay reinforced by a group of stone columns", *Innovative Infrastructure Solutions*, 2(1), 1.
- [11] Tan, X., Zhao, M., & Chen, W. (2018). "Numerical simulation of a single stone column in soft clay using the discrete-element method", *International Journal of Geomechanics*, 18(12), 04018176.
- [12] Hosseinpour, I., Soriano, C., & Almeida, M. S. (2019). "A comparative study for the performance of encased granular columns", *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11(2), 379-388.
- [13] Remadna, A., Benmebarek, S., & Benmebarek, N. (2020). "Numerical Analyses of the Optimum Length for Stone Column Reinforced Foundation", *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 6(3), 1-12.
- [14] Pandey, B. K., Rajesh, S., & Chandra, S. (2020). "Numerical evaluation of geogrid-encased stone columns in soft soil under embankment loading", In *Geo-Congress 2020: Foundations, Soil Improvement, and Erosion*, Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 543-551.

- [15] Hataf, N., Nabipour, N., & Sadr, A. (2020). "Experimental and numerical study on the bearing capacity of encased stone columns", *International Journal of Geo-Engineering*, 11(1), 1-19.
- [16] Fayed, A. L., Sorour, T. M., & Shehata, H. F. (2017). "Study of the Behavior of Floating Stone Columns in Soft Clay Formations Using Numerical Modeling", In *International Congress and Exhibition Sustainable Civil Infrastructures: Innovative Infrastructure Geotechnology*, pp. 236-251.
- [17] Correia, A. G., Cunha, J., Marcelino, J., Caldeira, L., Varandas, J., Dimitrovová, Z., ... & Silva, M. (2007). "Dynamic analysis of rail track for high speed trains. 2D approach", *5th Intl Worksop on Application of Computational Mechanics on Geotechnical Engineering*, 4.
- [18] Shahraki, M., Sadaghiani, M. R. S., Witt, K. J., & Meier, T. (2014). "3D modelling of train induced moving loads on an embankment", *Plaxis Bulletin*, 36, 10-15.

## پیش‌بینی میزان انرژی مصرفی در ساختمان‌های با زیرساخت آموزشی موجود با استفاده از شبکه عصبی مصنوعی و اثرات آن بر کاهش دی‌اکسیدکربن (مطالعه موردی مدارس مشهد)

مسعود شمقدری

دانشجوی دکتری رشته  
مهندسی و مدیریت ساخت،  
دانشکده عمران، دانشگاه  
سمنان.

پست الکترونیک:

ma.shamaghldari@gmail.com

محمد کاظم شربتدار\*

استاد، دانشکده مهندسی عمران،  
دانشگاه سمنان.

پست الکترونیک:

msharbbatdar@semnan.ac.ir

امید رضایی فر

دانشیار، دانشکده مهندسی  
عمران، دانشگاه سمنان.

پست الکترونیک:

orezayfar@semnan.ac.ir

یکی از مصارف انرژی در بخش ساختمان‌های در حال بهره‌برداری و بخصوص ساختمان‌های با زیرساخت‌های آموزشی مانند مدارس می‌باشد. از جمله روش‌های مؤثر کاهش مصرف انرژی در این ساختمان‌ها، قبل از ساخت می‌باشد. لیکن بسیاری از ساختمان‌ها در حال حاضر ساخته شده و می‌باشد راهکاری برای کاهش مصرف انرژی در این ساختمان‌ها پیدا نمود. از جمله راهکارهای مهم، پیش‌بینی میزان انرژی مصرفی در این ساختمان‌ها است. در این صورت می‌توان انرژی مصرفی را قبل و بعد از بعضی تغییرات در ساختمان مورد ارزیابی قرار داد. در این مقاله، به موضوع پیش‌بینی انرژی در ساختمان‌های وضع موجود در مدارس که از زیرساخت‌های مهم کشور هستند پرداخته شده است. بدین منظور ابتدا تعدادی از مشخصات مهم فیزیکی ساختمان و میزان مصرف انرژی آن براساس قبوض مصرفی، به صورت میدانی جمع‌آوری شده است. برداشت اطلاعات میدانی از ساختمان‌های وضع موجود مدارس جهت ارائه مدل پیش‌بین انرژی تجربه نو در این زمینه بوده و در پژوهش‌ها کمتر به آن پرداخته شده است. مدل‌سازی با استفاده از شبکه عصبی مصنوعی انجام شده و نتایج، یک ضریب همبستگی بسیار خوب ۰/۹۹۲ را برای اعتبارسنجی مدل نشان می‌دهد. در انتها نیز اثرات کاهش دی‌اکسیدکربن با توجه به میزان صرفه‌جویی در انرژی مصرفی مورد بحث قرار گرفته است.

وازگان کلیدی: پیش‌بینی انرژی، شبکه عصبی مصنوعی، ساختمان مدارس، دی‌اکسیدکربن.

مطالعات در زمینه انرژی مصرفی ساختمان بسیار گسترده است. به طوری که موضوع انرژی یک حوزه میان رشته‌ای بوده و از رشته‌های مهندسی تا رشته اقتصاد را شامل می‌شود و در این زمینه مقالات بسیار متنوعی می‌باشد. اما در این پژوهش با توجه به تنوع بحث انرژی به موضوع خاص پیش‌بینی انرژی در ساختمان‌های با زیرساخت آموزشی اشاره شده است. مطالعات انجام شده در این زمینه بیشتر مطالعات مدل‌سازی و شبیه‌سازی با استفاده از نرم‌افزارهای شبیه‌ساز انرژی بوده و کمتر به برداشت اطلاعات میدانی از ساختمان‌های ساخته شده و به خصوص در مدارس بوده است که کاری نو و جدید در

دولت‌ها همواره در تلاش هستند با استفاده از روش‌های نوین و به خدمت‌گرفتن تکنولوژی‌های جدید، میزان انرژی مصرفی را در بخش‌های مختلف کاهش دهند. از این‌رو در کشورهای پیشرو، بهینه‌سازی انرژی و استفاده از انرژی‌های نو از جمله انرژی‌های خورشیدی، انرژی بادی و غیره مورد توجه بوده است.

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۷/۱۴، بازنگری ۱۴۰۰/۰۹/۲۹، پذیرش ۱۴۰۰/۱۰/۰۱

(DOI): 10.22091/cer.2021.7445.1310

نیز به خود اختصاص می‌دهد [۵]. این در حالی است که میانگین مصرف انرژی ساختمان‌های ایران بیش از ۲/۵ برابر متوسط مصرف جهانی است [۶]. بخش صنعت و بخش حمل و نقل به ترتیب ۲۵ درصد و ۳۰ درصد انرژی‌های کشور را مصرف می‌کنند. همچنین طبق برآوردهای به عمل آمده توسط سازمان بهره‌وری انرژی کشور با بکارگیری صنعت اتوماسیون ساختمان می‌توان حداقل ۳۰ درصد در مصرف انرژی ساختمان‌های مسکونی صرفه‌جویی کرد، که یعنی ۱۲ درصد صرفه‌جویی در مصرف انرژی سالانه کشور می‌باشد [۷].

یکی از مواردی که می‌توان انرژی مصرفی یک ساختمان را کاهش داد در زمان طراحی یک ساختمان می‌باشد یعنی قبل از اینکه ساختمان را شروع کرد. در این حالت با مطالعه عوامل اثرگذار بر کاهش مصرف انرژی ساختمان از جهت‌گیری ساختمان در اقلیم مورد نظر تا نوع مصالح مصرفی و دیگر موارد می‌توان انرژی مصرفی ساختمان را حداقل نمود. به عنوان مثال در مطالعه انجام شده توسط نرمافزار شبیه‌ساز، تأثیر دیوار جنوبی یک ساختمان به لحاظ جهت‌گیری و نوع مصالح مصرفی مورد بررسی قرار گرفت و مشاهده شد با انتخاب مصالح خاص می‌توان مصرف انرژی را کاهش داد [۸]. در پژوهشی دیگر، دو پارامتر مصالح درونی دیوار و همچنین بازشوها در جداره خارجی ساختمان مسکونی با استفاده از نرمافزار شبیه‌ساز انرژی مورد بررسی قرار گرفت. نتایج نشان داد که جرم حرارتی و عایق حرارتی تأثیرات متفاوتی در رفتار حرارتی کل پوسته ساختمان دارد [۹]. همچنین در تحقیقی استفاده از شیشه‌های هوشمند الکتروکرومیک در جبهه بیرونی ساختمان اداری در شیراز با اقلیم گرم و خشک و تبریز با اقلیم سرد موجب کاهش ۲۸ درصدی بار سرمایش نسبت به شیشه ساده و کاهش ۱۰ درصدی نسبت به شیشه دوجداره شده است [۱۰].

بنابراین یکی از راهکارهای اساسی، ارتقا و بهره‌وری ساختمان‌های موجود جهت کاهش انرژی مصرفی ساختمان می‌باشد. جهت مدیریت انرژی در ساختمان‌ها

این حوزه می‌باشد. در ادامه به مطالعات انجام شده در این زمینه اشاره می‌شود.

با استفاده از انرژی‌های نو و یا بالا بردن راندمان سیستم‌های سرمایش و گرمایش و همچنین با تغییرات در مصالح مصرفی و عایق‌نمودن آنها می‌توان به میزان قابل توجه در هزینه‌های انرژی صرفه‌جویی نمود. به عنوان نمونه در یک مطالعه برای یک ساختمان فرضی و شبیه‌سازی شده نشان داده شد که تأثیر عایق‌نمودن نما بر مصرف انرژی بسیار زیاد است و بیشترین میزان اتلاف انرژی در قسمت نما می‌باشد. در این تحقیق با استفاده همزمان از دیوار دوجداره عایق‌کاری، پنجره لو وی دوجداره و سقف عایق‌کاری تا ۴۱ درصد از مصرف انرژی کل کاهش یافته است [۱]. بدین ترتیب با کاهش مصرف انرژی و در نتیجه کاهش مصرف سوخت‌های فسیلی می‌توان از تولید میلیون‌هان تن گاز دی‌اکسید کربن جلوگیری کرد و کمک قابل توجهی به کاهش آلودگی هوا نمود.

هدف از مدیریت انرژی، کاهش و منطقی کردن مصرف انرژی به نحوی است که توجیه اقتصادی داشته و در عین حال منجر به بروز تأثیراتی منفی در سطح رفاه و آسایش نگردد [۲]. در پژوهشی که توسط هاروی<sup>۱</sup> انجام شد، نشان داد بیشترین مقدار انرژی در سیستم‌های سرمایش و گرمایش و روشنایی می‌باشد، که بهره‌وری از این سیستم‌ها به طور معنی‌داری بیشتر از حالت طبیعی است و در این صورت استفاده از تجهیزات با راندمان بالا و مصرف انرژی پایین می‌تواند تا حد معنی‌داری باعث صرفه‌جویی در مصرف انرژی ساختمان شود [۳]. میزان مصرف انرژی در بخش ساختمان ۳۵ درصد از کل انرژی مصرفی در جهان می‌باشد [۴]. طبق آمار منتشر شده از سوی سازمان بهینه‌سازی مصرف سوخت کشور، ۴۰ درصد انرژی مصرفی در ایران مربوط به بخش ساختمان می‌باشد که در حدود ۲۶/۴ درصد از انتشار گاز دی‌اکسید کربن را

<sup>۱</sup>- Harvey

ساختمان به عنوان خروجی شبکه فرض گردید. نتایج حاصل نشان داد که شبکه عصبی مصنوعی می‌تواند به عنوان ابزاری قدرتمند در شبیه سازی به کار رود [۱۵]. آرگیریو<sup>۳</sup> و همکاران یک کنترل کننده گرمایی مبتنی بر شبکه عصبی مصنوعی ارائه نمودند که قادر است مقدار انرژی لازم برای تأمین دمای مناسب ساختمان را براساس وضعیت آب و هوایی تعیین نماید [۱۶]. مون<sup>۴</sup> و همکاران با استفاده از بسته‌های نرم‌افزاری موجود در مطلب، شبکه عصبی مصنوعی را برای تولید ساختاری پیشرفته برای تأمین آسایش حرارتی در ساختمان‌های مسکونی به کار برند [۱۷]. کومار<sup>۵</sup> و همکاران هم در سال ۲۰۱۳ از شبکه عصبی مصنوعی برای پیش‌بینی مصرف انرژی یک ساختمان استفاده کردند [۱۸].

در سال ۲۰۱۵، سه نوع مختلف از شبکه‌های عصبی برای پیش‌بینی مصرف انرژی یک فضای دانشگاهی توسط جوانویک<sup>۶</sup> و همکاران به کار گرفته شد. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که هر سه شبکه عصبی به کار گرفته شده با دقت بسیار خوبی قادر به پیش‌بینی مصرف انرژی لازم برای گرمایش هستند [۱۹]. نتایج تحقیق دب<sup>۷</sup> و همکاران نشان می‌دهد که شبکه عصبی مصنوعی با دقت بسیار خوبی قادر است مصرف انرژی روزانه بار سرمایش ساختمان‌ها را تعیین کند [۲۰]. مدل‌های پیش‌بینی انرژی، زمینه در حال رشدی در پژوهش‌ها هستند، این مسئله به خصوص با پیشرفت‌های جدید در هوش مصنوعی و یادگیری ماشین صدق می‌کند [۲۱]. مدل‌های یادگیری ماشین روشی جایگزین برای ارزیابی و مدل‌سازی انرژی برای انواع مختلف ساختمان‌ها هستند [۲۲]. شبکه عصبی مصنوعی به دلیل عملیات ساده و اجرای پیش‌بینی دقیق‌تر آن به طور وسیع مورد مطالعه قرار گرفته است [۲۳].

<sup>3</sup>- Argiriou

<sup>4</sup>- Moon

<sup>5</sup>- Kumar

<sup>6</sup>- Jovanović

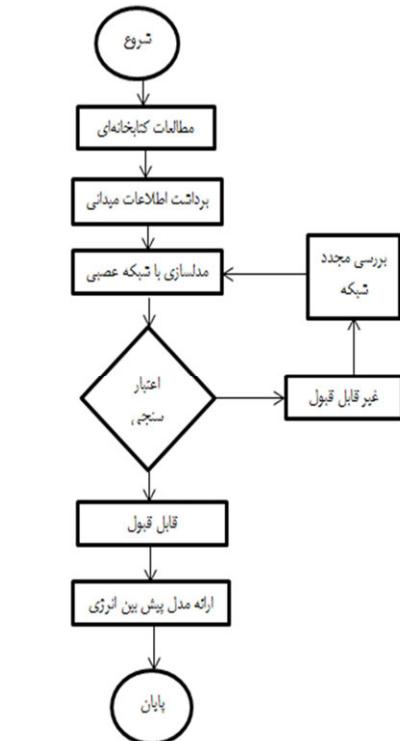
<sup>7</sup>- Deb

در مرحله اول نیاز به دانستن میزان انرژی مصرفی است. در این صورت اگر بتوان میزان انرژی ساختمان را در وضع موجود پیش‌بینی کرد، می‌توان با تغییرات در پوسته خارجی ساختمان و به عنوان مثال عایق نمودن آن، اثرات آن را قبل از هرگونه تغییر بررسی نمود.

تخمین تقاضای انرژی مبتنی بر شاخص‌های اقتصادی و غیراقتصادی می‌باشد که ممکن است با استفاده از روش‌های آماری خطی و غیرخطی، ریاضیات و مدل شبیه‌سازی به دست بیاید. غیرخطی بودن این شاخص‌ها و تقاضای انرژی منجر به جستجو برای راه حل‌های هوشمند نظریه الگوریتم ژنتیک، رگرسیون فازی و شبکه عصبی شده است [۱۱]. آنالیز رگرسیون همواره به عنوان یکی از رایج ترین تکنیک‌های مدل‌سازی در پیش‌بینی مصرف انرژی قلمداد شده است [۱۲]. مدل‌های رگرسیون و شبکه‌های عصبی مصنوعی با استفاده از قبضه‌های مصرف انرژی برای تخمین تقاضای مصرف و پیش‌بینی طولانی مدت، برای بهبود مصرف انرژی می‌توانند در تعداد زیادی از ساختمان‌های موجود به راحتی استفاده شوند [۱۳]. فرنسی و فیورلی<sup>۸</sup> طی یک مطالعه تطبیقی، پیکربندی‌های متفاوت شبکه عصبی مصنوعی برای پیش‌بینی مصرف روزانه انرژی بررسی نمودند و بهترین شبکه با کمترین معیار خطا را انتخاب کردند. همچنین در تحقیقی دیگر، توسط همین محققان، ارزیابی مصرف انرژی سیستم‌های تهویه هوا با استفاده از شبکه‌های عصبی در دانشگاه سائو پائولو مورد بررسی قرار گرفت و معیار خطای قابل قبولی حاصل شد [۱۴]. کاربرد شبکه عصبی مصنوعی در شبیه‌سازی رفتار پوسته ساختمان در شرایط تابستانی با یک سامانه شیشه‌ای جدید به منظور ارزیابی و بهبود عملکرد انرژی مورد بررسی قرار گرفت. شرایط اقلیمی و مشخصه‌های حرارتی پوسته ساختمان به عنوان ورودی و دمای فضای داخلی

<sup>2</sup>- Frenay, L.D.F & Fiorelli

هزینه‌های زیاد در مورد تامین انرژی یکی از راهکارهای مهم، بهره‌ورکردن سیستم‌های مصرف انرژی می‌باشد.



شکل ۱- فلوچارت تحقیق

به عبارت دیگر چه در زمان بهره‌برداری و چه در زمان ساخت و تولید یک محصول بتوان تا جای ممکن انرژی مصرفی را کاهش داد. علاوه بر این استفاده از انرژی‌های تولید شده با سوخت‌های فسیلی باعث آلودگی‌های زیست‌محیطی می‌شود. لذا استفاده حداقلی و بهینه از انرژی یک الزام ضروری می‌باشد.

همانطور که اشاره شد یکی از زمینه‌های مصرف انرژی در صنایع و ساختمان‌های در حال بهره‌برداری می‌باشد. به عنوان نمونه در بخش ساختمان‌های مسکونی، بسیاری از ساختمان‌ها قدیمی بوده و از مصالح و سیستم‌های گرمایش و سرمایشی نابهره‌ور استفاده می‌کنند که نیاز به بازنگری در این نوع سیستم‌ها ضروری است. در سال‌های اخیر با توجه به اهمیت بسیار بالای مسائل زیست‌محیطی از جمله میزان مصرف انرژی، موضوع ساختمان‌های سبز مطرح شده است. در این ساختمان‌ها اثرات زیست‌محیطی ساختمان‌ها چه در مرحله ساخت و چه در مرحله بهره‌برداری مورد بررسی

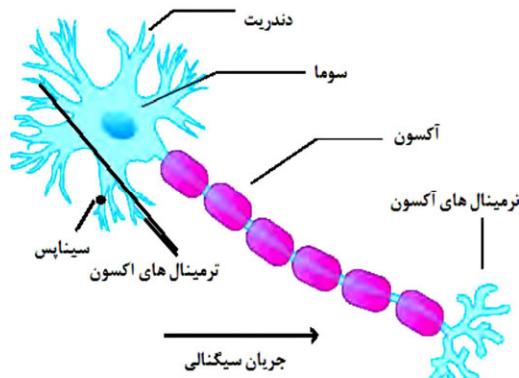
همانطور که در تحقیقات انجام شده نشان داده شد، یکی از روش‌های مؤثر و کاربردی جهت پیش‌بینی میزان انرژی ساختمان، شبکه‌های عصبی مصنوعی می‌باشد. این موضوع به خصوص برای حل مسائل غیرخطی از جمله انرژی ساختمان که به عواملی غیر مرتبط است از جمله شرایط آب و هوایی، جنس مصالح، موقعیت ساختمان، سیستم سرمایش و گرمایش وابسته است، کاربرد دارد. لذا در این مطالعه نیز از این مدل استفاده شده است.

در پژوهش‌های انجام گرفته، استفاده از شبکه عصبی مصنوعی برای پیش‌بینی انرژی مصرفی ساختمان‌های وضع موجود کمتر مورد بررسی قرار گرفته است. در این مطالعه به طور ویژه به ساختمان‌های مدارس پرداخته شده است. بدین منظور، جمع‌آوری اطلاعات مورد نیاز به صورت میدانی از تعدادی از ساختمان‌های مدارس انجام شد. این مشخصات شامل تعدادی از مشخصات فیزیکی ساختمان و میزان مصرف انرژی ساختمان‌ها بود. پس از جمع‌آوری این اطلاعات از یک مدل پیش‌بینی توسط شبکه عصبی استفاده شده است. در انتهای نتایج به دست آمده از این مدل پیش‌بینی مورد بحث قرار گرفته است. همچنین اثرات کاهش مصرف انرژی در تولید دی اکسید کربن بررسی شده است. در شکل ۱ فلوچارت نحوه انجام تحقیق و مراحل آن نمایش داده شده است.

## ۲- ضرورت انجام تحقیق

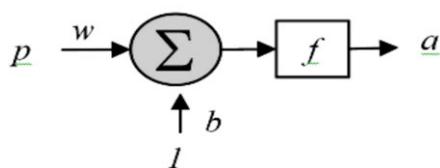
همانطور که در قسمت مقدمه توضیح داده شد، موضوع انرژی یکی از موضوعات گستردۀ در مقالات است که از دهه‌های قبل موردنظره محققین بوده است. موضوع انرژی در بخش صنعت بسیار قابل اهمیت بوده به طوری که هیچ صنعتی بدون مصرف انرژی امکان فعالیت ندارد. در بخش‌های دیگر هم مثل ساختمان یا در کشاورزی و دیگر موارد موضوع به همین شکل است. خود انرژی هم تنوع بسیار زیادی دارد از سوخت‌های فسیلی گرفته تا انرژی‌های نو مورد استفاده می‌باشد. در واقع با توجه به

بهطور مختصر یک نرون، پس دریافت سیگنال ورودی از سلول‌های دیگر و ترکیب سیگنال‌ها یا یکدیگر، یک خروجی جدید ایجاد می‌نماید. در شکل ۲ یک نرون بیولوژیک و بخش‌های مختلف آن نمایش داده شده است.



شکل ۲- یک نرون بیولوژیک و مشخصات آن [۱۵]

شبکه عصبی مصنوعی براساس نرون مصنوعی ایجاد شده است. در شکل ۳ نمایی از یک شبکه عصبی مصنوعی نمایش داده شده است. در این شکل مقدار  $P$  ورودی است که به نرون اعمال می‌شود. این مقدار در پارامتر  $W$  که مشخصه وزن می‌باشد ضرب می‌شود که می‌تواند باعث تقویت یا ضعف نرون شود.



شکل ۳- ساختار یک نرون مصنوعی [۲۴]

علاوه بر این با ورودی دیگری به نام بایاس که با نماد  $b$  نمایش داده می‌شود، جمع می‌شود. پارامتر بایاس،  $b$  مقدار قابل تنظیم در نرون‌ها است که باعث تقویت شبکه عصبی می‌شود. مجموع این پارامترها، ورودی تابعی به نام تابع تحریک یا انتقال می‌شود که در رابطه (۱) نمایش داده شده است:

$$a = f(wp + b) \quad (1)$$

با قرار دادن نرون‌ها در چند لایه می‌توان شبکه قوی‌تری ایجاد نمود. در این صورت خروجی هریک از لایه‌ها، ورودی لایه بعدی را ایجاد می‌کند. شبکه‌های

قرار می‌گیرد. سیستم‌های با رتبه بندی متفاوت در این زمینه ارائه شده است و بسیاری از کشورها دارای سیستم رتبه‌بندی بومی هستند.

یکی از موارد مطرح شده در ساختمان‌های سبز، تغییر در مصالح مصرفی ساختمان و بهبود عملکرد آن می‌باشد. یعنی با توجه به تغییرات در بهبود انرژی مصرفی در این ساختمان‌ها، امتیازی با توجه به معیارهای صرف‌جویی در مصرف انرژی در نظر گرفته می‌شود. این موضوع برای انواع ساختمان‌ها لحاظ شده است. عموماً امتیاز کسب شده پس از تغییرات در ساختمان و بررسی کامل ساختمان به بهره‌بردار اطلاع داده می‌شود. یکی از چالش‌های جدی در این زمینه این است که بهره‌بردار یا مالک ساختمان بتواند قبل از اعمال تغییرات اجرایی موردنظر در ساختمان، برآورده از میزان انرژی مصرفی ساختمان داشته باشد. به عبارت دیگر قبل از هرگونه تغییرات در ساختمان میزان انرژی مصرفی را پیش‌بینی نماید.

بدین منظور در این مطالعه از بین گروه‌های مختلف ساختمانی، بطور خاص ساختمان‌های با زیر ساخت آموزشی (مدارس) انتخاب شده و مورد بررسی قرار گرفته است. به عبارت دیگر یک مدل پیش‌بینی انرژی در این نوع ساختمان‌ها ارائه شده است. این مدل براساس اطلاعات برداشت شده و به صورت میدانی از تعدادی از مدارس انجام شده که کاری نو در این زمینه می‌باشد. جهت مدل‌سازی انرژی از روش‌های مبتنی بر هوش مصنوعی نظری شبکه عصبی استفاده شده است.

### ۳- شبکه عصبی مصنوعی

استفاده از روش‌های الهام گرفته از طبیعت یکی از پرطرفدارترین روش‌ها برای حل مسائل پیچیده در واقعیت هستند. یکی از این موارد، الگوی الهام گرفته از مغز انسان است. مغز انسان از هزاران شبکه عصبی تشکیل شده است. شبکه عصبی با میلیون‌ها نرون در ارتباط هستند.

در رابطه  $(4)$ ،  $\bar{Y}_i$ ،  $\bar{Y}$ ،  $\hat{Y}_i$ ،  $\hat{Y}$  به ترتیب خروجی مطلوب، خروجی تخمینی توسط مدل‌های مبتنی بر هوش مصنوعی، میانگین خروجی‌های مطلوب و میانگین خروجی تخمینی توسط شبکه و  $N$  تعداد مشاهدات آزمون هستند.

در این تحقیق برای پیش‌بینی انرژی مصرفی ساختمان از یک شبکه عصبی دولایه با الگوریتم پس انتشار خطا استفاده شده است. در شبکه‌های پس انتشار که برای آموزش شبکه عصبی استفاده می‌شود خطا در لایه خروجی از انتهای به لایه ورودی انتشار می‌یابد. در بخش مدل‌سازی شبکه عصبی جزیيات مدل‌سازی ارائه شده است.

#### ۴- جمع‌آوری داده‌ها و فرضیات مسئله

جهت ارائه مدل پیش‌بین انرژی مصرفی ساختمان از اطلاعات ساختمان‌های موجود استفاده شده است. بدین منظور برای برداشت اطلاعات از ساختمان‌های وضع موجود، تعدادی از مدارس شهر مشهد در نظر گرفته شد. در این مطالعه ۲۲ مدرسه از یک ناحیه از اداره آموزش و پرورش خراسان رضوی، شهر مشهد، انتخاب شده است. کار جمع‌آوری اطلاعات کاری بسیار سخت و زمان بر می‌باشد. به طوری که علاوه بر هماهنگی‌ها و محدودیت‌ها، ماهها زمان صرف جمع‌آوری و برداشت اطلاعات مورد نیاز از این ساختمان‌ها شده است.

اطلاعات برداشت شده به صورتی در نظر گرفته شد تا اطلاعات ورودی و خروجی شبکه عصبی مصنوعی باشد. بدین منظور ورودی‌های شبکه عصبی شامل برداشت اطلاعات مساحت دیوارهای خارجی، مساحت خارجی پنجره‌ها و دربهای مساحت بام و میزان ضریب انتقال حرارت هر کدام بوده و خروجی مدل نیز میزان انرژی مصرفی ساختمان می‌باشد. در جدول ۱ و ۲ متغیرهای ورودی و خروجی مدل نشان داده شده است. در این تحقیق انرژی مصرفی بر حسب کیلووات ساعت در نظر گرفته شده است.

عصبی معمولاً از لایه ورودی، لایه میانی و لایه خروجی تشکیل می‌شود. منظور از لایه ورودی همان ورودی‌های شبکه عصبی می‌باشد. لایه خروجی همان مقدارتابع هدف می‌باشد. لایه‌های میانی یا لایه‌های مخفی می‌تواند چند لایه باشد. با افزایش تعداد لایه شبکه قوی تر شده و امکان حل مسائل پیچیده تر را دارد. برای انتخاب ساختار شبکه عصبی می‌توان از تعداد لایه‌های متفاوت و نمونه‌های متفاوت استفاده نمود تا بهترین شبکه را به دست آور. باید در انتخاب تعداد لایه‌ها و نمونه‌ها دقیق نمود زیرا با افزایش آنها شبکه اصطلاحاً پیش از حد آموزش دیده و این باعث ایجاد خطا در شبکه عصبی خواهد شد.

در ساختار شبکه عصبی به منظور بررسی شبکه از معیارهای میانگین مربعات خطا ( $MSE^8$ )، ریشه میانگین مربعات خطا ( $RMSE^9$ ) و ضریب همبستگی ( $CC^{10}$ ) استفاده می‌شود. مقدار میانگین مربعات خطا از رابطه (۲) به دست می‌آید:

$$MSE = \frac{\sum_{i=1}^N (Y_i - \hat{Y}_i)^2}{N} \quad (2)$$

مقدار ریشه میانگین مربعات خطا نیز از رابطه (۳) به دست می‌آید:

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (Y_i - \hat{Y}_i)^2} \quad (3)$$

ضریب همبستگی وضعیت مقایسه ای مقادیر واقعی با مقادیر پیش‌بینی شده را نشان می‌دهد. در واقع هرچه انطباق بین این دو مقادیر بیشتر باشد، همبستگی بین داده‌ها بیشتر است. مقدار این ضریب هرچه به عدد یک نزدیکتر باشد دقیق بالاتر مدل شبکه عصبی را نشان می‌دهد. مقدار این ضریب از رابطه (۴) به دست می‌آید:

$$CC = \frac{\sum_{i=1}^N (Y_i - \bar{Y})(\hat{Y}_i - \bar{\hat{Y}})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N (Y_i - \bar{Y})^2 \sum_{i=1}^N (\hat{Y}_i - \bar{\hat{Y}})^2}} \quad (4)$$

<sup>8</sup>- mean squared error

<sup>9</sup>- root mean squared error

<sup>10</sup>- correlation coefficient

ساختمان‌های سرایداری معمولاً دارای خانوار کم می‌باشند، دامنه مصرف نوع دو در نظر گرفته شده است. با توجه به این معیار، مصرف در ماههای سرد سال و گرم سال مختلف است. طبق معیارهای شرکت ملی گاز ایران ماههای سرد سال پنج و نیم ماه و تعداد ماههای گرم سال شش و نیم می‌باشد [۲۵]. لذا بطور میانگین میزان گاز مصرفی ۱۸۹۵ متر مکعب در نظر گرفته شده است. میزان متوسط ماهانه برق مصرفی خانوار در کشور ۱۸۶ کیلووات ساعت می‌باشد [۲۶]. با توجه به اینکه مصرف برق ساختمان سرایداری با ساختمان مدرسه مشترک می‌باشد، همین میزان متوسط برق مصرفی خانوار، برای ساختمان سرایداری در نظر گرفته شده است و از میزان کل مصرفی برق مدرسه کسر شده است. نظر به اینکه برداشت قبوض برق و گاز بصورت دوره‌ای می‌باشد و نیاز به داشتن میزان انرژی مصرفی در تاریخ‌های مشخص می‌باشد، برای تعیین میزان انرژی مصرفی روزانه در یک دوره مشخص، از میانگین‌گیری استفاده شده است. در زمان عید نوروز نیز با توجه به اینکه در بعضی موارد، مدارس مسافر داشته‌اند به منظور مدل‌سازی دقیق‌تر در این ایام از میانگین روزانه مصرف در دوره‌ای قبل و بعد از این دوره استفاده شده است. به عبارتی دیگر انرژی مصرفی در مدت عید نوروز با توجه به مصرف مزاد انرژی توسط مسافرین، حذف و برای مصرف انرژی جایگزین در این دوره از دوره‌های قبل و بعد این مدت استفاده شده است. همچنین فرض بر این بوده که در این ایام سرایدار حضور داشته است.

در بعضی مدارس، ساختمان‌های دیگری در خارج از ساختمان اصلی مدرسه بودند نظیر نمازخانه، کلاس‌های درس، کارگاه‌های آموزشی و غیره، و این ساختمان‌ها نیز انرژی مصرفی دارند، به منظور مدل‌سازی، میزان انرژی مصرفی این ساختمان‌ها به لحاظ حجمی، درصدی از ساختمان اصلی مدرسه فرض شده و به این نسبت از میزان انرژی مصرفی کل ساختمان کسر گردیده است. برای تعیین میزان ضریب انتقال حرارت دیوارها، پس از

جدول ۱- ورودی‌های شبکه عصبی

ردیف	ورودی‌ها
۱	مساحت دیوارهای خارجی
۲	ضریب انتقال حرارت دیوارهای خارجی
۳	مساحت درب‌ها و پنجره‌ها
۴	ضریب انتقال حرارت درب‌ها و پنجره‌ها
۵	مساحت بام
۶	ضریب انتقال حرارت بام

جدول ۲- خروجی شبکه عصبی

ردیف	خروجی
۱	میزان انرژی مصرفی

انرژی مصرفی شامل برق مصرفی و گاز مصرفی می‌باشد. با توجه به اینکه گاز مصرفی ساختمان بر حسب مترمکعب می‌باشد، میزان انرژی مصرفی ناشی از گاز معادل‌سازی شده و بر حسب کیلووات ساعت محاسبه گردیده است. هر مترمکعب انرژی مصرفی با توجه به ضرایب تبدیل انرژی معادل  $\frac{3}{144}$  کیلووات ساعت می‌باشد. انرژی مصرفی ساختمان برای یک دوره نهماه در نظر گرفته شده است. به عبارت دیگر در مدت زمان یک سال تحصیلی یعنی از ابتدای مهرماه تا پایان خردادماه در نظر گرفته شده است. برای تمامی مدارس میزان انرژی از مهرماه سال ۱۳۹۷ تا پایان خردادماه ۱۳۹۸ در نظر گرفته شده است (در مواردی که اطلاعات کامل نبود از اطلاعات سال قبل از این دوره استفاده شد).

در بسیاری از ساختمان‌ها، ساختمان سرایداری خارج از ساختمان بوده و دارای کنتور مجرا نبوده و انرژی مصرفی به ویژه برق ساختمان مشترک می‌باشد. با توجه به اینکه میزانی از مصرف انرژی مربوط ساختمان‌های سرایداری می‌باشد، برای این نوع ساختمان‌ها بطور میانگین یک سرانه مصرف در نظر گرفته شده است و این میزان از انرژی مصرفی کل ساختمان مدرسه، کسر گردیده است. میزان مصرف انرژی در ساختمان سرایداری برای گاز با توجه به اقلیم شهر مشهد نوع دو در نظر گرفته شده است. دامنه مصرف نیز با توجه به اینکه

دیوار متفاوت از ساختمان اصلی می‌باشد. به منظور تسهیل در کار مدل‌سازی، در مواردی که ضرایب انتقال حرارت متفاوت برای جدارهای با ضخامت متغیر برای یک مصالح وجود داشته، یک مساحت معادل با توجه به ضرایب انتقال حرارت آن، لحاظ شده است.

نظر به اینکه ساختمان‌ها در وضع موجود می‌باشند، جهت برداشت نوع سقف از مشاهدات و تشخیص در محل، استفاده شده و نهایتاً جمع بندی شده است. ضخامت سقف اصلی مدارس با توجه به نوع سقف‌ها برای نوع سقف ضربی و بتنی ضخامت ۲۵ سانتی‌متر و برای تیرچه بلوك ضخامت ۴۰ سانتی متر لحاظ شده است. در بعضی موارد هم سقف سبک شامل آردواز یا ورق فلزی می‌باشد. از بازشوهای کوچک حدود یک مترمربعی در سقف نیز صرف نظر شده است. پوشش دیوارهای خارجی از داخل خاک گچ و گچ سفید در نظر گرفته شده است. در بعضی از مدارس در قسمت پایین دیوار، پوشش سنگ یا پوشش دیگری یا بدون پوشش بوده که برای سهولت مدل‌سازی، همان پوشش کلی لحاظ شده است. سال ساخت مدارس انتخابی از حدود سال ۱۳۵۶ تا حدود سال ۱۳۸۱ متغیر می‌باشد. همچنین مدارس انتخابی دارای تعداد طبقات متفاوت بودند که در جدول ۳ نمایش داده شده است.

جدول ۳- تعداد مدارس و تعداد طبقات

تعداد مدارس	کمتر از ۵	۵ تا ۱۶	بیش از ۱۶
تعداد طبقات	۱۶	۵	کمتر از ۵
سه طبقه	دو طبقه	یک طبقه	کمتر از یک طبقه

نظر به اینکه در بعضی از مدارس برای ایجاد اتاق موتورخانه از قسمتی از ساختمان اصلی استفاده شده که بعض اتاق جدا بوده یا از داخل، به ساختمان اصلی ارتباط داشته که در مجموع با توجه به سطح کم دیوار و درب ورودی موتورخانه، نسبت به کل سطح دیوارها، جهت ساده‌سازی مدل، کلا سطح ورودی به موتورخانه دیوار در نظر گرفته شده است. برای سرویس بهداشتی‌ها نیز به همین نحو عمل شده است. همچنین در مواردی که ساختمان سرایداری مشترک با ساختمان اصلی مدرسه

اندازه‌گیری ضخامت دیوارها، براساس نوع مصالح مصرفی، میزان ضریب انتقال حرارت تعین شد (ضریب انتقال حرارت جدارها به صورت محاسبات دستی انجام شده است). در بعضی ساختمان‌ها که ضخامت دیوارها متغیر بوده، بعضی، ضخامت تقریبی لحاظ گردیده است. همچنین در بعضی از مدارس در نمای اصلی از پوشش سرامیک یا پوشش‌های اندودی استفاده شده که به علت ضخامت کم آن از ضریب انتقال حرارت آن صرف‌نظر شده است. در مورد محاسبه ضریب انتقال حرارت سقف‌ها نیز مشابه دیوارها عمل شده است.

در بعضی موارد، دیوارهای با ضخامت کمتر از ضخامت دیوار اصلی مدرسه که دارای مساحت کمی، نسبت به کل مساحت دیوارهای خارجی بودند، با ضخامت دیوار اصلی مدرسه یکی فرض شده است. البته در مواردی هم به صورت جداگانه در نظر گرفته شده است. به هر حال به علت مساحت کم این نوع دیوارها، تأثیرگذاری آن در مساحت کل و مدل‌سازی بسیار کم است. در مورد درب‌ها و پنجره‌ها نیز میزان ضریب انتقال حرارت براساس میزان اتلاف انرژی از سطح پنجره در نظر گرفته شده است و از فریم پنجره که فلزی و بعضی چوبی بوده، به لحاظ کوچکی سطح، صرف‌نظر شده است. در بعضی موارد که پنجره‌های متفاوت بوده مثل پنجره‌های دوجداره، ضریب انتقال حرارت بصورت جداگانه اعمال شده است. همچنین در بعضی موارد به جای شیشه از کارتون‌پلاست استفاده شده که همان ضریب انتقال حرارت شیشه لحاظ شده است (شیشه شکوریت نیز معادل شیشه معمولی فرض شده است). به دلیل ساده‌سازی مدل، ضریب انتقال ورق قسمت پائین درب‌های فلزی نیز برابر شیشه در نظر گرفته شده است، زیرا این سطح نسبت به سایر سطوح پنجره‌ها خیلی کم می‌باشد.

در بعضی از مدارس به غیر از ساختمان اصلی مدرسه، ساختمان‌هایی در مجاورت ساختمان مدرسه اضافه شده که به ساختمان اصلی چسبیده است و تبادل حرارتی دارند. این نوع ساختمان‌ها بعضی دارای نوع سقف و

دیوارهای خارجی، مساحت سقف‌ها، مساحت درب‌ها و پنجره‌های مدارس و ضرایب انتقال حرارت هر کدام از آنها و همچنین انرژی مصرفی در ساختمان مدرسه در طول نه‌ماه ارائه شده است.

بوده، این مساحت از ساختمان اصلی کسر گردیده و مابقی ساختمان مدل‌سازی شده است. اطلاعات مربوط به مشخصات ۲۲ ساختمان برداشت شده که شامل اطلاعات مهم برای ورودی و خروجی شبکه عصبی می‌باشد در جدول ۴ نمایش داده شده است. در این جدول مساحت

جدول ۴- مشخصات و اطلاعات برداشت شده از مدارس

شماره مدارس	میزان مصرف انرژی (kWh)	پنجره‌ها و درب‌ها $\frac{W}{M^2K}$	مساحت پنجره‌ها و درب‌های خارجی ( $m^2$ )	ضریب انتقال حرارت سقف $\frac{W}{M^2K}$	مساحت سقف ( $m^2$ )	ضریب انتقال حرارت دیوار $\frac{W}{M^2K}$	مساحت دیوار خارجی ( $m^2$ )
۱	۴۲۴۷۱/۵۵	۵/۸	۱۶۶/۳۹	۲/۲۱	۴۸۷/۶	۱/۴۵	۵۶۳/۴۷
۲	۱۸۵۷۱/۹۷	۵/۸	۸۱/۳۶	۲/۲۱	۵۰۶/۳۲	۱/۴۵	۳۰۰/۵۷
۳	۳۶۵۳۸/۳۴	۵/۸	۹۹/۷۹	۲/۲۱	۶۲۲/۲۶	۱/۴۵	۲۷۶/۴۵
۴	۳۶۹۱۹/۷۸	۵/۸	۹۲/۴۳	۲/۲۹	۳۷۸/۷۹	۱/۵۵	۴۰۳/۴۸
۵	۳۱۰۸۷/۹۸	۵/۸	۱۵۴/۹۳	۲/۲۱	۴۷۴/۸۳	۱/۰۱	۶۹۰/۵۰
۶	۳۸۱۶۵/۲۶	۵/۸	۱۱۰/۴۸	۲/۲۱	۷۹۲/۹۷	۱/۷۸	۴۱۳/۷۷
۷	۳۵۸۲۳/۳۹	۵/۸	۱۵۰/۲۱	۲/۲۹	۴۳۹/۴	۱/۷۹	۴۵۲/۰۵
۸	۴۱۰۶۵/۳۶	۵/۸	۱۲۹/۷۷	۱/۲۶	۵۲۸/۰۱	۲/۱۰	۵۳۴/۰۵
۹	۳۸۷۲۷/۲۷	۵/۸	۹۹/۵۸	۱/۹۸	۷۴۵/۸۴	۱/۶۵	۳۵۶/۵۴
۱۰	۶۰۰۶۳/۵۵	۵/۸	۹۸/۳۰	۱/۶۱	۶۱۶/۲۵	۲/۵۹	۶۵۶/۵۴
۱۱	۴۶۱۰۳/۶۵	۵/۸	۱۲۸/۶۴	۲/۲۹	۵۹۰/۲۹	۲/۱۰	۴۷۰/۱۶
۱۲	۲۴۰۰۱/۸۳	۵/۸	۶۳/۲۱	۲/۲۹	۴۶۳/۳۴	۱/۹۳	۲۹۹/۳۷
۱۳	۸۷۱۸۹/۴۲	۵/۸	۱۷۴/۴۳	۱/۶۱	۶۴۶/۴۱	۲/۳۳	۹۲۵/۸۹
۱۴	۴۵۴۴۹/۷۱	۵/۸	۱۴۸/۱	۲/۲۹	۶۹۰/۸۲	۲/۱۰	۵۸۶/۱۱
۱۵	۳۳۴۹۴/۲۲	۵/۸	۱۶۱/۱۲	۲/۲۹	۶۱۲/۷۶	۱/۹۳	۴۶۰/۵۸
۱۶	۲۸۷۵۶/۵۳	۵/۸	۱۳۶/۱۵	۱/۶۱	۵۰۷/۰۴	۱/۹۳	۵۱۳/۹
۱۷	۳۷۹۷۱/۸۷	۵/۸	۹۴/۹۵	۲/۲۱	۵۴۸/۳۸	۱/۷۸	۵۲۸/۷۷
۱۸	۳۵۲۳۵/۴۲	۵/۸	۱۸۹/۳۲	۲/۲۴	۵۹۷/۸۸	۱/۶۵	۶۴۲/۰۹
۱۹	۴۷۶۴۵/۷۳	۵/۸	۱۲۳/۰۷	۲/۲۱	۵۳۴/۲۲	۱/۷۸	۵۲۸/۷۷
۲۰	۴۹۸۱۸/۱۹	۵/۸	۱۳۰/۲۵	۲/۲۹	۶۳۹/۰۲	۲/۱۰	۵۴۹/۱۳
۲۱	۴۱۶۹۶/۹	۵/۸	۱۲۸/۸۳	۲/۲۹	۶۸۴/۴۸	۲/۳۷	۵۹۳/۹۱
۲۲	۵۱۷۱۶/۷۵	۵/۸	۱۲۴/۶۲	۲/۲۹	۵۳۴/۱۲	۲/۱۰	۴۸۸/۴۶

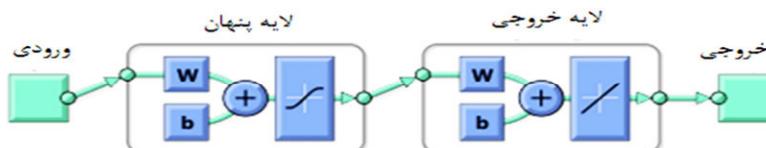
ساختمان‌ها و فرضیات مربوطه در بخش قبل توضیح داده شد.

در این پژوهش، برای مدل‌سازی از شبکه عصبی مصنوعی استفاده شده است. در مدل شبکه عصبی داده‌های موجود در شبکه، ابتدا آموزش می‌بیند و در

## ۵- مدل پیش‌بینی انرژی مصرفی

در این بخش، مدل‌سازی داده‌ها جهت ارائه مدل پیش‌بینی انرژی انجام می‌شود. جمع‌آوری داده‌ها در قسمت قبل از تعدادی مدارس جهت انجام مدل‌سازی انجام شد و موارد مهم در برداشت اطلاعات و مشخصات

خطی Linear می‌باشد. آموزش شبکه با الگوریتم پس انتشار لونبرگ-مارکورت انجام شده که وزن‌ها و بایس‌ها با استناد به این الگوریتم بهینه می‌شوند. این الگوریتم برای مسائل چندبعدی با داده‌های بی نظم بخوبی تناسب دارد. همچنین این الگوریتم اغلب سریع‌ترین الگوریتم پس انتشار در جعبه ابزار نرم افزار متلب است (R2013a).



شکل ۴- ساختار شبکه عصبی (R2013a).

نرون‌ها، باعث بیش برآش می‌شود و منحنی برآزشی بین این نقاط به شدت نوسان می‌کند [۲۷].

#### ۶- نتایج مدل پیش‌بینی

در این مرحله با توجه به ایجاد مدل پیش‌بینی انرژی مصرفی در مدارس و معرفی ورودی‌ها و خروجی مدل، مدل شبکه عصبی را در نرم‌افزار متلب، اجرا نموده و نتایج مدل بحث قرار می‌گیرد. بدین منظور دو پارامتر ضریب همبستگی بین داده‌ها و ریشه میانگین مربعات خطای قابل توضیح داده شد، در شبکه عصبی مورد بررسی قرار می‌گیرد. هرچه مقدار ضریب همبستگی به یک نزدیک‌تر و ریشه میانگین مربعات خطای کمتر باشد بهتر است.

در شکل ۵-الف نتایج شبکه برای داده‌های آموزش نمایش داده شده است. در این شکل نمودار ضریب همبستگی بین داده‌ها،  $R$ ، برای داده‌های آموزش نمایش داده شده است. همانطور که در شکل مشخص است مقدار  $R$  برابر  $0.979$  می‌باشد. در شکل ۵-ب، ضریب همبستگی  $R$ ، برای کل داده‌ها نمایش داده شده است که مقدار  $0.918$  می‌باشد.

همچنین در شکل ۶ به ترتیب نتایج شبکه عصبی برای داده‌های تست و صحبت‌سنجی نمایش داده شده است. مقدار  $R$  برای داده‌های تست و اعتبارسنجی به

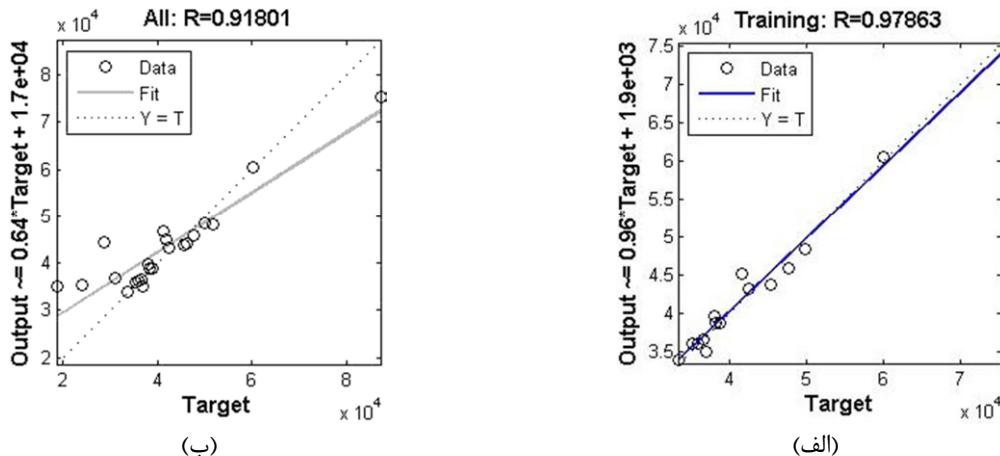
مرحله بعد داده‌ها مورد تست و اعتبارسنجی قرار می‌گیرند. به منظور ایجاد شبکه عصبی، از جعبه ابزار شبکه عصبی در نرم افزار متلب استفاده شده است. در جعبه ابزار شبکه عصبی متلب از یک شبکه عصبی دولایه با انتشار رو به جلو استفاده شده است. در شکل ۴ ساختار شبکه عصبی نمایش داده شده است.تابع تحریک برای لایه پنهان، تابع Log-Sigmoid و برای لایه خروجی تابع

پس از ایجاد ساختار شبکه عصبی می‌بایست ورودی‌ها و خروجی شبکه عصبی مشخص شود. با توجه به اطلاعات جمع‌آوری شده در جدول ۴، ورودی‌های شبکه عصبی شامل ۲۲ نمونه از مدارس، شامل شش ورودی شامل مساحت دیوارها، ضریب انتقال حرارت دیوار، مساحت بام، ضریب انتقال حرارت بام، مساحت پنجره‌ها و دربهای و ضریب انتقال حرارت پنجره‌ها و دربهای می‌باشند. در واقع ورودی‌های مدل یک ماتریس با ۲۲ سطر و شش ستون می‌باشد. خروجی شبکه عصبی که همان انرژی مصرفی ساختمان می‌باشد نیز شامل ۲۲ نمونه بوده و از جدول ۴ استخراج می‌شود. به عبارت دیگر خروجی شبکه یک ماتریس با ۲۲ سطر و یک ستون می‌باشد.

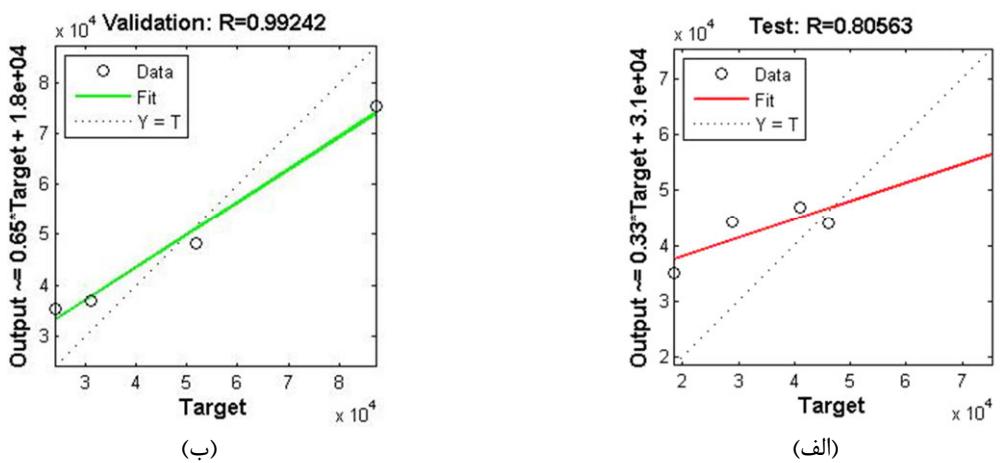
برای ایجاد شبکه عصبی نیاز است داده‌های موجود به سه بخش تقسیم شوند. تعدادی برای آموزش شبکه، تعدادی برای تست و تعدادی هم برای اعتبارسنجی در نظر گرفته شود. در این مطالعه از کل داده‌های موجود برای مدل‌سازی  $60$  درصد برای آموزش،  $20$  درصد برای تست و  $20$  درصد برای اعتبارسنجی در نظر گرفته شده است. تعداد نرون‌ها برای شبکه عصبی با توجه به تعداد داده‌های موجود برابر پنج در نظر گرفته شد. تعداد نرون‌های کم باعث عدم انطباق می‌شود و تعداد زیاد

از دقت خوبی برخوردار است.

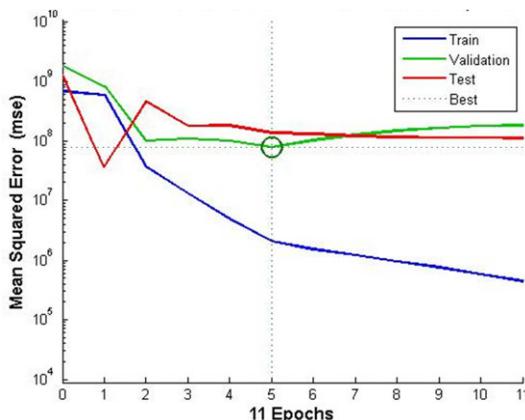
ترتیب ۰/۸۰۶ و ۰/۹۹۲ می باشد. مشاهده می شود نتایج



شکل ۵- ضریب همبستگی بین داده‌های خروجی واقعی شبکه عصبی برای (الف) داده‌های آموزش و (ب) تمامی داده‌ها



شکل ۶- ضریب همبستگی بین داده‌های خروجی واقعی شبکه عصبی برای (الف) داده‌های تست و (ب) داده‌های صحت سنجی



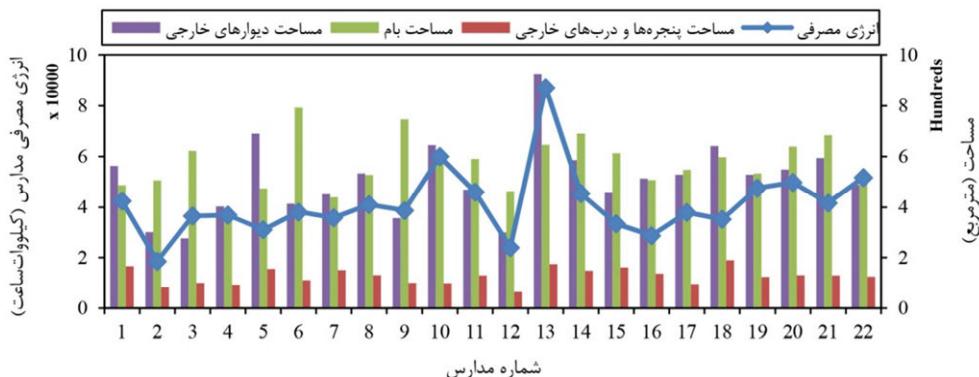
شکل ۷- عملکرد شبکه عصبی برای داده‌های آموزش، اعتبارسنجی و تست

عملکرد شبکه عصبی نیز در شکل ۷ نیز نمایش داده شده است. میزان خطای به دست آمده از شبکه عصبی برای داده‌های آموزش برابر ۱۴۴۱ کیلووات ساعت است. از جدول ۴ میانگین داده‌های مربوط به انرژی ۴۱۲۹۶ کیلووات ساعت می‌باشد. حال اگر درصد خطای به دست آمده را نسبت به میانگین مصرف انرژی مدارس به دست آورده شود، مقدار سه درصد می‌شود که مقداری قابل قبول می‌باشد. در مطالعه‌ای در مورد پیش‌بینی تغییر مکان افقی سد دز با استفاده از شبکه عصبی میزان خطای حدود چهار درصد شد که نشان می‌دهد شبکه خوب آموزش دیده است [۲۸].

همانطور که مشاهده می‌شود تغییرات بسیار متنوع است. با افزایش و کاهش هرکدام از مساحت‌ها، انرژی مصرفی دچار تغییر می‌شود. به عبارت دیگر نقش تغییرات غیرخطی در مصرف انرژی بسیار مشهود می‌باشد و اینکه مصرف انرژی به عوامل متعددی بستگی دارد.

## ۷- نتایج حاصل از داده‌های جمع‌آوری شده

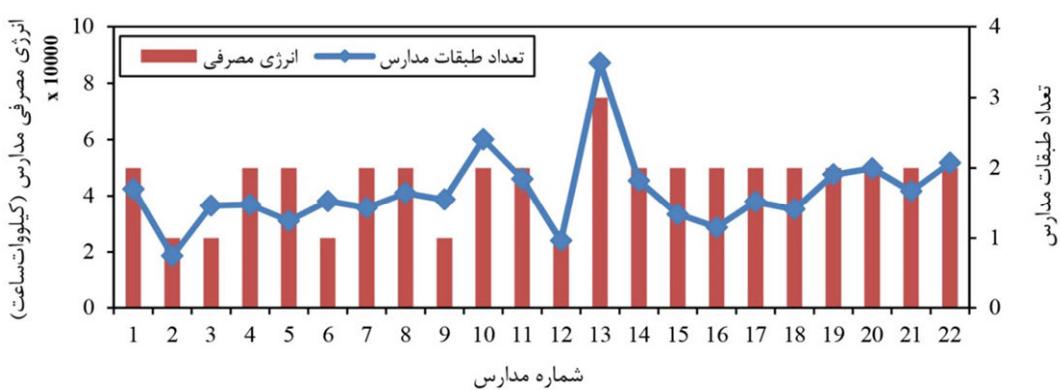
در این بخش با توجه به نمونه‌های جمع‌آوری شده مقایسه بین داده انجام شده است. در شکل ۸ مقایسه بین انرژی مصرفی، مساحت دیوارهای خارجی، مساحت پنجره‌ها و درب‌ها و مساحت بام مدارس ارائه شده است.



شکل ۸- مقایسه بین انرژی مصرفی، مساحت دیوارهای خارجی، مساحت پنجره‌ها و درب‌ها و مساحت بام مدارس

بستگی دارد. با صرفنظر از خطاهای احتمالی در جمع‌آوری و تحلیل داده‌ها، به‌نظر می‌رسد بتوان با مقایسه اصولی در ساختمان‌های مدارس مشابه، مثلاً در ساختمان‌های دوطبقه، عملکرد مدارس با مصرف انرژی متعادل یا پایین را با مدارسی که مصرف انرژی بالای دارند، انجام داد و از این طریق به راهکارهای ساده‌تری حتی بدون تغییر در نوع متریال ساختمان دست یافت.

در شکل ۹ تغییرات انرژی مصرفی مدارس نسبت به تعداد طبقات مدرسه نمایش داده شده است. در بین چهار مدرسه یک‌طبقه اختلاف انرژی مصرفی حدود ۱۶۰۰۰ کیلووات ساعت است. در حالی که در بین ۱۶ مدرسه دوطبقه اختلاف انرژی مصرفی حدود ۲۶۰۰۰ کیلووات ساعت می‌باشد. با توجه به نمودارهای ذکر شده همانطور که بیان شد عوامل متعددی به انرژی مصرفی



شکل ۹- تغییرات انرژی مصرفی مدارس نسبت به تعداد طبقات مدرسه

ساختمان‌های جانبی دیگر و موارد مشابه بستگی داشته باشد ولی به هر حال قابل بررسی و مورد توجه می‌باشد. به عنوان مثال ممکن است حساسیت در مدیریت مصرف انرژی در بعضی از مدارس بیشتر باشد. در این رابطه

یکی از موارد مهم در این زمینه بحث مدیریت انرژی در زمان بهره برداری می‌باشد. احتمال اینکه بعضی از مدارس عملکرد بهتری در این زمینه داشته باشند بالاتر است. هرچند ممکن است به دیگر عوامل مثل

در بخش های قبل توضیح داده شد مقداری از مصرف انرژی گاز طبیعی می باشد که با انرژی برق معادل سازی شده است). همانطور که اشاره شد، اگر با عایق نمودن پوسته خارجی ساختمان و یا استفاده از دربها و پنجره های دوجداره میزان انرژی مصرفی را با مدل ارائه شده پیش بینی انرژی مصرفی، بررسی نمود می توان میزان کاهش در انرژی مصرفی را بعد از تغییرات پیش بینی نمود. فرض می شود با اعمال تغییرات مورد نظر میزان ۲۰ درصد در مصرف انرژی صرفه جویی شود. این میزان صرفه جویی با توجه به میانگین مصرف انرژی حدود ۸۲۵۹ کیلووات ساعت می شود. طبق آمار ارائه شده برای تولید دی اکسید کربن و اینکه الکتریسیته مورد نیاز ساختمان از طریق گاز طبیعی و سوخت های مشابه تامین شود، مقدار ۳۴۴۴ کیلوگرم یا به عبارتی در یک بازه نه ماه فقط یک مدرسه  $\frac{3}{4}$  تن آلودگی ناشی از گاز دی اکسید کربن تولید می کند. حال اگر در شهری ۲۰۰ مدرسه وجود داشته باشد، مقدار گاز دی اکسید کربن تولیدی مقدار ۶۸۰ تن می شود که مقداری فوق العاده زیاد می باشد. لازم به ذکر است که این مقدار، فقط برای صرفه جویی ۲۰ درصدی در مصرف انرژی می باشد و با صرفه جویی بیشتر این مقدار افزایش می یابد.

#### ۹- نتیجه گیری

در تحقیق پیش رو به پیش بینی انرژی مصرفی ساختمان و به طور ویژه در ساختمان های با زیر ساخت آموزشی پرداخته شده است. در این پژوهش به منظور نوآوری و به دست آوردن یک مدل پیش بین مبتنی بر واقعیت از جمع آوری داده های میدانی استفاده شده است که کمتر در پژوهش ها به آن پرداخته شده است. بدین منظور تعداد ۲۲ مدرسه از شهر مشهد انتخاب شد و به همین تعداد برای هر مدرسه یک سری داده برداشت شد. اطلاعات مورد نیاز شامل قبوض مصرفی انرژی (برق و گاز)، مساحت دیوارها، پنجره ها و سقف ها و ضریب انتقال

می توان تحقیقی جداگانه انجام شود و حتی منتج به دستورالعملی نیز در زمینه صرفه جویی در مصرف انرژی شود که از حوصله این مقاله خارج است.

#### ۸- بررسی اثر پیش بینی انرژی مصرفی در کاهش دی اکسید کربن

یکی از منابع آلودگی محیط زیست، گازهای تولید شده ناشی از سوخت های فسیلی می باشد. گاز اصلی تولید شده دی اکسید کربن است که سالانه میلیون ها تن از آن در هوا ایجاد می شود و باعث بسیاری از عواض زیست محیطی از جمله بیماری ها می شود. انرژی مصرفی در ساختمان یا گاز طبیعی بوده که برای گرمایش استفاده می شود و به صورت مستقیم سوزانده می شود، یا انرژی الکتریسیته می باشد. بخشی از تولید الکتریسیته نیز از طریق سوزاندن گاز طبیعی و دیگر مشتقات نفتی انجام می گیرد. به هر صورت جهت تولید انرژی گرمایشی یا الکتریسیته، گاز دی اکسید کربن تولید می شود. طبق گزارش آزانس حفاظت محیط زیست، به ازای هر کیلووات ساعت تولید برق الکتریسیته، معادل ۴۱۷ گرم گاز دی اکسید کربن تولید می شود (برق نیوز). این مقدار، میزان بسیار تکان دهنده ای می باشد که اهمیت مدیریت مصرف انرژی و استفاده بهینه از آن را بیان می کند. در این مطالعه همانطور که توضیح داده شد، می توان انرژی مصرفی ساختمان مدارس را در وضع موجود پیش بینی نمود و سپس با اعمال بعضی تغییرات در پوسته خارجی ساختمان، میزان انرژی ساختمان را مجدداً مورد ارزیابی قرار داد. این تغییرات می تواند به عنوان مثال از طریق عایق نمودن ساختمان انجام پذیرد و در این صورت با مقایسه با حالت اول و قبل از تغییرات با حالت بعد از تغییرات میزان صرفه جویی در مصرف انرژی را به دست آورد.

مطابق جدول ۴ میانگین انرژی مصرفی مدارس مقدار ۴۱۲۹۶ کیلووات ساعت می باشد (البته همانطور که

انرژی آن را به دست آورد. سپس کافی است با تغییر بعضی از این مشخصات، مثلاً عایق نمودن دیوارها، میزان انرژی مصرفی را پیش‌بینی نمود. در این صورت قبل از هرگونه عملیات اجرایی، میزان کاهش مصرف انرژی مشخص می‌شود. این مدل قابلیت توسعه به سایر ساختمان‌های در وضع موجود را دارد و می‌تواند در مطالعات بعدی مورد توجه قرار گیرد. بررسی داده‌ها و نمودارها نشان می‌دهد که انرژی رابطه غیرخطی با مشخصات ساختمان و یگر عوامل محیطی دارد. ابزار جدید پیشنهادی با توجه به تأثیرات آب و هوایی هر منطقه در مصرف انرژی، برای اقلیم‌های مشابه قابل استفاده می‌باشد. همچنین با مقایسه ساختمان‌های مدارس مشابه در مدیریت مصرف انرژی می‌توان مدارس با عملکرد بالا در مدیریت بهره‌وری انرژی را مورد بررسی قرارداد و انتظار می‌رود بتوان دستورالعمل مشخصی در این زمینه، برای سایر مدارس ارائه نمود. با توجه به امکان پیش‌بینی کاهش انرژی مصرفی، می‌توان مقدار کاهش دی‌اکسید کربن مصرفی ساختمان را قبل از هرگونه تغییرات محاسبه نمود. در بررسی یک نمونه موردي مشاهد می‌شود که اثر آن بسیار قابل توجه می‌باشد.

حرارت هر کدام بود. با توجه به اینکه تغییرات مصرف انرژی در یک ساختمان غیرخطی بوده و به عوامل متعددی بستگی دارد از مدل‌های مبتنی بر هوش مصنوعی استفاده شد. در این تحقیق از مدل شبکه عصبی مصنوعی بدین منظور استفاده شده است.

نتایج به دست آمده از این مدل شبکه عصبی نشان داد که ضریب همبستگی بین داده‌های آموزش، مقدار  $0.94$  و ضریب همبستگی برای داده‌های صحبت‌سنگی، مقدار  $0.992$  می‌باشد و مقدار خطای برای داده‌های آموزش حدود سه درصد است که مقادیر قابل قبولی می‌باشند. به عبارت دیگر به سادگی با داشتن شش مشخصه اصلی ساختمان شامل مساحت دیوارهای خارجی ساختمان، مساحت درب‌ها و پنجره‌های خارجی، مساحت پشت بام و ضرایب انتقال حرارت هر کدام، می‌توان مقدار انرژی مصرفی یک ساختمان مدرسه را پیش‌بینی نمود. از مزایای مهم این مدل پیش‌بینی این است که امکان پیش‌بینی میزان صرفه جویی انرژی ساختمان میسر می‌باشد. بدین صورت که ابتدا با برداشت شش مشخصه اصلی از یک ساختمان آموزشی می‌توان میزان مصرف

## مراجع

- [1] Ghafari Jabari, S., Ghafari Jabari, S. & Saleh E. (2013). "Review strategies for improving the design and construction of settlements in Tehran", *Quarterly Journal of Energy Policy and Planning Research*, 1(1), 115-132.
- [2] Plessis, G. E. D., Liebenberg, L., Mathews, E. H. & Plessis, J. N. D. (2013). "A versatile energy management system for large integrated cooling systems", *Energy Conversion and Management*, 66, 312-325.
- [3] Harvey, D. (2009). "Reducing energy use in the buildings sector: measures, costs and examples", *Energy Efficiency*, 2, 139-163.
- [4] Tian, W., Song, J., Li, Z., & Wlide, P. D. (2014). "Bootstrap techniques for sensitivity analysis and model selection in building thermal performance analysis", *Applied Energy*, 135, 320–328.
- [5] Iranian Fuel Conservation Company, [www.ifco.ir](http://www.ifco.ir)
- [6] International Energy Agency (IEA), [www.iea.org](http://www.iea.org)
- [7] Renewable Energy and Energy Efficiency Organization (SATBA), Iran, [www.satba.gov.ir](http://www.satba.gov.ir)
- [8] Sarkardehee, E., Saghafi, M. R., & Nasrollahi, F. (2019). "Effects of southern wall angle on heating performance and energy consumption of residential buildings in Yazd", *Quarterly Journal of Energy Policy and Planning Research*, 5(1), 197-227.
- [9] Madahi, M., & Tavanaiee, F. (2019). "Optimization of thermal performance of external walls of residential building in cold and dry climate by utilizing the energy simulation software (A case study: Mashhad, Iran)", *JEM*, 9(3), 108-121.
- [10] Shaeri, J., Yaghoubi, M., & Vakilinazhad, R. (2020). "The impact of using electro chromic on the cooling load in offices at hot and dry, hot and humid, and cold climates in Iran", *JEM*, 10(3), 90-99.
- [11] Azadeh, A., Ghaderi, S. F., & Sohrabkhani, S. (2014). "A simulated-based neural network algorithm for forecasting electrical energy consumption in Iran", *Energy Policy*, 36, 2637-2644.

- [12] Tso, G., & Yau, K. (2003). "A study of domestic energy usage pattern in Hong Kong", *Energy*, 28, 1671-1682.
- [13] Ridwana, I., Nassif, N., & Choi, W. (2020). "Modeling of building energy consumption by integrating regression analysis and artificial neural network with Data classification", *Buildings*, 10(11), 198.
- [14] Frenay, L. D. F., & Fiorelli, F. A. S. (2011). "Use of neural networks for evaluation of energy consumption of air conditioning systems", *21st International Congress of Mechanical Engineering*, Natal, RN, Brazil.
- [15] Khoshtinat, A., Shieh baygi, A. (2017). "Predicting building energy consumption using multilayer perceptron neural network", *Emerging Trends in Energy conservation Sixth Conference*, Iran.
- [16] Argiriou, A. A., Bellas-Velidis, I., & Balaras, C. A. (2000). "Development of a neural network heating controller for solar buildings", *Neural Networks*, 13, 811-820.
- [17] Moon, J. W., Jung, S. K., & Kim, J. J. (2009). "Application of ANN (artificial neural network) in residential thermal control", *Proceeding of Eleventh International IBPSA Conference*, Glasgow, Scotland, 64-71.
- [18] Kumar, R., Aggarwal, R. K., & Sharma, J. D. (2013). "Energy analysis of a building using artificial neural network: a review", *Energy and Buildings*, 65, 352-358.
- [19] Jovanović, R. Z., Sretenović, A. A., & Živković, B. D. (2015). "Ensemble of various neural networks for prediction of heating energy consumption", *Energy and Buildings*, 94, 189-199.
- [20] Deb, C., Eang, L. S., Yang, J., & Santamouris, M. (2016). "Forecasting diurnal cooling energy load for institutional buildings using Artificial Neural Networks", *Energy and Buildings*, 121, 284-297.
- [21] Runge, J. & Zmeureanu, R. (2019). "Forecasting energy use in buildings using artificial neural networks: a review", *Energies*, 12(17), 3254.
- [22] Seyedzadeh, S., Rahimian, F. P., Glesk, I., & Roper, M. (2018). "Machine learning for estimation of building energy consumption and performance: a Review", *Visualization in Engineering*, 6(5).
- [23] Pino-Mejías, R., Pérez-Fargallo, A., Rubio-Bellido, C., & Pulido-Arcas, J. A. (2017). "Comparison of linear regression and artificial neural networks models to predict heating and cooling Energy Demand, energy consumption and CO<sub>2</sub> emissions", *Energy*, 118, 24-36.
- [24] Demuth, H., & Beale, M. (2002). "Neural network toolbox user's guide", *Math Works Inc.*, Natick, MA, U.S.A.
- [25] Islamic Parliament Research Center of IRAN (IPRC). (2019). "About energy subsidies in Iran", N:16654.
- [26] Energy News Agency. (2017). "Bargh news", [www.barghnews.com](http://www.barghnews.com)
- [27] Dashtbayzi, M. R., & Ghanbarian, M. (2016). "Comparison of artificial neural network methods for modeling of turning of polymer Matrix composite", *Journal of Mechanical Engineering Amirkabir*, 47(2), 83-98.
- [28] Naderpour, H., Hoseini Vaez, S. R., & Malekshahi, N. (2021). "Predicting the behavior of concrete dams using artificial neural networks (case study of Dez dam)", *Civil Infrastructure Researches*, 6(2), 123-132.



## شیوه‌نامه ارائه مقاله برای مجله پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی

نام و نام خانوادگی

\* نویسنده اول

دانشکده، دانشگاه.

(نمونه اول):

دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه

قم.

پست الکترونیک:

cer@qom.ac.ir

## نام و نام خانوادگی

نویسنده دوم

دانشکده، دانشگاه.

(نمونه دوم):

دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه

قم.

پست الکترونیک:

واژگان کلیدی: مقاله، نویسنده، فرمول، شکل، جدول، نتیجه‌گیری. (کلمات کلیدی، راهنمای نکات مهم موجود در مقاله می‌باشد و ماهیت، محتوا و گرایش آن را به‌وضوح روشن می‌سازد. تعداد کلمات یا عبارات کلیدی حداقل ۶ کلمه می‌باشد که با استفاده از ویرگول (،) از گردیده می‌شوند).

داخل همین نمونه، کامل شود چراکه این نمونه بر اساس سبک مورد نظر مجله تهیه شده است. در عین حال سبک نگارشی که در این مقاله باید استفاده شود در جدول ۱ ارائه شده است. در این جدول، تمام قلمه‌های مورد استفاده در موقعیت‌های مختلف به همراه اندازه آنها ارائه شده است. هنگام کپی کردن متن از سند دیگر به داخل این سند حتما از گزینه کپی فرمت<sup>۲</sup> برای جلوگیری از تغییر فرمتهای استفاده شود.

## ۲- نحوه ارائه مطالع در مقاله

مقالات ارسالی باید شامل بخش‌های زیر باشد:

## ۱- مقدمه

هدف اساسی از تدوین این شیوه‌نامه، دستیابی به الگویی جامع و حرکت به سمت استاندارد نمودن چهارچوب تدوین مقالات برای مجله «پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی» می‌باشد. از این‌رو، نحوه نگارش حرفاًی یک گزارش علمی و ساختار مورد نیاز آن به تفصیل ارائه می‌گردد.

این شیوه‌نامه براساس برخی از قابلیت‌های موجود در نرمافزار مایکروسافت ورد<sup>۱</sup> ۲۰۰۷ یا ۲۰۱۰ تهیه شده است. برای نگارش مقاله، توصیه می‌شود متن مقاله از ابتدا

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۰۰/۰۰/۰۰، بازنگری ۰۰/۰۰/۰۰، پذیرش ۰۰/۰۰/۰۰

(DOI): 10.22091/cer.0000.0000.0000

۱- Microsoft-Word

۲- Format Painter

- عنوان کامل مقاله به لاتین، نام نویسنده (یا نویسنده‌گان) به زبان انگلیسی، مشخصات نویسنده (نویسنده‌گان) مطابق با جزئیات فارسی آن به لاتین بیان شود.

- چکیده انگلیسی، کلید واژگان انگلیسی (کاملاً منطبق با چکیده و واژگان کلیدی فارسی).

#### ۱-۲- صفحه‌بندی

مقاله بهصورت دو ستونی (اندازه هر ستون ۷/۳۲ سانتیمتر و فاصله بین دو ستون ۱/۲۷ سانتیمتر) آماده شود. فاصله بین خطوط (بهجز بخش چکیده) ۱/۱۵ میلی‌متر تنظیم شود. کاغذ مورد استفاده باید A4 بوده و تمامی حاشیه‌های آن در اندازه ۲/۵۴ سانتیمتر تنظیم شوند.

توفنگی ابتدای هر پاراگراف به اندازه ۰/۸ سانتیمتر تعیین شود (بهجز متن چکیده، عناوین اصلی و فرعی). جداول، شکل‌ها و عناوین آنها بهصورت وسط‌چین و متن مقاله بهصورت تراز دوطرفه<sup>۳</sup> تنظیم شود. شماره‌گذاری عنوان‌ها از ۱ الی آخر صورت گرفته و مقدمه شماره ۱ را به خود اختصاص دهد. شماره‌گذاری زیر عنوان‌ها فرضأ در بخش ۲ بهصورت ۱-۲ و ۲-۲ بوده و در سایر بخش‌ها نیز به همین ترتیب ادامه پیدا کند. بخش مراجع و قدردانی (درصورت لزوم) دارای شماره نمی‌باشد.

تنظيم فاصله عناوین هر بخش و زیر بخش مربوطه بهصورت شکل‌های ۱ و ۲ می‌باشد.

#### ۲-۲- نکات کلی در نحوه بیان متن

در ارائه متنون علمی، رعایت نکات زیر الزامی است:

۱- از آوردن جملات غیرحرفاء، محاوره‌ای و ناقص خودداری شود.

- عنوان کامل مقاله به فارسی، چکیده فارسی (حداکثر ۱۵۰ کلمه)، واژگان کلیدی (حداکثر ۱۰ واژه).

- نام نویسنده (یا نویسنده‌گان)، پست الکترونیکی نویسنده (نویسنده‌گان). نام نویسنده عهده‌دار مکاتبات با ستاره مشخص شود.

جدول ۱- اندازه و قلم‌های مورد استفاده در مقاله

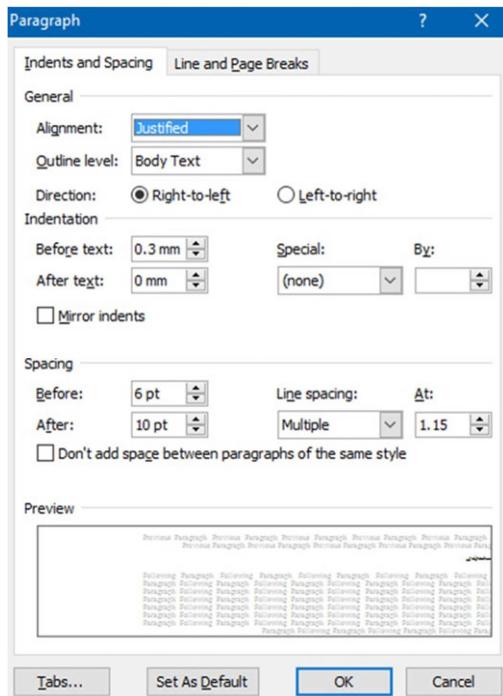
Bold	اندازه	نوع قلم	موقعیت استفاده
✓	۱۴	B Titr	عنوان مقاله
✓	۱۳	B Nazanin	نام نویسنده (گان)
	۱۱	B Nazanin	مرتبه نویسنده (گان)
	۱۰	Times New Roman	ایمیل نویسنده (گان)
	۱۱	B Nazanin	متن چکیده
	۱۱	B Nazanin	واژگان کلیدی
✓	۱۳	B Nazanin	عنوان بخش
✓	۱۱	B Nazanin	عنوان زیربخش
	۱۲	B Nazanin	متن اصلی مقاله
	۱۱	B Nazanin	زیرنویس شکل
	۱۱	B Nazanin	بالانویس جدول
	۹	Times New Roman	پانویس
	۱۰	B Nazanin	منابع فارسی
	۱۰	Times New Roman	منابع لاتین
✓	۱۴	Times New Roman	عنوان انگلیسی
✓	۱۲	Times New Roman	نام نویسنده (گان)- انگلیسی
	۱۱	Times New Roman	مرتبه نویسنده (گان)- انگلیسی
	۱۱	Times New Roman	چکیده لاتین
	۱۱	Times New Roman	واژگان کلیدی- لاتین

- مشخصات نویسنده (نویسنده‌گان) بهصورتی که در ابتدای این شیوه نامه آورده شده است بیان شود.  
- مقدمه، بدنه مقاله (شامل شرح مسئله، روش حل، تفسیر، تحلیل نتایج، نتیجه‌گیری، فهرست مراجع.

<sup>۳</sup>- Justify

شود. نوشتن مطالب ارزشمندی که هیچ ربطی به موضوع ندارد، فاقد ارزش علمی است.

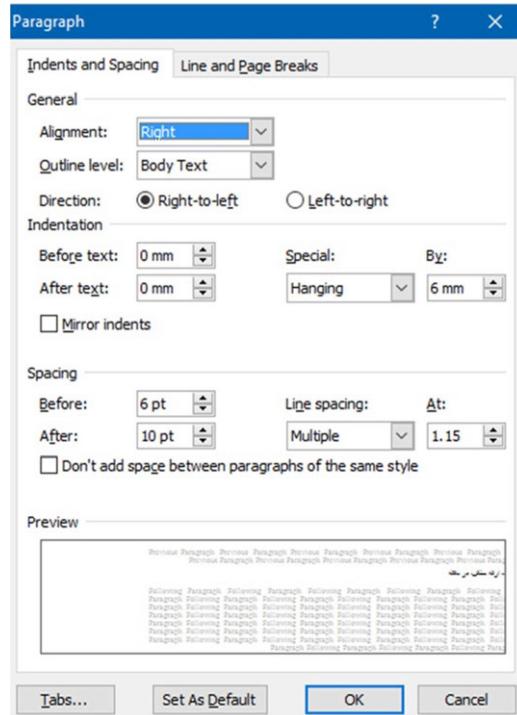
۹- سعی شود تا در حذامکان از کلمات فارسی به جای کلمات غیرفارسی آنها استفاده شود. به عنوان مثال، استفاده از کلمه «لذا» به جای «بنابراین» و یا کلمه «پروسس» به جای «پردازش» مناسب نیست.



شكل ۲- تنظیمات فاصله عنوان زیربخش در متن

- ۱۰- همچنین در نوشتۀ‌های فارسی باید در حذامکان از همزه «ء، ؤ، ئ، إ، ئ» استفاده نشود. مثلاً «اجزاء هواییما» و «آئین‌نامه» ناصحیح، اما «اجزای هواییما» و «آین‌نامه» صحیح هستند.
- ۱۱- کلیه‌ی اصطلاحات در اولین کاربرد نیاز به پاورقی دارند.
- ۱۲- تمامی تعاریف به صورت دقیق، با مرجع‌نگاری دقیق بیان شوند.
- ۱۳- نوآوری پژوهش به صورت کاملاً مجزا و صریح در انتهای بخش مقدمه ارائه شود.
- ۱۴- کلیه‌ی عالیم مانند نقطه، کاما و دونقطه باید به

- ۲- افعال در یک بند با یکدیگر هماهنگ باشند، بهنحوی که در جملات پی‌درپی بین افعال مجهول و معلوم تعویض صورت نگیرد.
- ۳- از به‌کار بردن فعل‌های یکسان در جملات پشت سر هم خودداری شود.



شكل ۱- تنظیمات فاصله عنوان بخش در متن

- ۴- از آوردن جملات تکراری (حتی به لحاظ مفهومی) خودداری شود.

۵- لغت «ما» و افعال اول شخص تنها در صورت نیاز ضروری و برای بیان نوآوری به‌کار رود. در سایر موارد، جملات به صورت سوم شخص ارائه شوند.

۶- متن ارائه شده پیوستگی مفهومی داشته باشد و مطالب یک موضوع به طور مرکز تنها و تنها در یک زیربخش آورده شود.

۷- در تنظیم و ارتباط بندها (پاراگراف‌ها) با یکدیگر دقت شود. در صورت طولانی شدن هر بند، ممکن است خواننده خسته و سردرگم شود.

۸- یک مقاله علمی باید در حذامکان، مختصر و مفید باشد و از بحث‌های غیر ضروری در آن پرهیز

و «شکلها» و «شکل ها» نادرست و «می باشد» و «شکل ها» درست می باشد. نویسندهای می توانند برای اطلاع از نحوه صحیح نگارش کلمات از فایل فرهنگ املایی خط فارسی در سایت فرهنگستان زبان و ادب فارسی استفاده کنند.

### ۳-۲- روابط ریاضی و فرمول ها

برای نگارش فرمول های ریاضی می توان از نرم افزار MathType استفاده کرد. تمامی نمادهای مورد نیاز در این نرم افزار پیش بینی شده است. برای استفاده از سبک معروفی شده در نوشتن روابط ریاضی و فرمول ها لازم است جدول زیر را در محل تایپ فرمول کپی کرده و در قسمت سمت چپ جدول به نوشتن فرمول اقدام نمود.

$$m \ddot{x} + c \dot{x} - kx = P_0 \sin \omega t \quad (1)$$

در تنظیم قلم و سبک روابط ریاضی از الگوی ارائه شده در جدول ۲ پیروی می شود.

کلمه‌ی قبل چسبیده و با کلمه‌ی بعد، تنها یک فاصله داشته باشند.

- ۱۵- همواره پرانتز باز، گیومه باز و کوتیشن باز از کلمه‌ی قبل یک فاصله داشته و به کلمه‌ی بعد چسبیده باشد. همچنین می بایست پرانتز بسته، گیومه بسته و کوتیشن بسته به کلمه‌ی قبل چسبیده و از کلمه‌ی بعد یک فاصله داشته باشد.
- ۱۶- اعداد تک رقمی در متن باید به صورت حروفی نوشته شوند.

- ۱۷- در بیان اعداد اعشاری فارسی از علامت «٪» و ۲/۴ در اعداد انگلیسی از «٪٪» استفاده شود. (مثال: ۲.۴)

- ۱۸- از شروع کردن جملات با عدد، عبارت و نمادهای ریاضی پرهیز شود.

- ۱۹- هرگز از «...» در متن استفاده نشود. واژه‌ی «غیره» در این حالت، جایگزین مناسبی است.

- ۲۰- رعایت فاصله ها و نیم فاصله ها در متن ضروری می باشد. به عنوان مثال نگارش کلمه «میباشد»

جدول ۲- قلم و سبک روابط ریاضی

مورد کاربرد	سبک	قلم	Bold	Italic	مثال
Variable	Variable	Times New Roman		✓	$x$
Function	Function	Times New Roman		✓	$f(x)$
L.C.Greek	L.C.Greek	Symbol		✓	$\alpha$
U.C.Greek	U.C.Greek	Symbol			$\Omega$
Matrix-Vector	Matrix-Vector	Times New Roman	✓		$\mathbf{Ax} + \mathbf{bu}$
Number	Number	Times New Roman			12
Text	Text	Times New Roman			if $a > 1$
Constant Parameter	Text	Times New Roman			$E = mc^2$
Unit	Text	Times New Roman			$5\text{N/m}^2$
Math Operator	Text	Symbol			$\int x dx$
Math Function	Text	Times New Roman			$\sin x$

سیگما نباید ایتالیک باشد.

- ۲- کلیه متغیرهای استفاده شده در فرمول ها برای اولین بار، قبل یا بعد از معادله تعریف شوند.

به علاوه رعایت نکات زیر در نوشتن روابط ریاضی و فرمول ها الزامی است:

- ۱- در روابط ریاضی علامت های پرانتز، انتگرال و یا

خودداری و معادل مناسب فارسی آنها جایگزین گردد.

۳- در اولین کاربرد عبارات مخفف، بلافاصله پس از عبارت مورد نظر، عبارت انگلیسی آن در پرانتر می‌آید و سپس شماره‌ی پانوشت داده می‌شود به عنوان مثال خوشبندی فازی سی‌مین (FCM<sup>۴</sup>). سپس می‌توان از مخفف FCM در متن استفاده نمود.

۴- حرف اول لغات انگلیسی در پانوشت باید با حروف بزرگ نوشته شود. همچنین در معادل انگلیسی یک عبارت در پاورقی، تنها حرف اول اولین کلمه به صورت بزرگ نوشته می‌شود.

۵- در مواردی مانند اسمی افراد که امکان یافتن معادل فارسی برای آنها وجود ندارد، باید نام انگلیسی در متن به خط فارسی و در پانوشت به انگلیسی نوشته شود. به عنوان مثال ذکر اسمی خاص در صورت لزوم این‌گونه بیان می‌شود: بزدک.<sup>۵</sup>

### ۳- بحث و بررسی نتایج

در این بخش، نکات مهم در تحقیق انجام شده به طور خلاصه مرور و نتایج برگرفته از آن تشریح می‌شود. بخش نتیجه می‌تواند به کاربردهای تحقیق انجام شده اشاره کند، نکات مبهم و قابل تحقیق جدید را مطرح کند و یا پیشنهادهایی برای انجام تحقیقات آتی ارائه دهد.

#### ۱-۳- جداول و شکل‌ها

تمامی شکل‌ها شامل تصویرها، نمودارها و منحنی‌ها و همچنین جدول‌ها باید با کیفیت مناسب تهیه شوند، به‌گونه‌ای که کپی تهیه شده از آنها از وضوح کافی برخوردار باشد.

<sup>4</sup>- Fuzzy C-Means Clustering

<sup>5</sup>- Bezdek

۳- هر معادله به یک جمله‌ی معرفی‌کننده قبل از معادله نیاز دارد که به «» ختم شود. به عنوان مثال، معادله زیر تابع هدف را بیان می‌کند:

۴- دقت شود که به منظور حفظ منطق محاسبات ریاضی، برخلاف شکل‌ها، به شماره‌ی فرمول قبل از محل قرارگیری آن در متن، اشاره نشده باشد.

۵- محاسبات ریاضی می‌بایست با یک توضیح بیانی با اشاره به شماره‌ی معادلات یا قضایا همراه باشد.

۶- تمامی معادلات و نامعادلات که در خطوط جداگانه نگاشته شده‌اند، اگرچه از شماره‌ی آن‌ها در داخل متن گزارش استفاده نشود، باید داخل جدول ارائه و دارای شماره‌ی معادله باشند. این کار به منظور سهولت مرجع‌دهی داوران لازم است.

۷- از به کارگیری علامت تساوی (=) بیش از یک بار در یک خط از معادله خودداری شود.

۸- در مواردی که فرمول در بیش از یک خط نوشته می‌شود، لازم است شماره‌ی فرمول در مقابل آخرین خط نوشته شود.

۹- فاصله بین فرمول‌ها و نیز فاصله یک فرمول از سطر بالا و پایین متن، بسته به نوع فرمول به صورت مناسب انتخاب شود، به صورتی که خطوط، متراکم و یا با فاصله زیاد به نظر نرسند.

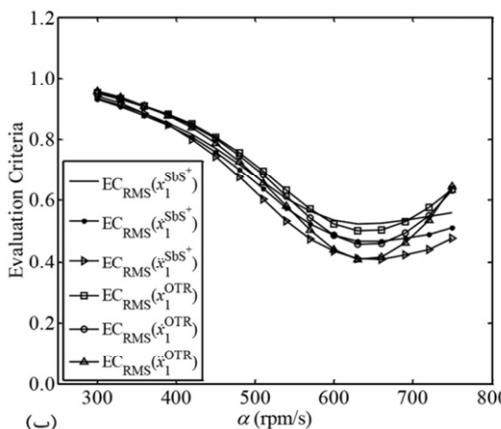
#### ۴-۲- توضیحات در پانویس

توضیحات اضافه در ارتباط با یک عبارت یا واژه در صورت لزوم را می‌توان به صورت پانوشت در همان صفحه آورده. رعایت موارد زیر در ارتباط با پانویسی عبارات، الزامی است:

۱- از پانویسی در عناوین بخش‌ها و زیربخش‌ها خودداری شود و پانویسی در اولین کاربرد واژه‌ی مربوطه در متن انجام گیرد.

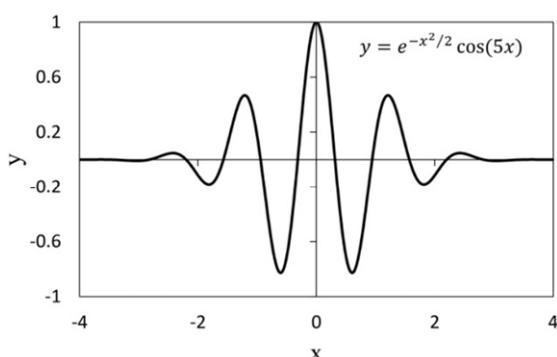
۲- به استثنای عبارات مخفف، لغات انگلیسی تنها در پانوشت آورده شود و از به کارگیری آنها در متن

- ناقص و بدون فعل باشد و توضیحات اضافی در ارتباط با شکل در متن آورده شود.
- ۶- در متن ویژگی‌های تمامی شکل‌ها، تمامی متغیرها و نمادهای موجود در آنها توضیح مبسوط داده شود.
- ۷- شکل‌هایی که متشکل از چند قسمت هستند با زیرعنوان (الف) و (ب) در پایین شکل مشخص شوند و در عنوان زیر شکل، توضیحی برای هریک از آنها با ذکر زیرعنوان مربوطه آورده شود.
- ۸- شکل‌هایی که دارای یک عنوان هستند، با استفاده از نرمافزار فتوشاپ در یک صفحه قرار داده شوند. به عنوان نمونه، به شکل ۳ توجه شود.



شکل ۳- معیارهای ارزیابی پاسخ سیستم اصلی بر حسب  $\alpha$  با بهره‌گیری از روش‌های تنظیم  $SbS^{\pm}$  و OTR. (الف)  $EC_{\max}$  و (ب)  $EC_{RMS}$

- ۱۱- در جدول و شکل‌ها باید واحد پارامترها و مقیاس‌ها ذکر گردد.
- ۱۲- نمودارها حتماً فرمت تصویر در متن قرار داده شوند (شکل ۴).



شکل ۴- تابع حقیقی موجک مورلت [۱].

علاوه بر نکات ذکر شده رعایت موارد زیر نیز در ارتباط با شکل‌ها و جدول‌ها الزامی است:

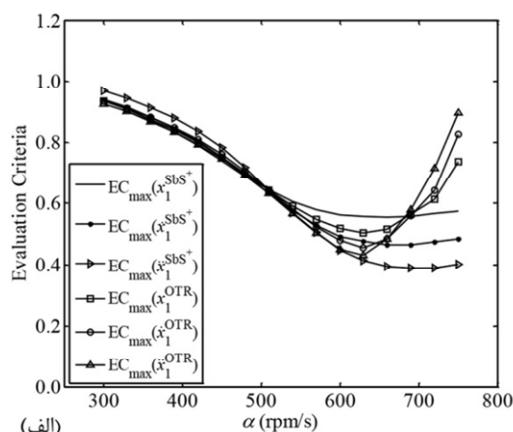
۱- عنوان جدول‌ها در بالا و عنوان شکل‌ها در زیر آنها ذکر می‌گردد.

۲- ذکر مرجع در انتهای عنوان شکل‌ها و جدول‌هایی که از مرجع دیگری اقتباس شده‌اند، الزامی است.

۳- گذاشتن نقطه در انتهای عنوان شکل‌ها و جدول‌ها ضروری است.

۴- لازم است قبل از شکل‌ها و جدول‌ها در متن اصلی، با ذکر شماره‌ی شکل یا جدول به آنها اشاره شده باشد.

۵- عنوان شکل کمتر از یک خط، به صورت جمله‌ی



۸- در رسم شکل‌هایی با دو یا چند نمودار رنگی، به منظور وضوح چاپ سیاه و سفید، از گونه‌های مختلف خط پر، خط نقطه و خط چین استفاده شود. زمینه‌ی تمامی تصاویر روشن و حروف نوشته شده در آنها با رنگ مشکی باشند.

۹- تمامی شکل‌ها دارای کیفیت قابل قبول باشند و حداقل با رزولوشن ۳۰۰ نقطه در اینچ تهیه شوند.

۱۰- اندازه و ابعاد شکل‌ها باید به گونه‌ای باشد که هم با متن همخوانی داشته باشد، هم‌اینکه اعداد و پارامترهای درون آن با وضوح کامل مشخص باشد.

و محدودیت‌های هر یک از روش‌های بحث شده در طول تحقیق می‌باشد. خاطرنشان می‌شود بخش نتیجه‌گیری نباید تکرار مقدمه باشد. در مقاله حاضر، سعی برآن بود تا با ارائه یک نمونه عملی، مشخصات مقاله آماده به چاپ برای مجله پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی بیان شود. امید است با موارد ذکر شده، امکان ارائه نشریه‌ای پربارتر به مخاطبین دانشمند این مجله فراهم شود.

### قدرتانی (در صورت لزوم)

۱۳- در تنظیم جدول اگر عبارات به صورت فارسی می‌باشد باید از راست به چپ تنظیم شود (نمونه جدول ۱).

برای ارجاع به جداول و شکل‌ها نباید از پرانتز استفاده شود. مثلًاً «جدول (۱)» نادرست و «جدول ۱» درست است.

### ۴- نتیجه‌گیری

این بخش شامل بررسی نتایج مهم، اهمیت نسبی مباحث و همچنین در صورت لزوم مقایسه‌ای از ویژگی‌ها

## مراجع

در انتهای مقاله، فهرست کاملی از کتب، مقالات، سایتها و نرم‌افزارهایی که در فرآیند نگارش از آنها استفاده شده و به آنها ارجاع داده شده است، تنظیم می‌شود. مراجع به ترتیب ظاهر شدن در متن مقاله شماره‌گذاری گردیده و در انتهای مقاله آورده شوند. دقت شود که تمام مراجع در متن مورد ارجاع واقع شده باشند.

در مورد مراجع موارد زیر حتماً رعایت شود:

۱- در متن، اعداد داخل [ ] به فارسی نوشته شود.

۲- در انتهای مقاله و در بخش مراجع، اعداد داخل [ ] برای مراجع انگلیسی، به صورت انگلیسی مورد استفاده قرار گیرد.

در متن مقاله و برای اعداد داخل [ ] نکات زیر رعایت شود:

۱- برای ذکر یک مرجع به صورت [ ۳ ] نوشته شود.

۲- برای ذکر دو مرجع از حرف ربط «و» استفاده شود. برای مثال، برای مراجع ۳ و ۴ به صورت [ ۳ و ۴ ] نوشته شود.

۳- برای ذکر ۳ مرجع متوالی و بیشتر از خط فاصله استفاده شود. برای مثال، برای مراجع ۳، ۴، ۵ و ۶ به صورت [ ۶-۳ ] نوشته شود. در صورتی که مراجع به صورت متوالی نبودند؛ برای مثال ۲، ۷ و ۹، به صورت [ ۲، ۷ و ۹ ] بیان شود.

۴- کلیه مراجع می‌بایست به صورت انگلیسی در انتهای مقاله آورده شود.

شیوه نگارش در منابع (فرمت APA) در نمونه‌های زیر قبل مشاهده است:

۱- نحوه ارجاع به کتاب: ارجاع به کتب و پایان‌نامه‌ها مطابق نمونه‌های زیر صورت می‌گیرد:

نام خانوادگی، حرف اول نام (مؤلفان و مترجمان). (سال انتشار به عدد). "عنوان اصلی کتاب"، شماره ویرایش، محل انتشار.

[1] Arefzade, T. (2016). "Identifying the Location of Damage in Concrete Gravity Dams Using Wavelet Analysis", MSc Thesis, Faculty of Engineering, University of Qom.

[2] Kaveh, A. (2014). "Advances in metaheuristic algorithms for optimal design of structures. Switzerland", Springer.

۲- نحوه ارجاع به مقاله: ارجاع به مقالات مطابق نمونه‌های زیر صورت می‌گیرد:

نام خانوادگی، حرف اول نام مؤلف اول، نام خانوادگی، حرف اول نام مؤلف دوم. (سال انتشار). "عنوان مقاله"، نام کامل مجله، شماره دوره یا جلد، شماره مجله، شماره صفحات.

[3] Arefzade, T., Hoseini Vaez, S.R., Naderpour, H., & Ezzodin, A. (2016). "Identifying Location and Severity of Multiple Cracks in Reinforced Concrete Cantilever Beams Using Modal and Wavelet Analysis", *Journal of Structural and Construction Engineering*, 3(1), 72-83.

[4] Kaveh, A., Hoseini Vaez, S.R., Hosseini, P., & Fallah, N. (2016). "Detection of damage in truss structures using Simplified Dolphin Echolocation algorithm based on modal data", *Smart Structures and Systems*, 18(5), 983-1004.

۳- نحوه ارجاع به سایت‌ها (تارنماها):

نام شرکت/نام فرد. (سال انتشار). "عنوان صفحه"، آدرس اینترنتی.

[5] Frenklach, M., Bowman, T., Smith, G., Gardiner, B. (2007). "GRI Database", [http://www.me.berkeley.edu/gri\\_mech/index.html](http://www.me.berkeley.edu/gri_mech/index.html).

۴- نحوه ارجاع به نرم‌افزارها: در این موارد ذکر نام لوح فشرده، مؤسسه تهیه‌کننده و سال پیدید آمدن الزامی است.

۵- لازم به ذکر است که حروف اول کتب و مقالات انگلیسی، با حروف بزرگ (Capital) نوشته می‌شود. البته به استثنای حروف تعریف و اضافه‌ای که در آغاز عنوان نباشند.



**First Author\***

First Author Affiliation

**e-mail:** cer@qom.ac.ir

**Second Author**

Second Author Affiliation

**e-mail:**

**Title (Font: Times New Roman, 14, Bold)**

*The abstract should include the purpose, design/methodology/approach, findings, research limitations/implications and originality/value. Abstract of the paper must be between 150-200 words (Times New Roman, 11, Italic).*

**Keywords:** Times New Roman 10, Times New Roman 10 (*Between 4-6 words*).

---

\* Corresponding author

Received 00 Month 0000, Revised 00 Month 0000, Accepted 00 Month 0000.

DOI: 10.22091/cer.0000.0000.0000



**M. Shamaghdari**

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

**e-mail:**

ma.shamaghdari@gmail.com

**M. K. Sharbatdar\***

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

**e-mail:**

msharbatdar@semnan.ac.ir

**O. Rezaifar**

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

**e-mail:**

orezayfar@semnan.ac.ir

**Prediction of the Amount of Energy  
Consumed in Existing Educational Buildings  
Using Artificial Neural Networks and Its Effects  
on Reducing Carbon Dioxide (Case Study of  
Mashhad Schools)**

*One of the major uses of energy is in residential, commercial, educational and other buildings. One of the effective ways to reduce energy consumption in these buildings is before construction. But many buildings are already under construction and a solution must be found to reduce energy consumption in these buildings. One of the important solutions is to predict the amount of energy in these buildings. In this case, the energy consumption can be evaluated before and after some changes in the building. This article addresses the issue of energy prediction in existing school buildings. For this purpose, a number of important physical characteristics of the building and its energy consumption based on consumption bills have been collected in the field. Then an artificial neural network is used for modeling. Using the results of the model, the energy of buildings in schools can be predicted. Finally, the effects of reducing carbon dioxide with respect to energy savings are discussed.*

Keywords: Energy Prediction, Artificial Neural Network, School Building, Carbon Dioxide.

---

\* Corresponding author

Received 06 October 2021, Revised 20 December 2021, Accepted 22 December 2021.  
DOI: 10.22091/cer.2021.7445.1310



**M. Kazemzadeh**

Master of Geotechnics,  
Department of Civil  
Engineering, Islamic Azad  
University, Central Tehran  
Branch, Tehran. Iran.

**e-mail:** michaelkazemzdeh1@gmail.com

**A. A. Zad\***

Assistant Professor, Department  
of Civil Engineering, Islamic  
Azad University, Central Tehran  
Branch, Tehran. Iran.

**e-mail:** a.zad@iauctb.ac.ir

**M. Yazdi**

Assistant Professor, Department  
of Civil Engineering, Islamic  
Azad University, Central Tehran  
Branch, Tehran. Iran.

**e-mail:** yazdi\_ma@yahoo.com

## Numerical Modeling of Improvement of Soft Soil with Stone Columns under High-Speed Train Crossing

*Rail transport has unique advantages over other modes of transport, such as less environmental vulnerability, less pollution and more safety than other modes of transport. Due to the lack of lands with adequate load-bearing capacity, parts of the railway route are built on soft soils. These types of soil have the possibility of creating instability and subsidence of railway lines in this type of soil is one of the main concerns of engineers. These factors lead to an increase in differential settlements, reduce the speed of the train, and finally cause financial and human losses. High-speed trains are recently used in developed countries to reduce travel time, which can significantly increase the dynamic responses of components on railroad tracks, especially when the train is traveling at a critical speed. One of the ground improvement methods that have been widely used to improve soft sediments and loose fine-grained soils is the stone column method. The main purpose of this study is to investigate and control the amount of settlement and stability of soft clay bed and embankment of the railway under high-speed train crossing as two important factors in the operation and use of the railway complex. In this study, the performance of stone columns in the bed of high-speed trains to reduce soil settlements and prevent the occurrence of differential settlement in different conditions is investigated. The results showed that by increasing the length of the stone column and decreasing its diameter, differential settlement due to the passage of high-speed trains decreases. Also, increasing the stiffness of the encasing geogrid reduces the settlement. In addition, as the train speed rises, the settlement drops and the Excess pore water pressure due to the train passing increases.*

Keywords: High Speed Train, Stone Column, Numerical Modeling, Soft Soil.

\* Corresponding author

Received 20 September 2021, Revised 19 December 2021, Accepted 20 December 2021.  
DOI: 10.22091/cer.2021.7397.1304



**M. J. Hamidia\***

Assistant Professor,  
Department of Civil, Water  
and Environmental  
Engineering, Shahid Beheshti  
University.

**e-mail:** m\_hamidia@sbu.ac.ir

**F. Toozandejani**

Department of Civil, Water  
and Environmental  
engineering, Shahid Beheshti  
University.

**e-mail:**  
f.toozandejani@mail.sbu.ac.ir

**A. Mahdavian**

Associate Professor,  
Department of Civil, Water  
and Environmental  
Engineering, Shahid Beheshti  
University.

**e-mail:** A\_mahdavian@sbu.ac.ir

## **Evaluation of ASCE7 Simplified Procedure For Estimating Maximum Seismic Displacement of Structures with Friction Pendulum Isolators under Near-Field Earthquakes**

*Seismic base isolation is a practical solution to reduce the seismic demand on civil infrastructures. In this paper, the maximum displacements of friction pendulum isolators resulting from simplified method prescribed by ASCE7-16 are compared with the results from nonlinear response history dynamic analyses for near-field pulse-like and non-pulse-like earthquakes. The maximum displacements of the friction pendulum isolators with four different coefficients of friction and four effective radii have been determined using simplified methods prescribed by ASCE7-16. Nonlinear response history dynamic analyses are then performed for the 16 aforementioned cases using OpenSees under seven near-field pulse-like earthquake records and seven near-field non-pulse-like earthquake. Adjustment factors are finally developed for the simplified method of ASCE7-16 to update the predictions. The results show that the values predicted by the code are less than the values obtained from nonlinear time history analysis. In addition, the adjustment factors obtained for pulse-like near-field motions are larger than adjustment factors for non-pulse-like near-field motions.*

**Keywords:** Seismic Isolation, ASCE7-16, Friction Pendulum Isolator, Simplified Method, Nearfield Ground Motion, Pulse-like Earthquake.

---

\* Corresponding author

Received 17 September 2021, Revised 15 December 2021, Accepted 16 December 2021.  
DOI: 10.22091/cer.2021.7377.1300



A. Ghorbani\*

Assistant Professor,  
Department of Engineering,  
Payame Noor University,  
Tehran, Iran.

e-mail: ghorbani@pnu.ac.ir

## **Challenges of Implementing a Project Management Office (PMO) in the Companies and Projects of Oil and Gas Industries (Case Study: Oil Engineering and Development Company)**

*Today, the need to apply project management knowledge as a key factor in success in project-based organizations is obvious. In order to increase the effectiveness of project management, increase the level of maturity of project management, and ultimately increase the success rate of the organization, it is necessary to establish a unit with centralization and project coordination function, which plays a role in the project management office (PMO). Adopting this approach is one of the effective measures in centralizing and integrating the organization's project management processes. With this in mind, organizations today have realized the need and importance of implementing project management offices to overcome problems and increase project management effectiveness. In this regard, in the present research, the challenges of implementing a project management office in the companies and projects of the oil and gas industries, with a case study conducted in the Oil Engineering and Development Company, have been identified and prioritized. For this purpose, in the first stage, to identify the challenges, interviews were conducted with experts in this field, which led to the identification of 36 challenges and were divided into three categories: organizational, managerial, and human resources challenges. Finally, in the second stage, these challenges were prioritized using the distribution of questionnaires among experts and the analytic hierarchy process (AHP). Managers with traditional thinking are some of the main and challenging issues in implementing project management offices in companies and executive projects of oil and gas industries.*

**Keywords:** Project Management Office (PMO), Challenges of Implementing, Oil and Gas Industries, Analytic Hierarchy Process (AHP).

---

\* Corresponding author

Received 13 October 2021, Revised 07 December 2021, Accepted 11 December 2021.  
DOI: 10.22091/cer.2021.7409.1315



**R. Asadian**

Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Zanjan, Zanjan, Iran.

**e-mail:** reza\_asadian70@yahoo.com

**K. Nasserasadi**

Associate Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Zanjan, Zanjan, Iran.

**e-mail:** nasserasadi@znu.ac.ir

**M. Eghbali\***

Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Zanjan, Zanjan, Iran.

**e-mail:** eghbali@znu.ac.ir

## **Seismic Evaluation of Optimal Performance-Based Design of Steel Moment Frames with Metaheuristic Algorithms**

*Optimal use of materials in constructing structures is one of the main goals of any design. Construction of structural systems is costly for their builders, so structures and buildings that are economically justifiable, appropriate, and meet the requirements of the criteria are more welcomed. In contrast, maintaining the structural performance in earthquakes is vital to ensuring safety and reducing damage during earthquakes. As a result of optimizing frames sections, the stiffness and strength of components are reduced, and these frames' performance against earthquakes is in question. In this research, the performance level of optimized steel moment frames with metaheuristic algorithms has been evaluated. For this purpose, the seismic performance of five-story steel moment frames with different geometric characteristics has been optimized and seismically evaluated using Particle Swarm Optimization (PSO), Charged System Search (CSS) Ant Colony Algorithm (ACO) and Genetic Algorithm (GA). Study results show that the optimized frame based on the Charged System Search algorithm has lighter sections and lower weight, while the seismic behavior responses of the structures are obtained faster. Furthermore, in terms of performance levels, the total number of collapse plastic joints in the Particle Swarm Optimization (PSO) was higher than other methods. Therefore, this algorithm can also be proposed as a suitable proposal method for the optimal design of similar frames.*

**Keywords:** Seismic Evaluation, Performance-based, Steel Moment Frame, Optimization, Metaheuristic Algorithms.

---

\* Corresponding author

Received 11 May 2021, Revised 11 November 2021, Accepted 12 November 2021.  
DOI: 10.22091/cer.2021.6938.1249



**A. Ghanbari\***

Department of Civil  
Engineering, Kharazmi  
University, Tehran, Iran.

**e-mail:** ghanbari@knu.ac.ir

**S. A. Mousavi Moallem**

Department of Civil  
Engineering, Kharazmi  
University, Tehran, Iran.

**e-mail:**  
sar.mousavi.moallem@gmail.com

## **Design Charts for Estimating Response of R.C. Frame Building Adjacent to Deep Excavation Supported by Soil-Nailing Method**

*Excavation-induced displacements may cause damage to buildings and urban facilities. The displacement of walls is inevitable in soil nailing method to mobilize the tensile force in steel elements. FEM-based numerical analyses in MIDAS GTS NX were used to evaluate the response of a concrete building adjacent to deep excavation. The effect of various parameters of the concrete frame building, including the number of stories, distance to excavation, and the excavation stabilized by soil nailing at different depths was investigated in the building adjacent to the excavation. The design charts represent the foundation settlement, building rotation, excess axial stress in the concrete columns, and the excavation-induced shear strain in masonry infill walls. According to the results, the presence of a building can cause significant changes in the deformation profile of the ground surface. Results showed the adjacent buildings that are located at the excavation edge and a distance equal to the excavation depth experience the maximum displacement. The excess axial stress in the concrete columns of the building adjacent to the excavation was negligible. Furthermore, with increasing foundation depth, settlement and rotation of the building decreases. This study showed that the axial stress of the building column adjacent to the excavation due to excavation is less than 5% of the compressive strength of concrete. Most displacement in buildings adjacent to the pit occurs when the building is on the edge of the excavation. At a distance of 4 times the depth of the excavation from the edge, the settlement is insignificant.*

**Keywords:** R.C. Frame Building, Deep Excavation, Soil-Nailing, Deformation, Midas.

---

\* Corresponding author

Received 28 August 2021, Revised 30 November 2021, Accepted 08 December 2021.  
DOI: 10.22091/cer.2021.7217.1278



**I. Rahmani**

Islamic Azad University,  
Maragheh Branch.

**e-mail:**  
Iraj\_rahmani\_iau@yahoo.com

**A. Maleki\***

Islamic Azad University,  
Maragheh Branch.

**e-mail:**  
a.maleki@iau-maragheh.ac.ir

**M. A. Lotfalahieyaghin**

Tabriz University.

**e-mail:** Lotfollahi@tabrizu.ac.ir

## Determining the Percentage of Optimal Steel Fibers in Terms of Mechanical Properties in Ordinary Concrete and Self-Compaction with Steel Fibers

*Reinforced concrete with steel fibers has been widely used in concrete and reinforced concrete structures to improve the properties of concrete. The reason for this widespread use is the myriad technical and economic advantages of using steel fibers in concrete bodies. Reinforced concrete with steel fibers includes a concrete body composed of cement, stone materials, water as well as a percentage of short steel fibers that are mixed in a completely randomly and in different directions in the mixture that the presence of steel fibers characterizes the concrete compared to pure Improves. Determining the optimal percentage of fibers is one of the important factors in terms of economics and efficiency of concrete. In this study, to determine the percentage of optimal fibers in different strength classes, 24 mixing designs were prepared and a mechanical laboratory and fresh concrete were performed. The flexural strength of samples containing 0.9% of steel fibers for categories C40, C50 and C60 was 1.91, 3.86 and 5.14 times higher than the control sample, respectively. Among the self-compacting concrete specimens reinforced with steel fibers, the most optimal mixing design belongs to the specimen in which 0.9% of steel fibers are used; So that the corresponding compressive strength is equal to 71.19 MPa. Among the typical concrete samples reinforced with steel fibers, the most optimal mixing design belongs to the sample in which 0.9% of steel fibers are used; The corresponding compressive strength is 63.7 MPa.*

**Keywords:** Steel Fibers, Mechanical Properties, Self-Compacting Concrete, Compressive Strength, Optimum Percentage.

---

\* Corresponding author

Received 19 July 2021, Revised 28 October 2021, Accepted 13 November 2021.  
DOI: 10.22091/cer.2021.7157.1270



**S. Abdollahi**

Department of Civil  
Engineering, Ahar Branch,  
Islamic Azad University, Ahar,  
Iran.

**e-mail:**

Sajadabdollahi6879@gmail.com

**GH. H. Hamedi**

Department of Civil  
Engineering, Guilan University,  
Rasht, Iran.

**e-mail:** hamedi@guilan.ac.ir

**B. Golchin\***

Department of Engineering,  
University of Mohaghegh  
Ardabili, Ardabil, Iran.

**e-mail:** b.golchin@uma.ac.ir

**R. Meshkabadi**

Department of Advanced  
Technologies, University of  
Mohaghegh Ardabili, Namin,  
Iran.

**e-mail:**

r\_meshkabadi@uma.ac.ir

## The Effect of High Density Polyethylene Additives on the Mix Design Parameters of Asphalt Mixtures

*In previous studies, the effect of different types of polyethylene on the performance of asphalt mixtures has been investigated. In this research, the mixing design of asphalt mixtures containing high density polyethylene has been analyzed and modeled based on the conventional and the response surface methods for limestone and granite aggregates. For this purpose, the volumetric and strength behavior of laboratory-made samples have been measured and statistically analyzed. In the optimization process, the optimal amount of binder and polyethylene has been extracted according to the criteria of the asphalt pavement regulations for Iranian roads and with the desirability approach. Experimental results show that the optimal conditions for limestone aggregate are 6.1% binder and 4% polyethylene with a desirability of 0.909. However, these values for granite aggregate are 5.9% binder, 4% polyethylene with a desirability of 0.962. The polyethylene additive increases the Marshall Strength and specific weight of the samples for both materials. The higher percentage of additive has the greater effect on these parameters. Analysis of variance shows that polyethylene percentage has a significant effect on Marshall Flow. By increasing the amount of additive from zero to four percent, the flow value decreases.*

Keywords: High Density Polyethylene, Mixing Design, Optimization, Analysis of Variance .

---

\* Corresponding author

Received 28 August 2021, Revised 11 November 2021, Accepted 12 November 2021.  
DOI: 10.22091/cer.2021.7292.1291



**M.H. Hajimohammadi**

Msc Student, Babol  
Noshirvani University of  
Technology, Babol, Iran.

**e-mail:**  
hajimohammadi.ce@gmail.com

**H. Khosravi\***

Faculty of civil engineering  
department/ Babol  
Noshirvani University of  
Technology, Babol, Iran.

**e-mail:** khosravi@nit.ac.ir

**R. Dezvareh**

Faculty of civil engineering  
department/ Babol  
Noshirvani University of  
Technology, Babol, Iran.

**e-mail:** rdezvareh@nit.ac.ir

## **P-Delta Effect on Residual Displacement and Collapse Capacity of SDOF Systems during Long and Short Duration Earthquakes**

*In structural analysis, P-Delta effect refers to the changes in internal forces due to P-Delta moment which can be found by multiplying gravity load ( $P$ ) by the lateral displacement of structure for earthquake lateral load ( $\Delta$ ). The influence of P-Delta in elastic response of structures is ignorable, but P-Delta effect should be given more attention when the structure responds in inelastic range. On the other hand, the influence of ground motion duration is magnified when P-Delta effect is considered in the structural analysis. In this paper, to consider the simultaneous effect of ground motion duration and P-Delta effect, an algorithm is implemented in MATLAB which employs OPENSEES for linear and nonlinear dynamic analysis of elasto-plastic systems subjected to long- and short-duration records. The analysis results indicate that the frequency of structural collapse for long-duration ground motions is about twice of short-duration ground motions. The frequency of collapse also increases when ductility and stability index increase, but decreases when the period of structure increases. Furthermore, the increase of ground motion duration has no influence on the residual displacement of structures, but nonlinear behavior of structures and gravity load effect increase the residual displacements.*

**Keywords:** P-Delta Effect, Strong Motion Duration, Residual Displacement, Collapse Capacity, Elasto-Plastic System.

---

\* Corresponding author

Received 26 August 2021, Revised 10 October 2021, Accepted 11 November 2021.  
DOI: 10.22091/cer.2021.7289.1290



**M. T. Alami\***

Department of Water  
Resources Engineering,  
Faculty of Civil Engineering,  
University of Tabriz.

**e-mail:** mtaalami@tabrizu.ac.ir

**R. Vafaeipour Sorkhabi**

Department of Civil  
Engineering, Tabriz Branch,  
Islamic Azad University.

**e-mail:** raminvafaei@yahoo.com

**A. R. Naseri**

Water Engineering and  
Hydraulic Structures, Aras  
International Campus,  
University of Tabriz.

**e-mail:** naseri@gmx.com

**A. R. Mojtabaei**

Department of Water  
Resources Engineering,  
Faculty of Civil Engineering,  
University of Tabriz.

**e-mail:**  
alireza242424@gmail.com

## **Enhancing Stability and Reduce Damage in Rubble-Mound Reshaping Breakwaters by Using Obstacles in Front of the Structure**

*Strengthening breakwaters can reduce the damages that lead to hydraulic instability. Aiming to enhance the stability of reshaping breakwaters, this experimental study presents a method for controlling and reducing structural damages against waves by attaching a submerged obstacle to the structure toe and installing a floating wave barrier at a certain distance. In the tests, the breakwater was exposed to a total of 3000 random waves based on the JONSWAP spectrum. By generating an integrated 3D digital model of the structure using close-range photogrammetry, the displacement of armour units was recorded, and the damage parameter was calculated. Moreover, a comparison of the results between reinforced and simple breakwater indicated that the damage parameter was reduced by 37.19 and 34.14 percent by, respectively, attaching the submerged obstacle and installing the floating wave barrier, which confirms the good performance of the proposed models. Breakwater reinforcement with the submerged obstacle and the floating wave barrier simultaneously reduced the damage parameter by 51.79 percent, which was the highest efficiency among the different models. Also, the results show that with increasing the stability number, the damage parameter also increases, and the interaction between the wave steepness and the damage parameter indicates that the damage parameter decreases with increasing the wave sharpness values.*

**Keywords:** Random Waves, Damage Parameter, Stability, Rubble-Mound Breakwater, Submerged Obstacle.

---

\* Corresponding author

Received 15 September 2021, Revised 19 October 2021, Accepted 24 October 2021.  
DOI: 10.22091/cer.2021.7367.1297



**F. Safari Honar**

School of Civil Engineering, Iran  
University of Science and  
Technology.

**e-mail:**

fatemesafarieng@yahoo.com

**E. Mohammadi  
Dehcheshmeh**

School of Civil Engineering, Iran  
University Science and  
Technology.

**e-mail:**

esmaeil\_mohammadi@civileng.iust.ac.ir

**V. Broujerdian\***

Assistant Professor, School of  
Civil Engineering, Iran  
University Science and  
Technology.

**e-mail:**

broujerdian@iust.ac.ir

**M. Torabi**

School of Civil Engineering, Iran  
University of Science and  
Technology.

**e-mail:**

mehrantorabi.best@gmail.com

## **Nonlinear Dynamic Behavior of Three-Dimensional Moment Steel Frames and Dual System under Vehicle Impact**

*In this study, the potential of progressive collapse of a four-story steel structure due to the collision of an 8-ton truck with the ground floor columns was investigated. For this purpose, a 4-story steel structure (with intermediate steel moment frame system and special concentric steel bracing in the x-direction and intermediate steel moment frame system in the y-direction) was modeled and designed in ETABS software. ABAQUS finite element software was used to simulate the structure under collision scenarios. In this research, 6 scenarios of truck collision with adjacent columns of the structure have been considered by performing nonlinear dynamic analyzes. The vehicle speed is assumed to be 20 meters per second. The results showed that corner columns are more vulnerable to impact than perimeter columns. The presence of braces reduces the collapse and deformation in the desired scenario. The horizontal displacement in the impacted column in the direction of the moment frame was about 3 times that of in the direction of the dual system. this shows the positive effect of bracing system in reducing the structural responses to impact.*

**Keywords:** Progressive Collapse, Impact, Truck Collision, Nonlinear Dynamic Analysis, ABAQUS.

---

\* Corresponding author

Received 21 August 2021, Revised 18 September 2021, Accepted 12 October 2021.  
DOI: 10.22091/cer.2021.7270.1287



**A. Eskandari**

Faculty of Engineering,  
Lorestan University.

**e-mail:** askandari71@gmail.com

**F. Omidinasab\***

Faculty of Engineering,  
Lorestan University.

**e-mail:** omidinasab.f@lu.ac.ir

**A. Dalvand**

Faculty of Engineering,  
Lorestan University.

**e-mail:** dalvand.a@lu.ac.ir

## **Experimental Study to Improve the Flexural Behavior of Recycled Reinforced Concrete Beams Using Separate and Hybrid Fibers of Steel and Kortta**

*Given that in the last one or two decades, research on fiber concrete has developed well and is currently considered as one of the important research axes in concrete technology. Also the use of concrete with recycled aggregates for which research is increasing. Due to the use of recycled aggregates, some of their mechanical properties are weaker than concrete with natural aggregates, and therefore the use of fibers in concrete construction has strengthened some mechanical properties of concrete and the weaknesses of concrete in these mechanical properties have been eliminated to a large extent. In the present study, different fibers in terms of material and materials have been used separately and in combination in concrete with recycled aggregates and the flexural behavior parameters of these beams made with them have been investigated and compared. For this purpose, two types of steel fibers and Kortta were used separately and in combination in making beams with real dimensions (three beam samples). Also, to compare the results, two samples of beams without fibers with natural and artificial aggregates were made and the results of fiber beams with recycled aggregates were compared with them. Four-point flexural strength test was performed on the samples. Fracture mode and flexural behavior parameters of beams with recycled aggregates were investigated. The results showed that the addition of composite fibers has a much better effect on improving the flexural behavior of reinforced concrete beams than individual fibers and eliminates the weakness of using recycled aggregates in the flexural behavior of beams.*

**Keywords:** Separate Fibers, Hybrid Fibers, Flexural Behavior, Reinforced Concrete Beam, Recycled Aggregate.

---

\* Corresponding author

Received 05 July 2021, Revised 17 August 2021, Accepted 27 August 2021.  
DOI: 10.22091/cer.2021.7119.1266



## Contents:

### **Experimental Study to Improve the Flexural Behavior of Recycled Reinforced Concrete Beams Using Separate and Hybrid Fibers of Steel and Kortta**

Abas eskandari, Fereydoon Omidinasab and Ahmad Dalvand

### **Nonlinear Dynamic Behavior of Three-Dimensional Moment Steel Frames and Dual System under Vehicle Impact**

Fateme Safari Honar, Esmaeil Mohammadi Dehcheshmeh, Vahid Broujerdian and Mehran Torabi

### **Enhancing Stability and Reduce Damage in Rubble-Mound Reshaping Breakwaters by Using Obstacles in Front of the Structure**

Mohammad Taghi Alami, Ramin Vafaeipour Sorkhabi, Alireza Naseri and Alireza Mojtabaei

### **P-Delta Effect on Residual Displacement and Collapse Capacity of SDOF Systems during Long and Short Duration Earthquakes**

Mohammad Hosein Hajimohammadi, Horr Khosravi and Reza Dezvareh

### **The Effect of High Density Polyethylene Additives on the Mix Design Parameters of Asphalt Mixtures**

Sajadabdollahi, Gholam Hossein Hamedi, Babak Golchin and Ramin Meshkabadi

### **Determining the Percentage of Optimal Steel Fibers in Terms of Mechanical Properties in Ordinary Concrete and Self-Compaction with Steel Fibers**

Iraj Rahmani, Ahmad Maleki and Mohammadali Lotfolahieyaghin

### **Design Charts for Estimating Response of R.C. Frame Building Adjacent to Deep Excavation Supported by Soil-Nailing Method**

Ali Ghanbari and Seyed Alireza Mousavi Moallem

### **Seismic Evaluation of Optimal Performance-Based Design of Steel Moment Frames with Metaheuristic Algorithms**

Reza Asadian, Kiarash Naser Asadi and Mahdi Eghbali

### **Challenges of Implementing a Project Management Office (PMO) in the Companies and Projects of Oil and Gas Industries (Case Study: Oil Engineering and Development Company)**

Ali Ghorbani

### **Evaluation of ASCE7 Simplified Procedure For Estimating Maximum Seismic Displacement of Structures with Friction Pendulum Isolators under Near-Field Earthquakes**

Mohammadjavad Hamidia, Fatemeh Toozandehjani and Abbas Mahdavian

### **Numerical Modeling of Improvement of Soft Soil with Stone Columns under High-Speed Train Crossing**

Michael Kazemzdeh, Amirali Zad and Maryam Yazdi

### **Prediction of the Amount of Energy Consumed in Existing Educational Buildings Using Artificial Neural Networks and Its Effects on Reducing Carbon Dioxide (Case Study of Mashhad Schools)**

Masoud Shamaghdari, Mohammad Kazem Sharbatdar and Omid Rezaifar





University of Qom

## Civil Infrastructure Researches

Vol. 7, Issue. 2  
Winter 2022

### License Holder:

University of Qom

### General Director:

Dr. Ali Mohammad Rajabi, Associate Professor, Engineering Geology Department, University of Tehran

### Editor in Chief:

Dr. Ali Ghanbari, Professor, Department of Civil Engineering, University of Kharazmi

### Co-Editor in Chief:

Dr. Seyed Rohollah Hoseini Vaez, Associate Professor, Department of Civil Engineering, University of Qom

### Technical and Text Editor:

Tahere Arefzade, Master of Civil Engineering, Department of Civil Engineering, University of Qom

Cover Design: Seyed M. Javad Hoseini Vaez  
Interior Design: Tahere Arefzade  
Publishing Supervisor: Mohammad Reza Shojaei

Print ISSN: 2783-140x



**Mailing Address:** Civil Infrastructure Researches

Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, University of Qom, Qom, Iran

**Postal Code:** 3716146611

**Tel:** +98-25-32103590

**Fax:** +98-25-32854228

**Website:** <http://cer.qom.ac.ir/>

**Email:** cer@qom.ac.ir

### **Editorial Board:**

**Morteza Eskandari-Ghadi**, Professor, Department of Civil Engineering, Tehran University

**Seyed Rohollah Hoseini Vaez**, Associate Professor, Department of Civil Engineering, University of Qom

**Mashallah Khamechyan**, Professor, Department of Engineering Geology, Tarbiat Modares University

**Mahdi Khodaparast**, Associate Professor, Department of Civil Engineering, University of Qom

**Taher Rajaee**, Professor, Department of Civil Engineering, University of Qom

**Ali Mohammad Rajabi**, Associate Professor, Engineering Geology Department, University of Tehran

**Ali Ghanbari**, Professor, Department of Civil Engineering, University of Kharazmi

**Vahid Nourani**, Professor, Department of Civil Engineering, University of Tabriz

### **International Editorial Board:**

**Janusz Wasowski**, Professor, National Research Council, Roma, Italy

**Hakim S. Abdelgader**, Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Tripoli, Tripoli, Libyan Arab Jamahiriya



Journal of

# Civil Infrastructure Researches

Volume 7, Issue 2, Winter 2022

- 01-19 Experimental Study to Improve the Flexural Behavior of Recycled Reinforced Concrete Beams Using Separate and Hybrid Fibers of Steel and Kortta  
*Abas Eskandari, Fereydoon Omidinasab and Ahmad Dalvand*
- 21-31 Nonlinear Dynamic Behavior of Three-Dimensional Moment Steel Frames and Dual System under Vehicle Impact  
*Fateme Safari Honar, Esmaeil Mohammadi Dehcheshmeh, Vahid Broujerdian and Mehran Torabi*
- 33-49 Enhancing Stability and Reduce Damage in Rubble-Mound Reshaping Breakwaters by Using Obstacles in Front of the Structure  
*Mohammad Taghi Alami, Ramin Vafaeipour Sorkhabi, Alireza Naseri and Alireza Mojtabaei*
- 51-60 P-Delta Effect on Residual Displacement and Collapse Capacity of SDOF Systems during Long and Short Duration Earthquakes  
*Mohammad Hosein Hajimohammadi, Horr Khosravi and Reza Dezvareh*
- 61-75 The Effect of High Density Polyethylene Additives on the Mix Design Parameters of Asphalt Mixtures  
*Sajadabdollahi, Gholam Hossein Hamed, Babak Golchin and Ramin Meshkabadi*
- 77-91 Determining the Percentage of Optimal Steel Fibers in Terms of Mechanical Properties in Ordinary Concrete and Self-Compaction with Steel Fibers  
*Iraj Rahmani, Ahmad Maleki and Mohammadali Lotfolahieyaghin*
- 93-105 Design Charts for Estimating Response of R.C. Frame Building Adjacent to Deep Excavation Supported by Soil-Nailing Method  
*Ali Ghanbari and Seyed Alireza Mousavi Moallem*
- 107-128 Seismic Evaluation of Optimal Performance-Based Design of Steel Moment Frames with Metaheuristic Algorithms  
*Reza Asadian, Kiarash Naser Asadi and Mahdi Eghbali*
- 129-143 Challenges of Implementing a Project Management Office (PMO) in the Companies and Projects of Oil and Gas Industries (Case Study: Oil Engineering and Development Company)  
*Ali Ghorbani*
- 145-156 Evaluation of ASCE7 Simplified Procedure For Estimating Maximum Seismic Displacement of Structures with Friction Pendulum Isolators under Near-Field Earthquakes  
*Mohammadjavad Hamidia, Fatemeh Toozandejani and Abbas Mahdavian*
- 157-168 Numerical Modeling of Improvement of Soft Soil with Stone Columns under High-Speed Train Crossing  
*Michael Kazemzdeh, Amirali Zad and Maryam Yazdi*
- 169-183 Prediction of the Amount of Energy Consumed in Existing Educational Buildings Using Artificial Neural Networks and Its Effects on Reducing Carbon Dioxide (Case Study of Mashhad Schools)  
*Nasoud Shamaghldari, Mohammad Kazem Sharbatdar and Omid Rezaifar*