

## مقالات پژوهشی:

- بررسی آزمایشگاهی مشخصات مکانیکی ملات پودری حاوی رزین پلیمری  
علی حیدری و الهام قربانی سامانی
- مطالعه‌ی عددی عوامل مؤثر در لندرکنش حرارتی شمع‌های انرژی در گروه شمع انرژی  
محمدابراهیم دانش، محمدامیر کیانی فردوسی و محمد طبایی
- ساخت کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی شده (ECC) با استفاده از مصالح داخلی و تسلیح آنها با استفاده از بافته‌های شیشه  
ارامیر صادقی، دادم مستوفی‌نژاد و علیرضا سلجوقیان
- مطالعه‌ی عملکرد پیل جاذب موج انفجار در حفاظت از ابنیه و تأسیسات  
علی ابراهیم‌زاده، محمد قیاس و مهدی دهقان‌نژاد نانی‌آبادی
- مدل‌سازی عددی دیوارهای مکانیکی خاک مسلح تثبیت‌یافته با مهار صفحه‌یی تحت بار از تنش‌های فشار سریع‌السیر  
امیرسعید مرادی انصاری، امیرعلی زاده، علی نوزاد و مریم بزدی
- بررسی عددی اثر پی‌زدگی در دیواره‌ی خاکی میخ‌کوبی شده  
محمدسعید ویلایی، محمد شریفی‌پور و امیرحسین گشتک انجوسی
- بررسی آزمایشگاهی شناسایی آسیب اتصال‌های پل‌های خربایی با استفاده از پاسخ‌های ارتعاشی تحت بار متحرک  
عابد کردی و موسی محمودی صاحبی
- ارائه‌ی روشی جهت اجرای وصله‌ی ستون‌های فولادی به منظور بهبود مسیر انتقال نیرو و تسهیل اجرا  
شیدا مهدلوئی، امیررضا قیامی‌آزاد و سید رسول میرفادری
- اصلاح مدل ساده شده‌ی قاب جایگزین برای قاب خمشی فولادی با دهانه‌های نامساوی  
سید احمد احمدیان، حر خسروی، علیرضا بنی‌هاشم و سارا فراهه
- برآورد تأثیر رس در پتانسیل رهمندگی خاک در روش‌های مختلف نفوذ آب  
جواد محمودی و رضا پورحسینی
- بررسی خوردگی میلگردهای خاص در سازه‌های بتنی  
حسین نوذری، ارسطو ارمغانی، کمال رحمانی و صابر پیرونی

## یادداشت فنی:

- مقایسه‌ی نتایج آزمون پیچش و استاندارد CEB-FIP MODEL CODE جهت ارزیابی چسبندگی ملات/ فولاد و  
ارائه‌ی ضریب چسبندگی اصلاحی  
علی صابری ورزنه و محمود نادری

## ARTICLES:

- Laboratory Investigation of Mechanical Characteristics of Powder Mortar Containing Polymer Resin  
A. Heidari and E. Ghorbani Samani
- A Numerical Study on Effective Parameters on the Thermal Interaction of Energy Pile Group  
M.J. Danish, M.A. Kiani Fordoei and M.Olaei
- Manufacturing Engineering Cementitious Composites (ECC) with Available Materials in Iran and Reinforcing them Using Glass Grids  
E. Sadeghi, D. Mostofinejad and A.R. Saljoughian
- Study on the Performance of Blast Wave Absorber Panel in Protecting Buildings and Facilities  
A. Ebrahimzadeh, M. Feyyaz and M. Dehghan Nezhad Sani Abadi
- Numerical Modeling of Mechanically Earth Walls Stabilized by Plate Anchors Under the Vibration of High-Speed Train  
A.S. Moradi Andarab, A.A. Zad, A. Noorzad and M. Yazdi
- Numerical Study of Freezing Effect on Soil Nail Wall  
M.S. Vilaei, M. Sharifpour and A.H. Akhavanseini
- Laboratory Investigation of Damage Detection of Truss Bridge Joints Using Vibration Responses Under Moving Load  
A. Kordi and M. Mahmoudi
- Proposing a Method for Splicing Steel Columns to Improve Force Path and Facilitate Construction  
S. Mahdlooyi, A.R. Ghiami Azad and S.R. Mirghaderi
- Modification of Substitute Frame for Steel Moment Frames with Irregular Bay Lengths  
Ahmadian, H. Khosravi, A.R. Banhashem and S. Farzaneh
- Evaluation the Effect of Clay on Collapse Potential of Soils in Different Water Infiltration Patterns  
J. Mahmoudi and R. Pourhosseini
- Investigation of the Corrosion of Particular Bars in Reinforced Concrete Structures  
H. Nozari, A. Armaghani, K. Rahmani and S. Piroti

## RESEARCH NOTES:

- Comparing the Twist-off Results and the CEB-FIP MODEL CODE Standard to Evaluate the Adhesion of Mortar/Steel and Provide a Correction Coefficient  
A. Saberi Varzaneh and M. Naderi

صاحب امتیاز: دانشگاه صنعتی شریف

مدیر مسئول: دکتر علی اکبر صالحی

مدیر نشریه: دکتر رضا نقدآبادی

سردبیر: دکتر میرمصدق جمالی

سردبیر هیأت تحریریه: دکتر سعید سهراب پور

مدیر داخلی: پوران خیرمندی

مسئول روابط عمومی: محمدرضا یوسف خان

ویرایش: رزیتا رستمخیز پایدار

حروفچینی: ساناز نادری، راضیه قربانی و مریم علی کرمی

صفحه آرایی: غزل احمدی میرقائد

امور اجرایی: شیمیا آل اسداله، مریم پورابراهیمی باوفا

مجله‌ی مهندسی عمران شریف در پایگاه‌های DOAJ، ISC و SID نمایه می‌شود.

نشانی: تهران / صندوق پستی ۸۶۳۹-۱۱۱۵۵

دفتر مجله‌ی علمی و پژوهشی شریف

تلفن: ۶۶۰ ۵۴۱۹-۶۶۱۶۴۰۹۳

نمابر: ۶۶۰ ۱۲۹۸۳

نشانی سایت: <http://journal.sharif.ir>

رایانامه: [pajouhesh@sharif.edu](mailto:pajouhesh@sharif.edu)

نقل مندرجات این مجله با ذکر مأخذ آزاد است.

مجله در ویرایش مطالب آزاد است.

از انتشارات حوزه معاونت پژوهش و فناوری دانشگاه صنعتی شریف

دکتر بیتا آیتی

دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

دکتر همایون استکانچی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر فرهاد بهنام فر

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان

دکتر علی پاک

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر مسعود تجریشی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر وهب توفیق

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر حسن حاجی کاظمی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد

دکتر امیررضا خوبی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر محمد دلنواز

دانشکده فنی و مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه خوارزمی

دکتر حسین رحامی

دانشکده علوم مهندسی، دانشکده فنی، دانشگاه تهران

دکتر فیاض رحیم زاده

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر امیر صمیمی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر ناصر طالب بیدختی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه شیراز

دکتر محسن قائمیان

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر هوشنگ کاتبی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

دکتر محمدتقی کاظمی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر علی کاوه

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

دکتر محمد کرمانشاه

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر موسی محمودی صاحبی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی

دکتر حسن میرزابزرگ

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

دکتر علی نورزاد

دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی

دکتر جواد واشقی امیری

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

دکتر ابوالحسن وفائی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

## هیأت تحریریه تخصصی

### • سردبیر تخصصی: دکتر ابوالحسن وفایی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر احمد ابریشم‌چی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر همایون استکانچی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر عباس افشار

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران

دکتر محمدعلی پرورداری

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران

دکتر حسین پورزاهدی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر مسعود تحریشی

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر ایوب ترکیان

دانشیار مرکز تحقیقات آب و انرژی - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر عباسعلی تسنیمی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست - دانشگاه تربیت مدرس

دکتر حسن حاجی کاظمی

استاد دانشکده‌ی مهندسی - گروه مهندسی عمران - دانشگاه فردوسی مشهد

دکتر سیدمحسن حائری

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر امیررضا خوبی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر فیاض رحیم زاده

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر علی اکبر رمضانیاپور

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی امیرکبیر

دکتر سیدمهدی زهرایی

دانشیار دانشکده‌ی فنی - گروه مهندسی عمران - دانشگاه تهران

دکتر محمدمهدی سعادت پور

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی اصفهان

دکتر عیسی سلاجقه

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه باهنر کرمان

دکتر مجید صادق آذر

استاد دانشکده‌ی فنی - گروه مهندسی عمران - دانشگاه تهران

دکتر ناصر طالب بیدختی

استاد دانشکده‌ی مهندسی - بخش مهندسی عمران - دانشگاه شیراز

دکتر ارسلان قهرمانی

استاد دانشکده‌ی مهندسی - بخش مهندسی عمران - دانشگاه شیراز

دکتر محمد کارآموز

استاد دانشکده‌ی فنی - گروه مهندسی عمران - دانشگاه تهران

دکتر محمدتقی کاظمی

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر محمد کرمانشاه

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

## دکتر علی کاوه

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران

دکتر سیدمجدالدین میرمحمدحسینی

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی امیرکبیر

دکتر سیدشهاب الدین یثربی

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست - دانشگاه تربیت مدرس

## هیأت مشاوران

دکتر محمدرضا آروین

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه فسا

دکتر توحید اخلاقی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه تبریز

دکتر پیام اسدی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی اصفهان

دکتر علیرضا حاجیانی بوشهریان

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه آزاد اسلامی واحد شیراز

دکتر محمدرضا حمیدیان

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه کرمان

دکتر یوسف حسین زاده

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه تبریز

دکتر نوید سیاه‌پلو

جهاد دانشگاهی خوزستان

دکتر بهزاد شکسته‌بند

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی ارومیه

دکتر حمیدرضا صبا

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه تهر

دکتر کیوان صادقی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه بوئین زهرا

دکتر مسعود ضیائی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه گرمسار

دکتر احسان طاهری

دانشکده‌ی فنی و مهندسی - دانشگاه تربیت مدرس

دکتر رسول علیپور

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه شهرکرد

دکتر حمید علی‌الهی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه آذربایجان

دکتر مازیار فهیمی فرزام

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه مراغه

دکتر مهدی مهدی‌بخانی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه بین‌المللی امام خمینی

دکتر سیدناصر مقدس تفرشی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

دکتر سید محمود واعظی‌نژاد

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه رفسنجان

دکتر علی اکبر یحیی‌آبادی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه بجنورد

## مقالات پژوهشی:

- ۳ بررسی آزمایشگاهی مشخصات مکانیکی ملات پودری حاوی رزین پلیمری  
علی حیدری و التاز قربانی سامانی
- ۱۳ مطالعه‌ی عددی عوامل مؤثر در اندرکنش حرارتی شمع‌های انرژی در گروه شمع انرژی  
محمد ابراهیم دانش، محمدامیر کیانی فردویی و محمد علیایی
- ۲۵ ساخت کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی شده (ECC) با استفاده از مصالح داخلی و تسلیح آنها با استفاده از بافته‌های شیشه  
ابراهیم صادقی، داود مستوفی‌نژاد و علیرضا سلجوقیان
- ۳۷ مطالعه‌ی عملکرد پنل جاذب موج انفجار در حفاظت از ابنیه و تأسیسات  
علی ابراهیم‌زاده، محمد فیاض و مهدی دهقان‌نژاد ثانی‌آبادی
- ۵۱ مدل‌سازی عددی دیوارهای مکانیکی خاک مسلح تثبیت‌یافته با مهار صفحه‌یی تحت بار ارتعاشی قطار سریع‌السر  
امیرسعید مرادی اندراب، امیرعلی زاد، علی نورزاد و مریم یزدی
- ۶۱ بررسی عددی اثر یخ‌زدگی در دیواره‌ی خاکی میخ‌کوبی شده  
محمدسعید ویلایی، محمد شریفی‌پور و امیر هوشنگ اخویسی
- ۷۱ بررسی آزمایشگاهی شناسایی آسیب اتصال‌های پل‌های خرابایی با استفاده از پاسخ‌های ارتعاشی تحت بار متحرک  
عابد کردی و موسی محمودی صاحبی
- ۸۳ ارائه‌ی روشی جهت اجرای وصله‌ی ستون‌های فولادی به منظور بهبود مسیر انتقال نیرو و تسهیل اجرا  
شیوا مهدلویی، امیررضا قیامی‌آزاد و سید رسول میرقادر
- ۹۷ اصلاح مدل ساده شده‌ی قاب جایگزین برای قاب خمشی فولادی با دهانه‌های نامساوی  
سید احمد احمدیان، حر خسروی، علیرضا بنی‌هاشم و سارا فرزانه
- ۱۱۱ برآورد تأثیر رس در پتانسیل رمبندگی خاک در روش‌های مختلف نفوذ آب  
جواد محمودی و رضا پورحسینی
- ۱۲۳ بررسی خوردگی میلگردهای خاص در سازه‌های بتنی  
حسین نودری، ارسطو ارمغانی، کمال رحمانی و صابر پیروتی

## یادداشت فنی:

- ۱۳۱ مقایسه‌ی نتایج آزمون پیچش و استاندارد CEB-FIP MODEL CODE جهت ارزیابی چسبندگی ملات/ فولاد و ارائه‌ی  
ضریب چسبندگی اصلاحی  
علی صابری ورزته و محمود نادری

## ضمائم:

- ۱۴۷ چکیده مقالات به انگلیسی



# بررسی آزمایشگاهی مشخصات مکانیکی ملات پودری حاوی رزین پلیمری

علی حیدری\* (دانشیار)

الناز قربانی سامانی (دانشجوی کارشناسی ارشد)

گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه شهرکرد

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۴۰۲)  
دوری ۳۹، شماره ۳، صص. ۱۱-۳، (پژوهشی)

ملات‌ها مصالح ساختمانی مصنوعی و ناهمگنی هستند که مواد اولیه‌ی فرایندهای ساخت و شرایط کاربرد آنها به طور مداوم در طول تاریخ تکامل یافته است و از یک یا چند چسب معدنی تشکیل می‌شوند، وظیفه‌ی اصلی آنها اتصال دانه‌های سست با استفاده از دگرگونی‌های شیمیایی مختلف در جرم آنهاست، که به سنگدانه‌ها برای ایجاد ثبات حجمی روی توده‌ی ملات و همچنین آب برای مخلوط کردن اجزاء ملات به یک خمیر چسبناک نیاز دارند. مصالح باید به دقت اندازه‌گیری و مخلوط شوند تا تعادل مطلوبی برای برآورد خصوصیات اساسی ملات به دست آورند. بنابراین، در پژوهش حاضر، ۱۱ طرح اختلاط برای تهیه‌ی ملات، که به نوعی بتن پودری واکنش‌پذیر است، با نسبت‌های ماسه به سیمان ۴/۵، ۴/۷۵، ۵/۲۵، ۵/۵، ۶/۷۵، ۶/۲۵، ۶/۵، ۶/۷۵ و ۷ ساخته شده‌اند. سپس اثر افزایش نسبت ماسه به سیمان و تأثیر افزودن ۱٪ رزین پلیمری به ۱۱ نسبت مختلف ماسه به سیمان بررسی شده است.

heidari@sku.ac.ir  
elnaz.ghorbani.sa.76@gmail.com

واژگان کلیدی: ملات، رفتار مکانیکی، رزین پلیمری، نسبت ماسه به سیمان.

## ۱. مقدمه

در قرن اخیر، استفاده از بتن در ساخت بناهای مسکونی و اداری، پیاده‌روها، راه‌ها و جاده‌ها و نیز انواع مختلف ساختمان‌های فنی، از قبیل: کارخانه‌ها، پارکینگ‌ها، متروها، فرودگاه‌ها، پل‌ها، سدها، سیلوها، سازه‌های دریایی، راکتورهای اتمی و سازه‌های مقاوم در برابر انفجار و زلزله، مقبولیتی همگانی پیدا کرده است.<sup>[۱]</sup> ملات و بتن هر دو مخلوطی از آب، سیمان و ماسه هستند. اما بتن عنصری اضافه، یعنی شن و سنگدانه‌ی درشت در ساختار خود دارد، که سبب دوام بیشتر آن نسبت به ملات می‌شود و همچنین موجب می‌شود که بتن در طرح اختلاط خود به آب کمتری نیاز داشته باشد.<sup>[۲]</sup> رانو<sup>۱</sup> (۲۰۰۱)، قانون آبرام را روی ملات‌ها بررسی کرده است. که در آن برای مصالح بتنی در مخلوطی با قوام کارپذیر برای ملات‌های سیمانی، مقاومت بتن و ملات حاصل، تابع نسبت مقدار آب به سیمان است و با افزایش مقدار آب به سیمان، مقاومت بتن و ملات کاهش می‌یابد. او مقاومت ملات‌های مختلف در سنین ۳، ۷ و ۲۸ روزه را با مقادیر مختلف نسبت‌های آب به سیمان ۳/۰ تا ۶۵/۰ با بازه‌ی ۵/۰ و سه نوع ملات ماسه‌ی سیمانی را با عیارهای ۱ به ۲، ۱ به ۵/۲ و ۱ به ۳ \* نویسنده مسئول تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۶/۱۶، اصلاحیه ۱۴۰۱/۱۱/۱۴، پذیرش ۱۴۰۱/۱۱/۲۵.

استناد به این مقاله:

حیدری، علی و قربانی سامانی، الناز، ۱۴۰۲. بررسی آزمایشگاهی مشخصات مکانیکی ملات پودری حاوی رزین پلیمری. مهندسی عمران شریف، ۳۹(۳)، صص. ۱۱-۳.

DOI:10.24200.J30.2023.60959.3132

جدول ۲. خصوصیات فیزیکی و شیمیایی سیمان مصرفی.

مقدار	خواص فیزیکی	درصد	ترکیب‌های شیمیایی
$\geq 3000$	پایین (cm <sup>2</sup> /gr)	۲۱/۲۰	SiO <sub>2</sub>
۹۰	زمان گیرش اولیه (min)	۵/۲۵	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>
۱۷۰	زمان گیرش نهایی (min)	۳/۸۵	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>
$\leq 2$	انبساط اتوکلاو	۶۵/۰۰	CaO
$\geq 15$	مقاومت فشاری ۲ روزه	$\leq 1/65$	MgO
-	مقاومت فشاری ۳ روزه	$\leq 1/7$	SO <sub>3</sub>
$\geq 37$	مقاومت فشاری ۷ روزه	$\leq 0/3$	CL
$\geq 54$	مقاومت فشاری ۲۸ روزه	$\leq 1/30$	F.CaO
		$\leq 0/65$	I.R
		$\leq 1/20$	L.O.I
		$\leq 0/70$	Total Alkali
		۵۹	C <sub>3</sub> S
		۱۵	C <sub>2</sub> S
		۱۲	C <sub>3</sub> A
		۸	C <sub>4</sub> AF



شکل ۱. ماسه‌ی مصرفی.

جدول ۳. مشخصات رزین پلیمری.

شرح	مشخصات
مایع ویسکوز	شکل ظاهری
شفاف یا شیری	رنگ
۵ ~ ۷	Ph
کمتر از ۱/۵٪	Na <sub>2</sub> O
کمتر از ۱/۱٪	مقدار کاراید
۱/۰ ± ۱/۰۲ gr/cm <sup>2</sup>	چگالی
۳/۱ درصد وزن سیمان	میزان مصرف

## ۲.۲. معرفی طرح اختلاط‌ها

در بخش کنونی به بررسی طرح اختلاط‌های هرگام پرداخته شده است، تا بتوان با استفاده از آنها به ملات مطلوبی چه از نظر مکانیکی و چه از نظر کارایی دست یافت. همان‌طور که پیشتر بیان شد، پژوهش حاضر در دوگام مطالعاتی انجام شده است: درگام اول مطالعات، ۱۱ طرح اختلاط با نسبت‌های ماسه به سیمان: ۴/۵، ۴/۵، ۵/۲۵، ۵/۵، ۵/۷۵، ۶/۲۵، ۶/۵، ۶/۷۵ و ۷ ساخته و مطالعه

در حالت کلی، برای آجرهای کم‌مقاومت، مقاومت برشی ناشی از کشش سطحی با افزایش مقاومت فشاری ملات افزایش می‌یابد. به عبارتی دیگر، افزایش مقاومت چسبندگی با افزایش مقاومت فشاری در ملات رابطه‌ی مستقیم دارد، اما رابطه‌ی بین چسبندگی آجر - ملات و مقاومت فشاری ملات چندان مشخص نیست.<sup>[۹]</sup> سنگ و موجال<sup>۷</sup> (۲۰۱۷)، تأثیر انواع ملات و نوع آجر در مقاومت فشاری و مقاومت چسبندگی اتصال منشورهای آجرکار را بررسی کردند و دریافتند که مقاومت فشاری منشور آجرکار با مقاومت فشاری ملات و واحد بنایی متناسب است.<sup>[۱۰]</sup>

ریچارد و چیرزی<sup>۸</sup> (۱۹۹۴)، میزان بهینه‌ی فوق روان‌کننده‌ی مورد نیاز را حدود ۱/۶٪ وزن سیمان مصرفی بیان کرده‌اند.<sup>[۱۱]</sup> بهترین نوع فوق روان‌کننده بر پایه‌ی پلی‌کربکسیلات است؛ اما فوق روان‌کننده‌ی اخیر به دلیل خاصیت دیرگیری که دارد، ممکن است در کارهای عملی، مشکلاتی را ایجاد کند.<sup>[۱۲]</sup>

## ۲. مطالعه‌ی آزمایشگاهی

پژوهش حاضر در دوگام مطالعاتی انجام شده است: درگام اول مطالعات، به منظور بررسی رفتار ملات به عنوان نوعی بتن پودری واکنش‌پذیر در برابر افزایش نسبت ماسه به سیمان، ۱۱ طرح با نسبت‌های مختلف ماسه به سیمان ساخته شده‌اند. در گام دوم، نیز ۱۱ طرح برای بررسی تأثیر افزودن ۱٪ رزین پلیمری با نسبت‌های گام اول مطالعات ساخته شده‌اند. در نهایت، بهترین نسبت از نظر رفتار مکانیکی در برابر فشار و خمش مشخص شده است.

### ۲.۱. مصالح مصرفی پژوهش

مصالح مصرفی در پژوهش حاضر عبارت از: آب، سیمان، ماسه و رزین پلیمری بوده است. آب مصرفی در آزمایش انجام شده، آب شرب شهری شهرکرد بوده که مشخصات آن در جدول ۱ ارائه شده است. مطابق جدول مذکور، آب مصرفی به دلیل: سولفات  $\geq 1000$ ؛ کلرور  $\geq 500$ ؛  $8 < PH < 6$  و سختی کل  $\geq 1000$ ، در طرح اختلاط بتن مناسب بوده است. همچنین سیمان استفاده شده از نوع تیپ ۴۲۵-۱ کارخانه‌ی سیمان شهرکرد بوده است، که خصوصیات فیزیکی و شیمیایی آن در جدول ۲ ارائه شده است.

ماسه‌ی استفاده شده نیز از معادن استان چهارمحال و بختیاری تهیه شده است. با توجه به این‌که دسترسی به سنگدانه‌های کوارتزی ساده نیست و سنگدانه‌های رایج مصرفی در کشور، از نوع آهکی هستند و همچنین عدم صرفه‌ی اقتصادی استفاده از سنگدانه‌های کوارتزی و با توجه به مطالعات پیشین و عدم تأثیر زیاد آن در خواص بتن، در مطالعه‌ی حاضر از سنگدانه‌های شکسته‌ی رایج استفاده شده است.<sup>[۱۳]</sup> در شکل ۱، تصویر ماسه‌ی مصرفی مشاهده می‌شود.

همچنین رزین پلیمری (Carboxal AS50)، که یک نوع رزین سنگ مصنوعی بر پایه‌ی پلی‌کربوکسیلات اتر است، از شرکت البرز شیمی آسیا تهیه و مشخصات آن در جدول ۳ ارائه شده است (شکل ۲).

جدول ۱. مشخصات آب مصرفی.

سولفات‌ها (mg/l)	کلرور (mg/l)	PH	سختی کل (mg/l)
۲۹	۴۰	۷/۸	۲۰۵



شکل ۳. قالب‌گیری نمونه‌ها.



شکل ۴. عمل‌آوری نمونه‌ها.

انجام شده است. برای کلیه گام‌های مطالعاتی، ۱۲ نمونه مکعبی  $10 \times 10 \times 10$  سانتی‌متری به جهت استفاده در آزمایش مقاومت فشاری برای سنین مختلف ۱، ۷، ۱۴، ۲۸، ۵۶ و ۹۰ روزه ساخته شدند. برای مقاومت خمشی نیز برای سن ۲۸ روزه، سه نمونه منشوری  $16 \times 4 \times 4$  سانتی‌متری قالب‌گیری شد تا دو نمونه آزمایش شوند و در صورت اختلاف ۵ درصدی، نمونه سوم نیز آزمایش شود. همچنین مراحل قالب‌گیری برای تمام نمونه‌ها بدین صورت بوده است که مخلوط ملات در سه لایه نسبتاً مساوی در قالب‌هایی که پیش از این چرب شده بودند، ریخته و عمل تراکم با میز لرزان انجام شده است (شکل ۳).

روش عمل‌آوری بدین صورت بوده است که پس از ساخت نمونه‌ها و قالب‌گیری و گذشت ۲۴ ساعت از زمان ساخت، قالب‌ها باز و نمونه‌ها پس از شماره‌گذاری و یادداشت اطلاعات زمانی، به درون حوضچه‌ی آب آهک اشباع موجود در آزمایشگاه گذاشته شدند (شکل ۴). همچنین دمای آب در محدوده‌ی ۲۰ درجه‌ی سانتی‌گراد با تغییر بیشینه و کمینه‌ی ۳ درجه‌ی سانتی‌گراد همراه بوده است.

### ۳. ارائه‌ی نتایج

#### ۳.۱. نتایج مقاومت فشاری

به منظور بررسی مقاومت فشاری، نمونه‌ها در سنین ۱، ۷، ۱۴، ۲۸، ۵۶ و ۹۰ روزه از حوضچه‌ی عمل‌آوری خارج شدند و در حالت اشباع با سطح خشک



شکل ۲. تصویر رزین پلیمری تهیه شده.

شده‌اند. درگام دوم نیز رزین پلیمری به میزان ۱٪ وزنی سیمان به نسبت‌های مختلف ماسه به سیمان گام اول افزوده شده است تا تأثیر آن در مشخصات مکانیکی ملات، که به نوعی بتن پودری است، بررسی شود.

#### ۱.۲.۲. طرح‌های اختلاط گام اول

در جدول ۴، نسبت‌های مورد نیاز برای ساخت هر طرح اختلاط ارائه شده است؛ که مطابق آن، با افزایش نسبت ماسه به سیمان، به دلیل عدم کارایی مناسب و تراکم نسبتاً سخت، نسبت آب به سیمان افزایش یافته است. لازم به ذکر است که برای دستیابی به نسبت آب به سیمان مناسب همه‌ی طرح‌های اختلاط، دو نسبت ماسه به سیمان  $4/5$  و ۷ در همزن با حجم پایین مخلوط شده و سپس با محاسبات ریاضی، سایر نسبت‌های آب به سیمان طرح‌های اختلاط به دست آمده‌اند.

#### ۲.۲.۲. طرح‌های اختلاط گام دوم

در جدول ۵، نسبت‌های مورد نیاز برای ساخت هر طرح اختلاط ارائه شده است؛ که مطابق آن، با افزودن رزین پلیمری به میزان ۱٪، کارایی آن افزایش یافته و تراکم آن راحت‌تر صورت گرفته است. به همین دلیل، نسبت آب به سیمان طرح‌های مختلف اختلاط در گام دوم، نسبت‌های آب به سیمان کمتری نسبت به گام اول داشته‌اند. درگام کنونی، نیز برای دستیابی به نسبت آب به سیمان مناسب همه‌ی طرح‌های اختلاط، دو نسبت ماسه به سیمان  $4/5$  و ۷ در همزن با حجم پایین آزمون شده و سپس با محاسبات ریاضی، سایر نسبت‌های آب به سیمان طرح‌های اختلاط به دست آمده‌اند.

#### ۳.۲. روش انجام آزمایش

درگام اول، مصالح خشک مانند ماسه و سیمان درون همزن با هم مخلوط شدند؛ سپس آب به مخلوط اضافه و به مدت ۳ دقیقه، زمان اختلاط لحاظ شده است. پس از اطمینان از اختلاط کامل، همزن خاموش و مخلوط ملات از ظرف همزن خارج شده است.

فرایند اخیر مطابق استاندارد ASTM C-۱۹۲<sup>[۱۴]</sup> انجام شده است. روش انجام آزمایش درگام دوم، مشابه گام اول بوده است، با این تفاوت که رزین پلیمری با آب مخلوط و سپس به مصالح خشک اضافه شده است. جهت بررسی رفتار ملات در اثر افزایش نسبت ماسه به سیمان و اثر افزودن رزین پلیمری، آزمایش‌های مکانیکی نظیر مقاومت فشاری (ASTM C۳۹)<sup>[۱۵]</sup> و مقاومت خمشی (ASTM C۲۹۳)<sup>[۱۶]</sup>

جدول ۴. طرح اختلاط طرح‌های گام اول.

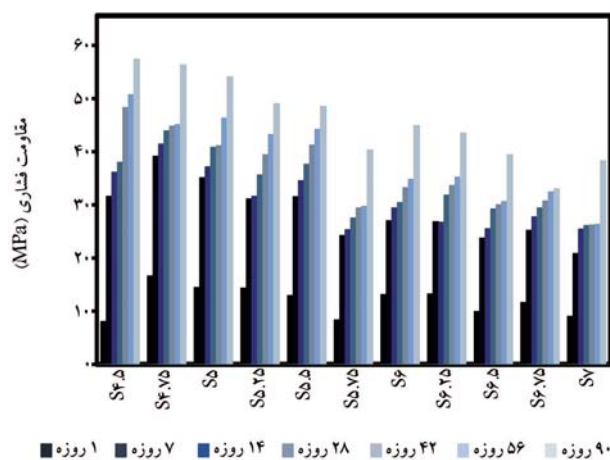
نام طرح	ماسه‌ی معمولی (نسبت به سیمان)	آب (نسبت به سیمان)	رزین پلیمری (درصد وزن سیمان)
S۴/۵	۴/۵	۵۸/۰	۰
S۴/۷۵	۴/۷۵	۶/۰	۰
S۵	۵	۶۲/۰	۰
S۵/۲۵	۵/۲۵	۶۴/۰	۰
S۵/۵	۵/۵	۶۶/۰	۰
S۵/۷۵	۵/۷۵	۶۸/۰	۰
S۶	۶	۷/۰	۰
S۶/۲۵	۶/۲۵	۷۲/۰	۰
S۶/۵	۶/۵	۷۴/۰	۰
S۶/۷۵	۶/۷۵	۷۶/۰	۰
S۷	۷	۷۸/۰	۰

لازم به ذکر است که عدد ذکر شده بعد از حرف S در نامگذاری طرح‌ها، نسبت ماسه به سیمان است.

جدول ۵. طرح اختلاط در گام دوم.

نام طرح	ماسه‌ی معمولی (نسبت به سیمان)	آب (نسبت به سیمان)	رزین پلیمری (درصد وزن سیمان)
S۴/۵P۱	۴/۵	۴۶/۰	۱
S۴/۷۵P۱	۴/۷۵	۴۸/۰	۱
S۵P۱	۵	۵/۰	۱
S۵/۲۵P۱	۵/۲۵	۵۲/۰	۱
S۵/۵P۱	۵/۵	۵۴/۰	۱
S۵/۷۵P۱	۵/۷۵	۵۶/۰	۱
S۶P۱	۶	۵۸/۰	۱
S۶/۲۵P۱	۶/۲۵	۶/۰	۱
S۶/۵P۱	۶/۵	۶۲/۰	۱
S۶/۷۵P۱	۶/۷۵	۶۴/۰	۱
S۷P۱	۷	۶۶/۰	۱

لازم به ذکر است که عدد ذکر شده بعد از حرف S در نامگذاری طرح‌ها، نسبت ماسه به سیمان و عدد ذکر شده بعد از حرف P، بیانگر درصد رزین پلیمری است.

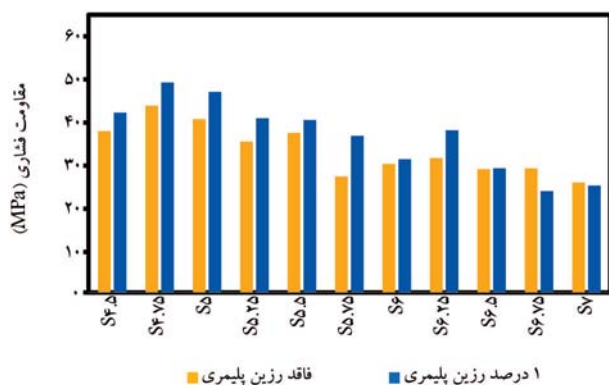


شکل ۵. مقاومت فشاری نمونه‌های با نسبت ماسه به سیمان مختلف. ۱ روز، ۷ روز، ۱۴ روز، ۲۸ روز، ۴۲ روز، ۵۶ روز، ۹۰ روز.

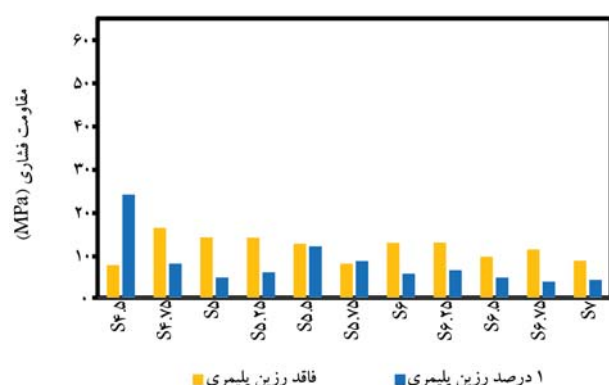
در محفظه‌ی جک بتن‌شکن قرار گرفتند. سرعت شکستن نمونه‌های مکعبی با ابعاد  $10 \times 10 \times 10$  سانتی‌متری،  $2400$  نیوتن بر ثانیه بوده است. به منظور بررسی تأثیر افزایش نسبت ماسه به سیمان در ملات، که به نوعی بتن پودری محسوب می‌شود، مقاومت فشاری در شکل ۵ و به منظور بررسی تأثیر افزودن ۱٪ رزین پلیمری در سنن ۱، ۷، ۱۴، ۲۸، ۴۲، ۵۶ و ۹۰ روزه نسبت به نمونه‌های فاقد رزین پلیمری به ترتیب در شکل‌های ۶ الی ۱۲ مشاهده می‌شوند. همچنین تأثیر افزودن ۱٪ رزین پلیمری در سنن ۱، ۷، ۱۴، ۲۸، ۴۲، ۵۶ و ۹۰ روزه در شکل ۱۳ مشاهده می‌شود.

### ۱.۱.۳. نتایج مقاومت فشاری گام اول مطالعات

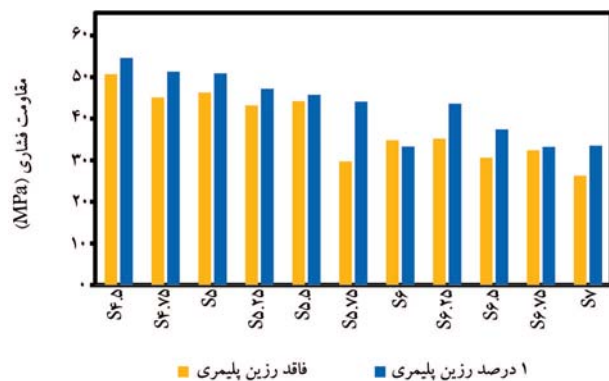
در گام اول، نتایج مقاومت فشاری حاصل از پژوهش حاضر، که به منظور بررسی تأثیر افزایش نسبت ماسه به سیمان در ملات است، با نسبت‌های ۴/۵، ۴/۷۵، ۵، ۵/۲۵، ۵/۵، ۵/۷۵، ۶، ۶/۲۵، ۶/۵، ۶/۷۵ و ۷ مطالعه شده‌اند. نمودار مقاومت فشاری نمونه‌های با نسبت‌های مختلف ماسه به سیمان برای سنن ۱، ۷، ۱۴، ۲۸،



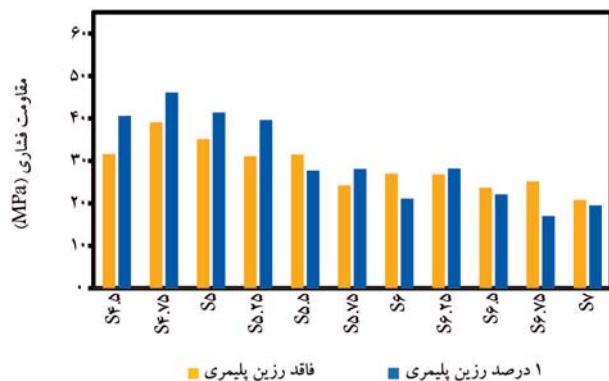
شکل ۱۰. مقایسه‌ی سن ۴۲ روزه‌ی نمونه‌ی فاقد و دارای ۱٪ رزین پلیمری.



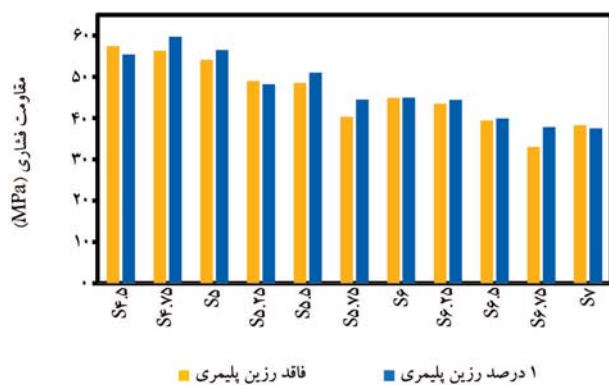
شکل ۶. مقایسه‌ی سن ۱ روزه‌ی نمونه‌ی فاقد و دارای ۱٪ رزین پلیمری.



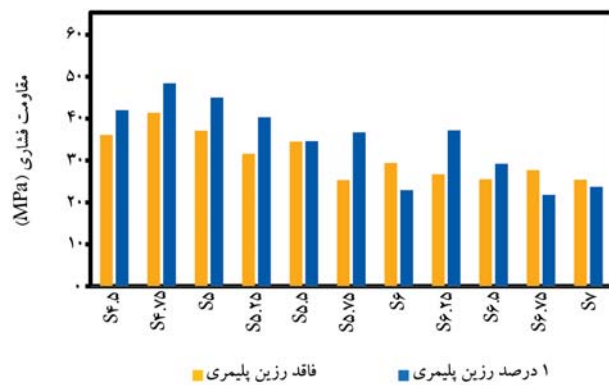
شکل ۱۱. مقایسه‌ی سن ۵۶ روزه‌ی نمونه‌ی فاقد و دارای ۱٪ رزین پلیمری.



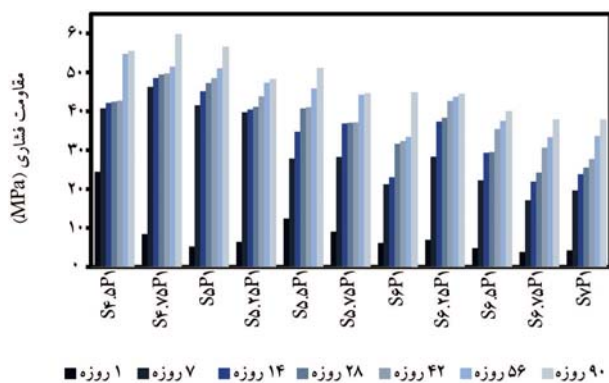
شکل ۷. مقایسه‌ی سن ۷ روزه‌ی نمونه‌ی فاقد و دارای ۱٪ رزین پلیمری.



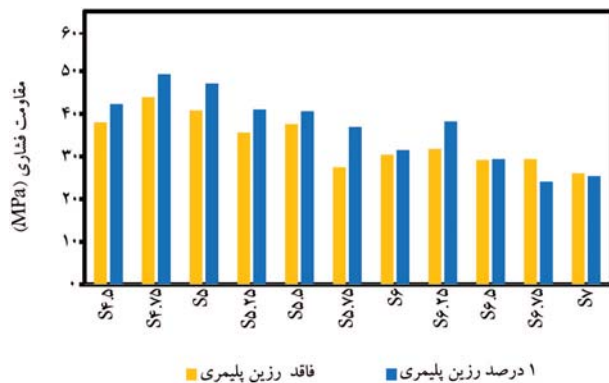
شکل ۱۲. مقایسه‌ی سن ۹۰ روزه‌ی نمونه‌ی فاقد و دارای ۱٪ رزین پلیمری.



شکل ۸. مقایسه‌ی سن ۱۴ روزه‌ی نمونه‌ی فاقد و دارای ۱٪ رزین پلیمری.

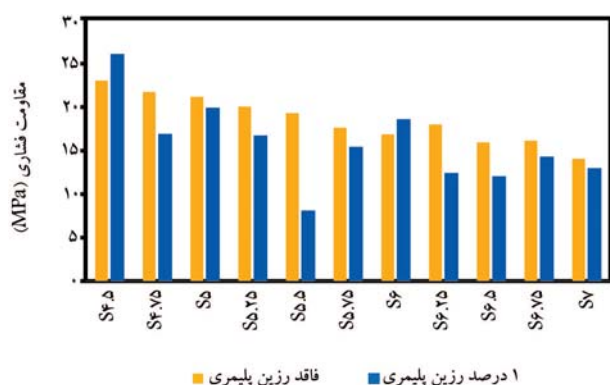


شکل ۱۳. مقاومت فشاری نمونه‌های با رزین پلیمری.



شکل ۹. مقایسه‌ی سن ۲۸ روزه‌ی نمونه‌ی فاقد و دارای ۱٪ رزین پلیمری.





شکل ۱۴. مقایسه‌ی مقاومت خمشی نمونه‌های فاقد و دارای ۱٪ رزین پلیمری.

افزایش ۱۳۵/۵، ۸۴/۱، ۶۲/۹ و ۶۸/۱ درصد را نسبت به طرح S۷ و برای سنین ۵۶، ۴۲ و ۹۰ روزه مربوط به طرح S۴/۵ بوده است، که افزایش ۸۴/۳، ۹۲ و ۴۹/۸ درصد را نسبت به طرح S۷ تجربه می‌کند.

### ۲.۱.۳. نتایج مقاومت فشاری گام دوم مطالعات

در گام دوم، به بررسی نتایج مقاومت فشاری به منظور مقایسه‌ی تأثیر افزودن ۱٪ رزین پلیمری در سنین ۱، ۷، ۱۴، ۲۸، ۴۲، ۵۶ و ۹۰ روزه به طور جداگانه نسبت به نمونه‌های فاقد رزین پلیمری در همان سنین به ترتیب در شکل‌های ۶ تا ۱۴ پرداخته شده است. همچنین روند نمودار در اثر افزودن ۱٪ رزین پلیمری در سنین ۱، ۷، ۱۴، ۲۸، ۴۲، ۵۶ و ۹۰ روزه در شکل ۱۳ مشاهده می‌شود.

بهترین نوع فوق روان‌کننده، بر پایه‌ی پلی‌کربوکسیلات است که خاصیت دیرگیری دارد. رزین پلیمری استفاده شده در پژوهش حاضر نیز بر پایه‌ی پلی‌کربوکسیلات و از نوع دیرگیرکننده بوده است. رزین پلیمری پس از افزوده شدن به ملات، موجب ایجاد تأخیر در زمان گیرش بتن می‌شود و سرعت هیدراسیون را کاهش می‌دهد. به دلیل تأخیر در کسب مقاومت اولیه، مقاومت فشاری سن ۱ روزه در مقایسه با نمونه‌ی فاقد رزین پلیمری، ۸/۴۰٪ کاهش یافته است. بیشترین افت مقاومت فشاری یک روزه به مقدار ۶۸/۱٪ مربوط به طرح S۶/۷۵ بوده است. همچنین فقط در دو نسبت ماسه به سیمان ۴/۵ و ۵/۷۵ به ترتیب به میزان ۳/۰ و ۳/۱۶ مگاپاسکال، افزایش مقاومت فشاری مشاهده می‌شود.

از تحلیل سن ۷ روزه‌ی نمونه‌های فاقد و دارای رزین پلیمری نتیجه می‌شود که افزودن ۱٪ رزین پلیمری در محدوده‌ی نمونه‌های با نسبت ماسه به سیمان ۴/۵ تا ۵/۲۵، باعث افزایش مقاومت فشاری شده است (شکل ۷)، اما از نمونه‌های با نسبت ماسه به سیمان ۵/۵ تا ۷ در بیشتر نمونه‌ها، افزودن رزین پلیمری موجب کاهش مقاومت فشاری شده و فقط در دو نسبت ماسه به سیمان ۵/۷۵ و ۶/۲۵، افزایش مقاومت فشاری نسبتاً کم حدود ۳/۹ و ۱/۴ مگاپاسکال نسبت به نمونه‌های فاقد رزین پلیمری داشته است.

بنابراین به طور کلی از تحلیل نمودار نتیجه گرفته می‌شود که افزودن رزین پلیمری در نسبت‌های ماسه به سیمان پایین، تأثیر مثبت در مقاومت فشاری دارد.

در سن ۱۴ روزه، افزودن ۱٪ رزین پلیمری در مقایسه با سن ۷ روزه در نسبت‌های ماسه به سیمان بیشتری، موجب افزایش مقاومت فشاری شده است. همچنین از تحلیل نمودار نتیجه می‌شود با افزایش سن، افزودن ۱٪ رزین پلیمری در نمونه‌های با نسبت ماسه به سیمان بالاتر موجب افزایش مقاومت فشاری شده است. با افزودن ۱٪ رزین پلیمری، مقاومت فشاری ۲۸ روزه‌ی نمونه‌ها با نسبت‌های ماسه به سیمان ۴/۵ تا ۶/۵ در مقایسه با نمونه‌های فاقد رزین پلیمری افزایش یافته

۴۲، ۵۶ و ۹۰ در شکل ۵ مشاهده می‌شود. سپس به تحلیل نتایج حاصل از پژوهش حاضر پرداخته شده است.

برای بررسی تأثیر افزایش نسبت ماسه به سیمان در ۱۱ نسبت مختلف ماسه به سیمان انتظار می‌رود به دلیل اینکه میزان سیمان مصرفی در طرح اختلاط‌ها کاهش یافته و سیمان نقش چسب در ملات را ایفا کرده است، افزایش نسبت ماسه به سیمان موجب کاهش مقاومت فشاری شود. مطابق شکل ۵، افزایش نسبت ماسه به سیمان باعث کاهش مقاومت فشاری شده است. همان‌طور که ژونگ<sup>۹</sup> و همکاران<sup>[۱۷]</sup> (۲۰۱۹)، به این نتیجه رسیدند که مقاومت فشاری ۲۸ روزه‌ی ماتریس RPC شن و ماسه‌ی تولیدی به تدریج با افزایش نسبت ماسه به چسب کاهش یافته است. تأثیر نسبت ماسه به چسب در مقاومت فشاری ماتریس اساساً تأثیر میانگین ضخامت دوغاب در مقاومت فشاری ماتریس بوده است. هنگامی که نسبت ماسه به چسب کاهش می‌یابد، ضخامت متوسط دوغاب افزایش می‌یابد، به طوری که دوغاب کافی بین دانه‌های ماسه برای اتصال آنها به طور کلی وجود دارد. همچنین نیروی پیوند بین دانه‌های ماسه و دوغاب افزایش یافته است، به طوری که مقاومت فشاری ماتریس افزایش یافته است. در مقابل، مقاومت فشاری ماتریس با افزایش نسبت ماسه به چسب و کاهش میانگین ضخامت دوغاب کاهش یافته است.

در نسبت ۴/۵، علی‌رغم انتظار پژوهشگران حاضر، با اینکه نسبت ماسه به سیمان پایین‌تر بوده است، مقاومت فشاری کمتری در آن مشاهده شده است. با توجه به تحلیل نمودار اخیر مشاهده می‌شود که در سن ۱ روزه، مقاومت فشاری طرح S۴/۷۵ با افزایش ۱۰۷/۵٪ در مقایسه با طرح S۷ به بیشینه‌ی مقاومت ۱۶/۶ مگاپاسکال رسیده است، همچنین کمترین مقاومت فشاری ۸ مگاپاسکال بوده است، که مربوط به نمونه با نسبت ماسه به سیمان ۴/۵ است. در سن ۷ روزه نیز روند تقریباً نزولی برقرار بوده و از نسبت ماسه به سیمان ۵/۷۵ به بعد، مقاومت فشاری روند خطی را طی کرده است. بدین معنی که با افزایش نسبت ماسه به سیمان، مقاومت فشاری تا نسبت ماسه به سیمان ۵/۵ کاهش یافته و در نسبت‌های بعد از آن مقاومت نمونه‌ها در یک حدود بوده است، همچنین طرح S۴/۷۵ با رسیدن به سن ۷ روزه، افزایش ۱۳۵/۵٪ در مقاومت فشاری را نسبت به سن ۱ روزه تجربه کرده، که مقاومت فشاری آن به ۴۱/۴ مگاپاسکال رسیده است. اما در نمودار مقاومت فشاری سن ۱۴ روزه، افزایش قابل توجهی نسبت به سن ۷ روزه مشاهده نمی‌شود و نمودار سنین ۷ و ۱۴ روزه تقریباً منطبق بر هم هستند. نمودار سن ۲۸ روزه نیز روندی مشابه سن ۱۴ روزه داشته است، اما از نسبت ماسه به سیمان ۵/۷۵ به بعد، نمودار تقریباً خطی و مقاومت فشاری آنها در یک محدوده بوده است. در سن ۴۲ روزه، افزایش مقاومت فشاری نسبت به سن ۲۸ روزه، قابل توجه نیست. برای سن ۵۶ روزه در نمونه‌های با نسبت ماسه به سیمان ۴/۵ تا ۵/۵، مقاومت فشاری افزایش نسبتاً خوبی داشته است، اما از نسبت ماسه به سیمان ۵/۷۵ به بعد، افزایش مقاومت فشاری قابل ملاحظه‌ی مشاهده نمی‌شود. نتیجه می‌شود که از سنین ۱۴ تا ۵۶ روزه، مقاومت فشاری نسبت به سنین ماقبل، افزایش قابل توجه نداشته است. اما در سن ۹۰ روزه، افزایش مقاومت فشاری ۲۲٪ نسبت به سن ۵۶ روزه مشاهده می‌شود. همچنین در سن ۹۰ روزه، با افزایش نسبت ماسه به سیمان، نسبت به سنین قبل، افزایش مقاومت فشاری کمتری مشاهده می‌شود. اما بعد از نمونه‌های با نسبت ماسه به سیمان ۵/۷۵ به جز در نمونه با نسبت ۶/۷۵، افزایش مقاومت فشاری قابل ملاحظه‌ی در سن ۹۰ روزه مشاهده می‌شود. از بررسی نتایج شکل ۵ چنین ملاحظه می‌شود که بهترین نمونه از نظر رفتار مکانیکی در برابر فشار برای سنین ۱، ۷، ۱۴ و ۲۸ روزه مربوط به نمونه S۴/۷۵ است که به ترتیب،

است. سپس در نمونه‌های با نسبت ماسه به سیمان ۶/۷۵ و ۷، افزودن ۱٪ رزین پلیمری موجب افت مقاومت فشاری شده است.

در شکل ۱۰، مقاومت فشاری در ۱۱ نسبت ماسه به سیمان به جز نمونه با نسبت ماسه به سیمان ۴/۵ با افزودن رزین پلیمری افزایش یافته است. اگر چه در نمونه‌های با نسبت ماسه به سیمان ۵/۵ و ۶ به ترتیب افت مقاومت ۰/۳، ۰/۲ و مگاپاسکال مشاهده می‌شود، اما این مقدار اختلاف قابل صرف‌نظر کردن است.

با تحلیل شکل ۱۱ چنین نتیجه گرفته می‌شود که افزودن ۱٪ رزین پلیمری در همه‌ی نسبت‌های ماسه به سیمان، موجب افزایش مقاومت فشاری نسبت به نمونه‌های فاقد رزین پلیمری شده است. اگرچه در نمونه با نسبت ماسه به سیمان ۶، افت مقاومت ۱/۵ مگاپاسکالی مشاهده می‌شود که این مقدار افت قابل صرف‌نظر کردن است. همچنین از تحلیل نتایج چنین حاصل می‌شود میزان افزایش مقاومت فشاری در نمونه‌های با نسبت ماسه به سیمان پایین در مقایسه‌ی نمونه‌های با نسبت ماسه به سیمان بالا کمتر بوده است. به این صورت که در نمونه با نسبت ماسه به سیمان ۵/۷۵، افزایش مقاومت فشاری به ۳۳٪ رسیده است، اما به طور میانگین در همه‌ی نسبت‌ها، این میزان افزایش مقاومت فشاری حدود ۱۱٪ بوده است.

با تحلیل نتایج شکل ۱۲ مشاهده می‌شود که با رسیدن سن نمونه‌ها به ۹۰ روز، افزودن ۱٪ رزین پلیمری در مقایسه با نمونه‌های فاقد رزین پلیمری موجب افزایش مقاومت فشاری قابل توجهی نشده است.

از تحلیل نتایج شکل‌های ۶ تا ۱۲ مشاهده می‌شود که در سنین ۷، ۱۴، ۲۸، ۴۲، ۵۶ و ۹۰ روز، افزودن ۱٪ رزین پلیمری به ترتیب باعث افزایش ۲۲/۸، ۲۲/۶، ۱۳/۴، ۱۶/۳، ۱۶/۷ و ۵/۴ درصد در مقاومت فشاری شده است. با افزایش سن نمونه‌ها، درصد افزایش مقاومت فشاری، روند نزولی داشته است. در سنین پایین برای نسبت‌های ماسه به سیمان کمتر، افزودن ۱٪ رزین پلیمری موجب افزایش مقاومت فشاری شده است. زیرا در سنین پایین، افزایش مصرف سیمان تأثیر مستقیم با مقاومت فشاری دارد و واکنش‌های اولیه‌ی  $C_3S$  در سنین اولیه اتفاق می‌افتد. به طوری که با افزایش سن نمونه‌ها، رزین پلیمری در فرایند تولید با ترکیب سنگدانه‌ها در یک غشاء مولکولی، سنگدانه‌ها را در برگرفته و مانند یک چسب بسیار قوی، بخشی از عملکرد چسب سیمان را در ترکیب به عهده می‌گیرد و در نمونه‌های با نسبت ماسه به سیمان بالا، موجب افزایش مقاومت فشاری می‌شود. بتن‌های حاوی کندگیرکننده، به دلیل گیرش یکنواخت و کاهش ترک‌های اجرایی در مقایسه با بتن فاقد افزودنی، با وجود تأخیر در کسب مقاومت اولیه، مقاومت فشاری درازمدت بیشتری دارند.

با افزودن ۱٪ رزین پلیمری، بهترین نمونه از نظر رفتار مکانیکی در برابر فشار برای سنین ۷، ۱۴، ۲۸، ۴۲ و ۹۰ روز مربوط به نمونه با نسبت ماسه به سیمان ۴/۷۵ و برای سنین ۱ و ۵۶ روز مربوط به نمونه با نسبت ماسه به سیمان ۴/۵ بوده است.

با توجه به شکل ۱۳ مشاهده می‌شود که در سن ۱ روز، مقاومت فشاری بیشتر نسبت‌ها در یک محدوده بوده است. با رسیدن به سن ۷ روز، مقاومت فشاری نمونه‌ها افزایش قابل توجهی را نسبت به سن ۱ روز تجربه کرده‌اند. با افزودن ۱٪ رزین پلیمری، نمودار در سن ۷ روز تقریباً روندی مشابه نمودار نمونه‌های فاقد رزین داشته است، به صورتی که از نمونه‌های با نسبت ماسه به سیمان ۴/۷۵ تا ۶، روند نزولی برقرار بوده و سپس با افزایش یک گام، مقاومت فشاری مجدداً روند نزولی را طی کرده است. در سن ۱۴ روز، برای نسبت‌های ماسه به سیمان بالا، مقاومت فشاری افزایشی را در مقایسه با سن ۷ روز تجربه نکرده است. با رسیدن به سن ۲۸ روز نتیجه گرفته می‌شود که هر چه نسبت ماسه به سیمان افزایش یافته است،

تأثیر رزین پلیمری در افزایش مقاومت فشاری در مقایسه با نمونه‌های فاقد رزین بیشتر بوده است. همچنین در سن ۴۲ روز، افزایش مقاومت نسبت به سن ۲۸ روز مشاهده نشده است. اما در سن ۵۶ روز، افزایش مقاومت فشاری نسبت به سن ۲۸ روز برای همه‌ی نسبت‌های ماسه به سیمان تقریباً در یک حدود بوده است. در اغلب نمونه‌ها مشاهده می‌شود که با رسیدن به سن ۹۰ روز، مقاومت فشاری آنها تقریباً منطبق بر نمودار سن ۵۶ روز بوده است.

## ۲.۳. نتایج مقاومت خمشی

به منظور بررسی مقاومت خمشی بتن، طبق استاندارد نمونه‌های با سن ۲۸ روز از حوضچه‌ی عمل‌آوری خارج شده و مورد آزمایش قرار گرفتند. سرعت بارگذاری جک برای نمونه‌های  $16 \times 4 \times 4$  سانتی‌متر بر روی ۵۵ نیوتن بر ثانیه تنظیم شده است.

## ۳.۱.۲. نتایج مقاومت خمشی گام‌های اول و دوم مطالعات

در بخش کنونی، نتایج تأثیر افزایش نسبت ماسه به سیمان بر مقاومت خمشی ۱۱ نسبت مختلف ماسه به سیمان در شکل ۱۴ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، افزایش نسبت ماسه به سیمان در ملات پودری موجب کاهش مقاومت خمشی شده است. کاهش میزان سیمان با افزایش نسبت ماسه به سیمان در طرح‌ها، باعث کاهش چسبندگی بین ریزدانه‌ها شده که این امر موجب پایین آمدن تحمل ریزدانه‌ها در برابر خمش ملات شده است. اما در نمونه با نسبت ماسه به سیمان ۶/۲۵، روند افزایشی بسیار کم در نتایج مقاومت خمشی مشاهده می‌شود.

همچنین در شکل مذکور مشاهده می‌شود که نمودار مقاومت خمشی در اثر افزودن ۱٪ رزین پلیمری در محدوده‌ی نسبت‌های ماسه به سیمان ۴/۵ تا ۵/۵، روند نزولی داشته است. اما از محدوده‌ی نسبت ماسه به سیمان ۵/۵ تا ۶، در نمودار مذکور روند صعودی برقرار بوده و بعد از آن با کاهش حدود ۶ مگاپاسکال در نسبت ماسه به سیمان ۶/۲۵، نمودار مقاومت خمشی، یک روند خطی داشته است.

مقاومت خمشی نمونه‌های فاقد و دارای ۱٪ رزین پلیمری نیز در شکل ۱۴ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، افزودن رزین پلیمری در همه‌ی نسبت‌ها به جز در دو نسبت با ماسه به سیمان ۴/۵ و ۶، باعث کاهش مقاومت خمشی شده است. همچنین در دو نسبت ۴/۵ و ۶ به ترتیب افزایش برابر با ۳ و ۱/۶۸ مگاپاسکال دیده می‌شود. لازم به ذکر است که در نمودار مذکور، مقاومت خمشی نمونه‌های فاقد رزین پلیمری، روند نسبتاً خطی طی کرده است. ولی در نمودار دارای ۱٪ رزین پلیمری، روند نزولی مانند نمونه‌های فاقد رزین مشاهده نمی‌شود. زیرا تأثیر رزین پلیمری برای اولین بار بررسی شده است که می‌تواند نتایج غیرقابل پیش‌بینی داشته باشد.

## ۴. نتیجه‌گیری

بتن از جمله مصالح جذابی‌ناپذیر سازه‌های مهندسی عمران به شمار می‌رود. از این رو، همواره مهندسان عمران تلاش‌های بسیاری در راستای ارتقاء کیفیت و بهبود خواص عملکردی انواع بتن، تجربه کرده‌اند. بنابراین در پژوهش حاضر اقدام به تهیه‌ی ۲۲ طرح اختلاط برای ساخت بتن پودری واکنش‌پذیر شده است که ابتدا رفتار مکانیکی افزایش نسبت ماسه به سیمان در ۱۱ طرح با نسبت‌های مختلف ماسه به سیمان: ۴/۵، ۴/۷۵، ۵، ۵/۲۵، ۵/۵، ۵/۷۵، ۶، ۶/۲۵، ۶/۵، ۶/۷۵، ۷ در ملات بررسی و سپس به بررسی تأثیر افزودن ۱٪ رزین پلیمری به نسبت‌های مختلف ماسه به سیمان پرداخته شده و این نتایج به دست آمده است:

جز در نمونه با نسبت ماسه به سیمان ۴/۵، موجب کاهش مقاومت فشاری شده است که به دلیل کندگیرکننده بودن رزین پلیمری، باعث تأخیر در فرایند هیدراسیون شده است؛

۶. با افزایش سن نمونه‌ها و با افزودن ۱٪ رزین پلیمری در نسبت‌های ماسه به سیمان بالا، مقاومت فشاری افزایش یافته است؛

۷. با افزایش نسبت ماسه به سیمان، تأثیر افزودن ۱٪ رزین پلیمری در افزایش مقاومت فشاری برای سنین ۲۸ و ۵۶ روزه بسیار مشهود است. اما با رسیدن به سن ۹۰ روزه، افزایش مقاومت فشاری نسبت به سن ۵۶ روزه مشاهده نمی‌شود؛

۸. با رسیدن سن نمونه‌ها به ۹۰ روز، مقاومت فشاری نمونه‌های فاقد و دارای ۱٪ رزین پلیمری منطبق بر یکدیگر بوده‌اند؛

۹. با افزایش نسبت ماسه به سیمان، نمودار مقاومت خمشی نمونه‌ها به دلیل کاهش میزان سیمان، روند نزولی داشته است؛

۱۰. افزودن ۱٪ رزین پلیمری موجب افت مقاومت خمشی نسبت به نمونه‌های فاقد رزین پلیمری شده است.

۱. افزایش نسبت ماسه به سیمان با توجه به کاهش میزان سیمان مصرفی و به دنبال آن کاهش چسبندگی بین دانه‌ها موجب کاهش مقاومت خمشی شده و مقاومت فشاری به دلیل کاهش میانگین ضخامت دوغاب کاهش یافته است؛

۲. در سنین ۱، ۷، ۱۴ و ۲۸ روزه، نمونه با نسبت ماسه به سیمان ۴/۷۵ و در سنین ۴۲، ۵۶ و ۹۰ روزه، نمونه با نسبت ماسه به سیمان ۴/۵، دارای بیشترین مقاومت فشاری بوده‌اند؛

۳. نمودار مقاومت فشاری فاقد رزین پلیمری در سن ۱ روزه از نمونه با نسبت ماسه به سیمان ۴/۷۵ تا ۵/۷۵، روند نزولی داشته و بعد از آن با یک گام افزایشی، تا نسبت ماسه به سیمان ۷، مقاومت فشاری مجدداً کاهش یافته است؛

۴. با افزایش نسبت ماسه به سیمان، مقاومت فشاری در سن ۹۰ روزه، افزایش قابل توجهی داشته است. روند اخیر در نمونه‌های با نسبت ماسه به سیمان ۵/۷۵ تا ۷ نیز مشاهده می‌شود؛

۵. افزودن ۱٪ رزین پلیمری به نمونه‌های فاقد رزین پلیمری در سن ۱ روزه به

## پانوشته‌ها

1. Rao
2. Haach
3. Gopal Reddy
4. Neville
5. Westerholm
6. Reddy & Gupta
7. Singh & Munjal
8. Richard & Cheyrezy
9. Zhong

## منابع (References)

1. Heidari, A. and Tavakoli, D., 2017. Introduction to concrete technology. *P. Shahrekord University, Chaharmahal va bakhtiyari, IR* [In Persian].
2. Rao, G.A., 2001. Generalization of Abrams' law for cement mortars. *Cement and Concrete Research*, 31(3), pp.495-502. DOI:10.1016/S0008-8846(00)00473-7.
3. Haach, V.G., Vasconcelos, G. and Lourenço, P.B., 2011. Influence of aggregates grading and water/cement ratio in workability and hardened properties of mortars. *Construction and Building Materials*, 25(6), pp.2980-2987. DOI:10.1016/j.conbuildmat.2010.11.011.
4. Gopal Reddy, M., 1997. Understanding the mix proportioning and behavior of cement mortars using 43 grade cement. Thesis Submitted for Partial Fulfillment of Master of Technology in Civil Engineering, Sri Venkateswara University, Tirupati.
5. Neville, A.M., 1996. *Properties of Concrete*. 4th Edition, John Wiley & Sons Inc., New York.
6. Westerholm, M., Lagerblad, B., Silfwerbrand, J. and Forssberg, E., 2008. Influence of fine aggregate characteristics on the rheological properties of mortars. *Cement and Concrete Composites*, 30(4), pp.274-282. DOI:10.1016/j.cemconcomp.2007.08.008.
7. Reddy, B.V. and Gupta, A., 2008. Influence of sand grading on the characteristics of mortars and soil-cement block masonry. *Construction and Building Materials*, 22(8), pp.1614-1623. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.06.014.
8. Lawrence, S. and Cao, H., 1988. Microstructure of the interface between brick and mortar. *Brick and Block Masonry (8th IBMAC)*, London, Elsevier Applied Science, 1, pp.194-204.
9. Singh, S. and Munjal, P., 2017. Bond strength and compressive stress-strain characteristics of brick masonry. *Journal of Building Engineering*, 9, pp.10-16. DOI:10.1016/j.jobbe.2016.11.006.
10. Richard, P. and Cheyrezy, M.H., 1994. Reactive powder concretes with high ductility and 200-800 MPa compressive strength. *Special Publication*, 144, pp.507-518.
11. Ahmad, S. and Zubair, A. and Maslehuddin, M.M., 2015. Effect of key mixture parameters on flow and mechanical properties of reactive powder concrete. *Construction and Building Materials*, 99, pp.81-73. DOI:10.1016/j.conbuildmat.2015.09.010.
12. Yunsheng, Z., Wei, S., Sifeng, L. and et al., 2008. Preparation of C200 green reactive powder concrete and its static-dynamic behaviors. *Ce-*



*ment and Concrete Composites*, 30(9), pp.831-838. DOI:10.1016/j.cemconcomp.2008.06.008.

13. ASTM C192/C192M-19., 2016. Standard practice for making and curing concrete test specimens in the laboratory. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
14. ASTM C39/C39 M-12., 2012. Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens. American Society for Testing and Materials, West Con-
- shohocken, Pennsylvania.
15. ASTM C293., 2010. Standard test method for exural strength of concrete (using simple beam with centerpoint loading). American Society for Testing and Materials.
16. Zhong, C., Liu, M., Zhang, Y. and et al., 2019. Study on mix proportion optimization of manufactured sand RPC and design method of steel fiber content under different curing methods. *Materials*, 12(11), p.1845. DOI:10.3390/ma12111845.



# مطالعه‌ی عددی عوامل مؤثر در اندرکنش حرارتی شمع‌های انرژی در گروه شمع انرژی

محمدابراهیم دانش (دانشجوی کارشناسی ارشد)

محمدامیرکیانی فردوئی (دانشجوی دکتری)

محمد علیایی\* (استادیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۴۰۲)  
دوری ۳۹، شماره ۳، صص. ۲۴-۱۳، (پژوهشی)

امروزه انرژی زمین‌گرمایی، که می‌توان آن را از طریق شمع‌های انرژی از توده‌ی خاک استحصال کرد، به عنوان یک منبع انرژی پاک و تجدیدپذیر برای گرمایش و سرمایش ساختمان‌ها شناخته می‌شود. هدف از انجام پژوهش حاضر، بررسی عوامل مؤثر در اندرکنش حرارتی بین گروه شمع انرژی و تأثیر آن در کاهش انرژی استحصالی از خاک است. با استفاده از روش المان محدود، پارامترهایی همچون: تخلخل خاک، سرعت سیال، قطر و طول شمع و همچنین نسبت فاصله‌ی میان شمع‌ها به قطرشان مطالعه شده است. براساس نتایج به دست آمده با کاهش اندرکنش حرارتی در گروه شمع انرژی، میزان انرژی استحصالی افزایش خواهد یافت. می‌توان مشاهده کرد که با افزایش تخلخل خاک و قطر شمع، میزان اندرکنش حرارتی کاهش و از این رو، میزان انرژی استحصالی افزایش یافته است. براساس نتایج به دست آمده، طول شمع و سرعت سیال در میزان اندرکنش حرارتی تأثیر اندکی داشته‌اند.

ibrahim.danish@modares.ac.ir  
m.kianifordoei@modares.ac.ir  
m.olyaei@modares.ac.ir

واژگان کلیدی: انرژی زمین‌گرمایی، گروه شمع انرژی، انرژی استحصالی، اندرکنش حرارتی، انتقال حرارت در خاک، کامسول مولتی فیزیک.

## ۱. مقدمه

گرم و سرد کردن ساختمان‌ها استفاده می‌شود.<sup>[۱]</sup> شمع انرژی، یکی از مرسوم‌ترین سازه‌های زمین‌گرمایی است که در قالب گروه شمع علاوه بر نقشی که به عنوان المان سازه‌ی دارد، به عنوان المان مبدل حرارتی نیز استفاده می‌شود. شمع‌های انرژی، مبدل‌های حرارتی غیرمستقیمی هستند که در آن محیط، حامل گرما تماس مستقیم با خاک ندارد و از لوله‌های پلی‌اتیلن که داخل شمع‌های بتنی کارگذاری می‌شوند، برای برداشت و یا ذخیره‌ی انرژی حرارتی در زمین استفاده می‌شود و در نتیجه نیاز به تغییر در ساختار شمع‌ها نیست.<sup>[۲]</sup> گرم و سرد کردن ساختمان‌ها نیاز به یک مدار اولیه در داخل شمع حرارتی و یک مدار ثانویه در داخل سازه‌ی ساختمان دارد. مدار اولیه کاملاً در زیر زمین است، که شامل: لوله‌های حاوی سیال، داخل لوله‌ها (آب)، شمع بتنی و خاک اطراف شمع‌ها می‌شوند. مدار ثانویه، که داخل ساختمان است، شامل لوله‌های حلقه‌ی بسته‌ی است که در کف اتاق‌ها، دیوارها و یا سقف جایگذاری شده است.<sup>[۱]</sup> هر دو مدار توسط یک پمپ حرارتی زمین منبع (GSHP)<sup>۱</sup> به هم متصل و با مصرف انرژی کمی باعث می‌شوند تا درجه‌ی حرارت ساختمان با کم کردن و یا بالا بردن دمای سیال برای ساکنان مطبوع و مطلوب

انتشار گازهای گلخانه‌یی، که در اثر مصرف سوخت‌های فسیلی صورت می‌گیرد، باعث گرمایش روزافزون زمین شده و در نتیجه خطرهای زیست‌محیطی بسیاری را به وجود آورده است. تغییرات اقلیمی علاوه بر ضررهای اقتصادی، که بر دوش دولت‌ها و به تبع آن بر روی مردم می‌گذارد، باعث تلفات جانی نیز می‌شود. لذا در چهار دهه‌ی اخیر، به استفاده از انرژی‌های پاک، تجدیدپذیر و پایدار به عنوان جایگزین سوخت‌های فسیلی به صورت جدی ملاحظه و توجه شده است.<sup>[۱]</sup> انرژی زمین‌گرمایی سطحی، به عنوان یکی از جایگزین‌های مناسب علاوه بر پایداری و تجدیدپذیری بودن، قابلیت استفاده در تمام محل‌ها، مستقل از موقعیت جغرافیایی و یا درجه‌ی حرارت محیط را دارد. می‌توان از شمع‌ها، پوشش تونل‌ها، دیوار پارکینگ‌ها، دیوارهای دیافراگمی و دال‌ها به عنوان سازه‌های مبادله‌گر انرژی زمین‌گرمایی استفاده کرد. دمای خاک از عمق ۵ تا حدود ۵۰ متر زیر زمین مستقل از شرایط جوی است و در طی سال با دمای ثابت باقی می‌ماند. لذا این مزیتی است که از آن برای

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۶/۲۷، اصلاحیه ۱۴۰۱/۱۰/۱۷، پذیرش ۱۴۰۱/۱۱/۱۱.

استناد به این مقاله:

دانش، محمدابراهیم، کیانی فردوئی، محمدامیر، و علیایی، محمد، ۱۴۰۲. مطالعه‌ی عددی عوامل مؤثر در اندرکنش حرارتی شمع‌های انرژی در گروه شمع انرژی. مهندسی عمران شریف،

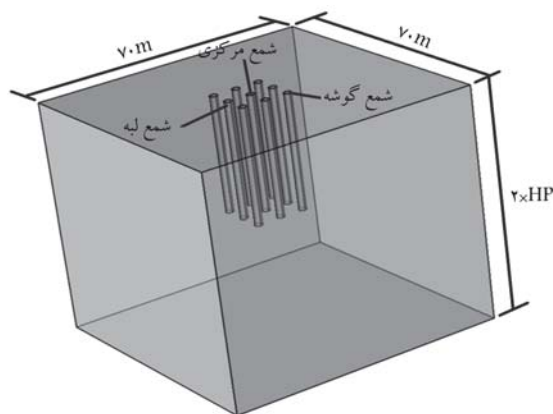
DOI:10.24200/J30.2023.61069.3145. ۲۴-۱۳، صص. ۳۹-۳۰

باشد.<sup>[۲۹]</sup> در زمستان، پمپ حرارتی زمین منبع، گرما را از زمین جذب و به داخل ساختمان هدایت می‌کند و در تابستان با سیکل معکوس، گرمای داخل ساختمان را جذب و به داخل زمین هدایت می‌کند تا در زمستان بعدی استفاده‌ی مجدد شود. گروه شمع انرژی به دو دسته‌ی شمع‌ها با فاصله‌ی زیاد از هم و دیگری با فاصله‌ی نزدیک به هم تقسیم می‌شوند. در گروه‌های شمع با فاصله‌ی زیاد، شمع‌ها به اندازه‌ی دور از یکدیگر قرار دارند که آثار آنها را می‌توان مستقل و قابل مقایسه با تک‌شمع در نظر گرفت. در گروه‌های شمع با فاصله‌ی نزدیک، شمع‌ها به قدری به یکدیگر نزدیک هستند که تحت تأثیر حضور شمع‌های مجاور از نظر حرارتی قرار می‌گیرند و نسبت به تک‌شمع، رفتار متفاوتی را نشان می‌دهند. در این نوع از گروه شمع‌ها، اندرکنش شمع‌های مجاور بر یکدیگر نیاز به مطالعه دارد.<sup>[۵]</sup> مطالعات پیشین نشان داده است که اندرکنش شمع‌های موجود در یک گروه شمع انرژی، در عملکرد پمپ حرارتی تأثیر می‌گذارد.<sup>[۷،۶]</sup> مدنظر قرار دادن این نوع اندرکنش به خصوص در پروژه‌های با فاصله‌ی نزدیک شمع‌ها، شار حرارتی زیاد و مصرف نامتوازن فصلی از پمپ حرارتی حائز اهمیت شمرده می‌شود.<sup>[۸-۱۰]</sup> پارامترهای متفاوت، از جمله: پارامترهای خاک، مثل تخلخل و خواص حرارتی خاک، پارامترهای هندسی، مثل: قطر، طول و فاصله‌ی شمع‌ها و همچنین قطر و طول لوله‌های مبدل حرارتی در کنار پارامترهای عملیاتی، مثل: میزان شارحرارتی، سرعت سیال داخل لوله‌ها و زمان عملیات پمپ باید مطالعه شوند، تا از نظر کمی و کیفی اندرکنش حرارتی بین شمع‌ها تعیین شود. علاوه بر این، باید میزان آثار اندرکنش حرارتی در عملکرد هر شمع نیز بررسی شود. برای کاهش آثار اندرکنش حرارتی در شمع‌های مبادله‌گر حرارتی (BHE)<sup>۲</sup>، می‌توان با تعیین یک فاصله‌ی بهینه این موضوع را حل کرد.<sup>[۱۱،۱۲]</sup> اما در مورد شمع‌های انرژی، که فاصله‌ی آنها براساس نیازهای رفتارهای مکانیکی مشخص می‌شود، تغییر در آن نمی‌تواند به عنوان یک گزینه‌ی منطقی مطرح شود. در نتیجه نمی‌توان با استفاده از یک سری محاسبات ساده این موضوع را حل کرد؛ لذا نیاز است تا در این زمینه بررسی بیشتری صورت گیرد. در نوشتار حاضر کوشش شده است تا با یک مطالعه‌ی پارامتریک از هر دو منظر کمی و کیفی به این موضوع پرداخته شود و راه را برای مطالعه‌ی بیشتر هموار ساخت. تاکنون چندین حل تحلیلی و عددی در ادبیات فنی گزارش شده است، که در مورد طراحی حرارتی تک‌شمع انرژی است.<sup>[۱۳-۱۶]</sup> با وجود این، مطالعات در زمینه‌ی اندرکنش حرارتی بین شمع‌ها و تأثیرهایی که این پدیده در بازده و عملکرد مؤثر گروه شمع انرژی می‌گذارد، بسیار محدود است. چالش‌های مدل‌سازی و هزینه‌های محاسباتی مرتبط با مدل‌سازی عددی و تجزیه و تحلیل گروهی از شمع‌های انرژی، از دلایل اصلی اتخاذ محاسبات ساده و تخمینی در کمی‌سازی اندرکنش حرارتی شمع و تأثیر آن در عملکرد سیستم‌های برداشت انرژی زمین‌گرمایی کم عمق هستند.<sup>[۱۷-۱۹]</sup> مطالعات ارائه شده در نوشتار حاضر دقیقاً پدیده‌ی تبادل حرارت شمع - خاک را از طریق مدل‌سازی اجزاء محدود و تجزیه و تحلیل رفتار گروه شمع انرژی به تصویر می‌کشد. مدل عددی که در پژوهش حاضر استفاده شده است، به صورت سه‌بعدی، اندرکنش حرارتی بین شمع‌های انرژی متعدد را با رویکرد پارامتریک، که به عنوان بخشی از یک گروه شمع عمل می‌کنند، مطالعه کرده است.

## ۲. ادبیات فنی

بسیاری از استانداردها از روش‌های تجربی برای محاسبه‌ی اندرکنش حرارتی بین شمع‌های مبادله‌گر حرارتی استفاده می‌کنند. استاندارد انجمن مهندسان آلمان<sup>۳</sup> در

زمینه‌ی استفاده‌ی حرارتی از شمع برای استفاده از انرژی زمین‌گرمایی کم، پیشنهادهایی از قبیل تعیین کمترین فاصله بین دو شمع مبادله‌گر حرارتی به میزان ۱۰ متر ارائه کرده است.<sup>[۲۰]</sup> در ادامه، استاندارد اخیر، سیستم پمپ‌های حرارتی زمین منبع را به دو گروه مجزا برای ظرفیت حرارتی مختلف تقسیم می‌کند. گروه اول، شامل پمپ‌هایی با ظرفیت کمتر از ۳۰ کیلووات و گروه دوم، با ظرفیت بزرگ‌تر از ۳۰ کیلووات هستند.<sup>[۲۱]</sup> برای ظرفیت کمتر از ۳۰ کیلووات، کمترین فاصله برای شمع‌های مبادله‌گر حرارتی با طول ۴۰ تا ۵۰ متر، ۵ متر پیشنهاد شده است. اما در صورتی که طول شمع‌ها بین ۵۰ تا ۱۰۰ متر باشد، فاصله‌ی مذکور ۶ متر پیشنهاد شده است. اما برای سیستم‌های با ظرفیت گرمایی بیش از ۳۰ کیلووات، استاندارد آلمان طراحی سیستم را با استفاده از روش‌های تحلیلی یا عددی پیشنهاد کرده است. علاوه بر پیشنهادهای برخی از استانداردهای بین‌المللی، روش‌های دیگری نیز برای بررسی اندرکنش حرارتی شامل روش‌های بهینه‌سازی<sup>[۲۲،۲۳]</sup> و تحلیل‌های عددی،<sup>[۲۴،۲۵]</sup> وجود دارد. براساس پاسخ حرارتی زمین، که از رفتار یک شمع فعال حرارتی به دست آمده است، لاورینج و پوری<sup>[۲۶]</sup> (۲۰۱۳ و ۲۰۱۴) و ۴،<sup>[۲۵، ۲۶]</sup> عملکرد حرارتی یک شمع انرژی منفرد را از طریق تحلیل اجزاء محدود با استفاده از یک مدل منبع حرارتی استوانه‌یی با شار حرارتی ثابت در طول شمع، ارزیابی کرده‌اند. آنها از روش برهم نهی برای بررسی آثار نسبت ابعاد و فاصله در اندرکنش حرارتی بین چندین شمع مبادله‌گر حرارتی و همچنین استخراج توابع g<sup>۵</sup> (نمایش بی‌بعد پاسخ دما در نزدیکی شمع مبادله‌گر حرارتی تحت اعمال نرخ ثابت توان)، استفاده کرده‌اند. آلبردی پاگولا<sup>۶</sup> و همکاران<sup>[۲۷]</sup> (۲۰۱۹)،<sup>[۲۶]</sup> مطالعات لاورینج و پوری،<sup>[۲۵، ۲۷]</sup> را گسترش دادند و توابع g نیمه‌تجربی را برای شمع‌های متعدد با لوله‌های حاوی سیال W شکل ارائه دادند. توابع g پیشنهادی برای شمع‌های فعال حرارتی متعدد، تخمین‌های مناسبی از پاسخ حرارتی زمین ارائه می‌دهند. با وجود این، چنین توابعی نمی‌توانند مستقیماً اثر اندرکنش حرارتی را در راندمان برداشت انرژی شمع‌های انرژی که به طور هم‌زمان عمل می‌کنند، به صورت کمی بیان کنند. مدل‌های تحلیلی و عددی که شار حرارتی ثابتی را در طول شمع فرض می‌کنند، برای ارزیابی عملکرد حرارتی گروهی از شمع‌های انرژی با لوله‌های مبدل حرارتی مارپیچی استفاده شدند.<sup>[۲۸، ۲۹]</sup> خو<sup>۷</sup> و همکاران<sup>[۲۰، ۲۱]</sup> (۲۰۲۰) و سایر<sup>۸</sup> و همکاران<sup>[۱۸]</sup> (۲۰۱۸)، عوامل اصلاحی را برای استفاده در محاسبه‌ی شار حرارتی ثابت اعمال شده بر روی یک منبع حرارتی مسطح دوبعدی پیوسته، که جایگزین خطی از مبدل‌های حرارتی زمین‌گرمایی عمودی می‌شود، را پیشنهاد کرده‌اند. چندین پژوهش نیز بر روی بررسی پارامتری پاسخ حرارتی گروهی از شمع‌های زمین‌گرمایی متمرکز شده و پارامتر وابستگی عملکرد حرارتی گروه را به پارامترهای مختلف نشان داده‌اند. بریتن و آمیس<sup>۹</sup> (۲۰۱۱)، نتایج حاصل از آزمایش هدایت حرارتی را بر روی یک تک‌شمع انرژی و گروه شمع انرژی مقایسه کرده‌اند؛ با این حال، مطالعه‌ی ایشان به طور خاص در مورد اندرکنش حرارتی بین شمع‌های انرژی بحث نکرده است.<sup>[۳۰]</sup> کالک<sup>۱۰</sup> و همکاران<sup>[۲۰، ۲۱]</sup> (۲۰۱۶)، خواص حرارتی و تخلخل چندین لایه‌ی خاک (مانند شن، ماسه‌ی متراکم، ماسه‌سنگ و ماسه‌سنگ متراکم) را از طریق مقایسه داده‌های آزمایش میدانی با نتایج اجزاء محدود گروه شمع انرژی کالیبره کرده‌اند.<sup>[۳۱]</sup> این کالیبراسیون خواص حرارتی خاک در محل، مطالعه‌ی پارامتری را برای شناسایی آثار فاصله‌ی شمع‌ها و چپش‌المان‌های مبادله‌گر حرارتی در عملکرد حرارتی شمع تسهیل می‌کند. با استفاده از روش حجم محدود، کوبی و ژو<sup>۱۱</sup> (۲۰۱۷ و ۲۰۱۸)،<sup>[۳۲، ۳۳]</sup> یک مدل انتقال حرارت گذرای سه‌بعدی را برای یک گروه شمع انرژی توسعه داده و آثار سرعت جریان سیال حامل گرما با فاصله بین محل ورود و خروج لوله‌ی مبادله‌گر حرارتی را در میزان دمای خروجی و نرخ انتقال حرارت بررسی کرده‌اند. شبیه‌سازی‌های عددی عملکرد حرارتی گروه‌های شمع



شکل ۱. هندسه‌ی مدل سه‌بعدی.

جدول ۱. مشخصات خاک، بتن، آب و لوله‌ها.

ماده	چگالی ( $kg/m^3$ )	هدایت حرارتی ( $W/(m \cdot ^\circ C)$ )	ظرفیت گرمایی ویژه ( $J/kg \cdot ^\circ C$ )
خاک	۱۹۲۲	۱/۸	۱۵۰۹
بتن	۲۴۰۰	۱/۷	۹۵۰
آب	۱۰۰۰	۰/۶	۴۱۸۴
لوله	---	۰/۴۸	---

تراهدرال<sup>۱۴</sup> است. لوله‌های حاوی سیال با اندازه‌ی مش خیلی ریز، شمع‌های انرژی با اندازه‌ی مش ریز و خاک اطراف شمع با اندازه‌ی مش متوسط مش‌گذاری و در مطالعه‌ی حاضر استفاده شده است.

### ۱.۳. شرایط مرزی و اولیه

با توجه به مطالعه‌ی که در سال ۱۳۹۵ انجام شده است، دمای زمین در عمق ۱۰ متری در شهر تهران به طور متوسط حدود ۱۷ درجه‌ی سانتی‌گراد تعیین شده است.<sup>[۳۹]</sup> لذا، دمای اولیه‌ی کل مدل برابر با  $17^\circ C$  در نظر گرفته شده است. دمای ورودی سیال،  $32^\circ C$  فرض شده است. در مدل‌سازی انتقال حرارت، شرایط مرزی شار حرارتی ثابت<sup>۱۵</sup> بر روی مرزهای خاک اطراف در همه‌ی جهت‌ها اعمال شده‌اند.

### ۲.۳. فرضیات و روابط حاکم

فرضیات حاکم بر مسئله از این قرار است:

۱. خاک اطراف یک محیط متخلخل، اشباع است.
  ۲. تأثیر دمای سطح زمین بر دمای خاک، نادیده گرفته شده است.<sup>[۴۰]</sup>
  ۳. دمای اولیه‌ی خاک، گروه شمع انرژی، سیال و لوله‌ها یکسان است.
  ۴. تمام خواص ترموفیزیکی مواد در مدل در همه جهت ثابت خواهد بود.
- برای انتقال حرارت رسانشی در شمع‌ها، معادله‌ی انتقال حرارت براساس قانون فوریه مطابق رابطه‌ی ۱ اتخاذ می‌شود:

$$\rho_s C_{p,s} \frac{\partial T_s}{\partial t} - k_s \nabla^2 T_s = Q \quad (1)$$

که در آن،  $\rho_s$  چگالی ( $kg/m^3$ )،  $C_{p,s}$  ظرفیت گرمایی ویژه‌ی خاک ( $J/(kg \cdot ^\circ C)$ )،  $T_s$  دمای خاک ( $^\circ C$ )، زمان  $t$  (روز)،  $k_s$  هدایت حرارتی خاک ( $W/(m \cdot ^\circ C)$ ) و  $Q$  منبع انرژی در واحد حجم ( $W/m^3$ ) هستند.

انرژی تحت بارهای گرمایشی و سرمایشی متعادل و نامتعادل نشان داد که یک بار حرارتی متعادل برای یک سیستم پمپ حرارتی زمین منبع مفید است.<sup>[۹ و ۱۰]</sup> با وجود این، چنین مطالعاتی تغییر بالقوه در اندرکنش حرارتی شمع به شمع را تحت شرایط بارگذاری حرارتی مختلف شناسایی و تشخیص نمی‌دهند. تعداد محدودی پژوهش به بررسی رفتار گروه شمع انرژی از نظر انواع و کاربردهای آن پرداخته‌اند.<sup>[۳۹-۴۶]</sup>

کُنگ<sup>۱۲</sup> و همکاران (۲۰۱۹)، به این نتیجه رسیدند که از دست دادن نرخ تبادل حرارتی، در مقایسه با شمع انرژی تکی، به موقعیت یک شمع در یک گروه بستگی دارد. ایشان با استفاده از گرافیت در طرح اختلاط بتن استفاده شده در شمع انرژی، میزان هدایت حرارتی بتن را افزایش داده و در نتیجه مشاهده کرده‌اند که افزایش هدایت حرارتی مواد شمع، باعث افزایش ضریب انتشار حرارتی و در نتیجه افزایش نرخ تبادل حرارتی می‌شود.<sup>[۳۴]</sup> لیو<sup>۱۳</sup> و همکاران (۲۰۲۰)، از طریق تجزیه و تحلیل گروهی از شمع‌های انرژی با لوله‌های حاوی سیال U شکلی، که تا عمق بیشتر از طول شمع گسترش می‌یابند، فاصله‌ی کمینه را در حدود ۷ برابر قطر شمع انرژی توصیه کرده‌اند، تا از تداخل حرارتی بین شمع‌ها جلوگیری شود.<sup>[۲۵]</sup> جدا از مطالعات بر روی اندرکنش حرارتی و کارایی، چندین پژوهش،<sup>[۳۸-۴۶]</sup> نیز رفتار مکانیکی گروه‌های شمع انرژی و روش‌های پیشنهادی (مانند روش ضریب اندرکنش و غیره) را برای محاسبه‌ی جابه‌جایی عمودی شمع انرژی، که به عنوان بخشی از یک گروه شمع عمل می‌کنند، تجزیه و تحلیل کرده‌اند. ادبیات موجود در این زمینه شواهد کافی از وجود اندرکنش حرارتی بین شمع‌های انرژی مختلف در یک گروه را نشان می‌دهد. با وجود این، در مطالعات اخیر اثر پارامترهای متفاوت مؤثر در رفتار گروه شمع و تحلیل سه‌بعدی با رویکرد پارامتریک انجام نشده است. از این رو پژوهش حاضر قصد دارد اندرکنش حرارتی را با در نظر گرفتن پارامترهای مؤثر، مانند: تخلخل خاک، سرعت سیال، طول شمع، قطر شمع، موقعیت شمع و نسبت فاصله به قطر شمع، رفتار مذکور بررسی کند و نتایجی را به صورت کمی و کیفی ارائه دهد تا بهینه‌ترین حالت ممکن مشخص شود.

### ۳. مدل‌سازی عددی

استفاده از روش‌های عددی، یک روش متداول برای یافتن راه‌حل‌هایی با شرایط انتقال حرارت پیچیده است. بنابراین، یک مدل عددی سه‌بعدی برای مطالعه‌ی اندرکنش حرارتی گروه شمع انرژی ایجاد شده است. هندسه‌ی مدل عددی گروه شمع انرژی از اجزاء متعددی شامل لوله‌های میدل حرارتی U شکل، شمع بتنی و خاک اطراف گروه شمع تشکیل شده است. مدل عددی ارائه شده، ۷۰ متر طول، ۷۰ متر عرض و عمق آن دو برابر طول شمع انرژی انتخاب شده است، به نحوی که بهینه‌ترین ابعاد برای جلوگیری از اثر شرایط مرزی در پاسخ به دست آید. در نوشتار حاضر، قطرهای شمع انرژی از ۵ تا ۲۰ متر و طول‌های ۱۰ تا ۳۰ متر بررسی شده است. قطر داخلی لوله‌های حاوی سیال، ۳۲ میلی‌متر و ضخامت دیواره‌ی لوله، ۲/۵ میلی‌متر بوده است. جزئیات بیشتر در مورد هندسه‌ی مدل در شکل ۱ مشاهده می‌شود. در اطراف شمع، یک لایه خاک ماسه‌ی همگن در نظر گرفته شده است. خواص حرارتی خاک در امتداد عمق، که شامل میزان آب موجود در واحد حجم خاک، هدایت حرارتی، چگالی و ظرفیت گرمایی ویژه است، ثابت فرض شده است. مشخصات خاک، بتن، سیال در گردش و لوله‌ی حاوی سیال در جدول ۱ ارائه شده است. در پژوهش حاضر، رفتار گروه شمع برای یک دوره‌ی عملیات پمپ حرارتی در طی ۹۰ روز بررسی شده است. بعد از انجام آنالیز مش در اندازه‌های متفاوت و مقایسه‌ی نتایج آن مشخص شد که مش بندی بهینه‌ی کمینه شامل ۱۲۹۰۰۰ المان ۴ وجهی

که در آنها،  $\theta_s$  درصد حجمی جامد و  $(1 - \theta_s)$  درصد حجمی سیال در واحد حجم خاک هستند. برای لایه‌های خاک اشباع،  $(1 - \theta_s)$  برابر تخلخل خاک است. با تقسیم دو طرف رابطه‌ی ۷ به  $(\rho C_p)_{eff}$  با بازنویسی آن، رابطه‌ی ۱۰ به دست می‌آید:

$$\frac{\partial T_s}{\partial t} - (\alpha)_{eff} \nabla^2 T_s = Q / (\rho C_p)_{eff} \quad (10)$$

که در آن،  $(\alpha)_{eff}$  ضریب انتشار حرارتی مؤثر، مطابق رابطه‌ی ۱۱ به دست می‌آید:

$$(\alpha)_{eff} = \frac{k_{eff}}{(\rho C_p)_{eff}} \quad (11)$$

برای تعیین میزان کاهش انرژی استحصالی از گروه شمع انرژی، ضریب اندرکنش حرارتی<sup>۱۹</sup> به صورت رابطه‌ی ۱۲ تعریف می‌شود:

$$\Omega_{th} = P_i / P_s \quad (12)$$

که در آن،  $\Omega_{th}$  ضریب اندرکنش حرارتی،  $P_i$  انرژی استحصالی از شمع مورد نظر در گروه شمع انرژی و  $P_s$  انرژی استحصالی از تک شمع انرژی هستند.

برای محاسبه‌ی میزان انرژی استحصالی از شمع انرژی، از معادله‌ی ۱۳ استفاده می‌شود:

$$Q = \rho_f C_{p,f} v_{rf} A_p (T_{in} - T_{out}) \quad (13)$$

که در آن،  $Q$  میزان انرژی استحصالی،  $\rho_f$  و  $C_{p,f}$  به ترتیب ظرفیت گرمایی ویژه و چگالی سیال،  $v_{rf}$  سرعت سیال،  $A_p$  مساحت سطح مقطع لوله و  $T_{in}$  و  $T_{out}$  به ترتیب دماهای ورودی و خروجی سیال هستند.

### ۳.۳. راستی‌آزمایی مدل

راستی‌آزمایی مدل براساس نوشتار کونگ<sup>۲۰</sup> و همکاران (۲۰۱۹)<sup>[۲۴]</sup> به این شرح انجام شده است:

شبیه‌سازی انتقال حرارت توسط نرم‌افزار کامسول مولتی‌فیزیک انجام شده است. مدل مذکور از شمع بتنی، خاک اطراف شمع و لوله‌های مبدل حرارتی تشکیل شده است. قطر شمعها ۸/۰ متر و ارتفاع آنها ۱۵ متر بوده است. فاصله‌ی بین شمعها سه برابر قطر شمع در نظر گرفته شده است. ابعاد مدل سه‌بعدی ۳۶ متر طول، ۳۶ متر عرض و ۲۱ متر عمق بوده است. لوله‌های مبدل حرارتی شکل مارپیچ با شعاع ۳۰ سانتی‌متر با گام بین حلقه‌ها برابر با ۳۰ سانتی‌متر دارند که از لوله‌ی با قطر داخلی لوله ۲ سانتی‌متر و ضخامت دیواره‌ی ۲۵/۰ سانتی‌متر ساخته شده‌اند. ورود آب از بالای شمع صورت گرفته و پس از ورود، آب ابتدا در امتداد لوله‌ی مارپیچ به پایین رسیده و سپس در انتهای شمع به وسیله‌ی یک لوله‌ی خطی به بالای شمع بالا رفته است (شکل ۲).

در پژوهش حاضر، اثر استفاده‌ی طولانی‌مدت از شمع انرژی در تابستان تجزیه و تحلیل شده است؛ به نحوی که زمان شبیه‌سازی ۶۰ روز و سرعت گردش آب به عنوان سیال مبادله‌گر حرارتی داخل لوله‌ها ۸/۰ متر بر ثانیه بوده است. دمای ورودی آب برابر ۳۲ درجه‌ی سانتی‌گراد و دمای اولیه‌ی خاک، ۱۷ درجه‌ی سانتی‌گراد در نظر گرفته شده است. به دلیل آن‌که ابعاد مدل به میزان کافی بزرگ فرض شده است، در اثر عملکرد پمپ حرارتی دمای خاک در مرزهای مدل تغییری نیافته و برابر ۱۷ درجه‌ی سانتی‌گراد باقی مانده است.

برای انتقال حرارت بین سیال و لوله‌ها، لوله‌ها و جریان داخل آن با یک المان خطی (به جای المان سه‌بعدی) ساده‌سازی می‌شود، که مزیت زیادی از نظر راندمان محاسباتی و مش‌بندی دارد.<sup>[۱۹]</sup> معادله‌ی تعادل حرارتی سیال در لوله‌ها به صورت رابطه‌ی ۲ به دست می‌آید:

$$\rho_f A_{pipe} C_{p,f} \left( \frac{\partial T_p}{\partial t} + u \nabla T_p \right) - A_{pipe} k_f \nabla^2 T_p = \frac{1}{r} f_D \frac{\rho_f A_p}{d_h} |u| u + Q_{wall} \quad (2)$$

که در آن،  $\rho_f$  چگالی سیال  $(kg/m^3)$ ،  $A_{pipe}$  سطح مقطع لوله  $(m^2)$ ،  $C_{p,f}$  ظرفیت حرارتی ویژه‌ی سیال  $(J/(kg \cdot ^\circ C))$  و  $T_p$  دمای سیال در لوله‌ها  $(^\circ C)$  هستند. همچنین،  $u$  سرعت سیال در لوله‌ها  $(m/s)$ ،  $k_f$  هدایت حرارتی سیال  $(W/(m \cdot ^\circ C))$ ،  $f_D$  ضریب اصطکاک دارسی و  $d_h$  قطر هیدرولیکی لوله هستند.  $Q_{wall}$  عبارت از منبع گرمایی از لوله‌های مبدل حرارتی است، که می‌توان آن را به صورت رابطه‌ی ۳ توصیف کرد:

$$Q_{wall} = (hZ)_{eff} (T_{ext} - T_p) \quad (3)$$

که در آن،  $(hZ)_{eff}$  مطابق رابطه‌ی ۴ محاسبه می‌شود:

$$(hZ)_{eff} = \frac{2\pi}{\frac{1}{r_{ip} h_{int}} + \frac{\ln(r_{op}/r_{ip})}{k_p}} \quad (4)$$

که در آن،  $(hZ)_{eff}$  حاصل ضرب  $h$  ضریب انتقال حرارت همرفتی مؤثر  $Z(m)$  و محیط دیواره‌ی لوله و همچنین دمای خارجی لوله  $(W/(m \cdot ^\circ C))$  هستند.  $h_{int}$  ضریب انتقال حرارت همرفت رابطه‌ی ۵،  $r_{ip}$  و  $r_{op}$  به ترتیب شعاع‌های خارجی و داخلی لوله‌ی حاوی سیال و  $k_p$   $(W/(m \cdot ^\circ C))$  هدایت حرارتی لوله هستند:

$$h_{int} = Nu \frac{k_f}{d_h} \quad (5)$$

که در آن،  $Nu$  حاصل ضرب  $h$  عدد نوزلت<sup>۱۶</sup> است، که برای جریان آرام مساوی به ۳/۶۶ و برای جریان آشفته مطابق معادله‌ی ۶ به دست می‌آید:

$$N_{u,turb} = \frac{\left( \frac{f_D}{\lambda} \right) (Re - 1000) P_r}{1 + 12.7 \left( \frac{f_D}{\lambda} \right)^{\frac{1}{4}} \left( P_r^{\frac{1}{4}} - 1 \right)} \quad (6)$$

که در آن،  $P_r$  عدد پراوندل<sup>۱۷</sup> و  $Re$  عدد رینولدز<sup>۱۸</sup> هستند.

برای انتقال حرارت در خاک اطراف (محیط متخلخل)، معادله‌ی انتقال حرارت محیط متخلخل می‌تواند به صورت رابطه‌ی ۷ بیان شود:

$$(\rho C_p)_{eff} \frac{\partial T}{\partial t} - k_{eff} \nabla^2 T_s = Q \quad (7)$$

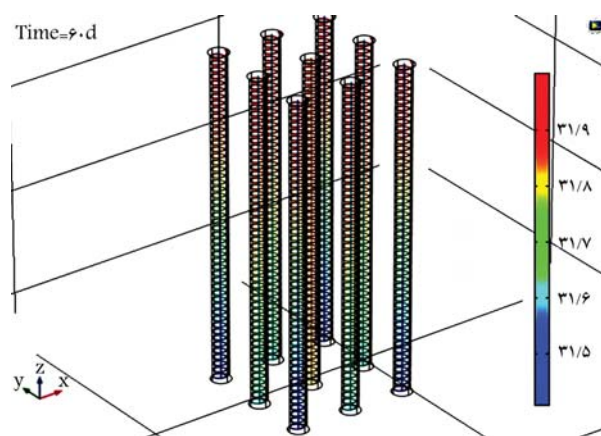
که در آن،  $T_s$  دمای خاک  $(^\circ C)$ ،  $Q$  منبع انرژی در واحد حجم  $(W/m^3)$ ،  $(\rho C_p)$  و  $k_{eff}$  به ترتیب ظرفیت گرمایی حجمی مؤثر  $(W/(m^3 \cdot ^\circ C))$  و رسانایی گرمایی مؤثر  $(W/(m \cdot ^\circ C))$  هستند، که می‌توان با استفاده از روابط ۸ و ۹ برای یک خاک متخلخل اشباع محاسبه کرد:

$$(\rho C_p)_{eff} = \theta_s \rho_s C_{p,s} + (1 - \theta_s) \rho_f C_{p,f} \quad (8)$$

$$k_{eff} = \theta_s k_s + (1 - \theta_s) k_f \quad (9)$$

جدول ۴. مقایسه‌ی نتایج نوشتار حاضر با راستی آزمایی - شمع انرژی گوشه.

شمع انرژی گوشه			
خطا (%)	انرژی استحصالی		زمان (روز)
	راستی آزمایی (W/m)	کونگ و همکاران (W/m)	
۱/۸	۱۱۳	۱۱۱	۴
۰/۴	۸۱/۳	۸۱	۱۰
۲/۰	۶۳/۲۵	۶۲	۲۰
۲/۰	۵۲	۵۱	۳۰
۲/۳	۴۵	۴۴	۴۰
۱/۳	۴۰	۳۹/۵	۵۰
۱/۴	۳۶/۵	۳۶	۶۰
۱/۶	متوسط خطا		



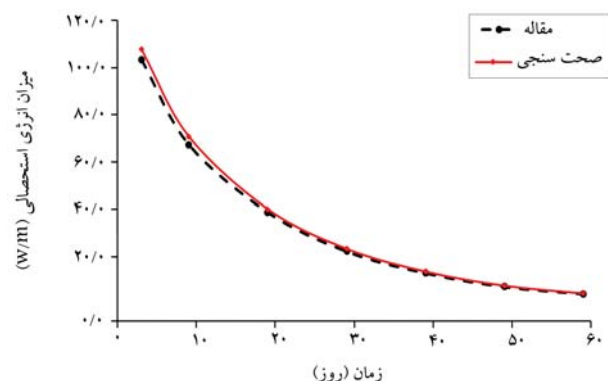
شکل ۲. نحوه‌ی چینش لوله‌ها و شمع انرژی در مدل راستی آزمایی.

جدول ۲. مقایسه‌ی نتایج نوشتار حاضر با راستی آزمایی - شمع انرژی مرکزی.

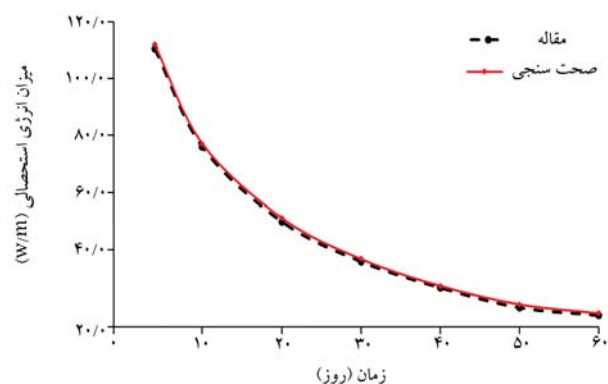
شمع انرژی مرکزی			
خطا (%)	انرژی استحصالی		زمان (روز)
	راستی آزمایی (W/m)	کونگ و همکاران (W/m)	
۴/۱	۱۱۶	۱۱۱	۴
۴/۸	۷۸/۵۷	۷۵	۱۰
۲/۹	۴۷/۷۶	۴۶/۵	۲۰
۳/۵	۳۱/۰۶	۳۰	۳۰
۲/۷	۲۱/۳۶	۲۰/۸	۴۰
۲/۶	۱۵/۳۹	۱۵	۵۰
۰/۷	۱۲۰/۹	۱۲	۶۰
۳/۱	متوسط خطا		

جدول ۳. مقایسه‌ی نتایج نوشتار حاضر با راستی آزمایی - شمع انرژی لبه.

شمع انرژی لبه			
خطا (%)	انرژی استحصالی		زمان (روز)
	راستی آزمایی (W/m)	کونگ و همکاران (W/m)	
۱/۳	۱۱۲/۴۵	۱۱۱	۴
۱/۶	۸۰/۲۳	۷۹	۱۰
۲/۲	۵۶/۲۲	۵۵	۲۰
۲/۱	۴۲/۹۹	۴۲	۳۰
۱/۹	۳۴/۱۵	۳۳/۵	۴۰
۴/۱	۲۸/۱۱	۲۷	۵۰
۳/۰	۲۵/۲۳	۲۴/۵	۶۰
۲/۳	متوسط خطا		



شکل ۳. نمودار مقایسه‌ی نتایج نوشتار حاضر با راستی آزمایی - شمع انرژی مرکزی.



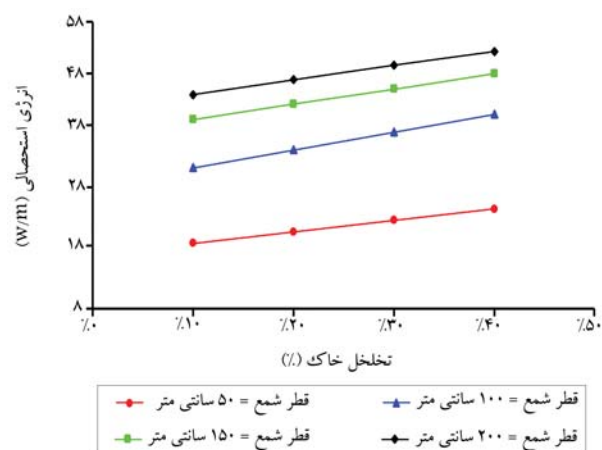
شکل ۴. نمودار مقایسه‌ی نتایج نوشتار حاضر با راستی آزمایی - شمع انرژی لبه.

مقایسه‌ی نتایج نوشتار حاضر و راستی آزمایی به ترتیب برای شمع انرژی مرکزی، لب و گوشه در طول ۶۰ روز مشاهده می‌شود.

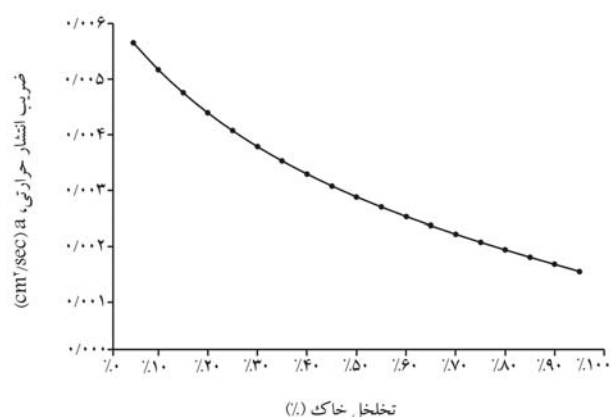
## ۴. مطالعه‌ی پارامتریک

برای بررسی پارامترهای مؤثر در میزان اندرکشی حرارتی و اثر آن در تغییر انرژی استحصالی از گروه شمع، پارامترهایی همچون تخلخل خاک اطراف گروه شمع انرژی، سرعت سیال داخل لوله‌ها، قطر شمع انرژی، طول شمع انرژی، فاصله‌ی شمع‌ها از هم و موقعیت شمع انرژی مطالعه شده است.

مقایسه‌ی نتایج مطالعه‌ی کونگ و همکاران (۲۰۱۹) و مدل راستی آزمایی ارائه شده در پژوهش حاضر در جدول‌های ۲ الی ۴ ارائه شده است. براساس نتایج اخیر، متوسط خطا برای شمع انرژی مرکزی، شمع انرژی لبه و شمع انرژی گوشه به ترتیب برابر ۳/۱، ۲/۳ و ۱/۶ درصد بوده است. همچنین در شکل‌های ۳ الی ۵،

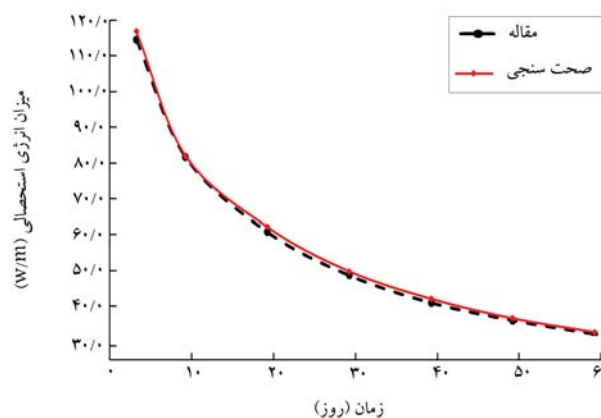


شکل ۸. انرژی استحصالی بر حسب تخلخل خاک، شمع لبه، طول شمع ۱۰ متر، سرعت سیال: ۶/۰ متر بر ثانیه.

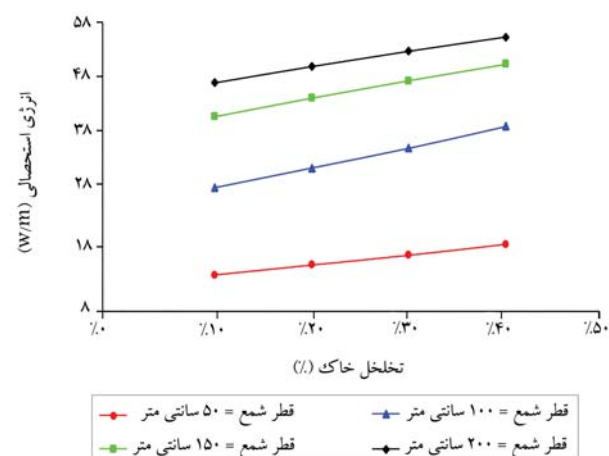


شکل ۹. ضریب انتشار حرارتی بر حسب تخلخل خاک.

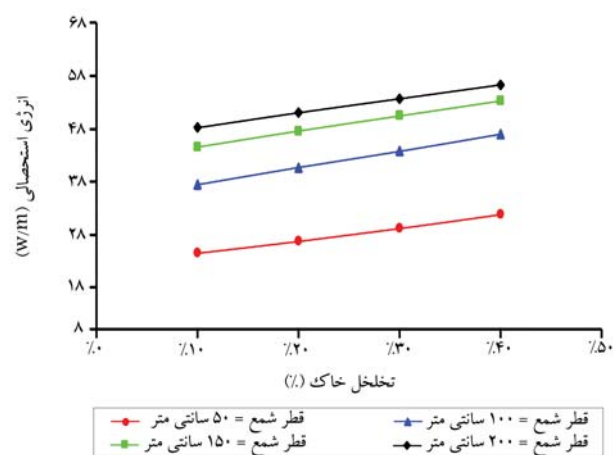
واحد زمان) مشاهده می‌شود. رفتار حرارتی شمع انرژی در خاک‌هایی با تخلخل‌های متفاوت نشان می‌دهند که با افزایش تخلخل خاک، میزان انرژی استحصالی از گروه شمع انرژی نیز افزایش پیدا کرده است. پدیده‌ی مذکور در هندسه‌های مختلف یک روند را نشان می‌دهد و با تغییر هندسه، روند و رفتار آن تغییر نمی‌یابد، اگر چه از نظر کمیت مقدار آن تغییر می‌یابد. تغییر در تخلخل خاک موجب تغییر سه پارامتر مؤثر در انتقال حرارت خاک، که عبارت‌اند از: رسانایی حرارتی، ظرفیت گرمایی ویژه و چگالی خاک می‌شود. طبق تئوری مخلوط‌ها<sup>۲۱</sup> و روابط ۸ و ۹ (روابط محاسبه‌ی خصوصیات خاک متخلخل براساس میانگین‌گیری حجمی) با افزایش تخلخل و افزایش سهم آب در حجم واحد مخلوط خاک، رسانایی حرارتی کاهش و ظرفیت گرمایی حجمی افزایش می‌یابد. با بازنویسی رابطه‌ی انتقال حرارت در خاک رابطه‌ی ۷، رابطه‌ی ۱۰ به دست می‌آید، که خواص خاک اشباع در آن لحاظ شده است؛ که در آن،  $\alpha_{eff}$  پارامتر ضریب انتشار حرارتی مؤثر<sup>۲۲</sup> است. مطابق شکل ۹ مشاهده می‌شود که برای خاک در نظر گرفته شده با افزایش تخلخل، مقدار ضریب انتشار حرارتی کاهش و در نتیجه، تداخل حرارتی کاهش و میزان انرژی استحصالی افزایش یافته است. همچنین مقایسه‌ی توسعه‌ی حرارت در شکل‌های ۱۰ و ۱۱ نشان می‌دهند که هر چه میزان تخلخل کمتر باشد، ضریب انتشار حرارتی بیشتر شده و در بلندمدت به علت تداخل حرارتی، ظرفیت استحصال انرژی از گروه شمع کاهش یافته است.



شکل ۵. نمودار مقایسه‌ی نتایج نوشتار حاضر با راستی آزمایی - شمع انرژی گوشه.



شکل ۶. انرژی استحصالی بر حسب تخلخل خاک، شمع مرکزی، طول شمع ۱۰ متر، سرعت سیال: ۶/۰ متر بر ثانیه.

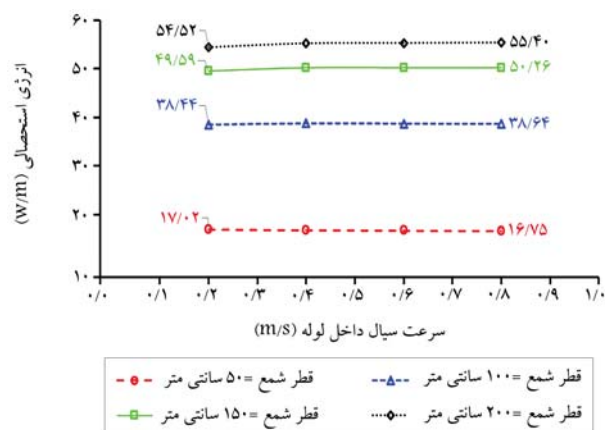


شکل ۷. انرژی استحصالی بر حسب تخلخل خاک، شمع گوشه، طول شمع ۱۰ متر، سرعت سیال: ۶/۰ متر بر ثانیه.

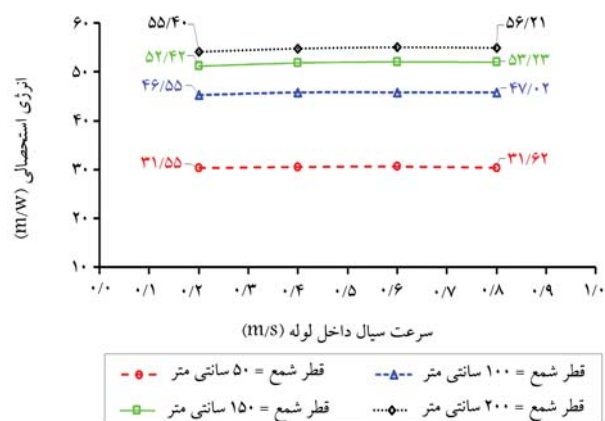
#### ۱.۴. اثر تخلخل خاک در اندرکنش شمع‌ها

برای بررسی تأثیر تخلخل خاک، مقادیر تخلخل ۱۰، ۲۰، ۳۰ و ۴۰ درصد برای خاک اطراف گروه شمع در نظر گرفته شده است. در شکل‌های ۶ الی ۸، محور عمودی مقدار انرژی نرمالایز شده (یعنی میزان انرژی دریافتی تقسیم بر طول شمع در

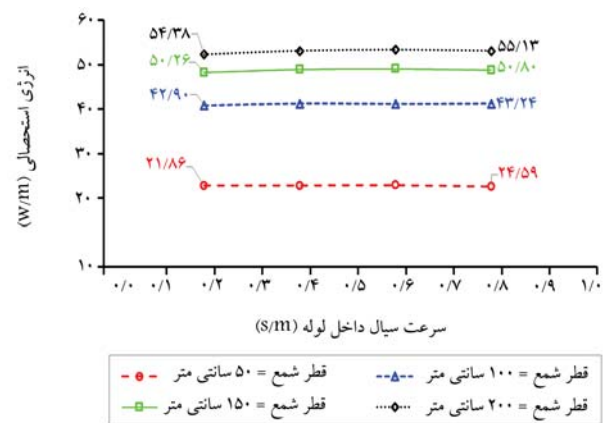




شکل ۱۲. نمودارهای انرژی استحصالی بر حسب سرعت سیال - شمع مرکزی، طول شمع ۱۰ متر، تخلخل ۴۰٪.



شکل ۱۳. نمودارهای انرژی استحصالی بر حسب سرعت سیال - شمع گوشه، طول شمع ۱۰ متر، تخلخل ۴۰٪.



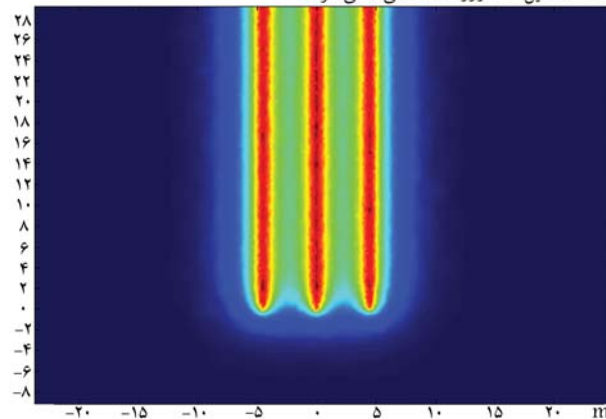
شکل ۱۴. نمودارهای انرژی استحصالی بر حسب سرعت سیال - شمع لبه، طول شمع ۱۰ متر، تخلخل ۴۰٪.

شکل ۱۳، که مربوط شمع گوشه است، مشاهده می‌شود که در همه‌ی قطره‌های شمع، میزان انرژی استحصالی در تخلخل ۴۰٪ حالت افزایشی را نشان می‌دهد.

### ۳.۴. اثر قطر شمع انرژی در اندرکنش شمع‌ها

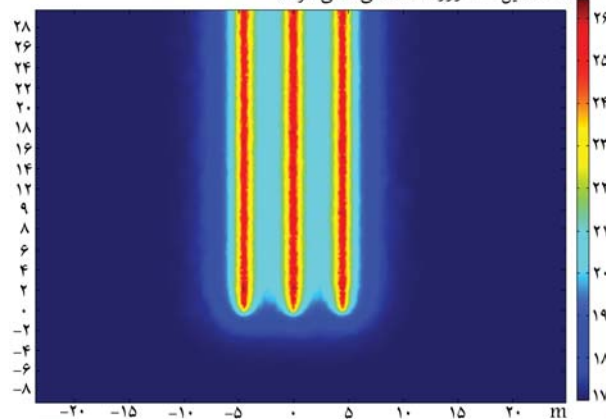
برای بررسی اثر قطر شمع انرژی، قطرهای ۵۰، ۱۰۰، ۱۵۰ و ۲۰۰ سانتی‌متر مطالعه

(نوع مواد = خاک با تخلخل ۱۰٪، سرعت سیال = ۰/۶ متر بر ثانیه، شعاع شمع ۷۵ سانتی متر، مدت تحلیل = ۹۰ روز، دما سطحی سانتی گراد)



شکل ۱۰. تجمع حرارتی، تخلخل خاک ۱۰٪، قطر شمع ۱/۵ متر، طول شمع ۳۰ متر، سرعت سیال: ۰/۶ متر بر ثانیه.

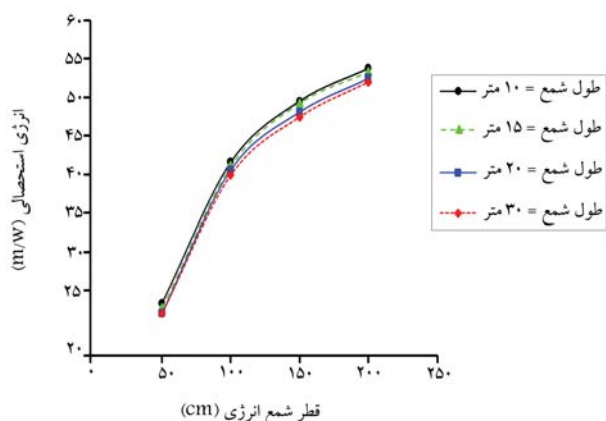
(نوع مواد = خاک با تخلخل ۴۰٪، سرعت سیال = ۰/۶ متر بر ثانیه، شعاع شمع ۷۵ سانتی متر، مدت تحلیل = ۹۰ روز، دما سطحی سانتی گراد)



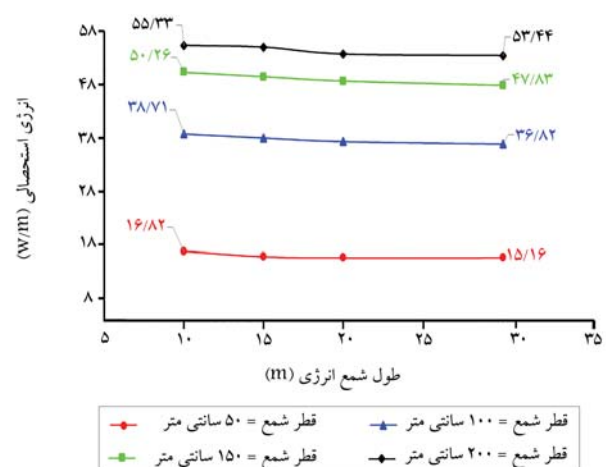
شکل ۱۱. تجمع حرارتی، تخلخل خاک ۴۰٪، قطر شمع ۱/۵ متر، طول شمع ۳۰ متر، سرعت سیال: ۰/۶ متر بر ثانیه.

### ۲.۴. اثر سرعت سیال در لوله‌ها در اندرکنش شمع‌ها

برای بررسی اثر سرعت سیال در گردش داخل لوله‌های میبدل حرارتی سرعت‌های ۰/۲، ۰/۴، ۰/۶، ۰/۸ و ۱ متر بر ثانیه در شکل‌های ۱۲ تا ۱۵ مطالعه شده‌اند. با تحلیل نتایج بر مبنای نمودارهای شکل‌های ۱۲ و ۱۴، برای یک شمع با قطر ۵۰ سانتی‌متر در صورت افزایش سرعت سیال میزان انرژی استحصالی کاهش پیدا کرده و این به دلیل نزدیکی شمع‌ها به هم و اندرکنش حرارتی زیاد بین شمع‌ها بوده است. اما در صورتی که قطر شمع افزایش پیدا کند و از آنجایی که نسبت  $s/D$  ثابت است، فاصله‌ی بین شمع‌ها بیشتر شده و از میزان اندرکنش حرارتی کاسته و باعث شده است تا روند نمودارها حالت افزایشی داشته باشند. به استثناء زمانی که تخلخل خاک ۱۰٪ شکل ۱۵ است، که روند تقریباً ثابت را نشان می‌دهد. علت این مسئله را می‌توان مطابق شکل ۹ مرتبط با ضریب انتشار حرارتی در تخلخل ۱۰٪ دانست. مقدار زیاد ضریب انتشار حرارتی در این تخلخل باعث می‌شود تا خاک اطراف شمع در زمان کمتری به حالت اشباع حرارتی برسد. حالت اشباع حرارتی حالتی است که خاک به علت هم‌دمایی با دمای سیال داخل لوله‌ی دیگر، توان تبادل حرارتی ندارد و با آن نمی‌توان انرژی تبادل کرد. لذا اثر سرعت سیال به صفر میل می‌کند. مطابق



شکل ۱۸. نمودارهای انرژی استحصالی بر حسب قطر شمع - شمع لبه، سرعت سیال ۶/۰ متر بر ثانیه، تخلخل ۴۰٪.

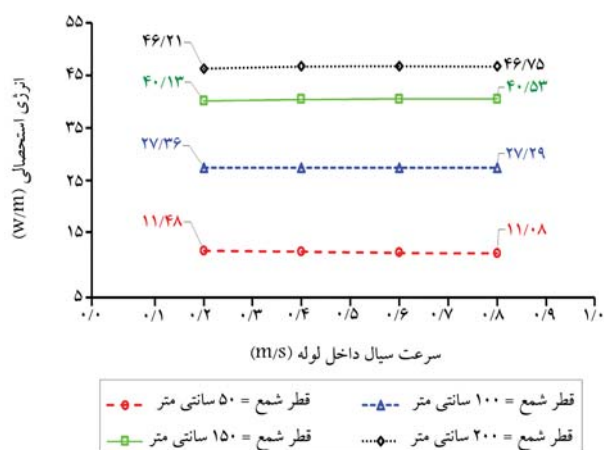


شکل ۱۹. نمودارهای انرژی استحصالی بر حسب طول شمع - شمع مرکزی، سرعت سیال ۶/۰ متر بر ثانیه، تخلخل ۴۰٪.

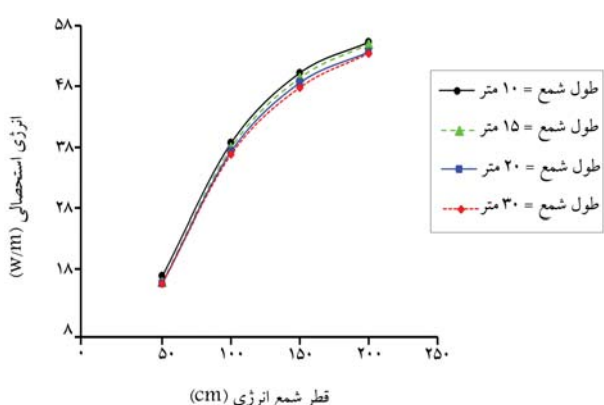
یافته است و سیال داخل لوله به ازاء اختلاف دما با خاک می‌تواند تبادل حرارتی بیشتری داشته باشد. این پدیده تا زمانی که اندرکنش حرارتی رخ دهد، در رفتار گروه شمع‌ها حاکم است. بنابراین، با افزایش قطر شمع و فاصله گرفتن شمع‌ها از هم، اندرکنش حرارتی میان شمع‌ها کاهش پیدا می‌کند و میزان انرژی استحصالی بیشتری از گروه شمع انرژی به دست خواهد آمد.

#### ۴.۴. اثر طول شمع انرژی در اندرکنش شمع‌ها

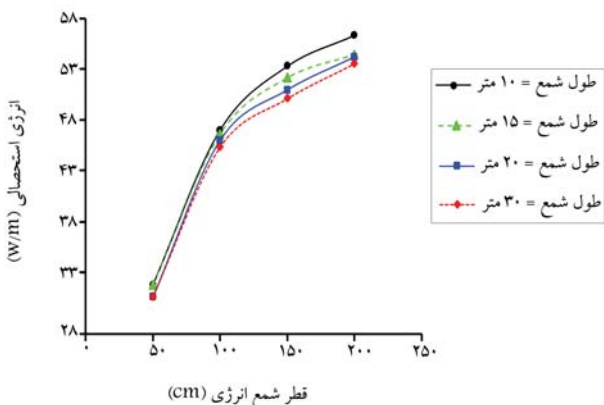
از آن‌جا که طول شمع‌ها یکی از پارامترهای هندسی گروه شمع‌های حرارتی است، گروه شمع‌هایی به طول‌های ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۳۰ متر مطالعه و نتایج آنها در شکل‌های ۱۹ الی ۲۱ مشاهده می‌شود. با افزایش طول شمع انرژی، طول لوله‌ی حاوی سیال افزایش پیدا کرده و در نتیجه، زمان تبادل حرارت سیال با محیط اطراف بیشتر شده است. در صورتی که میزان انرژی استحصالی نسبت به طول شمع محاسبه شود، با افزایش طول شمع میانگین انرژی استحصالی به ازاء هر متر شمع کاهش می‌یابد و به یک مقدار ثابت میل می‌کند. اگرچه در صورتی که مجموع انرژی استحصالی از گروه شمع نسبت به طول نرمالایز نشود، با افزایش طول شمع افزایش قابل ملاحظه‌ی در انرژی استحصالی مشاهده خواهد شد.



شکل ۱۵. نمودارهای انرژی استحصالی بر حسب سرعت - سیال شمع مرکزی، طول شمع ۱۰ متر، تخلخل ۱۰٪.

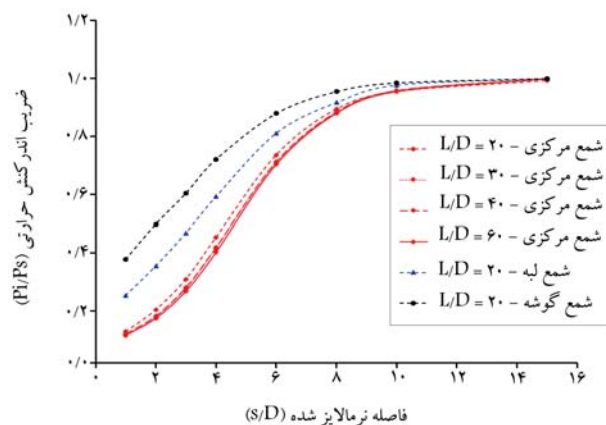


شکل ۱۶. نمودارهای انرژی استحصالی بر حسب قطر شمع - شمع مرکزی، سرعت سیال ۶/۰ متر بر ثانیه، تخلخل ۴۰٪.

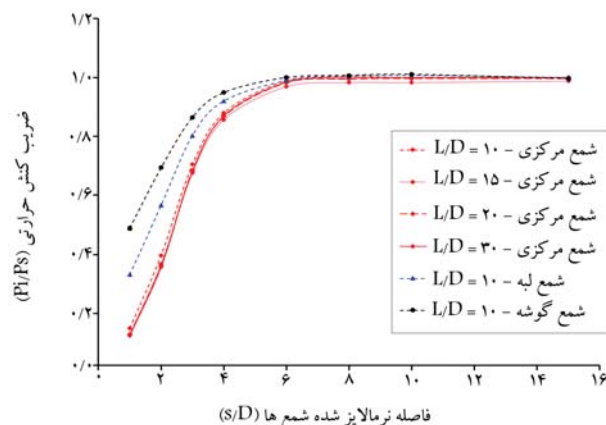


شکل ۱۷. نمودارهای انرژی استحصالی بر حسب قطر شمع - شمع گوشه، سرعت سیال ۶/۰ متر بر ثانیه، تخلخل ۴۰٪.

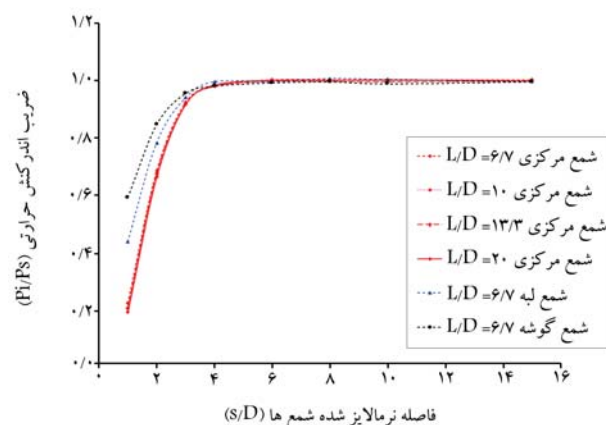
شده‌اند، که نتایج آن در شکل‌های ۱۶ الی ۱۸ ارائه شده است. براساس نتایج به دست آمده مشاهده می‌شود در صورتی که نسبت  $s/D$  ثابت باشد، با افزایش قطر شمع، میزان انرژی استحصالی از شمع افزایش یافته و این پدیده مستقل از موقعیت شمع در گروه شمع بوده است. دلیل اصلی مشاهده‌های اخیر آن است که با افزایش قطر شمع، فاصله‌ی شمع‌ها افزایش پیدا کرده و در نتیجه دمای خاک دیرتر افزایش



شکل ۲۲. تأثیر فاصله‌ی شمع‌ها در کاهش میزان انرژی استحصالی از گروه شمع انرژی - قطر ۵۰ سانتی‌متر.

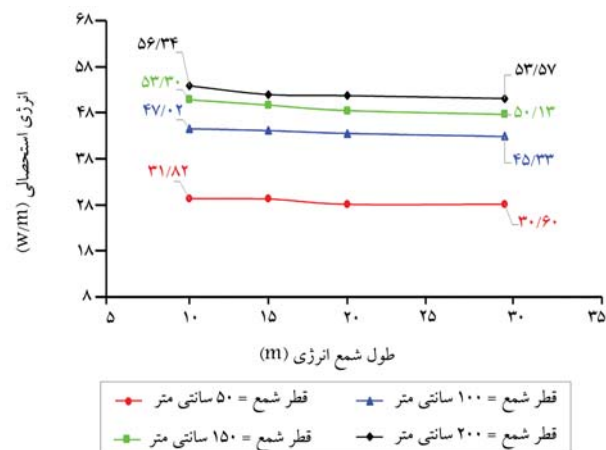


شکل ۲۳. تأثیر فاصله‌ی شمع‌ها در کاهش میزان انرژی استحصالی از گروه شمع انرژی - قطر ۱۰۰ سانتی‌متر.

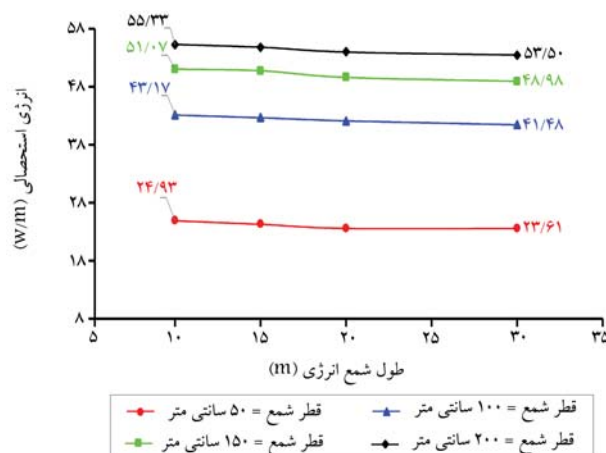


شکل ۲۴. تأثیر فاصله‌ی شمع‌ها در کاهش میزان انرژی استحصالی از گروه شمع انرژی - قطر ۱۵۰ سانتی‌متر.

نمودارهای ارائه شده در شکل‌های ۲۲ الی ۲۵ می‌توان نتیجه گرفت که شمع انرژی مرکزی به علت تأثیرپذیری بیشتر از شمع‌های اطراف کمترین میزان بازدهی انرژی و شمع انرژی گوشه به علت تأثیرپذیری کمتر، بیشترین بازدهی انرژی را داشته است.



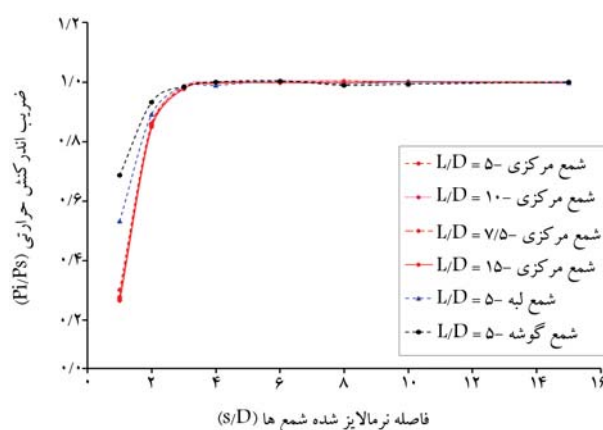
شکل ۲۰. نمودارهای انرژی استحصالی بر حسب طول شمع - شمع گوشه، سرعت سیال ۶/۰ متر بر ثانیه، تخلخل ۴۰٪.



شکل ۲۱. نمودارهای انرژی استحصالی بر حسب طول شمع - شمع لبه، سرعت سیال ۶/۰ متر بر ثانیه، تخلخل ۴۰٪.

#### ۵.۴. اثر فاصله و موقعیت شمع‌ها در اندرکنش حرارتی شمع‌ها

برای بررسی اثر فاصله‌ی شمع‌ها، نسبت‌های متفاوت فاصله‌ی شمع به قطر شمع (۲، ۳، ۴، ۶، ۸، ۱۰ و ۱۵) مطالعه شده‌اند. ضریب اندرکنش حرارتی برابر نسبت انرژی استحصالی از شمع مورد نظر در گروه شمع انرژی ( $P_i$ ) به انرژی استحصالی از تک شمع انرژی ( $P_s$ ) با مشخصات مدل مشابه است. نتایج مذکور در شکل‌های ۲۲ الی ۲۵، که به ترتیب مربوط به قطرهای ۵۰، ۱۰۰، ۱۵۰ و ۲۰۰ سانتی‌متر هستند، مشاهده می‌شود. براساس نمودارهای ارائه شده، میزان کاهش انرژی استحصالی در گروه شمع انرژی با قطر یکسان مستقل از طول شمع بوده و در تمام طول‌های شمع‌ها وابسته به موقعیت مکانی در گروه شمع، رفتار یکسانی داشته‌اند. لذا، چون تغییرات نمودارهای مربوط به شمع‌های لبه و گوشه در نسبت‌های طول به قطر متفاوت همانند شمع مرکزی یکسان بوده است، از نمایش نمودارهای مربوط صرف‌نظر شده است. از آنجایی که فاصله‌ی شمع، تابعی از قطر شمع در نظر گرفته شده است، لذا با افزایش قطر شمع، فاصله‌ی شمع‌ها نیز افزایش پیدا کرده و در نتیجه خاک اطراف شمع فرصت زمانی بیشتری برای اشباع حرارتی داشته است. بنابراین، آثار اندرکنش حرارتی میان شمع‌ها کاهش و میزان انرژی استحصالی افزایش یافته است. همچنین طبق



شکل ۲۵. تأثیر فاصله‌ی شمع‌ها در کاهش میزان انرژی استحصالی از گروه شمع انرژی - قطر ۲۰۰ سانتی متر.

## ۵. نتیجه‌گیری

در نوشتار حاضر، آثار پارامترهای مختلف در اندرکنش حرارتی در گروه شمع انرژی به روش عددی و با استفاده از نرم افزار اجزاء محدود کامسول مولتی فیزیک، راستی آزمایی، مطالعه و تحلیل شده است. پارامترهای مرتبط را می توان به سه دسته، اعم از: پارامترهای خاک اطراف شمع، همچون: تخلخل، پارامترهای مربوط به عملیات پمپ همانند سرعت سیال داخل لوله ها و مدت زمان عملیات و پارامترهای هندسی، همانند: قطر، طول و فاصله‌ی شمع ها و موقعیت شمع ها طبقه بندی کرد. بررسی عوامل مؤثر در اندرکنش حرارتی و در نتیجه علل کاهش و یا افزایش میزان انرژی استحصالی از گروه شمع انرژی در اثر پارامترهای ذکر شده، هدف پژوهش حاضر بوده و این نتایج به دست آمده است:

۱. افزایش تخلخل خاک موجب کاهش اندرکنش حرارتی بین شمع های انرژی و نیز باعث افزایش میزان انرژی استحصالی از گروه شمع انرژی شده است.
۲. با افزایش سرعت سیال در شمع های با قطرهای کم، اندرکنش حرارتی موجب

کاهش انرژی استحصالی از گروه شمع شده است. اما در قطرهای بزرگ تر، افزایش انرژی استحصالی به ازاء افزایش سرعت مشاهده می شود؛

۳. با افزایش قطر شمع، در صورتی که فاصله‌ی شمع تابعی از قطر شمع باشد، میزان انرژی استحصالی از شمع افزایش خواهد داشت و این پدیده مستقل از موقعیت شمع در گروه شمع است؛

۴. مقدار انرژی استحصالی میانگین با افزایش طول شمع انرژی کاهش اندکی داشته است، اگرچه با افزایش طول شمع، مقدار انرژی استحصالی کل از گروه شمع انرژی افزایش قابل ملاحظه‌ی داشته است؛

۵. میزان اندرکنش حرارتی شمع ها، رابطه‌ی معکوس با فاصله‌ی شمع ها داشته است، به این معنا که با افزایش فاصله‌ی شمع ها، اندرکنش حرارتی کاهش قابل ملاحظه‌ی یافته و موجب افزایش انرژی استحصالی شده است؛

۶. در پژوهش حاضر مشخص شد که مستقل از پارامترهای مختلف خاک، زمان عملیات پمپ، سرعت سیال و هندسه‌ی مدل، شمع مرکزی کمترین و شمع گوشه، بیشترین بازدهی انرژی را داشته است؛

۷. اندرکنش حرارتی با کاهش میزان انرژی قابل مبادله میان شمع و خاک، موجب کاهش میزان انرژی استحصالی از شمع شده است. میزان اندرکنش حرارتی در بین گروه شمع انرژی وابسته به مدت زمانی است که پمپ کار می کند و شمع با خاک اطراف خود تبادل حرارتی دارد. این پدیده در صورتی که خاک با تخلخل کمتری اطراف گروه شمع انرژی را احاطه کرده باشد، سرعت سیال افزایش پیدا کند، قطر شمع کاهش پیدا کند و یا فاصله شمع ها به هم نزدیک باشد، در مدت زمان کمتری اتفاق خواهد افتاد. در نتیجه باعث می شود تا میزان انرژی استحصالی از گروه شمع انرژی کاهش پیدا کند؛

۸. از آن جا که میزان انرژی استحصالی از شمع ها تابع پارامترهای متفاوت است، کمترین میزان انرژی استحصالی در تخلخل خاک ۱۰٪ و قطر شمع ۵۰ سانتی متر و شمع مرکزی اتفاق افتاده است، که برابر با ۱۱ وات بر متر بوده و بیشترین میزان انرژی استحصالی در تخلخل خاک ۴۰٪ و قطر شمع ۲۰۰ سانتی متر و شمع گوشه اتفاق افتاده است، که برابر با ۵۶ وات بر متر بوده است.

## پانویس ها

1. Ground Source Heat Pump (GSHP)
2. Borehole Heat Exchanger (BHE)
3. VEREIN DEUTSCHER INGENIEURE (VDI 4640)
4. Loveridge & Powrie
5. g-functions
6. Alberdi-Pagola
7. Xu
8. Sailer
9. Brettmann & Amis
10. Caulk
11. Cui & Zhu
12. Kong
13. Lyu
14. Tetrahedral

15. Neumann Boundary Condition
16. Nusselt Number
17. Prantel Number
18. Reynolds Number
19. Heat Interaction Factor
20. Kong
21. Mixture Theory
22. Effective Thermal Diffusivity

## منابع (References)

1. Li, Q., Yin, Y., Kong, L. and et al., 2021. Enhancing heat transfer in the heat exchange medium of energy piles. *J. Build. Engineering*, 40, p.102375.

- <https://doi.org/10.1016/j.job.2021.102375>.
2. Brandl, H., 2006. Energy foundations and other thermo-active ground structures. *Géotechnique*, 56(2), pp.81-122. <https://doi.org/10.1680/geot.2006.56.2.81>.
3. Yasukawa, K., Uchida, Y., Tenma, N. and et al., 2009. Groundwater temperature survey for geothermal heat pump application in tropical Asia. *Bulletin of the Geological Survey of Japan*, 60(9.10), pp.459-467. <https://doi.org/10.9795/BULLGSJ.60.459>.
4. Brandl, H., 2006. Ground source energy wells for heating and cooling of buildings. *ACTA Geotech Slov*, 1, pp.5-27.
5. Rotta Loria, A.F. and Laloui, L., 2017. Thermally induced group effects among energy piles. *Géotechnique*, 67(5), pp.374-393. <https://doi.org/10.1680/jgeot.16.P.039>.
6. Koochi-Fayegh, S. and Rosen, M.A., 2014. An analytical approach to evaluating the effect of thermal interaction of geothermal heat exchangers on ground heat pump efficiency. *Energy Convers. Manage*, 78, pp.184-192. <https://doi.org/10.1016/j.enconman.2013.09.064>.
7. Tiwari, A.K., Kumar, A. and Basu, P., 2021. The influence of thermal interaction on energy harvesting efficiency of geothermal piles in a group. *Applied Thermal Engineering*, 200, p.117673. <https://doi.org/10.1016/j.applthermaleng.2021.117673>.
8. You, S., Cheng, X., Guo, H. and et al., 2014. In-situ experimental study of heat exchange capacity of CFG pile geothermal exchangers. *Energy Build*, 79, pp.23-31. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2014.04.021>.
9. Abdelaziz, S.L., 2016. A sustainable perspective for the long-term behavior of energy pile groups. In *Geo-Chicago*, 2016, pp.104-113. <https://doi.org/10.1061/9780784480137.011>.
10. Xu, B.o., Zhang, H. and Chen, Z., 2020. Study on heat transfer performance of geothermal pile foundation heat exchanger with 3-U pipe configuration. *Int. J. Heat Mass Transf*, 147, p.119020. <https://doi.org/10.1016/j.ijheatmasstransfer.2019.119020>.
11. Gultekin, A., Aydin, M. and Sisman, A., 2016. Thermal performance analysis of multiple borehole heat exchangers. *Energy Convers. Manage*, 122, pp.544-551. <http://dx.doi.org/10.1016/j.enconman.2016.05.086>.
12. Koochi-Fayegh, S. and Rosen, M.A., 2012. Examination of thermal interaction of multiple vertical ground heat exchangers. *Appl. Energy*, 97, pp.962-969. <https://doi.org/10.1016/j.apenergy.2012.02.018>.
13. Man, Y., Yang, H., Diao, N. and et al., 2010. A new model and analytical solutions for borehole and pile ground heat exchangers. *Int. J. Heat Mass Transf*, 53(13.14), pp.2593-2601. <https://doi.org/10.1016/j.ijheatmasstransfer.2010.03.001>.
14. Zhang, W., Yang, H., Lu, L. and et al., 2013. The analysis on solid cylindrical heat source model of foundation pile ground heat exchangers with groundwater flow. *Energy*, 55, pp.417-425. <https://doi.org/10.1016/j.energy.2013.03.092>.
15. Cecinato, F. and Loveridge, F.A., 2015. Influences on the thermal efficiency of energy piles. *Energy*, 82, pp.1021-1033. <https://doi.org/10.1016/j.energy.2015.02.001>.
16. Ghasemi-Fare, O. and Basu, P., 2016. Predictive assessment of heat exchange performance of geothermal piles. *Renew. Energy*, 86, pp.1178-1196. <https://doi.org/10.1016/j.renene.2015.08.078>.
17. Xu, B.O., Zhang, H. and Chen, Z., 2020. Study on heat transfer performance of geothermal pile foundation heat exchanger with 3-U pipe configuration. *Int. J. Heat Mass Transf*, 147, p. 119020. <https://doi.org/10.1016/j.ijheatmasstransfer.2019.119020>.
18. Sailer, E., Taborda, D.M.G. and Zdravkovi'c, L., 2018. A new approach to estimating temperature fields around a group of vertical ground heat exchangers in two dimensional analyses. *Renew. Energy*, 118, pp.579-590. <https://doi.org/10.1016/j.renene.2017.11.035>.
19. You, T., Li, X., Cao, S. and et al., 2018. Soil thermal imbalance of ground source heat pump systems with spiral-coil energy pile groups under seepage conditions and various influential factors. *Energy Convers. Manage*, 178, pp.123-136. <https://doi.org/10.1016/j.enconman.2018.10.027>.
20. VDI 4640-Blatt 1., 2010. Thermal use of the underground, fundamentals, approvals, environmental aspects. <https://www.vdi.de/en/home/vdi-standards/details/vdi-4640-blatt-1-thermal-use-of-the-underground-fundamentals-approvals-environmental-aspects>.
21. VDI 4640-Blatt 2., 2001. Thermal use of the underground, ground source heat pump systems. <https://www.vdi.de/richtlinien/details/vdi-4640-blatt-2-thermal-use-of-the-under-ground-ground-source-heat-pump-systems>.
22. Bayer, P., de Paly, M. and Beck, M., 2014. Strategic optimization of borehole heat exchanger field for seasonal geothermal heating and cooling. *Appl. Energy*, 136, pp.445-453. <https://doi.org/10.1016/j.apenergy.2014.09.029>.
23. Retkowski, W., Zieffle, G. and Thöming, J., 2015. Evaluation of different heat extraction strategies for shallow vertical ground-source heat pump systems. *Appl. Energy*, 149, pp.259-271. <https://doi.org/10.1016/j.apenergy.2015.03.004>.
24. Dehghan, B., Sisman, A. and Aydin, M. 2016. Parametric investigation of helical ground heat exchangers for heat pump applications. *Energy Build*, 127, pp.999-1007. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2016.06.064>.
25. Loveridge, F. and Powrie, W., 2014. G-Functions for multiple interacting pile heat exchangers. *Energy*, 64, pp.747-757. <https://doi.org/10.1016/j.energy.2013.11.014>.
26. Alberdi-Pagola, M., Poulsen, S.E., Jensen, R.L. and et al., 2019. Thermal design method for multiple precast energy piles. *Geothermics*, 78, pp.201-210. <https://doi.org/10.1016/j.geothermics.2018.12.007>.
27. Loveridge, F. and Powrie, W., 2013. Temperature response functions (G-functions) for single pile heat exchangers. *Energy*, 57, pp.554-564. <https://doi.org/10.1016/j.energy.2013.04.060>.
28. You, T. and Yang, H., 2020. Influences of different factors on the three-dimensional heat trans-

- fer of spiral-coil energy pile group with seepage. *Int. J. Low-Carbon Technol*, 15(3), pp.458-470. <https://doi.org/10.1093/ijlct/ctaa006>.
29. Xu, B.O., Zhang, H. and Chen, Z., 2020. Study on heat transfer performance of geothermal pile foundation heat exchanger with 3-U pipe configuration. *Int. J. Heat Mass Transf*, 147, p.119020. <https://doi.org/10.1016/j.ijheatmasstransfer.2019.119020>.
  30. Brettmann, T. and Amis, T., 2011. Thermal conductivity evaluation of a pile group using geothermal energy piles. In *Geo-Frontiers 2011: Advances in Geotechnical Engineering*, pp.499-508.
  31. Caulk, R., Ghazanfari, E. and McCartney, J.S., 2016. Parameterization of a calibrated geothermal energy pile model. *Geomech. Energy Environ*, 5, pp.1-15. <http://dx.doi.org/10.1016/j.gete.2015.11.001>.
  32. Cui, Y. and Zhu, J., 2017. 3D transient heat transfer numerical analysis of multiple energy piles. *Energy Build*, 134, pp.129-142. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2016.10.032>.
  33. Cui, Y. and Zhu, J., 2018. Year-round performance assessment of a ground source heat pump with multiple energy piles. *Energy Build*, 158, pp.509-524. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2017.10.033>.
  34. Kong, L.P., Qiao, L., Xiao, Y.Y. and et al., 2019. A study on heat transfer characteristics and pile group influence of enhanced heat transfer energy piles. *J. Build. Eng*, 24, p.100768. <https://doi.org/10.1016/j.jobte.2019.100768>.
  35. Lyu, W., Pu, H. and Chen, J., 2020. Thermal performance of an energy pile group with a deeply penetrating u-shaped heat exchanger. *Energies*, 13(21), 5822. <http://dx.doi.org/10.3390/en13215822>.
  36. Rotta Loria, A.F. and Laloui, L., 2016. The interaction factor method for energy pile groups. *Computers and Geotechnics*, 80, pp.121-137. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2016.07.002>.
  37. Saggu, R. and Chakraborty, T., 2016. Thermo-mechanical response of geothermal energy pile groups in sand. *Int. J. Geomechanics*, 16(4), p. 04015100. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000567](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000567).
  38. Di Donna, A., Rotta Loria, A.F. and Laloui, L., 2016. Numerical study of the response of a group of energy piles under different combinations of thermo-mechanical loads. *Computers and Geotechnics*, 72, pp. 126-142. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2015.11.010>.
  39. Imani, F. and Heydari, Sh., 2017. Investigating the amount of energy consumption of an underground building compared to a similar model on the surface of the earth in the climates of Tehran, Yazd and Tarizb. *Two quarterly magazines of Iranian architecture*, 13, pp.89-105 (spring and summer). [In Persian].
  40. Bidarmaghz, A., Narsilio, G.A., Johnston, I.W. and et al., 2016. The importance of surface air temperature fluctuations on long-term performance of vertical ground heat exchangers. *Geomechanic Energy Environments*, 6, pp.35-44. <https://doi.org/10.1016/j.gete.2016.02.003>.



# ساخت کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی شده (ECC) با استفاده از مصالح داخلی و تسلیح آنها با استفاده از بافته‌های شیشه

ابراهیم صادقی (کارشناس ارشد)

داود مستوفی‌نژاد (استاد)

علیرضا سلجوقیان\* (استادیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۴۰۲)  
دوره ۳۹، شماره ۳، صص. ۲۵-۳۵، (پژوهشی)

امروزه به تولید کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی شده (ECC)، که تحت آزمایش کشش مستقیم از خود رفتار سخت‌شوندگی کرنشی و شکل‌پذیری بالا نشان می‌دهند، توجه می‌شود. به منظور تولید ECC، نیاز به مصالحی نظیر: خاکستر بادی و الیاف PVA است که در داخل کشور موجود نیست. در پژوهش حاضر ۱۳ طرح اختلاط مختلف ECC با استفاده از مصالح موجود در داخل کشور، نظیر: سرباره، پودر سنگ آهک، پوزولان صنعتی، میکروسیلیس و الیاف پلی‌پروپیلن ساخته شده و مشخصات مکانیکی آنها، شامل مقاومت‌های فشاری و خمشی بررسی شده است. نتایج آزمایشگاهی نشان داد که استفاده‌ی بهینه از مصالح داخلی، نظیر میکروسیلیس و سرباره به ترتیب به میزان ۱۰ و ۲۸ درصد وزنی سیمان و همچنین استفاده از پوزولان صنعتی به میزان ۲۲٪ وزنی سیمان، باعث بهبود مشخصات مکانیکی ECC می‌شود. در ادامه، بهترین طرح اختلاط ECC با استفاده از بافته‌ی شیشه مسلح شد و تحت آزمایش خمش قرار گرفت. نتایج نشان داد که استفاده از سه لایه‌ی بافته‌ی شیشه در ECC، باعث افزایش مقاومت خمشی به میزان ۲۷۵٪، نسبت به نمونه‌ی ECC غیرمسلح شده است.

واژگان کلیدی: کامپوزیت سیمانی مهندسی (ECC)، مصالح در دسترس، میکروسیلیس، پوزولان صنعتی، مشخصات مکانیکی.

## ۱. مقدمه

بتن یکی از مهم‌ترین مصالح ساختمانی شناخته شده در جهان است که در یک قرن گذشته از آن به وفور استفاده شده است. مقاومت کششی و خمشی پایین بتن معمولی و همچنین ترد بودن رفتار آن، مهم‌ترین ضعف بتن است. به همین دلیل، به منظور تحمل تنش‌های کششی در سازه‌های بتنی از میلگردهای فولادی استفاده می‌شود. در تولید بتن از سیمان پرتلند استفاده می‌شود، که تولید آن مستلزم صرف هزینه‌های زیاد و اتلاف انرژی بسیار است. مطالعات نشان می‌دهند که در آینده، میزان تقاضای بتن افزایش خواهد یافت و تولید سیمان، نیازمند مصرف منابع طبیعی و رهاسازی حجم فراوانی از دی‌اکسیدکربن به محیط زیست است. لازم به ذکر است که ۵ تا ۷ درصد از گازهای گلخانه‌ای آزاد شده در جو، ناشی از فرایند تولید سیمان است.<sup>[۱]</sup>

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۷/۱۷، اصلاحیه ۱۴۰۱/۱۰/۲۵، پذیرش ۱۴۰۱/۱۱/۲۵.

استناد به این مقاله:

صادقی، ابراهیم، مستوفی‌نژاد، داود، و سلجوقیان، علیرضا، ۱۴۰۲. ساخت کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی شده (ECC) با استفاده از مصالح داخلی و تسلیح آنها با استفاده از بافته‌های شیشه. مهندسی عمران شریف، ۳۹(۳)، صص. ۲۵-۳۵. DOI:10.24200/J30.2023.60839.3127

در دهه‌های پیشین، مطالعات فراوانی به منظور ساخت بتن‌های الیافی انجام شده است. نتایج آزمایش‌های کشش مستقیم و خمش چهارنقطه‌ای در مطالعات مختلف نشان می‌دهد که استفاده از الیاف با مقاومت کششی بالا، باعث افزایش مقادیر مقاومت‌های خمشی و کششی می‌شود. کامپوزیت سیمانی مهندسی شده (ECC)<sup>۱</sup>، یکی از انواع بتن‌های الیافی است که در ساختار آن، از الیاف پلیمری نظیر الیاف پلی وینیل‌الکل یا پلی‌اتیلن استفاده می‌شود. از مهم‌ترین مزایای کامپوزیت سیمانی مهندسی شده می‌توان به مقاومت‌های خمشی، کششی و کرنش کششی بالای آن نسبت به بتن معمولی اشاره کرد.<sup>[۲]</sup> ظرفیت کرنش کششی اولیه‌ی ECC در دو روز ابتدایی بتن‌ریزی تقریباً برابر ۵٪ است؛ این در حالی است که با گذر زمان، ظرفیت کرنش کششی کاهش می‌یابد و تقریباً به مقدار ثابت ۳٪ می‌رسد، که این میزان ۳۰۰ تا ۵۰۰ برابر بیشتر از بتن معمولی است.<sup>[۳]</sup> برخلاف سایر انواع

جدول ۱. مشخصات فیزیکی سیمان استفاده شده در پژوهش حاضر و مقایسه با مقادیر مجاز.

نرمی ( $m^2/kg$ )		زمان گیرش (min)		مقاومت فشاری (MPa)	
اولیه	نهایی	۳ روزه	۷ روزه	۲۸ روزه	
۹۵	۱۵۰	۱۷۰	۲۷/۵۰	۳۷۰	سیمان مصرفی
-	-	۱۰۰	۱۶۰	-	$ASTM C150^{[۱۴]}$

سیمان، هیدرات سیلیکات کلسیم تولید می‌کند و باعث افزایش دوام و مقاومت بتن می‌شود.<sup>[۱۷، ۱۶]</sup> استفاده از مقادیر بالای خاکستر بادی، باعث بهبود خواص مکانیکی، دوام، طول عمر، ظرفیت شکل‌پذیری و پهنای عرض ترک بتن می‌شود. علاوه بر این، نتایج حاکی از آن است که استفاده از خاکستر بادی در ECC، باعث ایجاد ترک‌های مویی متعدد با عرض کم و کاهش تأثیر عوامل مخرب محیطی در بتن می‌شود.<sup>[۱۸]</sup>

خاکستر بادی به مقدار وسیعی در کشورهای مختلف دنیا تولید می‌شود؛ این در حالی است که در ایران به دلیل عدم استفاده از سوخت ذغال سنگ در نیروگاه‌های تولید برق، خاکستر بادی تولید نمی‌شود. از اهداف دیگر مورد نظر در پژوهش حاضر، جایگزینی خاکستر بادی با ترکیبی از پوزولان‌های شناخته شده، نظیر: میکروسیلیس، سرباره‌ی گرانوله و پودر سنگ آهک و همچنین پوزولان صنعتی به منظور تولید کامپوزیت سیمانی مهندسی شده با ویژگی‌های سخت‌شدگی کرنشی، چند ترک‌خوردگی و ظرفیت کرنش کششی بالاست.

همان‌طور که در قسمت‌های قبل اشاره شد، مقاومت خمشی و کششی ECC نسبت به سایر انواع بتن الیافی با عملکرد بالا ناچیز است. به همین دلیل استفاده از ECC در مقاوم‌سازی سازه‌های بتن‌آرمه متداول نیست. در پژوهش حاضر برای نخستین بار در صنعت بتن به منظور افزایش مقاومت‌های خمشی و کششی پانل‌های ECC، از بافته‌های شیشه استفاده شده است. همچنین پانل‌های ECC مسلح به بافته‌های شیشه را می‌توان به عنوان یک مصالح مناسب به منظور تقویت سازه‌های بتن‌آرمه استفاده کرد.

## ۲. برنامه‌های آزمایشگاهی

### ۲.۱. مصالح

سیمان استفاده شده در پژوهش حاضر، سیمان پرتلند نوع II تولید شده در کارخانه‌ی سیمان اردستان است، که مشخصات فیزیکی و شیمیایی آن، به ترتیب در جدول‌های ۱ و ۲ ارائه شده است. مقایسه‌ی مشخصات فیزیکی و شیمیایی سیمان استفاده شده در پژوهش حاضر با مقادیر مجاز استانداردهای ASTM C150<sup>[۱۹]</sup>، نشان‌دهنده‌ی کیفیت مناسب سیمان است. علاوه بر این، در پژوهش حاضر از مصالحی، نظیر: سرباره‌ی کارخانه‌ی ذوب آهن، پوزولان صنعتی شرکت پوا شیمی ساروج، پودر سنگ آهک پیربکران و میکروسیلیس شرکت اژنا به عنوان پوزولان استفاده شده است.<sup>[۲۰، ۲۱]</sup> پوزولان صنعتی، پودر خاکستری رنگ با اندازه‌ی ۳/۰ تا ۱۲/۰ میکرون و چگالی ۱/۶ کیلوگرم بر مترمکعب است، که حاوی مقدار قابل توجهی سیلیس فعال است و منجر به واکنش هیدراسیون ثانویه در بتن می‌شود. مشخصات شیمیایی مصالح پوزولانی در جدول ۲ ارائه شده است. لازم به ذکر است که کلیه‌ی پوزولان‌های استفاده شده در پژوهش حاضر با ضوابط مربوط به استاندارد ASTM ۱۲۴۰ C<sup>[۲۲]</sup> مطابقت دارند.

ماسه‌ی سیلیسی استفاده شده در پژوهش حاضر، از شرکت ریخته‌گری چیروک

بتن، ECC دارای دوام بالا در محیط‌های سولفاتی، کاریدی، مناطق گرمسیری و نیز سیکل‌های متوالی انجماد و ذوب‌شدگی است.<sup>[۷-۵]</sup> لازم به ذکر است که پژوهشگران در سال‌های پیشین، دوام کامپوزیت سیمانی مهندسی شده را تحت چرخه‌های انجماد و ذوب‌شدگی متوالی و محیط‌های اسیدی و کلرایدی بررسی کرده و دریافته‌اند که در حضور مقادیر بالای یون کلر، کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی شده قادر به حفظ ظرفیت کرنش کششی خود تا بیش از ۳٪ هستند. همچنین نتایج نشان داد که نمونه‌های بتن معمولی پس از ۱۱۰ چرخه‌ی انجماد - ذوب‌شدگی به شدت از بین می‌روند؛ این در حالی است که نمونه‌های کامپوزیت سیمانی مهندسی شده بدون آن‌که دچار آسیب زیادی شوند، تا ۳۰۰ چرخه دوام می‌آورند.<sup>[۸]</sup>

از جمله مهم‌ترین ویژگی‌های کامپوزیت سیمانی مهندسی شده، که آن را از سایر انواع بتن متمایز می‌سازد، رفتارهای: سخت‌شدگی کرنشی، شکل‌پذیری بالا و پدیده‌ی چند ترک‌خوردگی است. برخلاف ECC، که از خود رفتار سخت‌شدگی کرنشی نشان می‌دهد، سایر انواع بتن الیافی از خود رفتار نرم‌شدگی کرنشی نشان می‌دهند. در واقع بتن الیافی متداول، پس از رسیدن به بیشینه‌ی تنش کششی گسیخته می‌شود و به سرعت مقاومت خود را از دست می‌دهد؛ این در حالی است که ECC به دلیل رفتار سخت‌شدگی کرنشی، دچار پدیده‌ی چند ترک‌خوردگی می‌شود و تنش کششی در آن افت نمی‌کند. در نهایت، با ادامه‌ی روند بارگذاری، یکی از ترک‌ها بازو نمونه دچار گسیختگی می‌شود.<sup>[۱۰، ۹]</sup> با توجه به رفتار شکل‌پذیر کامپوزیت سیمانی مهندسی شده، از کامپوزیت اخیر به منظور بهبود رفتار المان‌های غیرشکل‌پذیر، مانند دیوارهای بنایی استفاده شده است.<sup>[۱۱، ۱۲]</sup> علاوه بر این، با توجه به رفتار متفاوت ECC با بتن معمولی در خمش، مدل‌های مختلفی برای پیش‌بینی رفتار بار - تغییر مکان نمونه‌های مشوری تحت آزمایش خمش چهار نقطه‌یی توسعه یافته است.<sup>[۱۳]</sup>

کامپوزیت سیمانی مهندسی شده ترکیبی از: سیمان، خاکستر بادی، ماسه‌ی سیلیسی، الیاف پلی‌وینیل الکل، آب و فوق روان‌کننده است. در مطالعات پیشین، به منظور ساخت کامپوزیت سیمانی مهندسی شده از الیاف خاص و گران‌قیمتی، نظیر: پلی‌اتیلن و پلی‌وینیل الکل استفاده شده است. الیاف پلی‌وینیل الکل به علت مشخصات هندسی مناسب ارتباط بهتری با ماتریس برقرار می‌کند؛ به همین علت، نمونه‌های ساخته شده با الیاف پلی‌وینیل الکل، دارای طاق و مقاومت خمشی بیشتری نسبت به نمونه‌های ساخته شده با سایر انواع الیاف است.<sup>[۱۴، ۶]</sup> لازم به ذکر است که عدم دسترسی به الیاف پلی‌وینیل الکل در داخل کشور و همچنین قیمت بسیار بالای آن منجر به عدم رغبت به تولید ECC در کشور شده است.<sup>[۱۵]</sup> یکی از اهداف پژوهش حاضر، تولید کامپوزیت سیمانی مهندسی شده با استفاده از الیاف در دسترس و ارزان‌قیمت، نظیر الیاف پلی‌پروپیلن است.

یکی دیگر از مؤلفه‌های مهم و تشکیل‌دهنده‌ی کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی شده، خاکستر بادی است. خاکستر بادی محصول جانبی نیروگاه‌های تولید برق است، که از سوخت ذغال سنگ استفاده می‌کنند. خاکستر بادی حاوی مقادیر قابل توجهی سیلیس فعال است و فعالیت سیمانی ثانویه دارد. در واقع، خاکستر بادی، یک پوزولان صنعتی است که در ترکیب با کلسیم هیدروکسید ناشی از واکنش هیدراسیون



جدول ۲. ترکیب‌های شیمیایی مصالح استفاده شده در پژوهش حاضر. [۲۰ و ۲۱]

ترکیب‌های شیمیایی	سیمان تیپ II	پوزولان صنعتی	میکروسیلیس	پودر سنگ آهک	سر باره
SiO <sub>2</sub>	۲۲	۸۸/۲	۹۵	۱	۳۲/۵
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	۵	۴/۲	۱/۳۲	۰/۳	۸/۸
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	۳/۸۲	۱/۶	۰/۸۹	۰/۲	۱
CaO	۶۴	۱/۸	۰/۲۶	۵۴۵	۴۴
MgO	۱/۹	۰/۱۸	۰/۱۸	۰/۵	۶/۸
SO <sub>3</sub>	۱/۵	۰/۰۲	۰/۰۶	-	۲/۵
Na <sub>2</sub> O	۰/۲۵	۰/۰۸	۰/۱۵	-	-
K <sub>2</sub> O	۰/۴۹	۰/۵۱	۰/۲۱	-	-

جدول ۳. مشخصات فیزیکی و مکانیکی الیاف استفاده شده در پژوهش حاضر. [۲۳]

نوع الیاف	مقاومت کششی (MPa)	کمیته‌ی طول (mm)	قطر الیاف (μm)
پای پروپیلن	۴۰۰	۱۰	۱۹

### ۳.۲.۲. آزمایش مقاومت کششی

به منظور بررسی رفتار کرنش سختی و همچنین محاسبه‌ی تنش و کرنش کششی ECC، آزمایش کشش مستقیم براساس استاندارد ASTM D۳۰۳۹ [۲۷] بر روی نمونه‌های آزمایشگاهی انجام شده است. نمونه‌های استفاده شده در آزمایش کشش مستقیم به صورت دمبلی‌شکل و با ابعاد  $۱۰ \times ۶۰ \times ۳۰۰$  میلی‌متر بوده‌اند. در پژوهش حاضر، از دستگاه HOUNSFIELD مدل KS H۵۰ استفاده شده است.

### ۳.۲.۲. روش ساخت نمونه‌ها و طرح اختلاط

نوع مصالح مصرفی، نسبت‌های اختلاط، نحوه‌ی ساخت، روش ریختن کامپوزیت در قالب و نحوه‌ی عمل‌آوری از جمله عوامل تأثیرگذار در شکل‌پذیری ECC است. روش ساخت ECC وابسته به عوامل مختلفی از جمله: ترتیب اختلاط مصالح، مدت زمان اختلاط، سرعت دوران همزن و سرعت اضافه کردن الیاف است، که به شدت در کیفیت کامپوزیت ساخته شده تأثیرگذار هستند.

در پژوهش حاضر، به منظور ساخت کامپوزیت ECC، ابتدا تمام مواد پودری، شامل: سیمان، سر باره، پودر سنگ آهک، میکروسیلیس و پوزولان صنعتی به مدت یک دقیقه با سرعت ۷۰ دور بر دقیقه ترکیب شده‌اند. پس از یک دقیقه،  $\frac{1}{3}$  مخلوط آب و فوق روان‌کننده به مواد سیمانی اضافه و اختلاط به مدت دو دقیقه با سرعت ۱۴۰ دور بر دقیقه انجام شده است. سپس اختلاط مواد به مدت یک دقیقه با سرعت ۳۰۰ دور بر دقیقه ادامه یافته است. پس از اطمینان از اختلاط کامل مواد، الیاف در مدت ۱۰ دقیقه به ماتریس اضافه شده است. در هنگام افزودن الیاف در فواصل زمانی مناسب، آب باقیمانده طی ۳ تا ۵ مرحله به مخلوط اضافه و پس از هر مرحله اضافه کردن آب، سرعت همزن به مدت ۳۰ ثانیه به ۳۰۰ دور بر دقیقه تغییر داده شده است. در پایان، پس از اضافه کردن تمام الیاف به مخلوط بتن، اختلاط به مدت یک دقیقه با سرعت ۳۰۰ دور بر دقیقه انجام شده است. در شکل ۱، ماتریس و مخلوط نهایی کامپوزیت سیمانی مهندسی شده مشاهده می‌شود.

طرح اختلاط‌های ارائه شده در پژوهش حاضر، براساس مطالعات انجام شده بر روی طرح اختلاط‌های کامپوزیت سیمانی مهندسی شده‌ی حاوی الیاف پای‌وینیل الکل و همچنین نتایج تجربی حاصل از فعالیت‌های آزمایشگاهی بوده است. اجزاء تشکیل‌دهنده‌ی ECC در طرح اختلاط‌های مختلف، در جدول ۴ ارائه شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، میزان مواد سیمانی به کار رفته در تمامی طرح

تهیه شده است، که به عنوان اولین عرضه‌کننده‌ی ماسه‌ی سیلیسی در ایران شناخته می‌شود و منحصر به معادن بزرگ طبرستان است؛ از جمله مهم‌ترین خواص مکانیکی ماسه‌ی سیلیسی، مقاومت کششی و فشاری بالا، سختی مناسب، دانه‌بندی مناسب (۵۰ - ۲۰۰ میکرومتر) و چگالی برابر با  $۲۶۰۰ \text{ kg/m}^3$  است.

همچنین الیاف پای پروپیلن به طول ۱۲ میلی‌متر از کارخانه‌ی نخ و گرانول سیرجان تهیه شده است. سایر مشخصات فیزیکی و مکانیکی الیاف استفاده شده در پژوهش حاضر، در جدول ۳ ارائه شده است. [۲۳] علاوه بر این، به منظور تأمین کارایی مناسب و کاهش تخلخل ECC از فوق روان‌کننده‌ی پای کربوکسیلات اتر شرکت سیکا با عنوان Sika ۵۱۱۰ استفاده شده است. فوق روان‌کننده‌ی مذکور منطبق بر استاندارد ASTM C۴۹۴ [۲۴] می‌باشد.

## ۲.۲. شرح آزمایش‌ها

### ۲.۲.۱. آزمایش مقاومت فشاری

در پژوهش حاضر، به منظور انجام آزمایش مقاومت فشاری از جک هیدرولیکی با ظرفیت ۲۰۰۰ کیلو نیوتن استفاده شده است. برای این منظور، ابتدا نمونه‌های مکعبی به ضلع  $۱۰۰ \text{ mm}$  میلی‌متر ساخته شده است. سپس نمونه‌ها به مدت ۷ و ۲۸ روز درون حوضچه‌ی آب و پس از پایان عمل‌آوری تحت بارگذاری با سرعت ۹۰۰ الی ۱۸۰۰ نیوتن بر ثانیه قرار گرفتند. لازم به ذکر است که آزمایش مقاومت فشاری براساس استاندارد ASTM C۱۰۹ [۲۵] انجام شده است.

### ۲.۲.۲. آزمایش مقاومت خمشی

به منظور سنجش مقاومت خمشی در پژوهش حاضر از دستگاه آزمایش خمشی چهار نقطه‌یی به ظرفیت ۵۰ کیلو نیوتن استفاده شده است. برای این منظور نمونه‌های منشوری شکل با ابعاد  $۳۵ \times ۱۰۰ \times ۴۰۰$  میلی‌متر ساخته و پس از ۷ و ۲۸ روز عمل‌آوری تحت آزمایش خمشی چهار نقطه‌یی مطابق استاندارد ASTM C۱۰۱۸ [۲۶] قرار گرفتند. در آزمایش‌های مذکور نمونه‌ها بر روی دو تکیه‌گاه استوانه‌یی شکل با فاصله‌ی مرکز تا مرکز ۳۰۰ میلی‌متر و تحت بارگذاری به صورت تغییر مکان کنترل با سرعت ۰/۱ میلی‌متر بر دقیقه قرار گرفتند. جهت ترسیم منحنی بار - تغییر مکان نمونه‌های خمشی، در تمامی نمونه‌ها از یک عدد LVDT در میانه‌ی طول نمونه استفاده شده است.

جدول ۴. طرح‌های اختلاط‌های مختلف ECC بررسی شده در پژوهش حاضر ( $\text{kg/m}^3$ ).

شماره‌ی طرح اختلاط	سیمان	ماسه	سرباره*	میکروسیلیس*	پودر سنگ آهک	آب	الیاف PP	فوق روان‌کننده	پوزولان صنعتی*
۱	۴۶۵	-	(۶۰)۶۸۸	-	۵۱۶	۳۶۵	۱/۷۳	۸/۱	(۱۰)۵۱
۲	۴۶۵	-	(۶۰)۶۸۸	(۱۰)۵۱	۵۱۶	۳۶۵	۱/۷۳	۸/۱	-
۳	۴۶۵	-	(۶۱)۷۳۹	-	۵۱۶	۳۶۵	۱/۷۳	۹/۹	-
۴	۴۶۵	۵۱۶	(۶۰)۶۸۸	(۱۰)۵۱	-	۳۶۵	۱/۷۳	۱۱/۶	-
۵	۴۶۵	-	(۵۹)۶۸۳	(۱۳)۶۹	۴۸۸	۳۶۹	۱/۷۳	۶/۳	-
۶	۴۶۵	-	(۵۹)۶۸۳	-	۴۸۸	۳۶۹	۱/۷۳	۷/۳	(۱۳)۶۹
۷	۶۳۶	۴۶۲	(۵۰)۶۳۶	-	-	۳۸۵	۱/۷۳	۵/۵	-
۸	۵۰۹	۴۶۲	(۶۰)۷۶۳	-	-	۳۸۵	۱/۷۳	۵/۰	-
۹	۷۶۰	۸۱۱	-	-	-	۳۰۰	۱/۷۳	۳۴/۲	(۲۲)۲۱۹
۱۰	۳۸۲	۴۶۲	(۵۰)۳۸۲	-	-	۳۸۵	۱/۷۳	۷/۰۵	(۵۷)۵۱۰
۱۱	۴۳۰	۲۸۷	(۷۰)۱۰۰۴	-	-	۴۳۰	۱/۷۳	۱۷/۰	-
۱۲	۵۷۶	۴۵۶	(۵۵)۶۹۱	-	-	۳۸۵	۱/۷۳	۱۵/۳	-
۱۳	۹۶۹	-	(۲۸)۳۷۷	(۱۰)۱۰۲	۲۱۹	۴۰۸	۱/۷۳	۱۲/۱	-

\* اعداد داخل پرانتز نشان‌دهنده‌ی درصد جایگزینی سرباره‌ی میکروسیلیس یا پوزولان صنعتی با سیمان است.



شکل ۲. نحوه‌ی ساخت پانل‌های ECC مسلح به بافته‌های شیشه.

ادامه، لایه‌ی دیگری از بافته‌ی شیشه درون قالب و بر روی ECC قرار گرفت و لایه‌ی دوم ECC به ضخامت ۵ میلی‌متر درون قالب ریخته شد. در پایان، آخرین لایه از بافته‌ی شیشه بر روی ECC قرار گرفت. باید به این نکته توجه داشت که پس از ریختن هر لایه از ECC، قالب و بیره و سطح ECC با مال‌ه صاف شده است. نحوه‌ی ساخت پانل‌های ECC مسلح شده با بافته‌های شیشه، در شکل ۲ مشاهده می‌شود.

## ۵.۲. ساخت نمونه‌های کششی

در پژوهش حاضر، به منظور ساخت نمونه‌های کششی، از بهترین طرح اختلاط ECC (طرح اختلاط شماره‌ی ۱۳) استفاده شده است. به منظور بررسی رفتار سخت‌شوندگی کرنشی نمونه‌های ECC، مقایسه‌ی نتایج و همچنین به دست آوردن منحنی تنش - کرنش ناشی از آزمایش کشش مستقیم، ۳ نمونه‌ی کششی مسلح به سه لایه‌ی بافته‌ی شیشه و ۳ نمونه‌ی کششی غیرمسلح ساخته شده است. نمونه‌های ساخته شده پس از ۲۸ روز عمل‌آوری در آب، تحت آزمایش کشش مستقیم قرار گرفتند. لازم به ذکر است که طریقه‌ی ساخت نمونه‌های کششی مسلح به بافته‌ی شیشه مشابه نمونه‌های خمشی بوده و در شکل ۳ نشان داده شده است.



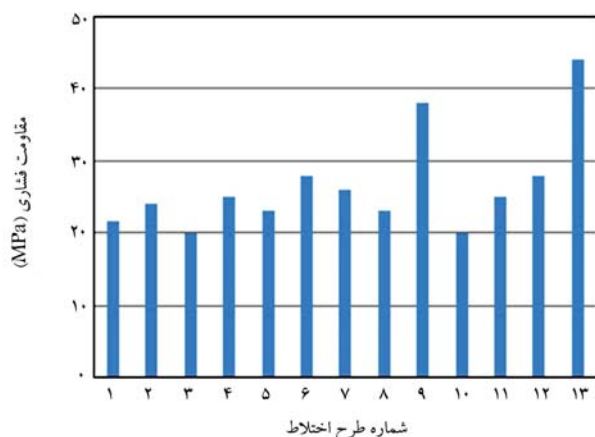
الف) قبل از اضافه شدن الیاف؛ ب) بعد از اضافه شدن الیاف.

شکل ۱. بافت کامپوزیت ECC در مراحل مختلف ساخت.

اختلاط‌ها، در بازه‌ی ۸۸۰ تا ۱۳۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب بوده است. به منظور مقایسه‌ی هر چه دقیق‌تر نتایج، درصد الیاف به کار رفته در ماتریس بتن و همچنین نسبت آب به مواد سیمانی در تمامی طرح اختلاط‌ها، یکسان و به ترتیب برابر با ۱/۹٪ (به صورت حجمی) و ۳/۰ در نظر گرفته شده است. در پژوهش حاضر، از درصد‌های مختلف پوزولان‌های سرباره، پوزولان صنعتی و میکروسیلیس، به منظور بررسی آثار آنها در خواص مکانیکی طرح اختلاط‌های مختلف ECC استفاده شده است. علاوه بر این از پودر سنگ آهک و ماسه‌ی سیلیسی، به عنوان پرکننده در طرح اختلاط‌ها استفاده شده است.

## ۴.۲. مسلح کردن ECC با بافته‌های شیشه

پس از دسترسی به بهترین طرح اختلاط ECC (طرح اختلاط شماره‌ی ۱۳)، تأثیر تسلیح پانل‌های ECC با استفاده از بافته‌ی شیشه در مقاومت خمشی بررسی شده است. برای این منظور، ۳ نمونه‌ی مسلح شده به سه لایه‌بافته‌ی شیشه، ۳ نمونه‌ی مسلح شده به یک لایه‌بافته‌ی شیشه و ۳ نمونه‌ی غیرمسلح ساخته و پس از گذشت ۷ روز عمل‌آوری در آب، تحت آزمایش خمش چهارنقطه‌یی قرار گرفتند. برای ساخت پانل مسلح به سه لایه بافته‌ی شیشه، ابتدا یک لایه بافته‌ی شیشه در کف قالب قرار گرفت و ECC به ضخامت ۵ میلی‌متر درون قالب ریخته شد. در



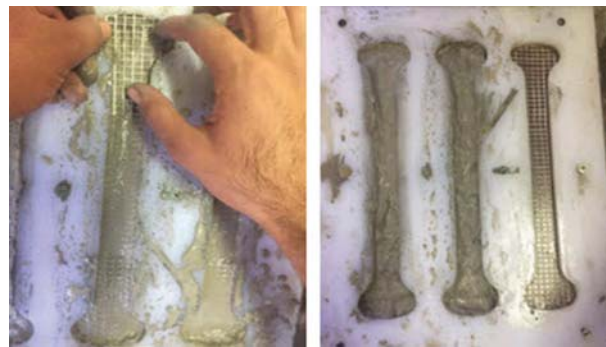
شکل ۵. مقاومت فشاری طرح اختلاط‌های مختلف ECC در سن ۷ روزه.

با ۷٪ از سرباره در طرح اختلاط شماره ۳ و حضور هر کدام از دو پوزولان اخیر در کنار سیمان، به ترتیب باعث افزایش ۲۰ و ۱۱ درصدی مقاومت فشاری نمونه‌ها شده است، که به دلیل درصد بالای سیلیس موجود در میکروسیلیس و پوزولان صنعتی بوده است. از طرف دیگر، جایگزینی کردن ۶۰٪ سرباره به جای سیمان، باعث کاهش ۱۱ درصدی مقاومت فشاری طرح اختلاط شماره ۸ نسبت به طرح اختلاط شماره ۷ شده است؛ که علت آن، جایگزینی بیش از ۵۰٪ مواد سیمانی با سرباره در طرح‌های اختلاط‌های مختلف است. به بیان دیگر، با کاهش میزان سیمان، میزان کلسیم هیدروکسید ناشی از هیدراسیون سیمان و به دنبال آن واکنش هیدراسیون ثانویه سرباره و کلسیم هیدروکسید کاهش یافته و منجر به افت مقاومت بتن شده است. علاوه بر این، با توجه به جدول ۵ مشاهده می‌شود که جایگزینی کردن پوزولان صنعتی با میکروسیلیس، به میزان ۵/۵٪ مواد سیمانی، باعث افزایش ۲۲ درصدی مقاومت فشاری طرح اختلاط شماره ۶، نسبت به طرح اختلاط شماره ۵ شده است.

### ۲.۳. نتایج آزمایش خمش

#### ۱.۲.۳. مدول گسیختگی

منحنی بار- تغییرمکان نمونه‌های خمشی در شکل ۶ مشاهده می‌شود. با استفاده از نتایج به دست آمده از آزمایش خمش چهار نقطه‌ای، اطلاعاتی نظیر مدول گسیختگی، تنش ترک‌خوردگی، بار ترک‌خوردگی و بیشینه و تغییر شکل متناظر با بار بیشینه برای طرح اختلاط‌های مختلف در سن ۷ روزه اندازه‌گیری و در جدول ۵ ارائه شده است؛ که مطابق آن، جایگزینی کردن ۷٪ میکروسیلیس به جای سرباره، سبب کاهش ۲۳ درصدی مدول گسیختگی طرح اختلاط شماره ۲ نسبت به طرح اختلاط شماره ۳ شده است. از طرف دیگر، جایگزینی کردن میکروسیلیس با پوزولان صنعتی باعث افزایش مدول گسیختگی به میزان ۷۹٪ شده است. لازم به ذکر است که جایگزینی پودر سنگ آهک با ماسه‌ی سیلیسی، تأثیر چندانی در مدول گسیختگی نداشته است، ولی افزایش وزن مخصوص ECC را به دنبال داشته است. در طرح اختلاط‌های شماره‌های ۷ و ۸، به ترتیب از ۵۰ و ۶۰ درصد سرباره به جای سیمان استفاده شده است. مطابق نتایج آزمایشگاهی مشاهده می‌شود که جایگزینی ۶۰٪ از سیمان با سرباره، منجر به کاهش ۲۲ درصدی مدول گسیختگی شده است. این پدیده به دلیل آن است که سرباره به تنهایی خاصیت چسبندگی ندارد و زمانی که در کنار سیمان قرار می‌گیرد، سیمان با ایجاد محیط قلیا فعال، باعث فعال شدن سرباره‌ها و در نتیجه ایجاد چسبندگی می‌شود.



شکل ۳. نحوه‌ی ساخت نمونه‌های کششی با بافته‌های شیشه.



شکل ۴. توانایی بالای ECC در فشرده شدن بدون وقوع جداشدگی کامل.

### ۳. نتایج آزمایشگاهی و بحث روی آنها

#### ۱.۳. نتایج مقاومت فشاری

در پژوهش حاضر، روانی ECC با استفاده از آزمایش میز جریان، مطابق با استاندارد ASTM C۱۴۳۷<sup>[۲۸]</sup> اندازه‌گیری شده است. به منظور پراکندگی کامل و مناسب الیاف در ماتریس، نیاز به روانی بیش از ۱۷۰ میلی‌متر در آزمایش روانی است. در پژوهش حاضر، سعی بر آن بوده است که مقدار روانی برای تمامی طرح اختلاط‌های ECC تقریباً ثابت و بین ۱۸۰ تا ۲۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود. دقت به این نکته ضروری است که افزایش بیش از حد فوق روان‌کننده، باعث ایجاد تخلخل و حفره بر سطح ECC و نیز کاهش میزان فوق روان‌کننده منجر به کاهش روانی ECC می‌شود. اگر روانی ECC کافی نباشد، به دلیل اینکه حباب‌های هوا توانایی خروج از کامپوزیت را ندارند، عمل خروج هوا با دشواری انجام می‌پذیرد.<sup>[۲۹]</sup> شکست کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی شده در فشار برخلاف سایر مواد سیمانی، بسیار نرم است و برخلاف بتن معمولی و بتن با مقاومت بالا، جداشدگی یا پرتاب ذرات بتن در حین گسیختگی اتفاق نمی‌افتد. در پژوهش حاضر مشاهده شده است که نمونه‌های مکعبی قادرند تا ۱/۶ بعد خود فشرده شوند، بدون آن‌که ذره‌یی از آنها جدا و یا پرتاب شوند (شکل ۴)؛ که این امر به دلیل وجود الیاف در بتن ECC بوده است. اگر چه مقاومت فشاری بتن ECC تفاوت زیادی با سایر بتن‌های الیافی ندارد، اما دارای جذب انرژی به مراتب بیشتر و رفتاری نرم‌تر است؛ که علت آن ایجاد ترک‌های ریز با فواصل بسیار کم در سطح بتن در هنگام اعمال نیروی فشاری بر روی نمونه است. مقاومت فشاری ۷ روزه طرح اختلاط‌های ساخته شده در پژوهش حاضر در شکل ۵ مشاهده می‌شود.

با توجه به نتایج مقاومت فشاری حاصل از طرح اختلاط‌های شماره‌های ۱، ۲ و ۳ می‌توان نتیجه گرفت که جایگزینی کردن میکروسیلیس و یا پوزولان صنعتی

جدول ۵. نتایج به دست آمده از آزمایش خمش چهارنقطه‌یی طرح‌های اختلاط‌های مختلف ECC در سن ۷ روز.

شماره طرح اختلاط	مقاومت فشاری (MPa)	مدول گسیختگی (MPa)	تنش، ترک خوردگی (MPa)	بار ترک خوردگی (N)	بار بیشینه (N)	تغییر شکل متناظر با بار بیشینه (mm)	$E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_{max}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$I_1$	$I_2$	$I_3$	$I_4$
۱	۲۱/۵	۴/۸۵	۳/۶	۱۹۵۰	۲۳۴۰	۶/۴	۵۸۴	۱۳۰۴۴	۱۶۸۴۱	۵/۱	۱۰/۴	۱۶/۵	۱۶/۵
۲	۲۴	۳/۷۵	۲/۵۵	۱۳۶۰	۱۸۱۰	۹/۰	۱۱۹۰	۱۳۷۴۲	۲۳۲۶۶	۸/۴	۱۷/۱	۲۹	۲۹
۳	۲۰	۴/۹	۳/۴۷	۱۸۵۰	۲۳۷۰	۷/۰	۴۸۸	۱۴۷۲۰	۱۹۹۸۲	۳/۹	۱۰/۰	۱۵/۵	۱۵/۵
۴	۲۵	۴/۲۳	۳/۷۵	۲۰۰۰	۲۰۵۰	۱۰/۷	۶۳۵	۲۰۸۲۸	۳۲۴۱۱	۷/۶	۱۴/۵	۲۷/۲	۲۷/۲
۵	۲۳	۳/۱۵	۲/۵	۱۳۳۰	۱۵۳۰	۳/۴	۲۵۳	۱۰۵۴۵	۱۳۴۴۰	۶/۱	۱۰/۱	۱۵	۱۵
۶	۲۷	۵/۶۵	۴/۹۵	۲۶۴۰	۲۷۴۰	۵/۶	۱۵۶	۱۳۹۳۲	۱۹۱۴۱	۵/۰	۹/۷	۱۴/۳	۱۴/۳
۷	۲۶	۵/۸۳	۴/۹۷	۲۶۵۰	۲۸۲۰	۵/۹	۶۶۷	۱۴۱۱۴	۲۷۲۱۷	۵/۴	۱۱/۰	۱۷/۴	۱۷/۴
۸	۲۳	۴/۷۵	۴/۳	۲۳۰۰	۲۳۰۰	۰/۴	۶۹۷	۶۹۷	۱۳۸۲۳	۴/۸	۹/۴	۱۴/۲	۱۴/۲
۹	۲۸	۵/۷	۳/۷۵	۱۹۹۰	۲۷۵۰	۹/۶	۶۵۴	۲۲۱۳۷	۲۶۷۵۹	۷/۰	۱۴/۲	۲۳	۲۳
۱۰	۲۰	۳/۶	۲/۷۵	۱۴۷۰	۱۷۵۰	۱۰/۴	۲۳۰	۱۶۳۳۳	۲۰۰۳۵	۵/۴	۱۱/۰	۱۷/۱	۱۷/۱
۱۱	۲۵	۴/۷۵	۳/۷۶	۲۰۱۰	۲۳۰۰	۹/۹	۷۶۹	۱۹۲۸۶	۲۳۱۸۵	۸/۱	۱۷/۴	۲۹/۸	۲۹/۸
۱۲	۲۸	۵/۸	۴/۱۵	۲۲۱۰	۲۸۱۰	۷/۹	۴۸۳	۱۹۳۰۲	۲۲۷۲۹	۳/۱	۱۱/۱	۱۷/۱	۱۷/۱
۱۳	۴۴	۶	۴/۷	۲۵۱۰	۲۹۰۰	۷/۴	۵۹۲	۱۷۹۰۷	۲۲۶۴۳	۲/۷	۹/۴	۱۴/۴	۱۴/۴

به طرح اختلاط شماره ۷ (جایگزینی ۵۰٪ از سیمان با سرباره) کاهش داده است.

### ۳.۲.۳. شاخص‌های طاقت

استاندارد ASTM C ۱۸۰ [۲۶] به منظور بررسی شکل‌پذیری نمونه‌ی بتنی از شاخص‌های طاقت ( $I_{t0}$ ,  $I_{t0.5}$ ,  $I_{t1}$ ,  $I_{t2}$ ) استفاده می‌کند. هر چه سطح زیر نمودار بار - تغییرمکان بیشتر باشد، در نتیجه مقدار اندیس‌های طاقت نیز بزرگ‌تر می‌شود، که باعث افزایش شکل‌پذیری و میزان جذب انرژی نمونه‌ها می‌شود. به طور کلی  $I_n$  از نسبت سطح زیر نمودار بار - تغییرمکان تا  $\frac{n+1}{n}$  برابر تغییرمکان اولین ترک‌خوردگی، به سطح زیر منحنی مذکور تا اولین ترک‌خوردگی محاسبه می‌شود. اندیس‌های طاقت محاسبه شده برای طرح‌های اختلاط‌های مختلف ECC در سن ۷ روزه، در جدول ۵ ارائه شده است.

در پژوهش حاضر، طرح اختلاط‌های ۱۱، ۲ و ۴ به ترتیب دارای بیشترین مقادیر شاخص‌های طاقت نسبت به سایر طرح اختلاط‌ها بوده‌اند، که پدیده‌ی اخیر به دلیل اتصال مناسب الیاف با ماتریس و ترکیب‌های سیمانی استفاده شده در طرح اختلاط‌های مذکور است. با توجه به جدول ۵ مشاهده می‌شود که جایگزینی ۷٪ از سرباره با میکروسیلیس در طرح اختلاط شماره ۲، باعث افزایش شاخص طاقت  $I_{t0}$  به میزان ۸۷٪ نسبت به طرح اختلاط شماره ۳ شده است. از طرف دیگر، جایگزین کردن پودر سنگ آهک با ماسه سیلیسی (طرح اختلاط‌های شماره‌های ۲ و ۴)، باعث کاهش شاخص طاقت  $I_{t0}$  به میزان ۶٪ شده است. همچنین با توجه به طرح اختلاط‌های شماره‌های ۷ و ۸ می‌توان نتیجه گرفت که جایگزین کردن ۶۰٪ سیمان با سرباره، سبب کاهش ۱۸ درصدی شاخص طاقت  $I_{t0}$  شده است.

### ۳.۳. مقایسه‌ی دو طرح اختلاط منتخب ECC

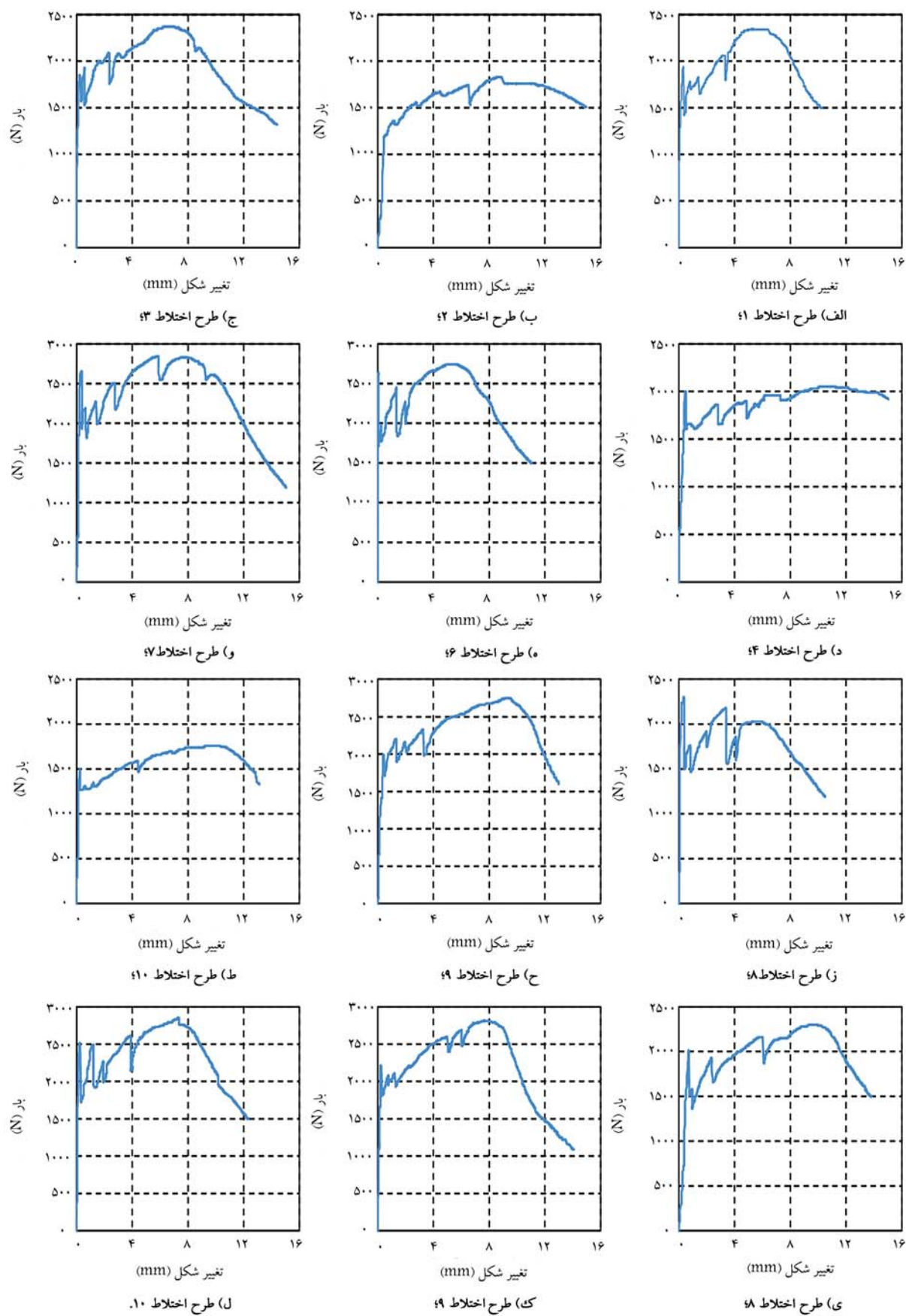
در بخش کنونی، دو طرح اختلاط منتخب ECC مقایسه و در نهایت، بهترین طرح اختلاط به منظور تسلیح با یافته‌های شیشه انتخاب شده است. جایگزینی به ترتیب

در طرح اختلاط شماره ۸، کاهش میزان سیمان و افزایش سرباره سبب شده است که محیط قلیا فعال ایجاد شده توسط سیمان، نتواند باعث فعال شدن تمامی مقادیر سرباره‌ی به کار برده شده در طرح اختلاط شماره ۸ شود. با توجه به طرح اختلاط‌های مختلف ساخته شده، درصد بهینه‌ی میکروسیلیس و سرباره به ازاء نسبت‌های آب به سیمان ۳/۰ تا ۴/۰، به ترتیب برابر ۱۵ و ۵۰ درصد بوده است.

### ۳.۳.۳. انرژی جذب شده

مقادیر انرژی جذب شده توسط نمونه‌های ECC با استفاده از سطح زیر منحنی بار - تغییرمکان تا نقطه‌ی مورد نظر محاسبه می‌شود. در پژوهش حاضر، میزان جذب انرژی طرح اختلاط‌های مختلف در سن ۷ روزه تا نقطه‌ی ترک‌خوردگی ( $E_0$ )، بار بیشینه ( $E_{max}$ ) و نقطه‌ی نهایی ( $E_u$ ) محاسبه و در جدول ۵ ارائه شده است. لازم به ذکر است که نقطه‌ی نهایی، نقطه‌ی با ۸۵٪ بار بیشینه در شاخه‌ی نزولی منحنی بار - تغییرمکان بوده است.

با توجه به نتایج به دست آمده از آزمایش خمش چهارنقطه‌یی، می‌توان نتیجه گرفت که بتن ECC قابلیت جذب انرژی بیشتری نسبت به سایر بتن‌های الیافی دارد. با توجه به طرح اختلاط‌های شماره‌های ۲ و ۴ مشاهده می‌شود که جایگزینی پودر سنگ آهک با ماسه سیلیسی منجر به افزایش ۳۹ درصدی انرژی جذب شده‌ی نهایی طرح اختلاط شماره ۴ نسبت به طرح اختلاط شماره ۲ شده است. از طرف دیگر، جایگزین کردن ۷٪ از سرباره با میکروسیلیس، باعث افزایش ۱۶ درصدی انرژی جذب شده‌ی نهایی طرح اختلاط شماره ۲ نسبت به طرح اختلاط شماره ۳ شده است. لازم به ذکر است که استفاده از پوزولان صنعتی به جای میکروسیلیس در طرح اختلاط شماره ۶، افزایش ۴۲ درصدی انرژی جذب شده‌ی نهایی نسبت به طرح اختلاط شماره ۵ را به دنبال داشته است. مطابق با جدول ۴، در طرح اختلاط‌های ۷ و ۸، به ترتیب از ۵۰ و ۶۰ درصد سرباره به جای سیمان استفاده شده است. نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد که جایگزین کردن ۶۰٪ سیمان با سرباره، انرژی جذب شده‌ی نهایی را به میزان ۴۹٪ نسبت



شکل ۶. منحنی بار - تغییر مکان تیرهای منشوری خمشی برای طرح‌های اختلاط‌های مختلف ECC.



جدول ۶. نتایج به دست آمده از آزمایش خمش چهارنقطه‌یی پانل‌های ECC غیرمسلح و مسلح به بافته‌های شیشه.

پانل	تعداد لایه‌های بافته‌ی شیشه	مدول گسیختگی (MPa)	تنش ترک‌خوردگی (MPa)	بار ترک‌خوردگی (N)	بار بیشینه (N)	تغییر شکل متناظر بار بیشینه (mm)	$E_{max}$ (N.mm)	$E_u$ (N.mm)	$I_0$	$I_1$	$I_2$	$I_3$
ECC - ۰	۰	۷/۲	۴/۸	۱۶۰	۲۴۰	۱۹/۷	۳۶۶۹	۴۷۷۷	۱۱/۵	۵/۳	۲/۵۵	۱۷/۷
ECC - ۱	۱	۱۸/۳	۷/۸	۲۶۰	۶۱۰	۱۹	۸۴۱۲	۸۸۲۰	۱۵/۰	۶/۸۵	۳/۳۵	۲۵/۵
ECC - ۳	۳	۲۷/۰	۱۰/۲	۲۴۰	۹۰۰	۱۶/۴	۱۰۱۳۴	۱۱۲۰۰	۸/۶۵	۳/۸۸	-	-



شکل ۷. پانل ECC مسلح شده به بافته‌های شیشه تحت آزمایش خمش.

### ۴.۳. نتایج آزمایش خمش برای پانل‌های ECC مسلح به بافته‌های شیشه

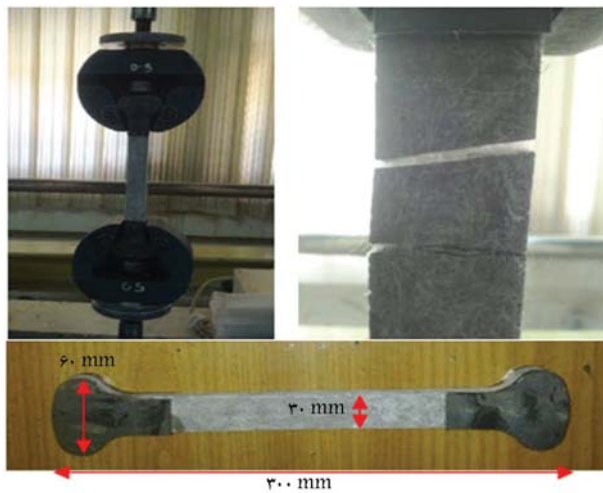
در پژوهش حاضر، برای نخستین بار از بافته‌های شیشه به منظور مسلح کردن بتن ECC استفاده شده است. از جمله مزیت‌های پانل‌های مذکور می‌توان به مقاومت‌های خمشی و کششی مناسب، کرنش کششی بیشتر از ۱٪، شکست نرم، شکل‌پذیری بالا و مقاومت مناسب در برابر محیط‌های سولفاتی و کلرایدی اشاره کرد. به منظور ساخت پانل‌های ECC مسلح شده به بافته‌های شیشه، از بهترین طرح اختلاط پژوهش حاضر شماره ۱۳ استفاده شده است. ابعاد پانل‌های ECC ساخته شده جهت انجام آزمایش خمش چهارنقطه‌یی برابر با  $350 \times 100 \times 10$  میلی‌متر بوده است. در پژوهش حاضر، به منظور مقایسه‌ی نتایج، از پانل‌های ECC مسلح شده به ۱ و ۳ لایه بافته‌ی شیشه استفاده و نتایج حاصل از آن، با پانل‌های ECC غیرمسلح مقایسه شده است. تصویری از پانل ECC مسلح شده به بافته‌های شیشه، تحت آزمایش خمش چهارنقطه‌یی، در شکل ۷ مشاهده می‌شود. منحنی‌های بار-تغییرمکان حاصل از آزمایش خمش چهارنقطه‌یی، مربوط به پانل‌های ECC مسلح و غیرمسلح در شکل ۸ مشاهده می‌شود. علاوه بر این، نتایج به دست آمده از آزمایش خمش چهارنقطه‌یی پانل‌ها، شامل: مدول گسیختگی، تنش اولین ترک‌خوردگی، بار بیشینه، انرژی‌های جذب شده و شاخص‌های طاقت در جدول ۶ ارائه شده است. با توجه به جدول ۶ مشاهده می‌شود که مدول گسیختگی پانل ECC-۳، از مدول گسیختگی پانل‌های ECC-۱ و ECC-۰ به ترتیب ۴۷/۵ و ۲۷۵ درصد بیشتر است. همچنین مقدار تنش ترک‌خوردگی در پانل ECC-۳، از مقادیر تنش ایجاد شده در پانل‌های ECC-۱ و ECC-۰ به ترتیب ۳۰ و ۱۱۲ درصد بیشتر بوده است. از طرف دیگر، نتایج نشان می‌دهند که افزایش تعداد لایه‌های بافته‌ی شیشه، باعث کاهش تغییرشکل متناظر با بیشینه‌ی نیرو در پانل‌های ECC مسلح

۲۸ و ۱۰ درصد سیمان با سرباره و میکروسیلیس و استفاده از مقدار بهینه‌ی پودر سنگ آهک، باعث ساخت کامپوزیتی با مقاومت فشاری بالا، شکل‌پذیری عالی و رفتار سخت‌شوندگی کرنشی مناسب در کنار سایر خواص مکانیکی قابل قبول در طرح اختلاط شماره ۱۳ شده است. همچنین جایگزین کردن ۲۲٪ سیمان با پوزولان صنعتی و استفاده از ماسه‌ی سیلیسی، باعث ساخت کامپوزیتی با شکل‌پذیری بالا و مقاومت فشاری و خمشی مناسب در طرح اختلاط شماره ۹ شده است. لازم به ذکر است که میزان مصرف فوق روان‌کننده در طرح اختلاط شماره ۹ به میزان ۱۶۷٪ بیشتر از طرح اختلاط شماره ۱۳ بوده است.

نتایج به دست آمده از آزمایش مقاومت فشاری نشان می‌دهد که مقاومت فشاری ۲۸ روزه‌ی طرح اختلاط‌های شماره‌های ۹ و ۱۳ به ترتیب برابر با ۵۰ و ۵۶ مگاپاسکال بوده است. به عبارت دیگر، مقاومت فشاری طرح اختلاط شماره ۱۳ در سنین ۷ و ۲۸ روز، به ترتیب ۱۶ و ۱۲ درصد بیشتر از طرح اختلاط شماره ۹ بوده است. این اختلاف مقاومت به دلیل مواد سیمانی بیشتر در طرح اختلاط شماره ۱۳ بوده است.

نتایج به دست آمده از آزمایش خمش چهارنقطه‌یی، نشان‌دهنده‌ی رفتار سخت‌شوندگی کرنشی برای هر دو طرح اختلاط منتخب در سن ۷ روز است، که در شکل ۶ مشاهده می‌شود. نیروی اولین ترک نمونه‌ی خمشی طرح اختلاط شماره ۱۳، در مقایسه با طرح اختلاط شماره ۹، به میزان ۲۶٪ بیشتر بوده است؛ که این پدیده به دلیل میزان بالای مواد سیمانی و نسبت صحیح اجزاء تشکیل‌دهنده‌ی طرح اختلاط شماره ۱۳ بوده است. به دلیل شکل‌پذیری بالای طرح اختلاط شماره ۹، سطح زیر منحنی بار-تغییرمکان آن تا بار بیشینه، به میزان ۱۸٪ بیشتر از مقدار مشابه در طرح اختلاط شماره ۱۳ بوده است. لازم به ذکر است که تغییرشکل متناظر با بیشینه‌ی نیرو در طرح اختلاط شماره ۹، ۳۰٪ بیشتر از طرح اختلاط شماره ۱۳ بوده است.

مطابق جدول ۵ مشاهده می‌شود که ظرفیت باربری طرح اختلاط شماره ۱۳ بیشتر از طرح اختلاط شماره ۹ بوده است. به بیان دیگر، نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهند که مدول گسیختگی طرح اختلاط شماره ۱۳ به میزان ۵٪ بیشتر از طرح اختلاط شماره ۹ بوده است. این در حالی است که انرژی‌های جذب شده توسط نمونه‌ی ساخته شده با طرح اختلاط شماره ۹ در لحظه‌های اولین ترک‌خوردگی، بار بیشینه و بار نهایی، به ترتیب به میزان ۱۰، ۲۳ و ۱۸ درصد نسبت به مقادیر مشابه در طرح اختلاط شماره ۱۳ بیشتر بوده است؛ این پدیده به علت شکل‌پذیری بالاتر طرح اختلاط شماره ۹ نسبت به طرح اختلاط شماره ۱۳ بوده است. با توجه به مقایسه‌ی نتایج دو طرح اختلاط منتخب و همچنین غیراقتصادی بودن طرح اختلاط شماره ۹ (به دلیل مصرف زیاد فوق روان‌کننده و قیمت بالای پوزولان صنعتی)، طرح اختلاط شماره ۱۳ به منظور مسلح شدن با بافته‌های شیشه در نظر گرفته شد.



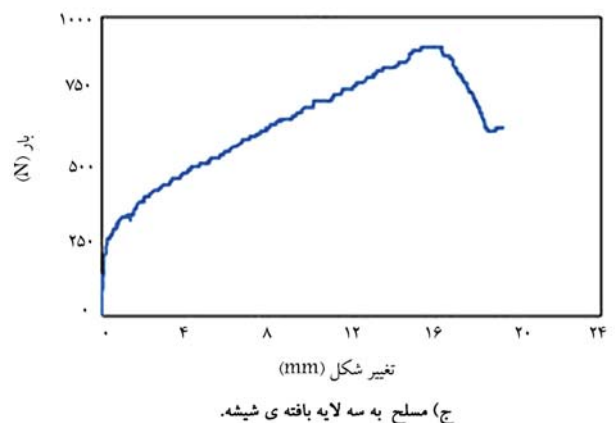
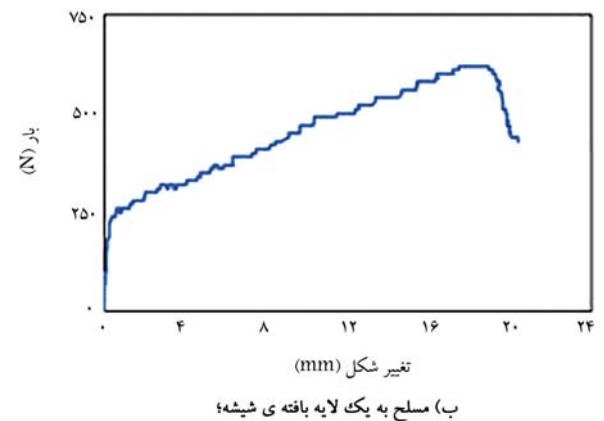
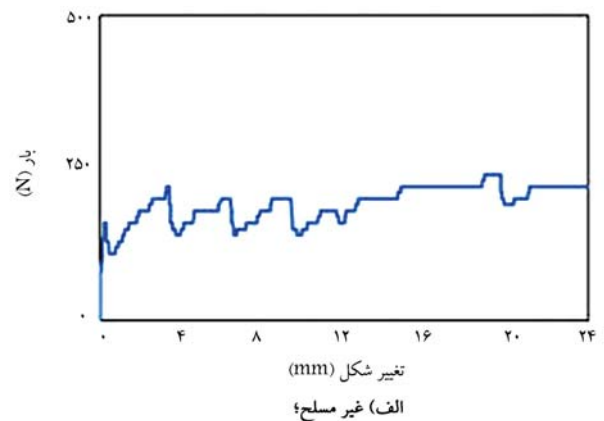
شکل ۹. پانل ECC مسلح شده به بافته‌های شیشه تحت آزمایش کشش مستقیم.

مقاومت کششی بالایی دارد. مطابق جدول ۶، شاخص‌های طاقت  $I_{20}$ ،  $I_{10}$  و  $I_5$  برای پانل ECC-۳ به ترتیب به میزان ۶۳، ۵۲ و ۸۱ درصد بیشتر از مقادیر مشابه برای پانل ECC-۰ بوده است. به عبارت دیگر، با افزایش مقاومت خمشی پانل‌ها، سطح زیر نمودار بار- تغییرمکان افزایش و به دنبال آن شاخص‌های طاقت افزایش یافته‌اند. لازم به ذکر است که افزایش شاخص‌های طاقت، نشان‌دهنده‌ی افزایش شکل‌پذیری پانل‌هاست، که به دلیل مقاومت کششی بالای بافته‌های شیشه است، که استفاده از آن در پانل‌های ECC، منجر به افزایش شاخص‌های طاقت، میزان جذب انرژی و شکل‌پذیری پانل‌ها می‌شود.

### ۵.۳. نتایج آزمایش کشش مستقیم پانل‌های ECC مسلح به بافته‌های شیشه

کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی شده، دو ویژگی شاخص بسیار مهم دارند، که ECC را نسبت به سایر بتن‌ها متمایز می‌سازد؛ این دو ویژگی شاخص عبارت‌اند از: رفتارهای سخت‌شوندگی کرنشی و کرنش کششی بیشتر از ۱٪ در پروهش حاضر، به منظور بررسی رفتار سخت‌شوندگی کرنشی و کرنش کششی ایجاد شده در ECC، به ترتیب از آزمایش خمش چهارنقطه‌ای و کشش مستقیم استفاده شده است. در آزمایش کشش مستقیم، به منظور ثبت صحیح اطلاعات و جلوگیری از ایجاد تمرکز تنش در بالا و پایین نمونه‌های کششی و همچنین جلوگیری از سر خوردن نمونه در دستگاه کشش مستقیم، صفحه‌های فولادی به ضخامت ۲ میلی‌متر به دو وجه قسمت‌های انتهایی نمونه چسبانده شده است. تصویری از پانل ECC مسلح به بافته‌ی شیشه تحت آزمایش کشش مستقیم در شکل ۹ مشاهده می‌شود. منحنی تنش - کرنش پانل ECC غیرمسلح و مسلح به ۳ لایه بافته‌ی شیشه، نیز در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود.

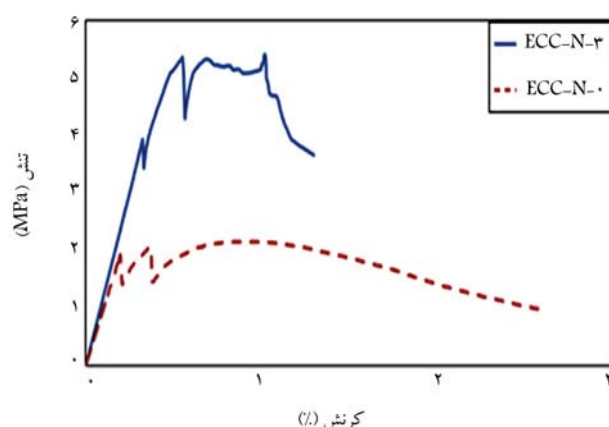
با توجه به شکل ۱۰ مشاهده می‌شود که کرنش کششی نمونه‌های ECC مسلح و غیرمسلح، در لحظه‌ی تنش کششی بیشینه، بیشتر از ۱٪ و همچنین شیب هر دو نمودار تا قبل از ایجاد اولین ترک خوردگی با هم برابر بوده است. به علاوه، رفتار سخت‌شوندگی کرنشی برای پانل‌های ECC-N-۳ و ECC-N-۰ مشاهده می‌شود. تنش کششی بیشینه و کرنش کششی متناظر با آن برای پانل ECC-N-۳ که به بافته‌های شیشه مسلح شده است، به ترتیب برابر ۵/۴ مگاپاسکال و ۱/۰۲٪ بوده است. این مقادیر برای پانلی که فاقد بافته‌های شیشه است، به ترتیب برابر ۲/۱۶



شکل ۸. نمودار بار- تغییرمکان پانل‌های ECC.

شده است. به عبارت دیگر، تغییرشکل متناظر با بیشینه‌ی نیرو در پانل ECC-۰، از تغییرشکل متناظر با بیشینه‌ی نیرو در پانل‌های ECC-۱ و ECC-۳، به ترتیب ۴ و ۲۰ درصد بیشتر بوده است. لازم به ذکر است که به علت شکل‌پذیری بالای پانل ECC-۰، گسیختگی در پانل اتفاق نیفتاده است؛ اما ریزترکهایی در ناحیه‌ی وسط نمونه‌ی خمشی مشاهده می‌شود.

براساس نتایج آزمایشگاهی مشاهده می‌شود که افزایش تعداد لایه‌های بافته‌ی شیشه منجر به افزایش ظرفیت باربری، سطح زیر نمودار بار- تغییرمکان و همچنین مقادیر انرژی جذب شده توسط پانل‌های ECC مسلح شده به بافته‌های شیشه شده است. به عنوان مثال، مقادیر انرژی جذب شده در بار بیشینه و بار نهایی توسط پانل ECC-۳، به ترتیب ۱۷۶ و ۱۳۴ درصد بیشتر از مقادیر مشابه در پانل ECC-۰ بوده است. این افزایش به دلیل استفاده از بافته‌های شیشه است، که



شکل ۱۰. منحنی تنش - کرنش کششی پانل‌های ECC مسلح و غیرمسلح.

مگاسکال و ۱٪ بوده است. لازم به ذکر است که استفاده از بافته‌های شیشه، باعث افزایش تنش کششی بیشینه‌ی نمونه‌ی ECC-N-۳ به میزان ۱۵۰٪، نسبت به پانل ECC-N-۰ شده است. این در حالی است که مقادیر کرنش کششی متناظر با تنش کششی بیشینه در نمونه‌های ECC-N-۳ و ECC-N-۰ تقریباً برابر حدود ۱٪ بوده است.

#### ۴. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، به منظور تولید کامپوزیت سیمانی مهندسی شده با استفاده از مصالح داخلی در دسترس با خواص مکانیکی مناسب، ۱۳ طرح اختلاط مختلف ساخته شده است. پس از انجام آزمایش مقاومت‌های فشاری و خمشی، نتایج به دست آمده با یکدیگر مقایسه و بهترین طرح اختلاط به منظور تسلیح با استفاده از بافته‌های شیشه انتخاب شده است. در نهایت پانل‌های مسلح و غیرمسلح تحت آزمایش خمش چهارنقطه‌ای و کشش مستقیم قرار گرفتند. در ادامه، برخی از نتایج پژوهش حاضر ارائه شده است:

۱. استفاده از پودر سنگ آهک در طرح اختلاط‌ها، باعث افزایش شاخص‌های طاقت و به دنبال آن شکل‌پذیری ECC شده است. لازم به ذکر است که استفاده از ماسه‌ی سیلیسی، باعث افزایش مقادیر مدول گسیختگی، میزان انرژی جذب شده و وزن مخصوص ECC و نیز افزایش مصرف فوق روان‌کننده در ECC شده است؛

۲. براساس نتایج آزمایش خمش، هر چه نسبت سرباره به سیمان در ECC بیشتر باشد، نمونه‌ی ساخته شده، شکل‌پذیری بیشتر و شکستی نرم‌تر دارد. این در حالی است که با افزایش نسبت سرباره به سیمان از ۵/۵ به ۶/۶، میزان مقاومت خمشی، شاخص طاقت و انرژی جذب شده‌ی نهایی، به ترتیب به میزان ۲۲، ۱۸/۵ و ۵۱ درصد کاهش یافته‌اند؛

۳. استفاده از پوزولان صنعتی به میزان بیشینه‌ی ۲۵٪ در طرح اختلاط‌های مختلف، باعث افزایش مقاومت‌های خمشی و فشاری و میزان انرژی جذب شده است. جایگزین کردن ۵/۵٪ پوزولان صنعتی با میکروسیلیس در طرح اختلاط شماره‌ی ۶، به ترتیب باعث افزایش مدول گسیختگی و انرژی جذب شده‌ی نهایی، به میزان ۷۲ و ۴۲ درصد شده است؛

۴. با افزایش تعداد لایه‌های بافته‌ی شیشه در پانل‌های ECC، مقاومت خمشی، میزان انرژی جذب شده و شاخص‌های طاقت افزایش یافته‌اند. میزان مقاومت خمشی پانل‌های ECC مسلح شده به سه لایه‌بافته‌ی شیشه، به ترتیب به میزان ۴۵ و ۲۷۵ درصد بیشتر از مقاومت خمشی پانل‌های ECC مسلح شده به یک لایه‌ی بافته‌ی شیشه و پانل‌های ECC غیرمسلح بوده است؛

۵. نمونه‌های کششی غیرمسلح و مسلح به بافته‌های شیشه، از خود رفتار سخت‌شوندگی کرنشی نشان داده و کرنش کششی آنها، بیشتر از ۱٪ بوده است، این مقدار به مراتب از کرنش کششی بتن معمولی بیشتر است. علاوه بر این، استفاده از بافته‌های شیشه به منظور تسلیح کردن نمونه‌های کششی، باعث افزایش تنش کششی بیشینه به میزان ۱۵۰٪، نسبت به نمونه‌های کششی غیرمسلح شده است.

#### پانویس

1. Engineered Cementitious Composites

#### منابع (References)

1. Shoji, D., He, Z., Zhang, D. and et al., 2022. The greening of engineered cementitious composites (ECC): A review. *Construction and Building Materials*, 327, p.126701.
2. Li, V.C., Fischer, G. and Lepech, M.D., 2004. Crack-resistant concrete material for transportation construction. In *Proceedings of the Transportation Research Board 83rd Annual Meeting*.
3. Turk, K. and Nehdi, M.L., 2021. Flexural toughness of sustainable ECC with high-volume substitution of cement and silica sand. *Construction and Building Materials*, 270, p.121438.
4. Li, V.C., Fischer, G., Kim, Y.Y. and et al., 2003. Durable link slabs for jointless bridge decks based on strain-hardening cementitious composites. Report for Michigan Department of Transportation RC-1438.
5. Li, V.C., 2008. *Engineered cementitious composites (ECC) material, structural, and durability performance*. Concrete Construction Engineering Handbook, Chapter 24, Ed. E. Nawy, CRC Press.
6. Li, M., Sahmaran, M. and Li, V.C., 2007. Effect of cracking and healing on durability of engineered cementitious composites under marine environment. *High Per-*



- formance Fiber Reinforced Cement Composites Conference (HPRCC5), pp.313-322.
7. Ma, Z., Liu, M., Tang, Q. and et al., 2020. Chloride permeability of recycled aggregate concrete under the coupling effect of freezing-thawing, elevated temperature or mechanical damage. *Construction and Building Materials*, 237, p.117648.
8. Lepech, M.D., Li, V.C., Robertson, R.E. and et al., 2008. Design of green engineered cementitious composites for improved sustainability. *ACI Materials Journal*, 105(6), pp.567-575.
9. Kanda, T., Zhong, L.Z. and Li, V.C., 2000. Tensile stress-strain modeling of pseudo strain hardening cementitious composite. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 12(2), pp.147-156.
10. Yoo, D.Y., Oh, T., Kang, M.C. and et al., 2021. Enhanced tensile ductility and sustainability of high-strength strain-hardening cementitious composites using waste cement kiln dust and oxidized polyethylene fibers. *Cement and Concrete Composites*, 120, p.104030.
11. Sharbatdar, M.K. and Tajari, A., 2021. Experimental in-plane seismic strengthening of masonry infilled reinforced concrete frames by engineered cementitious composites (ECC). *Construction and Building Materials*, 293, p.123529.
12. Sharbatdar, M.K. and Tajari, A. 2021. Engineered cementitious composites effects on seismic strengthening of non-ductile RC frames with masonry infills. *Sharif Journal of Civil Engineering*, 37.2(1.2), pp.25-37.
13. Hajiaghamemar, M., Mostofinejad, D. and Bahmani, H., 2022. High volume of slag and PP fibers in engineered cementitious composites (ECC): microstructure and mechanical properties. *Magazine of Concrete Research*, pp.1-44.
14. Wang, Q., Lai, M.H., Zhang, J. and et al., 2020. Greener engineered cementitious composite (ECC)- the use of pozzolanic fillers and uncoiled PVA fibers. *Construction and Building Materials*, 247, p.118211.
15. Pan, Z., Wu, C., Liu, J. and et al., 2015. Study on mechanical properties of cost-effective poly vinyl alcohol engineered cementitious composites (PVA-ECC). *Construction and Building Materials*, 78, pp.397-404.
16. Zhang, S., Li, V.C. and Ye, G., 2020. Micromechanics-guided development of a slag/fly ash-based strain-hardening geopolymer composite. *Cement and Concrete Composites*, 109, p.103510.
17. Termkhajornkit, P., Nawa, T., Yamashiro, Y. and et al., 2009. Self-healing ability of fly ash-cement systems. *Cement and Concrete Composites*, 31(3), pp.198-203.
18. Yang, E.H., Yang, Y. and Li, V.C., 2007. Use of high volumes of fly ash to improve ECC mechanical properties and material greenness. *ACI Materials Journal*, 104(6), pp.620-628.
19. ASTM C150./C150M, 2022. Standard specification for Portland cement. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.
20. <http://www.ardestancement.com/>.
21. <https://www.esfahansteel.com/>.
22. ASTM C1240., 2020. Standard specification for silica fume used in cementitious mixtures. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.
23. <http://www.impasco.gov.ir/>.
24. ASTM, C494., 2008. Standard specification for chemical admixtures for concrete. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.
25. ASTM C109., 2007. Standard test method for compressive strength of hydraulic cement mortars (Using 2-in. or [50-mm] Cube Specimens). ASTM International, West Conshohocken, PA.
26. ASTM C1018., 2017. Standard test for flexural toughness and first-crack strength of fiber reinforced concrete (Using Beam with third-point loading). ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.
27. ASTM D3039., 2014. Standard test method for tensile properties of polymer matrix composite materials. *ASTM International*, West Conshohocken, PA, USA.
28. ASTM C1437., 2020. Standard test method for flow of hydraulic cement mortar. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.
29. Saucier, F., Pigeon, M. and Plante, P., 1990. Air-void stability, part III: Field tests of superplasticized concretes. *Materials Journal*, 87(1), pp.3-11.



# مطالعه‌ی عملکرد پنل جاذب موج انفجار در حفاظت از ابنیه و تأسیسات

علی ابراهیم‌زاده (پژوهشگر)

محمد فیاض\* (استادیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه جامع امام حسین (ع)

مهدی دهقان‌نژاد ثانی‌آبادی (کارشناس)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه ایوانکی

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۴۰۲)  
دوری ۳۹، شماره ۳، صص. ۵۰-۳۷، (پژوهشی)

طرح مقاوم‌سازی وقتی کارآمد است که علاوه بر مقرون به صرفه بودن، تلفات جانی و خسارت زیربنایی را کاهش دهد و ابعاد و دامنه‌ی آسیب‌ها را هر چه پیشتر محدود کند. طراحی و ساخت اغلب موانع مقاوم در برابر انفجار در انواع سازه‌ها به دلیل هزینه‌ی بالا از یک سو و احتمال کم رخداد انفجار در طول عمر سازه از سوی دیگر بهینه نیستند. در پژوهش حاضر پیشنهاد استفاده از روش ترکیبی تور مهارکننده در کنار پنل جاذب موج انفجار به عنوان الگویی جدید در حفاظت از ابنیه در برابر انفجارهای خارجی مطالعه شده است. راکت در فاصله‌ی مشخصی از سازه‌ی اصلی توسط یک تور مقاوم مهار شده و پنل، موج ناشی از انفجار را جذب کرده است. با انجام مطالعه و آزمایش‌هایی روی انواع مواد جاذب، پنل منتخب معرفی و رفتار آن در مقابل تهدید در فاصله‌های مختلف به صورت عددی و میدانی ارزیابی شده است. نتایج شبیه‌سازی‌ها، تطابق مناسبی با آزمایش‌های میدانی داشته است که قابل تعمیم برای مقادیر مختلف خرج‌ها نیز است.

واژگان کلیدی: مقاوم‌سازی، جذب انرژی، موج انفجار، مدل‌سازی عددی، آباکوس، بتن پارچه‌بی، پنل جاذب.

ali.ebrahimzade@ut.ac.ir  
m.fayyaz@modares.ac.ir  
mahdi.deh1378@gmail.com

## ۱. مقدمه

است، بنابراین راه‌حل پیشنهادی، استفاده از لایه‌های جاذب موج انفجار به عنوان فداشونده و در قالب یک پوشش سبک بر روی سازه‌ی اصلی است. لایه‌ی جاذب، که عمدتاً از جنس پنل‌های ساندویچی در ترکیب با الیاف FRP پیشنهاد می‌شود، به عنوان یک لایه‌ی مقاوم در برابر بار انفجار در قالب یک پوشش بر روی سازه‌ی اصلی قرار می‌گیرد. از طرفی، روش مذکور در نهایت منجر به افزایش وزن سازه و هزینه‌های اجرایی بالا می‌شود.

تحقیقات زیادی در داخل و خارج کشور جهت مقابله با موج انفجار انجام گرفته است. آزمایش‌های میدانی قلی‌پور و ایزدی فرد (۲۰۱۱)، بر روی تیرهای بتنی تقویت شده با لایه‌های CFRP<sup>[۱]</sup>، مطالعات ژانگ<sup>[۲]</sup>، (۲۰۰۴)، مسلم و همکاران (۲۰۰۱)، ژانگ و همکاران (۲۰۰۷)،<sup>[۳]</sup> بر روی دال‌های بتنی با لایه‌های CFRP، موسینسکی و پیورسل<sup>[۴]</sup>، (۲۰۰۳)، بر روی ساختمان‌های تقویت شده با CFRP و GFRP، بینگنگلو و سیلوا<sup>[۵]</sup>، (۲۰۰۷ و ۲۰۰۹)،<sup>[۶]</sup> بر روی دال‌ها با لایه‌های CFRP و SRP و نیز آزمون‌های انفجاری لان<sup>[۷]</sup> و همکاران (۲۰۰۵)،<sup>[۸]</sup>

انفجار باعث آسیب رساندن به سازه‌ها و زیرساخت‌های موجود می‌شود و می‌تواند صدمات مالی و جانی زیادی را نیز به بار آورد؛ در سال‌های گذشته، مواد منفجره در نقاط مختلف جهان منجر به آسیب‌های جدی مالی و جانی شده است؛ بنابراین ارائه‌ی ساختاری از پنل محافظ به منظور مقاومت در برابر بارگذاری انفجاری باعث افزایش امنیت ساختمان‌ها می‌شود.

امروزه افزایش خطرهای پیچیدگی انواع انفجارهای خارجی، مانند اصابت راکت و پرتابه‌های انفجاری روی سقف و دیواره‌های سازه‌ها موجب آسیب‌پذیری و کاهش عمر بسیاری از سازه‌ها از جمله سازه‌های حساس و حیاتی شده است. حساسیت مسئله‌ی اخیر، منجر به مطالعات آزمایشگاهی و تئوری در زمینه‌ی بهره‌گیری از لایه‌های جاذب به عنوان فداشونده و مستهلک‌کننده‌ی انرژی برای حفاظت از سازه‌ها شده است. با توجه به اینکه هزینه‌ی مقاوم‌سازی سازه‌ها در مقابل انفجار سرسام‌آور

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۷/۲۳، اصلاحیه ۱۴۰۱/۹/۹، پذیرش ۱۴۰۱/۱۱/۱۱.

استناد به این مقاله:

ابراهیم‌زاده، علی، فیاض، محمد، و دهقان‌نژاد ثانی‌آبادی، مهدی، ۱۴۰۲. مطالعه‌ی عملکرد پنل جاذب موج انفجار در حفاظت از ابنیه و تأسیسات. مهندسی عمران شریف، ۳۹(۳).

صص. ۳۷-۵۰. DOI:10.24200/J30.2023.60842.3124

بر روی دال‌های بتن مسلح با الیاف فولادی صورت گرفته است. اگرچه استفاده از الیاف و لایه‌های کامپوزیتی منجر به افزایش مقاومت سازه‌ها در برابر بار انفجاری می‌شود، ولی همگی محدودیت‌های اجرایی و محاسباتی دارند و نمی‌توان سازه‌ها (به ویژه سازه‌های موجود) را با افزودن لایه‌های کامپوزیتی، به طور نامحدود مقاوم‌سازی کرد.

سنگره<sup>۵</sup> و همکاران (۲۰۰۸)،<sup>[۹]</sup> در مرکز توسعه‌ی تحقیقات فناوری دفاعی دانشکده‌ی علوم مهندسی بن‌گورین، چند نمونه دال بتن مسلح را با لایه‌های جاذب آلومینیومی پوشانده و تحت موج انفجار ناشی از یک تن مواد منفجره در فاصله‌ی ۲۰ متری قرار داده‌اند. مقایسه‌ی رفتار دال‌های با پوشش و بدون پوشش جاذب نشان می‌دهد که استفاده از جاذب آلومینیومی ضمن کم کردن سرعت و شتاب دال، ترک‌ها و آسیب‌ها را کاهش داده است. فرهادی و همکاران (۲۰۲۰)،<sup>[۱۰]</sup> با شبیه‌سازی صفحه‌ی لانه زنبوری مربعی از جنس فولاد ضد زنگ مقاوم در برابر حرارت در نرم‌افزار آباکوس، اثر آن در کاهش موج انفجار وارد بر سازه را نشان داده‌اند. اگرچه استفاده از چنین جاذب‌هایی می‌تواند بار انفجار اعمالی بر سازه را کاهش دهد، اما قیسمت بالای شبکه‌های لانه زنبوری آلومینیومی و هزینه‌های سنگین تحمیل شده بر پروژه از مزیت آن می‌کاهد و کاربرد آن را در مصادیق عملی بسیار محدود می‌سازد. برخی پژوهشگران از هسته‌ی فوم در بین دو ورق فلزی برای جذب انرژی ناشی از موج انفجار استفاده کرده‌اند.<sup>[۱۱]</sup> به این منظور، زی<sup>۶</sup> و همکاران (۲۰۱۴)،<sup>[۱۳]</sup> از لایه‌ی کامپوزیتی فوم آلومینیومی مجوف استفاده کرده‌اند، که به ورق‌های شکل‌پذیر فولادی محدود بوده و هزینه‌ی آن بسیار زیاد گزارش شده است. از مطالعات کاربردی‌تر در این زمینه می‌توان به کار هومای<sup>۷</sup> و همکاران (۲۰۱۶)،<sup>[۱۴]</sup> در استفاده از لایه‌ی ماسه‌یی و کار روتر و رایت<sup>۸</sup> (۲۰۱۶)،<sup>[۱۵]</sup> در به کارگیری پوشش فداشونده اشاره کرد، که در آنها به کارایی ماسه و قطعات فداشونده در مقابله با موج انفجار تأکید شده است.

پانل‌های ساندویچی نسبت به کامپوزیت‌های لایه‌یی، قابلیت جذب انرژی بیشتری دارند. هر چه ضخامت هسته‌ی پانل ساندویچی بیشتر شود، مقاومت آن در برابر ضربه‌ی ناشی از موج انفجار افزایش پیدا می‌کند.<sup>[۱۶]</sup> پانل‌ها به دلیل شکل هندسی ویژه‌یی که دارند، علاوه بر عامل سمیکی، رفتار بسیار مناسبی در برابر ضربه‌ی ناشی از انفجار و جذب انرژی ناشی از آن دارند. از این رو، بسیاری از جاذب‌های انرژی به شکل پانل طراحی می‌شوند. هسته‌ی پانل مهم‌ترین نقش را در استهلاک انرژی انفجار دارد، که به عنوان فداشونده می‌تواند از دو جنبه‌ی هندسی و خواص مکانیکی مواد ارزیابی شود. ویژگی‌های هندسی هسته، مانند: اندازه و تعداد سلول‌ها، شکل هندسی سلول‌ها، ضخامت ورق هسته، ضخامت یا عمق هسته و ... می‌توانند در میزان جذب انرژی پانل مؤثر باشند.<sup>[۱۷]</sup>

نوریک و مارتین<sup>۹</sup> (۱۹۸۹)،<sup>[۱۸]</sup> ضمن ارائه و تحلیل روابط تئوری و نتایج آزمایشگاهی تغییر شکل صفحات نازک در برابر بار انفجاری، نسبت ضخامت به خیز را به عنوان تابعی از بار وارده، خواص مواد، هندسه و ابعاد صفحه ارزیابی کرده‌اند. راجندرانا و لی<sup>۱۰</sup> (۲۰۰۹)،<sup>[۲۰]</sup> به بررسی رفتار ورق‌ها تحت بارگذاری انفجاری پرداختند و روابط ریاضی حاکم بر مدل‌سازی بار انفجاری را به دست آوردند. ژاکوب<sup>۱۱</sup> و همکارانش (۲۰۰۴)،<sup>[۲۱]</sup> مطالعات خود را روی صفحات فولادی با نسبت‌های متغیر طول به عرض و همچنین تغییر در ضخامت، ارائه و نتایج مطالعات خود را با روش المان محدود ارزیابی کردند. زتو و هاتچینسون<sup>۱۲</sup> (۲۰۰۳)،<sup>[۲۲]</sup> مطالعه‌یی برای ارزیابی پانل ساندویچی تحت موج انفجار انجام دادند و دریافتند که پانل ساندویچی با هسته‌ی دارای مقاومت کافی، می‌تواند ایمپالس بزرگ‌تری را نسبت

به یک صفحه‌ی فلزی با جرم یکسان تحمل کند. یکی از مطالعات آزمایشگاهی توسط موری<sup>۱۳</sup> (۲۰۰۹)،<sup>[۲۳]</sup> با هدف تعیین عملکرد و مودهای شکست سازه‌ی ساندویچی که تحت اثر موج انفجار واقع شده بود، صورت گرفته است. والدویت<sup>۱۴</sup> و همکاران (۲۰۰۶)،<sup>[۲۴]</sup> یک مطالعه‌ی تحلیلی آزمایشگاهی روی پانل ساندویچی فلزی با هسته‌ی موج دار، تحت بارگذاری‌های طولی و عرضی انجام داده‌اند. جینگ<sup>۱۵</sup> و همکاران (۲۰۱۳)،<sup>[۲۵]</sup> پاسخ دینامیکی پانل ساندویچی استوانه‌یی با هسته‌های آلومینیوم و فوم را به صورت عددی در مقابل موج انفجار بررسی کردند و دریافتند کرنش فشاری که مهم‌ترین نقش را در جذب انرژی سازه‌ی ساندویچی دارد، تقریباً با ایمپالس نرمال شده به صورت خطی افزایش می‌یابد. وطنی اسکویی و کیا کجوری (۲۰۱۵)،<sup>[۲۶]</sup> مطالعاتی روی اثر موج انفجار در پانل ساندویچی با هسته‌ی I شکل به صورت عددی انجام دادند و دریافتند که هسته‌ی I شکل با سوراخ‌های دایره‌یی در جان خود می‌تواند جذب انرژی بیشتر و جابه‌جایی کمتری نسبت به هسته‌ی I شکل و همچنین صفحه‌ی فلزی معادل داشته باشد. آری هاران و همکاران (۲۰۰۷)،<sup>[۲۷]</sup> رفتار ساندویچ پانل با هسته‌ی لانه زنبوری تماماً فولادی را با ساندویچ پانلی که لایه‌ی در معرض انفجار آن فولادی و هسته‌ی لانه زنبوری و لایه‌ی پایینی آن از جنس سبک پلیمری بوده است، را با هم مقایسه کردند و دریافتند که ساندویچ پانل کامپوزیتی در عین سبک بودن، عملکرد بسیار مناسب‌تری دارد. سلیمانی و همکاران (۲۰۱۸)،<sup>[۲۸]</sup> اثر انفجار در پانل‌های ساندویچی با هسته‌های لانه زنبوری و مربعی را به صورت عددی و آزمایشگاهی بررسی کردند و دریافتند که با افزایش اندازه المان‌های هسته میانی، هسته با شکل مربع عملکرد بهتری دارد. سبزواری و شهبان (۲۰۱۸)،<sup>[۲۹]</sup> تحلیل رفتاری چهار نوع ورق موجدار مستطیلی، دوزنقه‌یی، مثلثی و بیضی را برای هسته‌ی پانل‌های ساندویچی در معرض انفجار بررسی کرده‌اند. در بحث جذب انرژی، پارامترهای مختلفی، مانند: اندازه و هندسه‌ی سازه، جنس سازه و نحوه‌ی اعمال بار و همچنین میزان بار وارده در رفتار سازه اثرگذار هستند. برای دست‌یابی به یک جاذب بهینه، باید سازه از دیدگاه‌های گوناگونی بررسی شود. اگرچه پژوهشگران بسیاری، راهکارهای متنوعی در مقاوم‌سازی المان‌های سازه‌یی معرفی کرده‌اند، لکن نتایج اغلب مطالعات مذکور منجر به افزایش وزن و هزینه‌ی مستحذات خواهد شد. در حالی که بارهای انفجاری برای بسیاری از سازه‌ها به عنوان بارهای اتفاقی و با احتمال پایینی در طول عمر مفید آنها رخ خواهد داد و استفاده از ظرفیت خمیری مواد به کار رفته به جای طراحی کامل مواد در ناحیه‌ی کشسان ضرورت دارد. در پژوهش حاضر، روشی نوین در کنار سایر روش‌های معرفی شده تا کنون ارائه شده است، که امکان کنترل وزن و هزینه‌ی سازه‌ها را از طریق استفاده از ظرفیت خمیری مواد در کنار ایجاد فاصله‌ی برخورد فراهم می‌کند. از آنجا که فشار موج انفجار در حالت تماسی به مراتب بیشتر از حالت آزاد است و انرژی موج به سرعت در زمان گسترش مستهلک می‌شود؛ بنابراین در روش ارائه شده با استفاده از یک تور فاصله‌دهنده، محل برخورد راکت و پرتابه در فاصله‌ی مشخصی از سازه‌ی اصلی روی می‌دهد. همچنین با استفاده از پنبه که به عنوان پوشش روی سازه قرار می‌گیرد، انرژی ناشی از موج انفجار، مستهلک می‌شود و در نتیجه، سازه‌ی اصلی در برابر تهدید مصون می‌ماند. پنبه پیشنهادی سبک، ارزان، قابل کاربرد است و روی انواع سقف‌ها، قابلیت جذب و استهلاک انرژی بالا و تردپذیر دارد.

پنبه مذکور در مقابل انفجار ۳ کیلوگرم TNT در فاصله‌های ۰/۵۳، ۰/۲ و ۱ متری به صورت میدانی آزمایش شده و در مرحله‌ی بعد، مدل‌سازی عددی آزمایش‌ها در نرم‌افزار المان محدود آباکوس صورت گرفته است، تا نتایج به دست آمده برای طیف وسیعی از تهدیدها قابل کاربرد باشد.

## ۲. روش پژوهش

پس از مطالعه بر روی انواع مواد جاذب موج انفجار، در پژوهش حاضر از پنبلی متشکل از لیکا و بتن پارچه‌ای استفاده شده است.

انفجار، یک واکنش شیمیایی سریع در ماده است، که ماده‌ی اولیه را به گاز تبدیل می‌کند. مواد منفجره براساس ویژگی‌های ساختاری خود می‌توانند منفجر یا محترق شوند. از این لحاظ می‌توان آنها را به دو دسته‌ی کلی مواد منفجره‌ی ضعیف و قوی تقسیم کرد. مواد منفجره‌ی قوی می‌توانند منفجر شوند و در نتیجه، امواج شوک ایجاد کنند و مصالح را بسوزانند یا خرد کنند، در مصالح نفوذ کنند، نیروی بالابرنده به مواد اعمال کنند و آنها را بلند کنند. چنانچه یک ماده‌ی منفجره در تماس با یک جسم جامد باشد، رسیدن موج انفجار به سطح ماده‌ی منفجره باعث ایجاد امواج تنش شدیدی در آن ماده‌ی جامد خواهد شد، که ممکن است منجر به خرد شدن و از هم‌پاشیدن آن ماده شود. این اثر ناگهانی که مانند ضربه‌ی چکش است، بریزانس نامیده می‌شود. شاخص اصلی در تعیین قابلیت بریزانس یک ماده‌ی منفجره، فشار دینامیکی جبهه‌ی موج انفجار است.<sup>[۳۰]</sup>

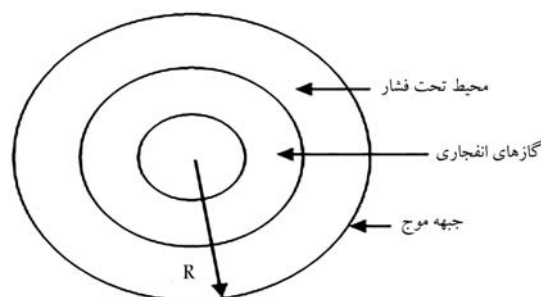
مطابق شکل ۱ انفجار ناشی از یک خرج کروی در هوای آزاد، امواجی با فشار و سرعت زیاد به شکل کروی تولید و در محیط اطراف منتشر می‌کند. با گذشت زمان، هر قدر که شعاع کره و به تبع آن حجم محیط متأثر از امواج انفجار بیشتر می‌شود، فشار و سرعت موج ناشی از انفجار به شدت کاهش می‌یابد. به فشار ناشی از موج انفجار در هر نقطه از محیط اطراف انفجار، که مقدار آن با وزن ماده‌ی منفجره رابطه‌ی مستقیم و با فاصله از مرکز انفجار رابطه‌ی معکوس دارد، اضافه فشار می‌گویند، محاسبه‌ی اندازه و تغییرات فشار در طی زمان، اهمیت کاربردی زیادی دارد.

با توجه به پیچیده بودن پدیده‌ی انفجار، معمولاً رابطه‌های ارائه شده برای محاسبه‌ی اضافه فشار یا فشار ناشی از انفجار، ترکیبی از روابط تئوری و نتایج آزمایشگاهی است. در قرن ۱۹ میلادی، آزمایش‌های گسترده‌ی درباره‌ی بررسی پدیده‌ی انفجار و آثار آن در سازه‌ها و تأسیسات نزدیک به محل انفجار توسط پژوهشگران انجام شده است.<sup>[۳۲]</sup>

برود<sup>۱۶</sup> (۱۹۹۵)،<sup>[۳۳]</sup> با توجه به اندازه فشار در هر نقطه، یک رابطه‌ی دو ضابطه‌ی را برای محاسبه‌ی اضافه فشار انفجار در فاصله‌های نزدیک و دور از محل انفجار ارائه کرده است.

هنریج<sup>۱۷</sup> (۱۹۵)،<sup>[۳۴]</sup> بر مبنای مطالعات نظری و آزمایشگاهی، یک رابطه‌ی سه ضابطه‌ی را برای محاسبه‌ی اضافه فشار ناشی از انفجار ارائه کرده است (روابط ۱ الی ۵):

$$P_s = \frac{6/7}{z^3}, \quad p_s \succ 10 \text{ bar} \quad (۱)$$



شکل ۱. انتشار موج انفجار در محیط.<sup>[۳۱]</sup>

$$P_s = \frac{0/975}{z} + \frac{1/455}{z^2} + \frac{5/85}{z^3} - 0/19, \quad p_s \prec 10 \text{ bar} \quad (۲)$$

$$p_s = \frac{14/027}{z} + \frac{5/540}{z^2} + \frac{0/357}{z^3} + \frac{0/00625}{z^4} \text{ bar}, \quad 0/05 \leq z \leq 0/3 \quad (۳)$$

$$p_s = \frac{6/194}{z} + \frac{0/326}{z^2} + \frac{2/132}{z^3} \text{ bar}, \quad 0/3 \leq z \leq 1 \quad (۴)$$

$$p_s = \frac{0/662}{z} + \frac{4/05}{z^2} + \frac{3/288}{z^3} \text{ bar}, \quad 1 \leq z \leq 10 \quad (۵)$$

که در آنها،  $P_s$  اضافه فشار دینامیکی و  $z$  فاصله‌ی مقیاس شده است، که از رابطه‌ی ۶ به دست می‌آید:

$$z = R \left[ \frac{1}{w} \right]^{1/3} \quad (۶)$$

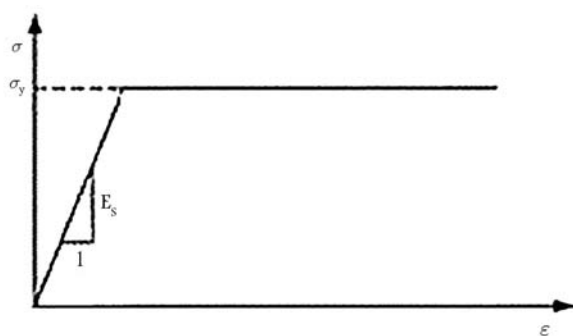
که در آن،  $w$  جرم TNT معادل ماده‌ی انفجاری مورد نظر یا قدرت انفجار و  $R$  فاصله‌ی نقطه‌ی مورد بررسی تا مرکز انفجار است. در صورتی که جرم بر حسب کیلوگرم و فاصله بر حسب متر باشد، مقادیر  $(z \geq 0/05) \text{ m/kg}^{1/3}$  انفجار در فواصل دور و مقادیر  $(z \leq 0/05) \text{ m/kg}^{1/3}$  انفجار در فواصل نزدیک در نظر گرفته می‌شود.

جذب انرژی با تغییر شکل بروز می‌کند و با کمیت‌های مرتبط با تغییر شکل قابل‌اندازه‌گیری است. نمونه‌ی کمیت‌های مذکور، بیشینه‌ی مقدار خیز سازه یا چرخش‌های تکیه‌گاهی آن است. مواد سازه‌ی دارای رفتاری کشسان و خمیری هستند. رفتار کشسان خمیری را برای راحت‌تر شدن محاسبات به صورت‌های مختلف ساده‌سازی کرده‌اند. معروف‌ترین و ساده‌ترین مدل که بسیار مورد توجه قرار گرفته است، رفتار کشسان خمیری کامل است، که در شکل ۲ مشاهده می‌شود، که در آن،  $\varepsilon$  کرنش و  $\sigma$  تنش و  $E_s$  نیز مدول کشسانی ماده‌ی مورد نظر را نشان می‌دهند.

مواد شکل‌پذیر در برابر مواد ترد، قابلیت جذب انرژی بیشتری دارند. سطح زیر منحنی تنش - کرنش، انرژی جذب شده توسط المان را ارائه می‌دهد. برای به دست آوردن کل انرژی جذب شده ( $E_A$ ) می‌توان از رابطه‌ی ۷ استفاده کرد، که در آن،  $P$  نیروی اعمالی،  $S_b$  میزان جابه‌جایی نهایی، و  $d_s$  المان جابه‌جایی در طول روند میچاله شدن است.

$$E_A = \int_0^{S_b} P ds \quad (۷)$$

براساس آزمایش‌های میدانی مختلف و همچنین مدل‌سازی‌های عددی انجام شده برای جاذب‌های مختلف مرسوم (ساندویچ پل فلزی و فومی، فوم ضد انفجار، فوم



شکل ۲. رفتار کشسان خمیری کامل.

بتن و ... ) پوکه‌های صنعتی به دلیل تخلخل زیاد، ضربه‌پذیری و وجود اصطکاک بین دانه‌ها، دارای سطح زیر منحنی تنش - کرنش بیشتر و بنابراین جذب انرژی بالاتری در مقابل موج انفجار هستند.

شبیه‌سازی بتن پارچه‌یی با استفاده از مدل رفتاری مناسب CDP در مقیاس‌های ماکرو و مزو صورت گرفته و نتایج با هم مقایسه شده است. در مدل ماکرو سعی بر آن بوده است که ضمن کاهش حجم محاسبات، نتایجی با دقت مناسب حاصل شود. در این شبیه‌سازی، نمودارهای فشاری و کششی بتن پارچه‌یی حاصل شده از آزمایشگاه و نتایج مطالعات ژانگ، به عنوان ورودی نرم‌افزار در نظر گرفته شده است. بتن پارچه‌یی به صورت خمش چهار نقطه‌یی شبیه‌سازی و در انتها، نمودار نیرو بر حسب جابه‌جایی به عنوان خروجی نرم‌افزار، در یک مرحله به صورت دوخطی و در مرحله‌ی بعد، ترک‌ها و شکستگی‌هایی در نمودار حاصل لحاظ شده است. در نهایت، با استفاده از نمودار دوخطی نهایی و نمودار مطالعات ژانگ، به مدل نهایی ماکرو بتن پارچه‌یی منجر شده است.

روش مدل‌سازی مزو بتن پارچه‌یی به صورت دوفازی (بتن و نخ) در نظر گرفته شده است، بدین صورت که ابتدا ملات ۴۰ مگاپاسکال برای فاز بتن و نخ fdy به فاز نخ در نظر گرفته شده و سپس به فک، جابه‌جایی ۱۰ میلی‌متر داده شده و نمودار نیرو - جابه‌جایی ترسیم و با نمودار نیرو - جابه‌جایی مدل ماکرو تک مقایسه شده است. در ادامه، مشخصات و نمودارهای ورودی به نرم‌افزار آباکوس در مدل ماکرو و مزو در شکل ۳ مشاهده می‌شود.

با توجه به استفاده از انواع مواد در لایه‌بندی پنبه و عدم دسترسی به نتایج آزمایش‌های دینامیک برای تمام مواد، تأثیر نرخ کرنش برای بتن پارچه‌یی به صورت اصلاح پارامترهای مؤثر که در جدول ۱ ارائه و با نتایج آزمایش‌های دینامیک تطبیق داده شده است.

طبق مطالعات فیاض و همکارانش (۲۰۱۸)، برای جذب انرژی موج انفجار توسط پوسته‌ی بتن پارچه‌یی، خردشدگی فقط در سطوح آن مشاهده شده و عمق زیادی نداشته است؛ اما در نواحی تکیه‌گاهی ضعیف عمل کرده و خسارت‌های زیادی (خردشدگی و سوراخ‌شدگی) بر آن وارد شده است. [۳۵] از این رو در پژوهش حاضر، برای جذب انرژی موج انفجار از پنبه‌هایی استفاده شده که شامل یک لایه پوکه‌ی صنعتی به عنوان هسته بوده است، که نقش استهلاک‌کننده‌ی انرژی را ایفا کرده و از ماده‌ی جدیدی به نام بتن پارچه‌یی در دو لایه به عنوان پوسته‌ی پنبه جهت نگهداشتن هسته و همچنین تقسیم و انتقال فشار موج در سطح بیشتری به هسته استفاده شده است. در ادامه، ادبیات فنی پوکه‌های صنعتی و بتن پارچه‌یی به صورت مختصر ارائه شده است.

## ۱.۲. پوکه‌ی صنعتی (لیکا)

عموماً سبک‌دانه‌هایی را که به وسیله‌ی فرایند انبساط رس تولید می‌شوند، با نام لیکا می‌شناسند، که از حروف اول کلمات انگلیسی تشکیل‌دهنده‌ی رس منبسط شده‌ی

جدول ۱. پارامترهای مؤثر در اثر نرخ کرنش در بتن پارچه‌یی.

پارامتر	مقدار
زاویه‌ی اتساع	۲۰-۴۰
پتانسیل خروج از مرکزیت خمیری	۰/۱
پارامتر نسبت مقاومت فشاری دوجوره به تک‌محوره	۱/۱۶-۱/۲۵
$K_c$	۰/۶۶۷

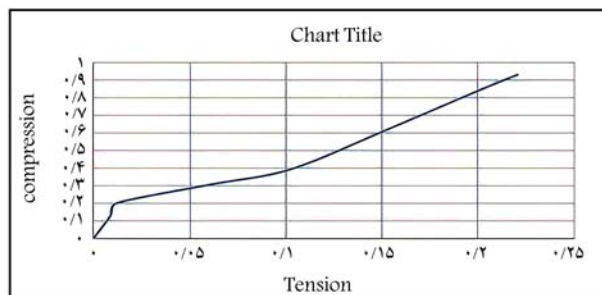
سبک حاصل شده است و یک نام عمومی برای سبک‌دانه‌های مذکور به حساب می‌آید. سبک‌دانه‌های رس منبسط شده (لیکا) به روش تر در کوره‌ی گردان تولید می‌شوند. گِل حاصل از رس و آب از بالای کوره‌ی گردان وارد آن می‌شود، سپس با عبور این قطعات از کوره‌ی گردان که حرارتی بین ۱۰۰۰ تا ۱۲۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد دارد، سبک‌دانه‌های با شکل‌ها و اندازه‌های مختلف ایجاد می‌شود. این محصول در گذشته و در حال حاضر با نام‌های دیگری مانند آرلاپتس، فیو، آرگکس (فرانسه)، و لترلایت (ایتالیا) نیز تولید شده است. [۳۶-۳۸]

کارهای متعددی که در ۴۰ سال گذشته در سراسر اروپا انجام شده است، نشان داده‌اند که استفاده از لیکا در مواردی مانند ساخت بتن‌های سبک، [۳۹ و ۴۰] مواد فیلتر در فرایند تصفیه‌ی آب، [۴۱ و ۴۲] مواد عایق زیر پایه‌ی مخزن نمک در نیروگاه‌های انرژی حرارتی خورشیدی [۴۳ و ۴۴] و پُرکننده‌ی سبک وزن ژئوتکنیکی [۴۵ و ۴۶] و نیز چگالی سبک آن باعث شده است که به عنوان مصالح ساختمانی در خاکریزها و به عنوان مواد پُرکننده در ساختارهای نگهدارنده برای کاهش فشارهای فعال به کار رود.

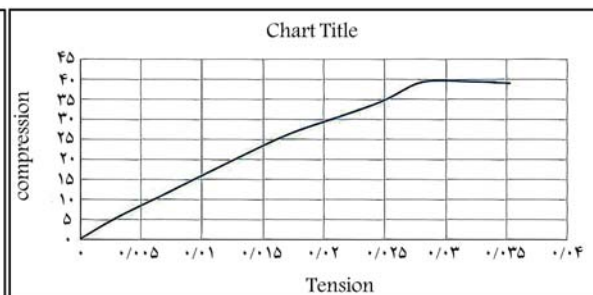
عملکرد مقاومت سنگ‌دانه به ویژگی‌های هر دانه وابسته است. مطالعات متعددی در مورد مقاومت در برابر شکست دانه‌های منفرد تحت فشار تک‌محوری در مواد مختلف وجود دارد، [۴۷ و ۴۸] یا سنگ پُر، [۴۹] که در پژوهش حاضر به عنوان مرجع برای لیکا در نظر گرفته شده است. بر اساس مطالعات انجام شده ذرات با بیش از دو تماس تحت فشار شکسته شده‌اند. [۵۰-۵۳]

## ۲.۲. بتن پارچه‌یی

بتن مسلح به پارچه (TRC) [۵۷]، مزیت‌های متنوعی از قبیل مقاومت کششی بالا، انعطاف‌پذیری عالی، ضخامت و وزن کم و مقاوم در برابر خوردگی دارد. [۵۵ و ۵۶] به عنوان یک جزء تسلیح‌کننده، پارچه می‌تواند مقاومت کششی را به گونه‌ی قابل توجهی افزایش دهد. علاوه بر نوع الیاف، هندسه‌ی بافت که شامل فضای الیاف بود و سبب بافت است. [۵۷ و ۵۸] سبب و اندازه‌ی دسته‌بندی الیاف ممکن است تأثیر قابل توجهی در کارآمدی تسلیحات به کار رفته در بتن داشته باشند. [۵۸] بتن پارچه‌یی که توسط برون و کروفرود (۲۰۰۵) در انگلیس اختراع شد، یکی از مطلوب‌ترین محصولات در زمینه‌ی مهندسی عمران است. [۵۹] بتن پارچه‌یی، که یک پارچه‌ی سه‌بعدی پُر شده با پودر سیمان انعطاف‌پذیر است، زمانی که هیدراته و سخت می‌شود، یک لایه‌ی بتنی نازک، مستحکم، ضدآب و ضدحریق را تشکیل می‌دهد. خصوصیات و ویژگی‌های اجزاء آن، شامل: ماتریس سیمان، نوع الیاف و الگوی هندسی پارچه مستقیماً مقاومت مکانیکی و پایداری حجمی را تحت تأثیر قرار می‌دهد. [۶۰ و ۶۱] در مقایسه با مخلوط‌های بتن سنتی، بتن پارچه‌یی دارای نصب آسان‌تر و سریع‌تر و از نظر اقتصادی مقرون به صرفه‌تر است و همچنین مزیت‌هایی از قبیل: کاهش آسیب‌های زیست‌محیطی، کاهش زمان ساخت و ساز و بهره‌برداری و کاهش نیروی کاری دارد. کاربردهای بتن پارچه‌یی، شامل: جان‌پناه‌ها و سنگ‌های نظامی، ساخت کانال‌های انتقال آب، پایدارکردن خاک‌ریزها، ساخت سریع سواره‌رو جهت ایجاد سطوح فرود، تقویت سازه، پوشش کانال، پوشش تونل، تثبیت خاک و ... است. [۶۲] در شکل ۴ الف و ب، اجزاء بتن پارچه‌یی مشاهده می‌شود. نحوه‌ی ساخت بتن پارچه‌یی به این صورت است که پارچه‌ی اسپیسر بافته شده با نخ مخصوص با سیمان و افزودنی‌های لازم پر و با استفاده از پوشش آب‌بند تقویت و ضد آب می‌شود. در جدول ۲، نیز مشخصات فنی بتن پارچه‌یی ارائه شده است.



(ب)



(الف)

	Yield Stress	Cracking Strain
1	20000	0
2	107230	0.0027317
3	135610	0.1185495
4	107230	0.2070904

(ت)

	Young's Modulus	Poisson's Ratio
1	3000000	0.25

(پ)

	Yield Stress	Plastic Strain
1	7310.76	0
2	239770	0.0127125
3	7128930	0.142323
4	8694760	0.272443
5	10073400	0.328292
6	1666340	0.347534
7	165560	0.417494

(ج)

	Damage Parameter	Inelastic Strain
1	0	0
2	0.03610022	0.000145578
3	0.053123115	0.000344408
4	0.031726256	0.000678742
5	0.162267131	0.004219942
6	0.370238646	0.012954383
7	0.449819042	0.017051008
8	0.489241078	0.019071258

(ث)

	Young's Modulus	Poisson's Ratio
1	3.057100000	0.2

(خ)

	Young's Modulus	Poisson's Ratio
1	0.0000000	0.008

(ح)

	Yield Stress	Inelastic Strain
1	12000000	0
2	15348300	1.003666-05
3	26701800	4.284788-05
4	33897200	0.000120764
5	37286100	0.000263463
6	40000000	0.000699962
7	37916400	0.000899356
8	34789400	0.00131105

(د)

شکل ۳. الف) نمودار فشاری بتن پارچه‌یی در مقیاس ماکرو؛ (ب) نمودار کششی بتن پارچه‌یی در مقیاس ماکرو؛ (پ) مشخصات کشسان بتن پارچه‌یی در مقیاس ماکرو؛ (ت) رفتار کششی بتن پارچه‌یی در مقیاس ماکرو؛ (ث) مشخصات تخریب فشاری بتن پارچه‌یی در مقیاس ماکرو؛ (ج) استحکام کششی نخ FDY؛ (ح) مشخصات خمیری بتن پارچه‌یی در مقیاس مزو؛ (خ) مشخصات کشسان داده شده به نخ بتن پارچه‌یی در حالت شبیه‌سازی مزو؛ (د) مشخصات فشاری عنوان ورودی ملات بتن پارچه‌یی در مقیاس مزو.



جدول ۲. جدول خصوصیات مکانیکی پارچه‌ی بتنی.

مقدار	واحد	استاندارد	خصوصیات مکانیکی
۳۰	MPa	EN ۱۲۳۹۰-۳	مقاومت ۲۸ روزه
> ۴	MPa	ASTM D۸۰۵۸	شکست اولیه‌ی ترک اولیه
> ۶	MPa	ASTM D۸۰۵۸	شکست نهایی ترک نهایی
۴	kN	EN-ISO ۱۲۲۳۶	مقاومت برشی استاتیکی
۹۵	%	EN ۱۲۴۶۷	ذوب یخ‌بندان ۲۵۰ سیکل
پاس شده	-	EN ۱۲۴۶۷	مقاومت در برابر هوازدگی
پاس شده	-	EN ۱۴۴۱۴	مقاومت شیمیایی
پاس شده	-	DD CEN/TS ۱۴۴۱۶	مقاومت در برابر ریشه‌ی گیاهان
B - S <sub>۱</sub> , d <sub>۰</sub>	-	EN ۱۳۵۰۱	واکنش به آتش
۰/۱۱	n	ASTM D۶۴۶۰	ضریب زبری

جدول ۳. سناریوهای آزمایش‌های ۱، ۲ و ۳ برای انجام آزمایش‌های میدانی.

شماره‌ی آزمایش	فاصله (m)	ترتیب لایه‌بندی پنل	ضخامت (cm)
۱	۰/۵۳	بتن پارچه‌یی	۱/۳
		لیکا	۳۰
		بتن پارچه‌یی	۱/۳
۲	۰/۲	بتن پارچه‌یی	۱/۳
		لیکا	۳۰
		بتن پارچه‌یی	۱/۳
۳	۱	بتن پارچه‌یی	۱/۳
		لیکا	۳۰
		بتن پارچه‌یی	۱/۳



(الف)



(ب)

شکل ۴. الف) الیاف بتن پارچه‌یی؛ ب) لایه‌های مختلف بتن پارچه‌یی.

### ۳. آزمایش‌های میدانی انفجار

در نوشتار حاضر، یک پنل (شامل دو لایه بتن پارچه‌یی و یک لایه پوک‌هی صنعتی) در سه حالت مختلف آزمایش شده‌اند. مهم‌ترین شاخصه‌های انتخاب پنل مذکور، جذب انرژی بالا، ارزانی و سبک بودن و همچنین سهولت دسترسی بوده است. این پنل فداشونده در یک آزمایش انفجار تماسی و دو آزمایش انفجار آزاد در فواصل دور و نزدیک آزمایش شده است. در جدول ۳، مشخصات و شرایط هر یک از آزمایش‌های میدانی ارائه شده است. مقدار ۳ کیلوگرم خرج TNT به ترتیب در فواصل ۰/۵۳، ۰/۲ و ۱ متری از سطح بتن پارچه‌یی نسبت به پنل به ابعاد ۱ × ۱ متر آزمایش شده است. از آنجایی که پنل آزمایشی به عنوان پوشش روی ساختمان‌ها معرفی شده است، بنابراین جهت شبیه‌سازی نمونه‌ی عملی در زیر پنل از یونولیت به عنوان صفحه‌ی شاهد استفاده شده است.

در حالت انفجار تماسی، آزمایش ۱ - شکل ۵ - الف، مدل کارایی لازم را ایفا نکرده و پنل متلاشی شده است. همچنین، فاصله‌ی مقیاس شده برابر  $0.5 \text{ m/kg}^{1/2}$  و فشار موج انفجار آن برابر  $5360 \text{ psi}$  روابط ۶ و ۷ محاسبه شده است. همچنین پنل فداشونده به علت وجود ترکش و افزایش تصاعدی فشار انفجار در حالت تماسی، به کلی تخریب و متلاشی و از حیز انتفاع خارج شده است (شکل ۶ - الف). در آزمایش ۲ - شکل ۵ - ب، پارامترهای فاصله‌ی مقیاس شده  $0.14 \text{ m/kg}^{1/2}$



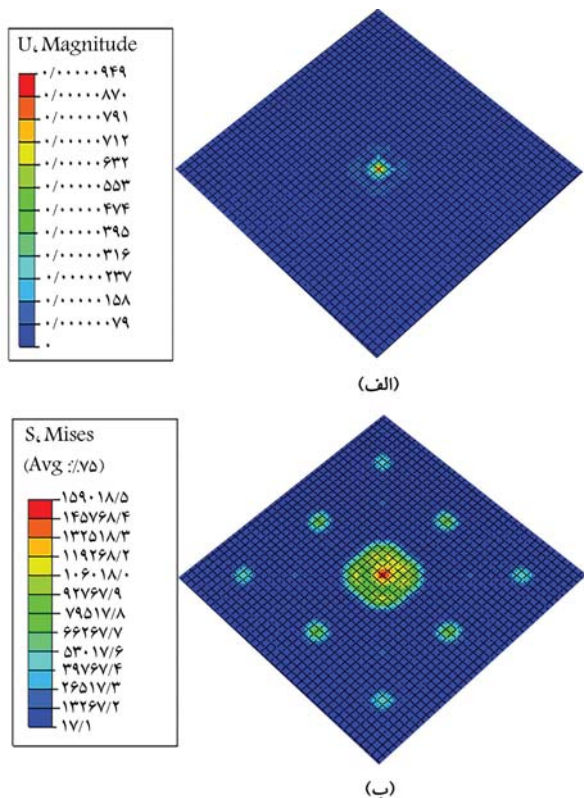
(ج)

(ب)

(الف)

شکل ۵. الف) آزمایش ۱، ارزیابی پنل به صورت انفجار تماسی؛ ب) آزمایش ۲، ارزیابی پنل با فاصله‌ی ۰/۲ متری در انفجار، ج) آزمایش ۳، ارزیابی پنل با فاصله‌ی ۱ متری در انفجار.

و فشار موج انفجار برابر  $6926 \text{ psi}$  مطابق روابط ۶ و ۷ محاسبه شده‌اند. با وجود این‌که در این حالت انفجار از حالت تماسی خارج شده و در حوزه‌ی انفجار در فاصله‌ی نزدیک قرار گرفته است، فشار موج انفجار به مراتب کمتر از آزمایش اول بوده است، اما باز به حدی زیاد بوده است که در لایه‌ی انتهایی پنل، سوراخی به قطر ۱۲ سانتی‌متر ایجاد و به لایه‌ی شاهد آسیب وارد کرده است (شکل ۶ - ب). در آزمایش ۳ - شکل ۵ - ج، پنل موفق به جذب کامل موج فشاری انفجار و ترکش‌های ناشی از انفجار شده است. همچنین دو پارامتر فاصله‌ی مقیاس شده



(الف)

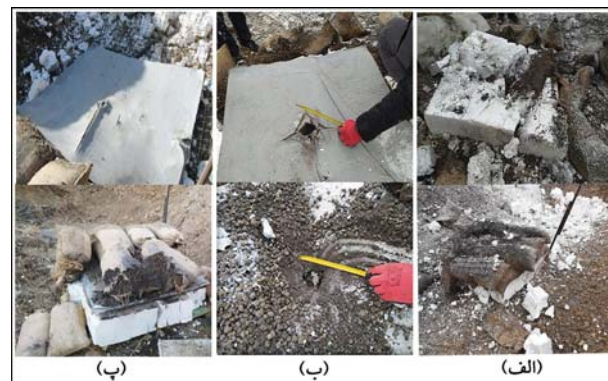
(ب)

شکل ۷. الف) کانتور جابه‌جایی به دست آمده برای بتن پارچه‌یی تحت انفجار کانوپ؛ ب) کانتور تنش فون میسنز بتن پارچه‌یی تحت انفجار کانوپ.

#### ۲.۴. راستی آزمایی مدل بتن پارچه‌یی در مقیاس مزو

پس از پایان تحلیل، نمودار نیرو - جابه‌جایی مطابق شکل ۸ - ب استخراج و با نتایج حالت ماکرو و نتایج آزمایشگاه مقایسه و نتیجه‌گیری شده است که نمودارها از لحاظ ساختار و دوخطی بودن شبیه یکدیگر هستند، ولی تفاوت‌هایی در مشخصات ملات و پارچه دارند؛ چون مشخصات پارچه نمونه داخلی و مشخصات پارچه در نرم‌افزار با هم تفاوت دارند، لذا باعث ایجاد اختلاف شده است. ولی از لحاظ ساختار نمودار، شباهت بسیار زیاد و قانع‌کننده‌ی وجود دارد و تفاوت اصلی به دلیل سختی ماده‌ی بتن در دو حالت است و حالت کشسانی بتن، تأثیر بسیار زیادی دارد و همچنین نتیجه گرفته شد که نتایج حالت مزو با نتایج آزمایشگاه، اختلاف کمتری دارد و مدل‌سازی بتن پارچه‌یی در حالت مزو نسبت به ماکرو، دقت بالاتری دارد. محل شکستگی نمودارها تقریباً در جابه‌جایی ۵/۰۰۰° رخ داده است. همچنین میزان بار قابل تحمل در مدل‌سازی مزو تقریباً ۹۰ نیوتن است. این مقدار برای مدل ماکرو تقریباً ۱۰۰ نیوتن و برای آزمون آزمایشگاهی، معادل ۸۲/۵ نیوتن به دست آمده است (شکل ۸ - ر). با توجه به شکل ۸ - ر نتیجه گرفته شد که نتایج نمودارهای نیرو - جابه‌جایی، شبیه‌سازی بتن پارچه‌یی در مقیاس‌های مزو و ماکرو با استفاده مدل رفتاری بتن آسیب‌دیده تحت آزمایش خمش چهار نقطه‌یی در نرم‌افزار آباکوس، بسیار نزدیک به نتایج پژوهشگران و آزمون‌های آزمایشگاهی بوده‌اند، همچنین این نتایج به دست آمده است:

۱. جابه‌جایی نهایی ایجاد شده در نمونه‌ی بتن پارچه‌یی در آزمون آزمایشگاهی تقریباً ۹/۰۰۰° متر و مقدار جابه‌جایی به دست آمده از خروجی نرم‌افزار آباکوس در مقیاس مزو و ماکرو، ۱/۰۰۰° متر بوده است؛



شکل ۶. الف) میزان خرابی آزمایش ۱؛ ب) میزان خرابی آزمایش ۲؛ پ) میزان خرابی آزمایش ۳.

$1/3 \text{ m/kg}^\circ$  و فشار موج انفجار ۱۴۵۶psi مطابق روابط ۶ و ۷ محاسبه شده‌اند. در آزمایش اخیر، که در گروه انفجار در فواصل دور قرار می‌گیرد، به مراتب فشار موج انفجار از حالت تماسی و فواصل نزدیک کمتر بوده و همین ویژگی باعث شده است که این پنل بتواند در برابر بار انفجار ۳ کیلوگرم TNT به خوبی مقاومت کند و به لایه‌ی شاهد آسیبی وارد نشود (شکل ۶ - پ).

#### ۴. راستی آزمایی

در پژوهش حاضر، براساس نمودار خمش و نمودار نیرو - جابه‌جایی در بتن پارچه‌یی، به اعتبارسنجی بتن پارچه‌یی در دو مقیاس ماکرو و مزو پرداخته شد که در شکل ۷ قابل مشاهده است. در انتها، نیز پوکه‌ی صنعتی در میان دو لایه‌ی بتن پارچه‌یی راستی‌آزمایی شده است. همچنین، مدل‌سازی‌ها در نرم‌افزار آباکوس ۲۰۲۰ انجام شده است.

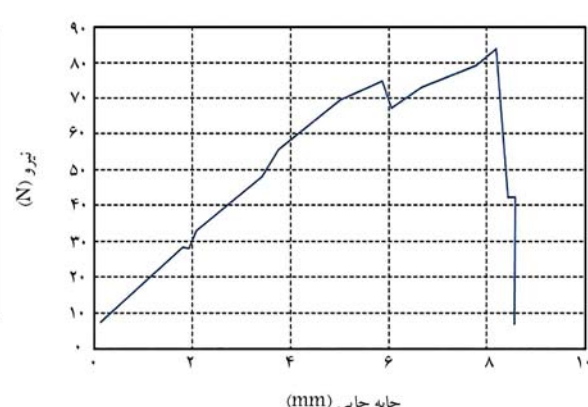
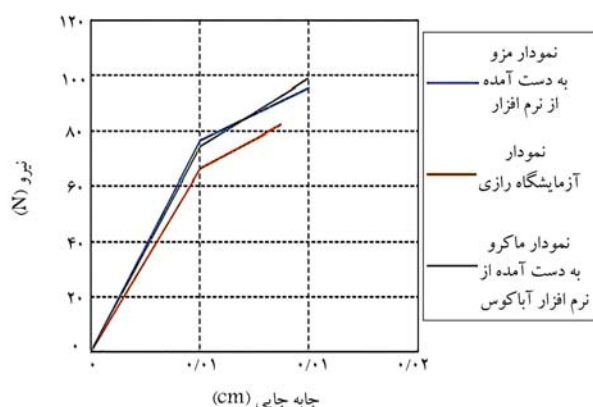
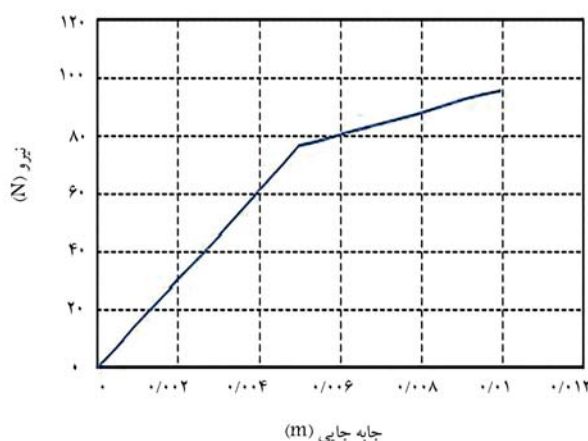
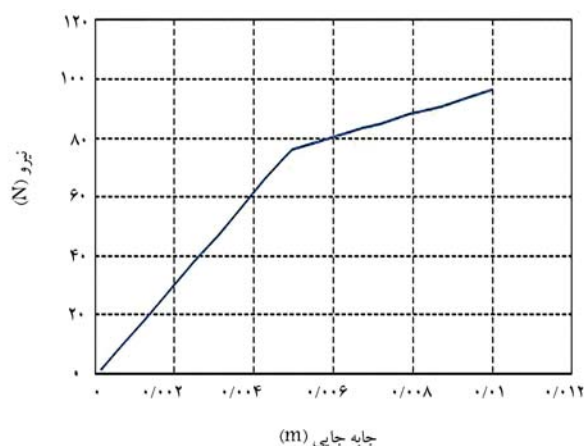
#### ۱.۴. راستی آزمایی مدل بتن پارچه‌یی در مقیاس ماکرو

نمودار خمش چهار نقطه‌یی بتن پارچه‌یی انتخاب شده با توجه به انتخاب ساینش بندی ۲۵/۰۰° متر و در نظر گرفتن زمان تحلیل یک ثانیه با نمودارهای نیرو - جابه‌جایی به دست آمده از نتایج مطالعات ژانگ مقایسه و مشاهده شده است که نتایج بسیار به هم نزدیک و قابل قبول هستند و چون نمودار نیرو - جابه‌جایی ارائه شده توسط آقای ژانگ بر مبنای مقاومت خمشی - جابه‌جایی ترسیم شده است، با توجه به شکل ۸ - د، نمودار نیرو - جابه‌جایی به نمودار مقاومت خمشی - جابه‌جایی تبدیل شده است.

مقاومت خمشی نهایی مطابق رابطه‌ی ۸ به دست آمده است، که در آن،  $L$  طول کل نمونه (۴۰۰ میلی‌متر)،  $B$  عرض نمونه (۸۰ میلی‌متر) و  $H$  ضخامت نمونه (۱۳ میلی‌متر) هستند و از طریق معادله‌ی مذکور، مقدار نیرو برحسب کیلونیوتن محاسبه شده است:

$$MOR = \frac{FL}{BH^2} \quad (8)$$

با توجه به شکل ۸ - ب، مقدار بیشینه‌ی نیرو برای بتن پارچه‌یی ۱۰۰ نیوتن به دست آمده است. با توجه به رابطه‌ی ۵، مقدار مقاومت خمشی نهایی برای بتن پارچه‌یی در مقیاس ماکرو، ۲ مگاپاسکال به دست آمده و این مقدار برای پژوهش آقای ژانگ طبق شکل ۸ - الف معادل  $2/15 \pm 9/0^\circ$  بوده است، که تطابق مناسبی با نتیجه‌ی به دست آمده در نرم‌افزار با میزان خطای ۶/۰° دارد.<sup>[۶۳]</sup>



شکل ۸. الف) نمودار نیرو - جابه‌جایی بتن پارچه‌یی در مقیاس ماکرو تحت خمش چهار نقطه‌یی؛ ب) نمودار نیرو - جابه‌جایی گرفته شده از آزمایشگاه رازی؛ ج) نمودار نیرو - جابه‌جایی به دست آمده بتن پارچه‌یی در حالت شبیه‌سازی در مقیاس مزو؛ د) محاسبه‌ی مقاومت خمشی نمونه‌ی بتن پارچه‌یی طبق مطالعه‌ی ژانگ.

۲. در مقدار جابه‌جایی ۰/۰۰۵ متر، نتایج نمودارهای نیرو - جابه‌جایی آزمایشگاه و نرم‌افزار، شکست نمودار دوخطی ایجاد شده است؛

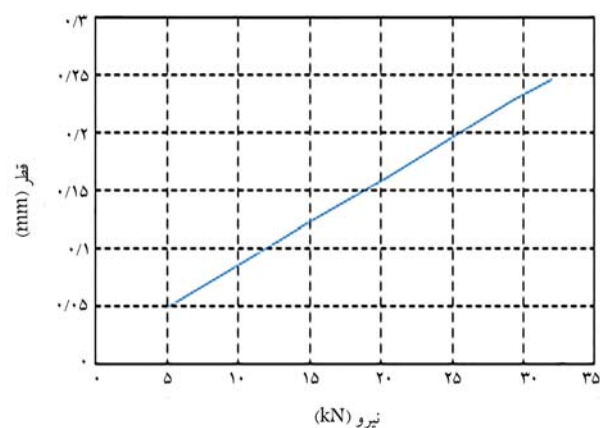
۳. مقدار نیروی ایجاد شده در محل شکستگی نمودارها در مقدار جابه‌جایی ۰/۰۰۵ برای آزمون آزمایشگاهی: ۶۶/۵ نیوتن، برای آزمون عددی در مقیاس مزو: ۷۶/۷۵ نیوتن و برای آزمون عددی در مقیاس ماکرو: ۷۴/۵ نیوتن بوده است؛

۴. مقدار نیروی نهایی به دست آمده از نمودارها، برای آزمون آزمایشگاهی: ۸۲/۵ نیوتن؛ برای آزمون عددی در مقیاس مزو: ۹۵/۷ نیوتن و برای آزمون عددی در مقیاس ماکرو: ۹۹/۲ نیوتن بوده است؛

۵. سطح زیر نمودارهای نیرو - جابه‌جایی به دست آمده از آزمایشگاه و مدل‌سازی عددی، تقریباً نزدیک به هم به دست آمده است. همچنین نتایج نمودارهای نیرو - جابه‌جایی به دست آمده از خروجی نرم‌افزار آباکوس، تحت مقیاس‌های ماکرو و مزو بتن پارچه‌یی بسیار نزدیک به دست آمده است.

### ۳.۴. راستی‌آزمایی مدل پوک‌ه‌ی صنعتی (لیکا)

بافت متخلخل ناشی از انبساط بافت خاک رس، که در نتیجه‌ی ایجاد و محبوس شدن گازها در جرم به حالت خمیری روان در می‌آید، در دمای ۱۰۰۰ تا ۱۲۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد به وجود می‌آید موجب ایجاد مشخصه‌های پایه‌ی دانه‌های لیکا می‌شود. مقادیر کمی حتی شکل دانه‌ها بر حسب روش تولید با کوره‌ی ذوب نواری یا گردان می‌توانند متفاوت باشند. دانه‌های حاصل از کوره‌ی گردان، دارای شکل تقریباً

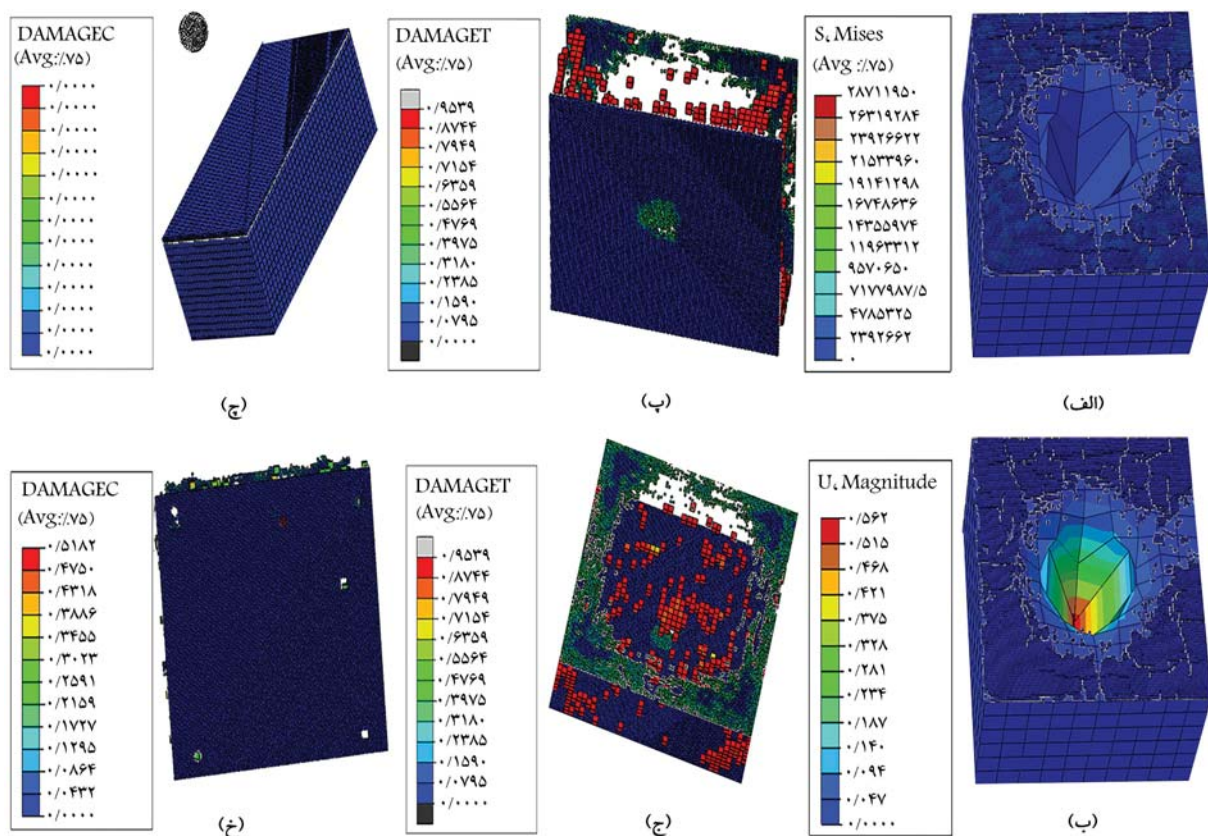


شکل ۹. نمودار بار خرد کردن با قطر ذرات لیکا.

گرد و سطح زبر و ناهموار هستند. در پژوهش حاضر، این سبک از دانه‌های لیکا مدنظر راستی‌آزمایی قرار گرفته است.<sup>[۶۴]</sup> برای لیکا به نمودار بار خرد کردن و قطر ذرات شکل ۹ اکتفا شده است.

مارسال (۱۹۶۹)، همبستگی تجربی  $Pa = \eta D \lambda$  را بین میانگین بار خرد کردن  $P_a$ ، به دست آمده از طریق آزمایش‌های خرد کردن آزمایشگاهی و بعد  $D$  ذره پیشنهاد کرده و داده‌های تجربی جمع‌آوری شده از رابطه‌ی تقریباً خطی را ما بین بار خرد کردن و قطر ذرات تشکیل داده است. شکل ۹، با مقادیر  $\eta = ۷/۹۵$  و





شکل ۱۰. الف) کانتورهای به دست آمده انفجار در آزمایش ۱؛ ب) جابه‌جایی به دست آمده از آزمایش ۱؛ پ) پارامتر تخریب در لایه‌ی پایینی بتن پارچه‌ی آزمایش ۱؛ ج) تخریب ایجاد شده در آزمایش ۲؛ د) حالت آزمایش ۲؛ ه) لایه‌ی پایینی بتن پارچه‌ی بعد از انفجار آزمایش ۲.

شده است. روش کانوپ فقط در فواصل دور، دقیق و نتایج آن قابل قبول است برای بررسی انفجار در فواصل بسیار نزدیک و تماسی از روش انفجار اولر-لاگرانژی استفاده شده است.

## ۵. نتایج مدل‌سازی عددی

پنل فداشونده مطابق آزمایش‌های میدانی در نرم‌افزار المان محدود آباکوس و اعمال شرایط هر آزمایش مدل‌سازی و ارزیابی شده است.

مدل‌سازی پنل فداشونده بدین طریق انجام شده است که دو لایه‌ی بتن پارچه‌ی با ضخامت ۱۳ میلی‌متر به عنوان پوسته و لیکا با ضخامت ۳۰ سانتی‌متر به عنوان هسته در نرم‌افزار المان محدود آباکوس مدل شده است. با مقدار ۳ خرج یک کیلوگرمی TNT، مدل در حالت تماسی در فواصل ۵۳/۰ و ۲/۰ متری و در حالت آزاد در فاصله‌ی ۱ متری ارزیابی شده است. تکیه‌گاه‌های نمونه از نوع مفصلی در نظر گرفته و فقط در جهت قائم مقید شده است.

در مدل‌سازی آزمایش اول، مطابق شکل ۱۰ الف و ب، به دلیل فشار زیاد موج انفجار، پنل تماماً تخریب و متلاشی شده است. در مدل‌سازی آزمایش دوم، مطابق شکل ۱۰ پ و ج، به دلیل مقدار متوسط فشار انفجار، لایه‌ی اولیه‌ی بتن پارچه‌ی و لیکا تخریب و در لایه‌ی دوم بتن پارچه‌ی سوراخی به قطر حدوداً ۱۲ سانتی‌متری ایجاد شده است. در مدل‌سازی آزمایش دوم، به دلیل پارامترهایی چون: آسیب، شدت نیرو، زاویه‌ی اعمال نیرو و مقدار آسیب ۴/۰، سطح خرابی متوسط برآورد شده است. در مدل‌سازی آزمایش سوم، مطابق شکل ۱۰ ج و خ، به دلیل

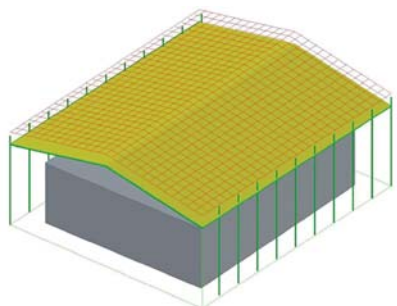
$\lambda = 1$  نشان می‌دهد که تأثیر قابل توجهی در RH ندارد.<sup>[۶۵]</sup> در ابتدا برای اینکه رفتار لیکا تحت انفجار به صورت حذف المان نمایش داده شود، به پیداکردن ماده‌ی بتن سبک لیکا با خواص CDP<sup>۱۸</sup> پرداخته شد؛ به طوری که رفتار دو مدل رفتاری CDP و خواص موهر - کولمب برای لیکا تحت بارهای مختلف، رفتار یکسانی از خود نمایش دهد. جهت راستی‌آزمایی پوکی صنعتی (لیکا) از مدل رفتاری مرسوم برای خاک، مدل موهر - کولمب استفاده شده است. پارامترهای ورودی مدل رفتاری موهر - کولمب با توجه مطالعه‌ی زاکری<sup>۱۹</sup> و همکاران (۲۰۲۱)،<sup>[۶۶]</sup> ارائه شده است.

حذف المان در آباکوس با استفاده از یک فایل متنی و فعال ساختن گزینه‌ی مرتبط انجام می‌شود. با حذف یک المان، تمام تلاش‌های روی آن صفر می‌شود و آن المان هیچ‌گونه مشارکت انرژی در محاسبات ندارد (ارجاع راهنمای آباکوس).<sup>[۶۷]</sup> در ابتدا یک لایه‌ی لیکا با ضخامت ۳۰ سانتی‌متر بین دو لایه‌ی بتن پارچه‌ی با ضخامت ۱۳ میلی‌متر قرار گرفت. به ماده‌ی لیکا، مشخصات موهر - کولمب تخصیص داده شد. با توجه به دفترچه‌ی مشخصات لیکا‌ی خریداری شده، چگالی لیکا ۳۰۵ کیلوگرم بر مترمکعب، مدول یانگ ۳/۱ مگاپاسکال، ضریب پواسون ۰/۳، زاویه‌ی انحراف بین دانه‌های لیکا ۵ درجه و زاویه‌ی گسیختگی بین دانه‌ها ۳۵ درجه در نظر گرفته شده است. با فرض حالت‌های انفجار تماسی و انفجار آزاد در فواصل ۵۳/۰ متری، ۲/۰ متر و ۱ متری روی لایه‌ی اول بتن پارچه‌ی با میزان خرج ۳ کیلوگرم TNT، جابه‌جایی‌ها و تنش‌ها به دست آمده‌اند.

در مدل‌سازی مذکور در مقابل انفجار از دو روش کانوپ و اولر - لاگرانژ استفاده

جدول ۴. مقایسه‌ی نمودارهای نیرو - جابه‌جایی شبیه‌سازی بتن پارچه‌یی در مقیاس مزو و ماکرو و نتایج آزمایشگاهی.

بتن پارچه‌یی	خمش			
	کرش در اولین جابه‌جایی	بیشینه‌ی مدول گسیختگی	مدول یانگ معادل	مدول یانگ
	ترک (درصد)	اولین ترک (میلی متر)	مگا پاسکال	مدول یانگ
خمش جهت تار پارچه	$0.09 \pm 0.02$	$0.96 \pm 0.24$	$2/40 \pm 0.26$	$2/39 \pm 0.27$
خمش در جهت پود پارچه	$0.10 \pm 0.01$	$1.06 \pm 0.06$	$2/15 \pm 0.09$	$2/10 \pm 0.03$
بعد از خمش در جهت تار پارچه	$1.72 \pm 0.23$	$17/89 \pm 2/39$	$50/86 \pm 0.99$	$2/98 \pm 0.39$
بعد از خمش در جهت پود پارچه	$1.79 \pm 0.19$	$18/47 \pm 1/94$	$42/86 \pm 4/61$	$2/40 \pm 0.22$



شکل ۱۱. نمای سه‌بعدی تور فاصله‌دهنده و پل قرارگرفته جهت محافظت از سازه‌ی حساس.

مورد انتظار را دارد و می‌تواند جهت محافظت از سازه به کار رود. بنابراین جهت محافظت از سازه با پل پیشنهادی در پژوهش حاضر، برای خرج بیشینه‌ی ۳ کیلوگرم TNT، ایجاد فاصله‌ی گریز به اندازه‌ی دست‌کم ۱ متر لازم است. در جدول ۴ نتایج نیرو - جابه‌جایی شبیه‌سازی با نتایج آزمایشگاهی مورد مقایسه گردیده است.

## ۶. روش پیشنهادی جهت حفاظت از ابنیه و تأسیسات در برابر اصابت پرتابه‌های انفجاری

هدف از پژوهش حاضر، محافظت از ابنیه و تأسیسات در برابر تهدیدهای ناشی از اصابت پرتابه‌های انفجاری مانند راکت است. نتایج آزمایش‌های انفجار نشان داد که پل معرفی شده در پژوهش حاضر، انرژی موج فشاری ناشی از انفجار سه کیلوگرم TNT (۱۴۵۶ psi) را که در فاصله‌ی ۱ متری از آن قرار داشته کاملاً جذب کرده است ( $Z = 0.7 \text{ m/kg}^{1/2}$ ). با توجه به اینکه در انفجار آزاد، آسیب وارد شده به پل فقط به فشار موج انفجار بستگی دارد، که آن نیز براساس پارامتر فاصله‌ی مقیاس شده ( $Z = R/W^{1/2}$ ) محاسبه می‌شود؛<sup>[۶۸]</sup> بنابراین، در صورت تهدیدهای بزرگ‌تر یعنی افزایش جرم خرج پرتابه (W)، کافی است فاصله‌ی (R) طوری افزایش پیدا کند که فاصله‌ی مقیاس شده برابر ( $0.7 \text{ m/kg}^{1/2}$ ) شود. به عنوان مثال، در صورتی که خرج پرتابه ۴ کیلوگرم TNT باشد، باید فاصله‌ی (R) برابر ۱/۰۵ متر اتخاذ شود، که در نتیجه، فاصله‌ی مقیاس شده (Z) برابر ( $0.7 \text{ m/kg}^{1/2}$ ) می‌شود، در این صورت فشار انفجار ناشی از آن روی پل برابر ۱۴۵۶ psi خواهد شد، تا پل پیشنهادی در پژوهش حاضر بتواند این موج انفجار را جذب کند. این فاصله (R) به وسیله‌ی تور تعبیه شده در بالای پل تأمین می‌شود. در شکل ۱۱، به صورت شماتیک پل و تور فاصله‌دهنده‌ی بالای آن جهت محافظت از سازه‌ی حساس موجود مشاهده

فشار انفجار نسبتاً کمتر مطابق آزمایش‌های عملی، نتیجه‌ی خوبی برآورد شده است، که یکی از مهم‌ترین پارامترهای ارزیابی شده، پارامتر آسیب است. پارامتر آسیب جهت بیان ظرفیت بتن برای تحمل بارگذاری‌های متعارف مانند فشار موج انفجار بیان می‌شود. آسیب را به طور کلی می‌توان به عنوان نسبت مساحت تخریب شده به مساحت سالم دال تعریف کرد، که همواره عددی بین ۰ و ۱ خواهد بود (رابطه‌ی ۹):

$$DI = 1 - \frac{PR}{p_0} \quad (9)$$

که در آن،  $P$  ظرفیت باربری اولیه و  $PR$  ظرفیت باربری باقی‌مانده در دال بتن هستند. سطوح مختلف آسیب می‌تواند به این صورت تعریف شود که المان‌های با  $DI = 0.2 \sim 0.5$ ، دارای سطح آسیب کم؛ المان‌های با  $DI = 0.5 \sim 0.8$ ، دارای سطح آسیب متوسط و المان‌های با  $DI = 0.8 \sim 1$ ، دارای سطح آسیب زیاد هستند و در نهایت، المان‌هایی با  $DI = 1$  ظرفیت باربری خود را از دست می‌دهند و به عبارتی فرو می‌ریزند. در ادامه، نتایج مدل‌سازی قابل مشاهده است.

در آزمایش ۱ شکل ۱۰ الف و ب، به دلیل تماسی بودن انفجار، پل به کلی تخریب و شک به وجه تحتانی نیز منتقل شده است. در این سناریو اگرچه خسارت کلی نسبت به سناریوی دوم محدودتر بوده است، ولی با توجه به تماسی بودن انفجار، خسارت موضعی تا وجه تحتانی پل ادامه یافته و با توجه به کاتوره‌های تنش که مقادیر بیشتری را نسبت به دیگر سناریوها نشان می‌دهند، شوک منتقل شده نیز نسبت به سایر سناریوها شدیدتر بوده است. در آزمایش ۲ شکل ۱۰ پ و ج، با توجه به این‌که فاصله‌ی گریز ۲/۰ متر نسبت به حالت تماسی بیشتر بوده است، کره شکل‌گرفته از انفجار بزرگ‌تر شده و موج، روی سطح بزرگ‌تری از پل اثر کرده است، که به دلیل خارج شدن انفجار از حالت موضعی، به خصوص در مورد وجه تحتانی است. با توجه به اینکه نقش پل در روش پیشنهادی پژوهش حاضر فقط فداشونده است، در این حالت نیز پل ظرفیت خود را از دست می‌دهد و به عبارتی، فرو می‌ریزد، اما نسبت به حالت آزمایش ۱، عملکرد بهتری از خود نشان می‌دهد.

لکن با توجه به ایجاد حفرة تحتانی، از این سناریو نیز نمی‌توان به عنوان یک لایه فداشونده‌ی مطمئن جهت حفاظت از سازه استفاده کرد. در آزمایش سوم شکل ۱۰ ج و خ، شعاع تخریب بسیار کمتر بوده است. در این سناریو، اگرچه لایه‌ی زیرین پل دارای سطحی از آسیب است و بررسی تنش‌ها نشان می‌دهند که بخشی از سطح، وارد ناحیه‌ی خمیری نیز شده است، از آنجایی که پل مورد نظر در واقع نقش فداشونده برای محافظت از سازه‌ی اصلی را دارد و عدم تخریب کامل مصالح نشان می‌دهد که شوک عبوری متوقف شده است، در این حالت پل مذکور کاربری

جدول ۵. شعاع تخریب و آسیب کششی وارد بر لایه‌ی زیرین پنل در آزمایش‌های ۱ الی ۳.

شماره‌ی آزمایش	شعاع تخریب (سانتی‌متر)	آسیب کششی
۱	تخریب	۱
۲	۱۲	۰/۸
۳	۳	۰/۷۱

می‌شود. در جدول ۵ نیز شعاع تخریب و آسیب کششی لایه زیرین بتن پارچه‌یی در سه آزمایش انجام شده مشاهده می‌کنید.

## ۷. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، با توجه به آزمایش‌های اولیه و بررسی‌های انجام شده جهت محافظت از ساختمان‌های حساس در مقابل تهدیدها، پنبلی جهت کاربرد به عنوان پوشش سقف پیشنهاد شده است. رفتار پنبل پیشنهادی (متشکل از دو لایه بتن پارچه‌یی به عنوان پوسته و یک لایه پوکه‌ی صنعتی به عنوان هسته) تحت تأثیر موج فشاری ناشی از انفجار ۳ کیلوگرم TNT در حالت تماسی و آزاد (فواصل دور و نزدیک) به صورت میدانی آزمایش شده است.

سیس در مرحله‌ی بعد، آزمایش‌های مورد نظر در نرم‌افزار المان محدود آباکوس شبیه‌سازی شده و نتایج مدل‌سازی، تطابق مناسبی با آزمایش‌های میدانی داشته‌اند.

آزمایش‌های انفجار در فواصل (متغیر تخریب برای پنبل) ۵۳°/۰ و ۲°/۰ متری به ترتیب تخریب‌های زیاد و متوسط برآورد شده است. اما در فاصله‌ی ۱ متری، پنبل پیشنهادی، موج انفجار را کاملاً جذب کرده و دچار آسیب شده است. در آزمایش میدانی انفجار تماسی، پنبل به کلی نابود شد و بنابراین، سناریوی مناسبی جهت محافظت از سازه‌ی اصلی نبوده است. در آزمایش میدانی انفجار آزاد در فاصله‌ی نزدیک  $0.5 \text{ m/kg}^{1/3}$ ، با توجه به این‌که فشار انفجار در طول پنبل بسیار متغیر و زیاد بوده و همچنین بیشتر به صورت محلی به پنبل فشار وارد شده است، در این حالت نیز پنبل تخریب و به سازه‌ی حساس زیر آن آسیب وارد شده است. اما در آزمایش میدانی انفجار در فواصل دورتر  $0.5 \text{ m/kg}^{1/3}$ ، به دلیل بزرگ‌تر شدن محل اثر انفجار و کمتر شدن فشار انفجار در فواصل ذکر شده، پنبل پیشنهادی کاملاً انرژی ناشی از انفجار را جذب کرده و همچنین سازه‌ی حساس زیر آن دچار آسیب نشده است.

در انفجار تماسی، رفتار سازه قابل مدل‌سازی دقیق نیست و مسائلی از قبیل برخورد و نفوذ، برش مستقیم و پدیده‌ی کشش ناشی از انتشار موج در میزان آسیب تأثیرگذار هستند. بنابراین از آنجایی که فشار ناشی از انفجار با توان سوم فاصله نسبت عکس دارد، یکی از مناسب‌ترین روش‌ها جهت کمینه‌ساختن آسیب وارد بر پنبل، افزایش فاصله‌ی انفجار (R) است.

در پژوهش حاضر روشی ارائه شده است که با استفاده از یک تورکه در فاصله‌ی (R) در پنبل پیشنهادی بر روی سازه‌های حساس تعبیه شده است. از سازه‌ی مذکور در برابر تهدیدهای انفجاری که عمدتاً توسط پهپادها و راکت‌اندازها صورت می‌گیرد، محافظت می‌کند.

## پانویس‌ها

1. Zhang
2. Muszynski & Purcell
3. Silva & Lu
4. Lan
5. Schenker
6. Xie
7. Homae
8. Rutner & Wright
9. Nurick & Martin
10. Rajendran & Lee
11. Jacob
12. Xue & Hutchinson
13. Mori
14. Valdevit
15. Jing
16. Brode
17. Textile Reinforced Concrete
18. Concrete Damage Plasticity
19. Zukri

## منابع (References)

1. Gholi por, R. and Izadi fard, R., 2011. Investigation of flexural behavior of reinforced concrete beams (against explosive loading) Real scale test (FRP reinforced with master thesis). Master Thesis, Malek Ashtar University of Technology [In Persian].
2. Zhang, B., Masmoudi, R. and Benmokrane, B., 2004. Behavior of one-way concrete slabs reinforced with CFRP grid reinforcements. *Constr. Build. Mater*, 18(8), pp.625-635. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2004.04.007>.
3. Mosalam, Kh.M. and Mosallam, A.S., 2001. Nonlinear transient analysis of reinforced concrete slabs subjected to blast loading and retrofitted with CFRP composites. *Composites Part B: Engineering*, 32(8), pp.623-636. DOI:10.1016/S1359-8368(01)00044-0.
4. Zhang, G., Kishi, N., Mikami, H. and et al., 2007. Experimental parameter study on shear load carrying capacity

- of RC beams reinforced with AFRP sheets in shear. *J. Struct. Eng.*, 53, pp.1040-1049
5. Muszynski, L.C. and Purcell, M.R., 2003. Composite reinforcement to strengthen existing concrete structures against air blast. *J. Compos. Constr.*, 7(2), pp.93-97. DOI:10.1061/(ASCE)1090-0268(2003)7:2(93).
  6. Silva, P.F. and Lu, B., 2009. Blast resistance capacity of reinforced concrete slab. *J. Struct. Eng.*, 135(6), pp.708-716. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000011](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000011).
  7. Silva, P.F. and Lu, B., 2007. Improving the blast resistance capacity of RC slab with innovative composite materials. *Compos. Part B-Eng*, 38(5.6), pp.523-534. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2006.06.015>.
  8. Lan, Sh., Lok, T.-S. and Heng, L., 2005. Composite structural panels subjected to explosive loading. *Constr. Build. Mater.*, 19(5), pp.387-395. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2004.07.021>.
  9. Schenker, A., Anteby, L., Gal, E. and et al., 2008. Full scale field tests of concrete slabs subjected to blast loads. *Int. J. Impact Eng.*, 35(3), pp.184-198. DOI:10.1016/j.ijimpeng.2006.12.008.
  10. Farhadi, K., Afkar, A. and Kamari, M.N., 2015. Numerical simulation of metallic honeycomb sandwich panel structures under dynamic loads. *J. Mater. Environ. Sci.*, 6(7), pp.2013-2020.
  11. Tomte, A., 2015. Energy absorption and damage prevention in a submerged floating tunnel during internal blast loading. Master Thesis, Norwegian University of Science and Technology.
  12. Zhou, H., Wang, Y., Wang, X. and et al., 2015. Energy absorption of graded foam subjected to blast: A theoretical approach. *Mater. Design*, 84, pp.351-358. DOI:10.1016/j.matdes.2015.06.124.
  13. Xie, B., Tang, L., Liu, Y. and et al., 2014. Research on the energy absorption properties of aluminum foam composite panels with enhanced ribs subjected to uniform distributed loading. *J. Sandwich Struc. Mater.*, 17(2), pp.1-13. <https://doi.org/10.1177/1099636214555046>.
  14. Homae, T., Sugiyama, Y., Wakabayashi, K. and et al., 2016. Water and sand for blast pressure mitigation around a subsurface magazine. *Sci. Tech. Energetic Mater.*, 77(1), pp. 18-21.
  15. Rutner, M.P. and Wright, J.P., 2016. Duality of energy absorption and inertial effects: Optimized structural design for blast loading. *Int. J. Protective Struct.*, 7(1), pp.18-44. DOI:10.1177/2041419615622726.
  16. Gilkie, R.C. and Sundararaj, P., 1971. The impact resistance of plastics sandwich constructions using low density urethane foam cores. *J. Cell. Plast.*, 7(6), pp.313-318. <https://doi.org/10.1177/0021955X7100700605>.
  17. Nayak, S.K., 2010. Optimization of honeycomb core sandwich panel to mitigate the effects of air blast loading. MS. Thesis, The Pennsylvania State University.
  18. Nurick, G.N. and Martin, J.B., 1989. Deformation of thin plates subjected to impulsive loading-a review part II: Experimental studies. *Int. J. Impact. Eng.*, 8(2), pp.171-186. [https://doi.org/10.1016/0734-743X\(89\)90015-8](https://doi.org/10.1016/0734-743X(89)90015-8).
  19. Nurick, G.N. and Martin, J.B., 1989. Deformation of thin plates subjected to impulsive loading-a review: Part i: Theoretical considerations. *Int. J. Impact. Eng.*, 8(2), pp.159-170. [https://doi.org/10.1016/0734-743X\(89\)90014-6](https://doi.org/10.1016/0734-743X(89)90014-6).
  20. Rajendran, R. and Lee, J.M., 2009. Blast loaded plates. *Mar. Struct.*, 22(2), pp.99-127. <https://doi.org/10.1016/j.marstruc.2008.04.001>.
  21. Jacob, N., Yuen, S.C.K., Nurick, G. and et al., 2004. Scaling aspects of quadrangular plates subjected to localised blast loads-experiments and predictions. *Int. J. Impact. Eng.*, 30(8.9), pp.1179-1208. DOI:10.1016/j.ijimpeng.2004.03.012.
  22. Xue, Z. and Hutchinson, J.W., 2003. Preliminary assessment of sandwich plates subject to blast loads. *Int. J. Mech. Sci.*, 45(4), pp. 687-705. DOI:10.1016/S0020-7403(03)00108-5.
  23. Mori, L.F., Queheillalt, D.T., Wadley, H.N.G. and et al., 2009. Deformation and failure modes of I-core sandwich structures subjected to underwater impulsive loads. *Exp. Mech.*, 49, pp. 257-275. DOI:10.1007/s11340-008-9166-9.
  24. Valdevit, L., Wei, Z., Mercer, C. and et al., 2006. Structural performance of near-optimal sandwich panels with corrugated cores. *Int. J. Solids. Struct.*, 43(16), pp.4888-4905. DOI:10.1016/j.ijsolstr.2005.06.073.
  25. Jing, L., Yang, F., Wang, Z. and Zhao, L., 2013. A numerical simulation of metallic cylindrical sandwich shells subjected to air Blast loading. *Lat. Am. J. Solids Stru.*, 10(3), pp.631-645. DOI:10.1590/S1679-78252013000300010.
  26. Vatani Oskoue, A. and Kiakojouri, F., 2015. Non-linear dynamic analysis of steel hollow I-core sandwich panel under air blast loading. *Civil. Eng. Civil. Infr.*, 48(2.2), pp.323-344. DOI:10.7508/cej.2015.02.008.
  27. Peyman, S. and Ghazanfarinia, S., 2007. Defence and security structures. *MAUT Press*, [In Persian].
  28. Soleimani, S.M., Ghareeb, N.H. and Shaker, N.H., 2018. Modeling, simulation and optimization of steel sandwich panels under blast loading. *American Journal of Engineering and Applied Sciences*, 11(3), pp.1130-1140. DOI:10.3844/ajeassp.2018.1130.1140.
  29. Sabzevari, S. and Shahabian, F., 2018. Optimum selection of corrugated sandwich panels shape and materials subjected to blast loading. *J. of Structural and Construction Engineering*, 5.2(17), pp.39-52 [In Persian]. DOI:10.22065/jsce.2018.126299.1531.
  30. Han, F., Chen, H., Jiang, K. and et al., 2014. Influences of geometric patterns of 3D spacer fabric on tensile behavior of concrete canvas. *Construction and Building Materials*, 65, pp.620-629. DOI:10.1016/j.conbuildmat.2014.05.041.



31. Hegger, J. and Voss, S., 2008. Investigations on the bearing behaviour and application potential of textile reinforced concrete. *Engineering Structures*, 30(7), pp.2050-2056. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.01.006>.
32. Peyman, S. and Ghazanfarinia, S., 2007. Defence and security structures. pp.25-149. [In Persian].
33. Bulson, Ph.S., 1997. *Explosive Loading of Engineering Structures*, (1st ed). CRC Press. <https://doi.org/10.4324/9780203473863>. CRC Press.
34. Brode, H.L., 1995. Numerical solutions of spherical blast waves. *Journal of Applied Physics*, 26(6), pp.766-775. <https://doi.org/10.1063/1.1722085>.
35. Fayyaz, M. and Ghorban Nejad, A. and Khosravi, F., 2019. Numerical investigation of damages on concrete canvas shell under near-field blast. *Scientific J. of Advanced Defence Science Technology*, 10(1), pp.79-87. [In Persian].
36. Shokrchi, M., Emdadi, A. and Ghali Leyber, N., 1999. Lightweight concrete, knowledge, technology, applications. University of Tehran Press, [In Persian].
37. Neville, A.M. and Brooks, J.J., 1987. Concrete technology. *England, Longman Scientific & Technical*, p.438.
38. Clarke, J.L., 2005. *Structural Lightweight Aggregate Concrete/John L. clarke*. Glasgow, UK: Blackie Academic & Professional, an Imprint of Chapman & Hall.
39. Shafigh, P., Hassanpour, M., Razavi, V. and et al., 2011. An investigation of the flexural behaviour of reinforced lightweight concrete beams. *International Journal of Physical Sciences*, 6(10), pp.2414-2421. [In Persian].
40. Fathollah, S. and Shafigh., P., 2012. High-strength lightweight concrete using leca, silica fume, and limestone. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 37(7), pp.1885-1893. DOI:10.1007/s13369-0285-3 [In Persian].
41. Johansson, L., 1997. The use of LECA (light expanded clay aggregates) for the removal of phosphorus from wastewater. *Water Science and Technology*, 35(5), pp.87-93. DOI:10.1016/S0273-1223(97)00056-5.
42. Lekang, O.I. and Kleppe, H., 2000. Efficiency of nitrification in trickling filters using different filter media. *Aquacultural Engineering*, 21(3), pp.181-199. DOI:10.1016/S0144-8609(99)00032-1.
43. Zhou, H., Shi, H., Lai, Zh. and et al., 2020. Migration and phase change study of leaking molten salt in tank foundation material. *Applied Thermal Engineering*, 170, p.114968. DOI:10.1016/j.applthermaleng.2020.114968.
44. Zhou, H., Shi, H., Zhu, Y. and et al., 2020. "An experimental investigation of temperature distribution and heat loss in molten salt tanks in concentrating solar power plants. *Journal of Renewable and Sustainable Energy*, 12(1), p.14101. <https://doi.org/10.1063/1.5131071>.
45. Zhou, H., Shi, H., Zhu, Y. and et al., 2020. An experimental investigation of temperature distribution and heat loss in molten salt tanks in concentrating solar power plants. *Journal of Renewable and Sustainable Energy*, 12(1), p.14101. <https://doi.org/10.1063/1.5131071>.
46. Rocas-Alonso, E.A., González-Galindo, J. and Estaire, J., 2021. Experimental study on grain failure of lightweight expanded clay aggregate under uniaxial and biaxial load conditions. *Powder Technology*, 383, pp.542-553. DOI:10.1016/j.powtec.2021.01.052.
47. Koohmishi, M. and Palassi, M., 2016. Evaluation of the strength of railway ballast using point load test for various size fractions and particle shapes. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49(7), pp.2655-2664. DOI:10.1007/s00603-016-0914-3.
48. Manso, J., Marcelino, J. and Caldeira, L., 2021. Single-particle crushing strength under different relative humidity conditions. *Acta Geotechnica*, 16(3), pp.749-761. DOI:10.1007/s11440-020-01065-w.
49. Gundepudi, M.K., Sankar, B.V., Mecholsky, J.J. and et al., 1997. Stress analysis of brittle spheres under multiaxial loading. *Powder Technology*, 94(2), pp.153-161. [https://doi.org/10.1016/S0032-5910\(97\)03307-X](https://doi.org/10.1016/S0032-5910(97)03307-X).
50. Salami, Y., Dano, Ch., Hicher, P.Y. and et al., 2015. The effects of the coordination on the fragmentation of a single grain. In *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 26(1), p.012015. DOI:10.1088/1755-1315/26/1/012015.
51. Todisco, M.C., Wang, W., Coop, M.R. and et al., 2017. Multiple contact compression tests on sand particles. *Soils and Foundations*, 57(1), pp.126-140. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2017.01.009>.
52. Zhang, Y., 2018. Comportement mécanique du matériau granulaire en tenant compte de la rupture des particules. PhD Diss, Universit de Lorraine.
53. Hegger, J. and Voss, S., 2008. Investigations on the bearing behaviour and application potential of textile reinforced concrete. *Engineering Structures*, 30(7), pp.2050-2056. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.01.006>.
54. Colombo, I.G., Magri, A., Zani, G. and et al., 2013. Erratum to: Textile reinforced concrete: Experimental investigation on design parameters. *Materials and Structures*, 46(11), pp.1953-1971.
55. Peled, A., Cohen, Z., Pasder, Y. and et al., 2008. Influences of textile characteristics on the tensile properties of warp knitted cement based composites. *Cement and Concrete Composites*, 30(3), pp.174-183. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2007.09.001>.
56. Peled, A., 2011. Strain hardening behavior of textile reinforced concrete (TRC). In *Proc. of the SHCC2-Rio Conference*, pp.45-52.
57. Hartig, J., Häußler-Combe, U. and Schicktanz, K., 2008. Influence of bond properties on the tensile behaviour of textile reinforced concrete. *Cement and Concrete Composites*, 30(10), pp.898-906. DOI:10.1016/j.cemconcomp.2008.08.004.
58. Fayyaz, M., Ghorban Nejad, A. and Khosravi, F., 2019. Numerical investigation of damages on concrete canvas

- shell under near-field blast. *Journal of Advanced Defense Science and Technology*, 10(1), pp.79-87. [In Persian].
59. Han, F., Chen, H., Jiang, K. and et al., 2014. Influences of geometric patterns of 3D spacer fabric on tensile behavior of concrete canvas. *Construction and Building Materials*, 65, pp.620-629. DOI:10.1016/j.conbuildmat.2014.05.041.
60. Fayyaz, O., Ghorban Nejad, A. and Khosravi, F., 2019. Numerical investigation of damages on concrete canvas shell under near-field blast. *Journal of Advanced Defense Science and Technology*, 10(1), pp.79-87. [In Persian].
61. Ai, H.A. and Ahrens, T.J., 2006. Simulation of dynamic response of granite: A numerical approach of shock-induced damage beneath impact craters. *International Journal of Impact Engineering*, 33(1.12), pp.1-10. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2006.09.046>.
62. ics of explosion and its use elsevier. Henrych, J., 1979. The dynam
63. Zhang, F., Chen, H., Li, X. and et al., 2017. Experimental study of the mechanical behavior of FRP-reinforced concrete canvas panels. *Composite Structures*, 176, pp.608-616. DOI:10.1016/j.compstruct.2017.05.072.
64. Zukri, A., Nazir, R., Mat Said, Kh.N. and et al., 2018. Physical and mechanical properties of lightweight expanded clay aggregate (LECA). In *MATEC Web of Conferences*, EDP Sciences, 250, p.01016.
65. Caldeira, L.M.M.S. and das Neves, E.M., 2015. Mechanical characterization of lightweight expanded clay aggregate materials for modeling their geotechnical behavior. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 27(11), p.04015027. DOI:10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001286.
66. Zukri, A., 2021. Settlement analysis of treated soft clay using LECA replacement through numerical modelling. *Construction*, 1(2), pp.76-84. <https://doi.org/10.15282/construction.v1i2.6614>.
67. Systèmes, Dassault., 2008. ABAQUS: User manual, Retrieved from <http://130.149.89.49:2080/v6.11/books/usb/default.htm?startat=pt05ch23s04abm48.h tml>.
68. UFC regulations.

# مدل سازی عددی دیوارهای مکانیکی خاک مسلح تثبیت یافته با مهار صفحه‌یی تحت بار ارتعاشی قطار سریع السیر

امیرسعید مرادی اندراب (دانشجوی دکتری)

امیرعلی زاد\* (استادیار)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد تهران مرکزی

علی نورزاد (دانشیار)

دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی

مریم یزدی (استادیار)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد تهران مرکزی

مهندسی عمران شریف، پاییز ۱۴۰۲ (۵۱-۶۰، پژوهشی)  
دوری ۳۹، شماره ۳، صص.

پیشرفت روزافزون جامعه بشری و افزایش جمعیت، نیاز به جابه‌جایی با سرعت بالا و استفاده از قطارهای پرسرعت را بیش از پیش مطرح کرده است. جابه‌جایی با سرعت بالا به وسیله قطارها نیازمند بستری مناسب برای عبور از روی مناطق مختلف دارای خاک نرم و جاوگیری از خارج نشدن قطار از ریل و خسارت‌های جانی و مالی است. تاکنون مطالعات متعددی در خصوص دیوارهای مکانیکی خاک مسلح تثبیت شده با مهارهای صفحه‌یی به صورت استاتیکی و آزمایشگاهی انجام شده است، اما تأثیر عبور قطارهای پرسرعت در دیوارهای مذکور به صورت عددی مشاهده نشده است. در مطالعه حاضر، به بررسی نتایج مدل سازی عددی سه‌بعدی تأثیر عبور قطار سریع‌السیر از روی دیوارهای مکانیکی خاک مسلح تثبیت شده با مهارهای صفحه‌یی با استفاده از نرم‌افزار PLAXIS ۳D پرداخته شده است. نتایج مدل‌سازی‌ها نشان داد که با افزایش تعداد صفحه‌های مهار به همراه کاهش ابعاد آنها، جابه‌جایی افقی و نشست در تاج دیواره کاهش یافته است.

amir.saeid.moradi@gmail.com  
a.zad@iauctb.ac.ir  
a.noorzad@sbu.ac.ir  
m.yazdi@gmail.com

واژگان کلیدی: قطار پرسرعت تالیس، دیوار حائل تثبیت شده، دیوار مکانیکی خاک مسلح، مهار صفحه‌یی، سرعت عبور قطار، نرم‌افزار PLAXIS ۳D.

## ۱. مقدمه

با توجه به رشد روزافزون جمعیت و گسترش شهرها، حمل و نقل ریلی از نقطه نظر امنیت و سرعت در حال گسترش است. نیاز به عبور خطوط ریلی از محیط‌های شهری و همچنین ضرورت پیاده‌سازی مسیرهای ریلی در مناطق خاص، ضرورت استفاده از دیوارهای حائل و خاکریزهای مسلح شده را نشان می‌دهد. بنابراین لازم است که عملکرد سازه‌های ژئوتکنیکی اخیر در برابر بارهای ارتعاشی حاصل از عبور قطار ارزیابی شود. پژوهش‌های مختلفی در زمینه بررسی قطارها و آثار عبور آنها از مناطق مختلف با شرایط متفاوت صورت گرفته است. مقدم و اشتی (۲۰۲۰)، عملکرد راه آهن بر روی خاک نرم و تأثیر بهسازی آن با استفاده از لایه‌ی مسلح‌کننده‌ی

ژئوگرید را در تماس با بستر خاکی بررسی کرده‌اند. ایشان از مدل‌سازی عددی در نرم‌افزار المان محدود PLAXIS نسخه ۸/۶ به منظور بررسی اثر سرعت قطار، ارتفاع خاکریز در ژئوگرید، جابه‌جایی جانبی خاکریز، ضریب ایمنی کل خط آهن و سطح گسیختگی در زیر ریل استفاده کرده و دریافته‌اند که برخلاف شرایط استاتیکی، بیشینه جابه‌جایی افقی در حین عبور از قطار در پایین خاکریز رخ نمی‌دهد و بیشینه جابه‌جایی در وسط ارتفاع خاکریز اتفاق می‌افتد.<sup>[۱]</sup> فرناندز رویز<sup>۱</sup> و همکاران (۲۰۲۰)، در خصوص افزایش سرعت بحرانی در راه آهن‌های سریع‌السیر با استفاده از ستون‌های سنگی و با اشاره به طول بحرانی مطالعاتی را انجام دادند و دریافته‌اند که در خاک‌های همگن، تأثیر ستون سنگی در سرعت بحرانی ناچیز است.<sup>[۲]</sup> هادی و الزبیبی<sup>۲</sup> (۲۰۲۱)، با استفاده از نرم‌افزار PLAXIS ۳D به

\* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۴۰۱/۸/۱۷، اصلاحیه ۱۴۰۱/۱۰/۱۷، پذیرش: ۱۴۰۱/۱۱/۲۵.

استناد به این مقاله:

مرادی اندراب، امیرسعید، زاد، امیرعلی، نورزاد، علی و یزدی، مریم، ۱۴۰۲. مدل‌سازی عددی دیوارهای مکانیکی خاک مسلح تثبیت یافته با مهار صفحه‌یی تحت بار ارتعاشی قطار سریع‌السیر. مهندسی عمران شریف، ۳۹(۳)، صص. ۵۱-۶۰. DOI:10.24200/J30.2023.61135.3151

بررسی تأثیر پارامترهای مختلف در نشست مسیر خط آهن و در فاز دیگر به بررسی اثر پارامترهایی، مثل: اندازه‌ی شبکه، عمق در نظر گرفته شده‌ی لایه‌ی بستر، عرض مدل و بازه‌ی زمان و در یک مرحله‌ی دیگر، اثر پدیده‌ی تداخل<sup>۳</sup> در نشست سیستم خط آهن پرداخته‌اند. نتایج ایشان نشان داد که عرض مدل المان محدود لازم برای بررسی اثر پدیده‌ی تداخل باید ۴ برابر فاصله‌ی بین دو قطار باشد.<sup>[۳]</sup> صدیقی مقدم و همکارانش (۲۰۲۲)، تأثیر بهسازی بستر زیر خط راه آهن با استفاده از ستون‌های اختلاط عمیق معمولی تی شکل<sup>۴</sup> را با استفاده از نرم افزار PLAXIS ۳D بررسی کردند و دریافتند که الگوی تک خطی در میان هر سه الگوی مورد نظر برای ستون‌های DCM و TDM، بهترین عملکرد را در کاهش نشست و جلوگیری از تشکیل نشست تفاضلی در بستر شل زیر مسیر قطار داشته است.<sup>[۴]</sup> کاظم زاده و همکارانش (۲۰۲۲)، نیز تأثیر استفاده از ستون‌های سنگی در بستر خاک نرم تحت عبور قطار با سرعت بالا را با استفاده از نرم افزار PLAXIS ۳D بررسی کردند و دریافتند که افزایش سختی محوری ژئوگریدها، باعث کاهش نشست‌های کل و نامتقارن ناشی از عبور قطار پر سرعت می‌شود.<sup>[۵]</sup>

دیوارهای حائل، سازه‌های ژئوتکنیکی هستند که به لحاظ مدت زمان بهره‌برداری به دو گروه سرویس دهی کوتاه مدت یا موقت و سرویس دهی بلندمدت یا دائمی دسته‌بندی می‌شوند. از دیوارهای حائل موقت می‌توان به انواع گودبرداری‌های شهری و از دیوارهای حائل دائمی می‌توان به دیوارهای مکانیکی (دیوارهای خاک مسلح) مجاور اتوبان‌ها و دیوارهای اجرا شده در مناطق کوهستانی اشاره کرد. تحلیل و بررسی عملکرد دیوارهای حائل در برابر بارهای دینامیکی مختلف، از ملزومات طراحی سازه‌های اخیر است؛ در همین راستا، پژوهش‌های مختلف عددی و آزمایشگاهی صورت گرفته است. گولر<sup>۵</sup> و همکارانش (۲۰۱۱)، با استفاده از آزمایش میز لرزه‌ی، به بررسی رفتار دیوارهای حائل مسلح شده با ژئوگرید تحت اثر بار دینامیکی زلزله پرداختند و دریافتند که دیوار به صورت ارتجاعی رفتار کرده و جابه‌جایی‌های پسماند مشاهده شده در جلوی دیوار، بسیار کوچک بوده است.<sup>[۶]</sup> بورژوا<sup>۶</sup> و همکارانش (۲۰۱۲)، یک مدل المان محدود خاص به منظور شبیه‌سازی سه‌بعدی رفتار دیوارهای مکانیکی تثبیت شده ارائه کردند و نشان دادند که مدل خطی و مدل ارتجاعی دوخطی<sup>۷</sup>، هر دو نتایج بسیار نزدیکی با نتایج مدل‌سازی آزمایشگاهی مورد استفاده برای اعتبارسنجی داشته‌اند.<sup>[۷]</sup> پاپور و همکارانش (۲۰۱۵)، نیز به صورت‌های عددی و آزمایشگاهی به بررسی پاسخ دینامیکی دیوارهای مکانیکی تثبیت‌یافته با تسمه‌های فلزی تحت عبور بار قطار پرداختند و نتایج آزمایشگاهی پژوهش ایشان نشان داد که جابه‌جایی دیوار، نیروی کششی در مسلح‌کننده‌ها و تنش‌ها در مصالح خاکریز همگی تابعی از بسامد هستند.<sup>[۸]</sup> کورفدیر<sup>۸</sup> و همکارانش (۲۰۱۷)، با استفاده از مدل‌سازی عددی سه‌بعدی به بررسی پاسخ دینامیکی دیوار مکانیکی مسلح شده تحت عبور قطار پرسرعت پرداختند و دریافتند که سرعت عبور بار، تأثیر کمی در پارامترهای بررسی شده در پژوهش ایشان، نظیر: جابه‌جایی عمودی، تنش عمودی در خاکریز و نیروهای کششی در تسمه‌ها دارد.<sup>[۹]</sup> ارتوگرویل و ارتوگرویل<sup>۹</sup> (۲۰۱۸)، در یک مطالعه‌ی عددی با استفاده از نرم افزار FLAC v۶/۰ و با استفاده از روش تفاضل محدود به بررسی اثر دینامیکی عبور قطار از روی دیوار مکانیکی تثبیت‌یافته با تسمه‌های فولادی پرداختند و دریافتند که نصب قالب‌های ژئوفوم به صورت افقی در زیر لایه‌ی زیربالاست، باعث کاهش بار دینامیکی بر روی نمای دیوار به میزان ۷۲٪ شده است.<sup>[۱۰]</sup> لانگ سویان<sup>۱۰</sup> و همکارانش (۲۰۱۸)، به مقایسه‌ی عملکرد دیوارهای مکانیکی تثبیت‌یافته با ژئوگرید و تسمه‌ی فولادی تحت تأثیر بار هارمونیک دینامیکی با استفاده از نرم افزار PLAXIS ۳D پرداختند و نتایج مدل‌سازی نشان داد که دیوارهای با ارتفاع بالا در برابر ارتعاش‌های قوی، آسیب‌پذیرند و نیازمند مسلح‌کننده‌های قوی هستند.<sup>[۱۱]</sup>

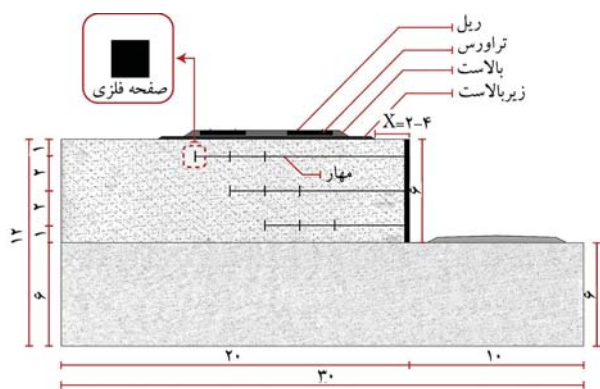
سازه‌های نگهدارنده‌ی خاک، از قبیل: دیوارهای حائل، پایه‌ی پل‌ها، دیوارهای دریایی، سپرهای فولادی و مهار خاک‌ها عمدتاً برای تحمل فشارهای جانبی طراحی می‌شوند. آنها معمولاً برای حفظ پایداری خود نیازمند سیستم‌های مهاریه مانند مهارهای صفحه‌یی هستند. مهارهای صفحه‌یی، گونه‌یی از مهارها هستند که می‌توانند از صفحات فولادی، صفحه‌های بتنی پیش‌ساخته، صفحه‌های بتن‌ریزی شده، ورقه‌های تیرچوبی و مثل آن ساخته شوند. جلالی مقدم و همکارانش (۲۰۱۸)، برای اولین بار در یک مطالعه‌ی آزمایشگاهی از مهارهای صفحه‌یی به صورت قائم به منظور پایداری دیوارهای حائل استفاده کردند و نشان دادند که استفاده از آرایش پنج مهار، باعث عملکرد بهتر دیواره در مبحث ظرفیت باربری نسبت به آرایش لوزی و مربعی بوده است.<sup>[۱۲]</sup> ایشان در ادامه‌ی مطالعات شان، (۲۰۱۹)، به بررسی اثر پارامترهایی نظیر شکل و اندازه‌ی صفحات مهاریه بر پایداری دیواره پرداختند و به این نتیجه رسیدند که دیوارهای ساخته‌شده با صفحات مهاریه دایره‌یی شکل، بیشترین ظرفیت باربری نسبت به بقیه‌ی دیوارها را دارند.<sup>[۱۳]</sup> محمودی مهریزی و جلالی مقدم (۲۰۲۰)، با انجام مدل‌سازی‌های آزمایشگاهی، عملکرد دو نوع رایج مهارهای مکانیکی، یعنی مهارهای ماریچ و جایگذاری مستقیم در پایداری دیوارهای حائل را ارزیابی و تحلیل کردند و دریافتند که افزایش تعداد صفحه‌ی مهارهای ماریچ از ۱ به ۲ و تغییر نوع مهارهای صفحه‌یی دایره‌یی و مربعی از اندازه‌ی کوچک به متوسط، به طور متوسط ۶۰٪ ظرفیت باربری پاشنه‌ی بارگذاری را افزایش داده است.<sup>[۱۴]</sup>

در گذشته، پژوهش‌های مختلفی در ارتباط با بررسی پاسخ دینامیکی و بررسی رفتار دیوارهای مکانیکی تثبیت‌یافته با ژئوگرید و تسمه‌ی فولادی تحت بارهای مختلف دینامیکی نظیر قطار و زلزله انجام شده است؛ اما عملکرد دیوارهای مذکور که با مهارهای صفحه‌یی تثبیت شده‌اند، در برابر بارهای دینامیکی به صورت‌های عددی و آزمایشگاهی تا به حال بررسی نشده است. هدف اصلی پژوهش حاضر، بررسی عملکرد دیوارهای مکانیکی تثبیت‌یافته با مهارهای صفحه‌یی در برابر عبور قطار پرسرعت بوده است. تأثیر پارامترهایی، نظیر: تعداد صفحه‌ها، فاصله‌ی خط آهن از تاج دیواره و سرعت قطار در عملکرد دیواره بحث و بررسی شده است.

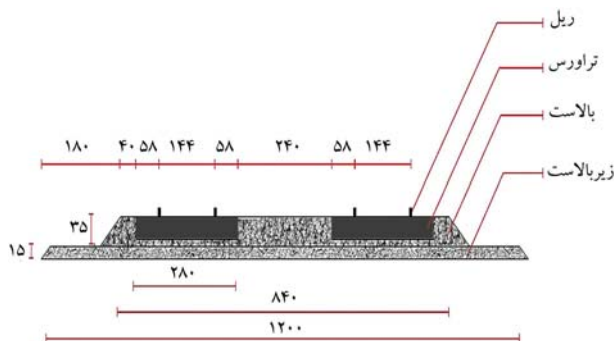
## ۲. مدل سازی عددی

### ۱.۲. راستی آزمایی نرم افزار

به منظور راستی‌آزمایی نتایج مدل‌سازی عددی و همچنین نرم‌افزار ۳D ۲۰۱۸ PLAXIS از نوشتار مدل‌سازی سه‌بعدی عبور بار قطار متحرک از روی بستر بهسازی شده با ستون‌های اختلاط عمیق T شکل، که توسط صدیقی مقدم و همکاران (۲۰۲۲) انجام شده،<sup>[۴]</sup> استفاده شده است. ایشان برای مدل‌سازی عبور بار قطار از روی خاکریز از نرم‌افزار المان محدود PLAXIS ۳D (۲۰۱۸) استفاده کرده‌اند. طول و عرض مدل به ترتیب برابر با ۱۰۰ و ۳۵ m بوده و طبق متن نوشتار، به دلیل شرایط زمین‌شناسی، عمق لایه‌های خاک برای مدل‌سازی، ۱۵m در نظر گرفته شده است. همچنین برای کاهش بازتاب امواج در مرزهای مدل، از مرزهای جاذب و استاندارد در مرزهای مدل استفاده شده است. یک مسیر ریلی معمولی، شامل: ریل‌ها، گیره‌های ریلی یا پابندها (سیستم چفت و بست ریلی) و تاورس است، در حالی که تمام عناصر مسیر ذکر شده روی بالاست و خاک زیرین با لایه‌های مختلف خاک قرار دارند. ریل‌ها به وسیله‌ی المان Beam در راستای طول ۱۰۰ متری و با سطح مقطع مستطیلی معادل مدل شده‌اند. مشخصات



شکل ۳. نمایی از مدل سازی دیوار خاک مسلح.

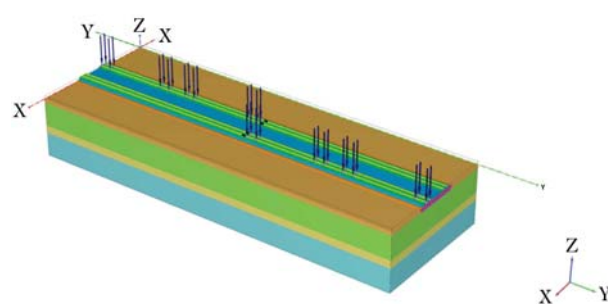


شکل ۴. جزئیات خاگریز.

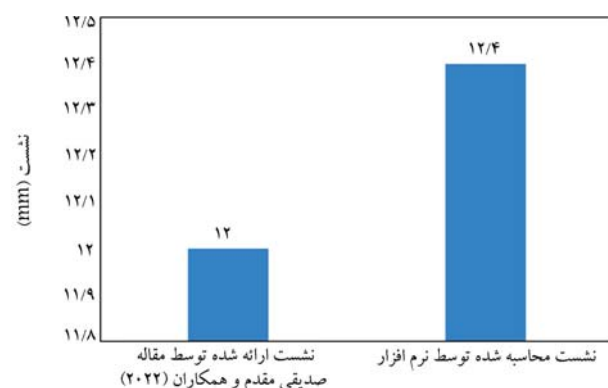
مدل به ترتیب ۱۰۰، ۳۰ و ۱۲ m و طول دیواره ی خاک مسلح، ۲۰ m بوده است. در پژوهش حاضر، مسیر خط آهن از نوع بالاستی و متشکل از زیربالات، بالاست، ریل، پابند و تراورس بوده و جزئیات خاگریز مدل سازی شده در شکل ۴ مشاهده می شود. به منظور جلوگیری از نفوذ دانه های لایه ی بالاست به خاک بستر، لایه ی زیربالات با ضخامت ۱۵cm و با ضخامت ۱۲m مدل سازی شده است. لایه ی بالاست به منظور عبور دو خط آهن دارای ضخامتی برابر با ۳۵cm و عرض ۹/۲m و همچنین شیب طرفین لایه ی بالاست و زیربالات، ۱ به ۱/۵ در نظر گرفته شده است. در هر ردیف از مسیر خط آهن، از تراورس های بتنی BV۷، که از بتن پیش تنیده ساخته شده اند، استفاده شده است. تراورس ها دارای طولی معادل ۲۶۰cm بودند و از لایه ی بالاست، ۴۰cm فاصله داشتند. فاصله ی تراورس ها از یکدیگر ۶۰cm بوده است. در هر خط آهن، دو ردیف ریل از نوع UIC۶۰ بر روی تراورس ها در طول مسیر قرار گرفته اند. برای اتصال ریل ها به تراورس ها از پابند پاندرول استفاده شده است.

### ۳.۲. مدل سازی

به منظور کاهش آثار ناشی از شرایط مرزی، با استفاده از آنالیز ابعادی، عرض مدل ۳۰ m و به منظور بررسی عبور قطار از روی دیوار مکانیکی تثبیت یافته، طول مدل برابر با ۱۰۰ m (معادل طول قطار) در نظر گرفته شده است. برای جلوگیری از تأثیر مرزها در نتایج، شرایط مرزی در هر سه جهت، و پسکوز در نظر گرفته شده و المان ها براساس پیش فرض نرم افزار، ۱۰ گره بی بوده اند. در پژوهش حاضر، از مشخصات هندسی قطار پرسرعت تالیس<sup>۱۱</sup> به منظور مدل سازی بار قطار استفاده شده است. تالیس، یکی از قدیمی ترین و سریع ترین قطارهای جهان بوده است که در سال ۱۹۹۶ آغاز به کار کرده است. قطار سریع السیر برقی تالیس در مسیر آمستردام



شکل ۱. نمایی از هندسه ی مدل سازی شده جهت راستی آزمایی.



شکل ۲. مقایسه ی میان نشست به دست آمده در نوک ستون اختلاف عمیق.

مقطع ریل استفاده شده در نوشتار مذکور، مطابق مشخصات ریل UIC-۶۰ بوده است. پابندها به وسیله ی المان Node-to-Node-Anchor با ضخامت ۳۰cm مدل سازی شده اند. هر تراورس به وسیله ی دو پابند به ریل ها متصل شده است. تراورس های استاندارد BV۷ به وسیله ی المان Beam مدل سازی و ۱۶۶ تراورس با فاصله ی مرکز تا مرکز ۶۰cm در مدل جایگذاری شده اند. در شکل ۱، شماتیکی از هندسه ی مدل مشاهده می شود.

براساس نتایج به دست آمده از نوشتار صدیقی مقدم و همکارانش (۲۰۲۲)،<sup>[۴]</sup> با افزایش ضریب شکل ستون ها، نشست به وجود آمده در نوک ستون تحت عبور برای قطار افزایش یافته است. به منظور بررسی و راستی آزمایی نرم افزار ذکر شده، ضریب شکل برابر با ۱ جهت بررسی و مقایسه انتخاب شده است. مقایسه ی میان نتایج نشان می دهد که نشست ارائه شده در نوشتار اخیر برای عبور قطار با سرعت ۵۵m/s از روی ستون های اختلاف عمیق برابر با ۱۲mm بوده است که مشابه با نتیجه ی ارائه شده در نوشتار حاضر به صورت میله یی در شکل ۲ مشاهده می شود. نتایج به دست آمده از مدل سازی نرم افزاری نشان داد که نشست نوک ستون برابر با ۱۲/۴mm بوده است. تفسیر نتایج، نشان دهنده ی اختلاف کم میان نتایج به دست آمده از مدل سازی انجام گرفته و نتایج ارائه شده در نوشتار صدیقی مقدم و همکارانش است که در محدوده ی قابل قبول است.

### ۲.۲. هندسه ی مدل و پروفیل خاک

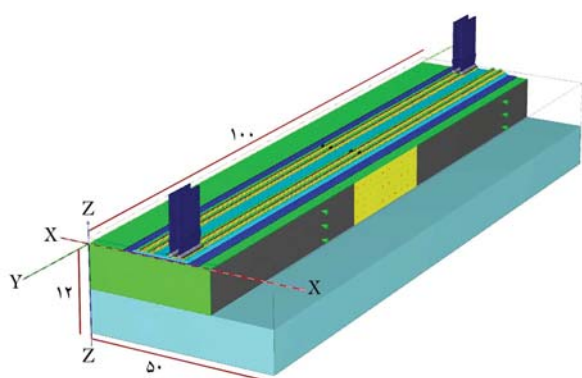
در پژوهش حاضر، به منظور مطالعه ی عددی از نرم افزار PLAXIS ۳D ۲۰۲۰ استفاده شده است. در شکل ۳، نمای جانبی از دیوار مکانیکی تثبیت یافته با مهارهای صفحه یی مشاهده می شود. خاک بستر در پژوهش حاضر ۶m و از نوع شن رس دار (GC) بوده است. خاگریز پشت دیوار از خاک ماسه یی با ارتفاع ۶m تشکیل شده است. همچنین براساس طراحی و تحلیل ابعادی صورت گرفته، طول، عرض و ارتفاع

جدول ۱. ویژگی های هندسی و وزن قطار سریع السیر تالیس. [۱۵]

موتور قطار	حامل های کناری	حامل های مرکزی	
۲	۲	۶	carriages
۴	۳	۲	axles
۲۲/۱۵	۲۱/۸۴	۱۸/۷۰	$L_t(m)$
۱۴/۰۰	۱۸/۷۰	۱۸/۷۰	$L_b(m)$
۱۷۰۰۰	۱۴۵۰۰۰	۱۷۰۰۰	$M_t(kg)$
۱۵۲۶۷	۱۲۶۷۴	۱۵۱۷۰	$M_s(kg)$
۱۷۳۳	۱۸۳۰	۱۸۲۶	$M_u(kg)$

جدول ۲. مشخصات مکانیکی پایه و پیشرفته برای لایه های بالاست و زیر بالاست. [۱۶]

ردیف	لایه ی خاک	m	C' (kPa)	$\varphi'$ (degree)	$\Psi$ (degree)	$\gamma_{unsat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$E_{\delta}^{ref}$ (MPa)	$E_{oed}^{ref}$ (MPa)	$E_{ur}^{ref}$ (MPa)	$v_{ur}$	$P_{ref}$	$k^{nc}$	f
۱	بالات	۰/۵	۲۰	۴۵	۵	۲۲	۲۷۵	۲۳۰	۵۵۰	۰/۲	۱۰۰	۰/۳	۰/۹
۲	زیربالات	۰/۵	۱۰	۴۰	۵	۲۱	۲۵۰	۲۱۰	۵۰۰	۰/۲	۱۰۰	۰/۳	۰/۹



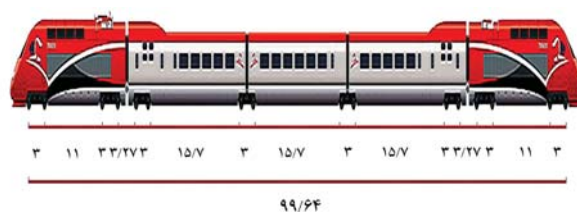
شکل ۶. نمایی از مدل سازی سه بُعدی انجام شده با نرم افزار PLAXIS.

بین ۱۰ تا ۱۰۰ (Hz) در نظر گرفته شده است. برای مدل سازی لایه های بالاست و زیر بالاست از مدل رفتاری سخت شونده استفاده شده است، زیرا براساس نتایج به دست آمده از پژوهش شهرکی و همکارانش (۲۰۱۴)، [۱۶] استفاده از مدل رفتاری سخت شونده با کرنش های کوچک و به دلیل وجود تنش های عمودی در لایه های بالایی، نتایج غیرواقعی ارائه می شود. مشخصات لایه های بالاست و زیر بالاست در جدول ۲ و مشخصات پارامترهای خاکریز پشت دیواره و خاک بستر در جدول ۳ ارائه شده اند.

به منظور مدل سازی ریل و تراورس از المان تیر Beam در نرم افزار PLAXIS استفاده شده است. مشخصات مکانیکی ریل مشابه با خصوصیات ریل (UIC۶۰) و تراورس ها مشابه با تراورس بتنی پیش تنیده BV۰ بوده است. مشخصات ریل ها و تراورس در جدول ۴ ارائه شده است.

پابندهای استفاده شده در پژوهش حاضر از نوع پابند پاندول E ۲۰۳۹ و مهارها از میلگرد AIII با قطر ۳۲mm بوده اند که به وسیله ی المان Node to node anchor مدل سازی و مشخصات مکانیکی آنها، که خاصیت کشسان خمیری داشتند، در جدول ۵ ارائه شده است.

در پژوهش حاضر از مهارهای صفحه ای به منظور تسلیح خاکریز پشت دیواره استفاده شده است. مهارهای صفحه ای مد نظر، از جنس فولاد و مربعی شکل



شکل ۵. قطار سریع السیر تالیس. [۱۵]

هلند) تا پاریس (فرانسه) حرکت و در ۲۶ ایستگاه توقف می کند. در اواخر سال ۲۰۱۵، ریل های ترن مذکور تا شهر دورتمند آلمان نیز به سایر مسیرهای آن اضافه شد. تالیس، فاصله ی بیش از ۵۰۰ کیلومتری ما بین گاریس و آمستردام را در زمانی کمتر از ۳/۵ ساعت طی می کند و با توانایی دستیابی به بیشینه ی سرعت ۳۰۰ Km/h، یکی از قطارهای سریع السیر برقی جهان در سال ۲۰۱۸ به حساب می آید. در شکل ۵، هندسه ی قطار سریع السیر تالیس مشاهده می شود. همچنین مشخصات هندسی و وزن آن نیز در جدول ۱ ارائه شده است.

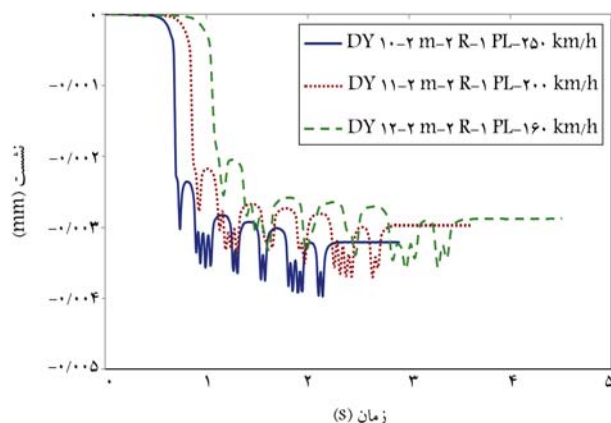
ریل ها با طول ۱۰۰m در راستای Y توسط المان تیر با مشخصات ریل UIC۶۰ مدل سازی شده اند. به منظور در نظر گرفتن خاصیت ارتجاعی ریل، پابندها نیز به ارتفاع معادل ۳۰cm توسط المان مهار مدل شده و فاصله ی میان دو ریل در یک خط آهن، ۱۴۳/۵cm بوده است. تراورس ها نیز به وسیله ی تیرهایی با سطح مقطع مستطیل شکل با مشخصات مکانیکی تراورس بتنی از نوع بتن پیش تنیده BV۰ با طول ۲۶۰cm و فاصله ی مرکز تا مرکز ۶۰cm مدل سازی شده اند. نمای کلی مدل سازی سه بُعدی انجام شده در شکل ۶ مشاهده می شود.

## ۴.۲. مشخصات مصالح

پروفیل خاک، شامل: ۶m شن رس دار (GC) در بستر و ۶m خاکریز ماسه ای پشت دیواره بوده است. به منظور مدل سازی خاک از مدل رفتاری سخت شونده با کرنش های کوچک استفاده شده است، زیرا که مدل مذکور، قابلیت در نظر گرفتن تغییرات سختی خاک با کرنش را داشته و همچنین میرایی هیستریزیس را نیز در نظر گرفته است. برای تخمین ضرایب میرایی رایلی، میرایی ۵٪ و کمترین و بالاترین بسامد

جدول ۳. مشخصات پارامترهای خاک بستر و خاک پرکننده پشت دیوار. [۱۶]

ردیف	لایه ی خاک	m	C' (kPa)	$\varphi'$ (degree)	$\Psi$ (degree)	$\gamma_{unsat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	E <sub>oed</sub> <sup>ref</sup> (MPa)	E <sub>ur</sub> <sup>ref</sup> (MPa)	$\dot{\epsilon}_{ur}$	G <sub>d=0</sub> <sup>ref</sup> (Kpa)	$\gamma/\gamma'$
۱	خاک بستر	۰/۵	۲۰	۴۰	۵	۲۲	۱۳۰	۱۵۰	۳۰۰	۰/۲	$۱۲۵۰۰۰ \times ۱۰^{-۲}$
۲	خاک پرکننده	۰/۵	۵	۳۰	۰	۱۹	۶۰	۶۰	۱۸۰	۰/۳	$۱۰۰۰۰۰ \times ۱۰^{-۲}$



شکل ۸. نمودار جابه جایی قائم زیر ریل نزدیک به دیوار در زمان عبور قطار در سرعت های ۱۶۰، ۲۰۰ و ۲۵۰ (km/h).

به منظور بررسی میزان حساسیت نتایج مدل به ابعاد شبکه، آنالیز حساسیت شبکه انجام شده است. پنج مدل با مشخصات یکسان با اندازه ی شبکه از Very Coarse تا Very Fine ساخته و جابه جایی افقی دیوار در مدل های ذکر شده اندازه گیری شده است. با توجه به نتایج به دست آمده، جابه جایی افقی مدل با تغییر اندازه ی شبکه از Medium به موارد ریزتر، تغییر چشمگیری نداشته است؛ در نتیجه، به منظور کاهش زمان تحلیل دینامیکی، اندازه ی شبکه، Medium در نظر گرفته شده است.

در پژوهش حاضر، سه سرعت ۱۶۰، ۲۰۰ و ۲۵۰ (Km/h) به منظور بررسی تأثیر سرعت عبور قطار از روی دیوار مکانیکی تثبیت یافته با مهارهای صفحه یی در نظر گرفته شدند که با استفاده از Movement Load و استفاده از روش Movement Function مدل شدند. برای بررسی تأثیر تعداد و اندازه ی صفحه های مهار، سه حالت تک، دوتایی و سه تایی مدل سازی شدند و در نهایت، تعداد مسیرهای عبوری به صورت تک و دو مسیره برای بررسی تأثیر عبور قطار در نظر گرفته شده است.

### ۳. نتایج و بحث

#### ۳.۱. تأثیر سرعت عبور قطار

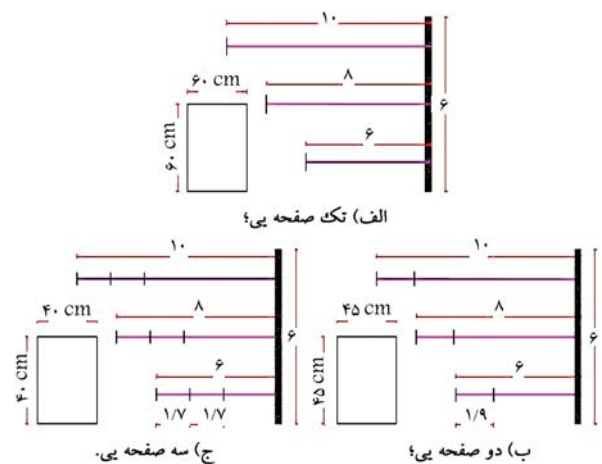
نتایج به دست آمده از تأثیر سرعت عبور قطار در نشست زیر ریل، جابه جایی افقی تاج دیواره و جابه جایی افقی کل دیواره به ترتیب در شکل های ۸ الی ۱۰ مشاهده می شوند. لازم به ذکر است که اعداد نوشته شده در جای قسمت راهنمای نمودارها در جدول ۷ ارائه شده است. با توجه به نتایج شکل ۸، نشست زیر ریل (در خاک پشت دیوار) در سرعت ۲۵۰ Km/h برابر با ۳/۲۱، در

جدول ۴. مشخصات ریل و تراورس. [۱۶]

نوع	تراورس	ریل
مدل	B۷۰	UIC۶۰
A(m <sup>2</sup> )	$۵/۱۳ \times ۱۰^{-۳}$	$۷/۷ \times ۱۰^{-۳}$
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	۲۵	۷۸
E(kPa)	$۳۶ \times ۱۰^۶$	$۲۰۰ \times ۱۰^۶$
I <sub>r</sub> (m <sup>۴</sup> )	۰/۰۲۵۳	$۳/۰۵۵ \times ۱۰^{-۵}$
I <sub>r</sub> (M <sup>۴</sup> )	$۲/۴۵ \times ۱۰^{-۴}$	$۵/۱۳ \times ۱۰^{-۶}$

جدول ۵. مشخصات پابند پاندرول و مهارها ۲۰۳۹.E. [۱۶]

مصارف	پابند	مهار
بیشینه ی نیروی کششی	F <sub>max,com</sub>	۳۱۲ kN
بیشینه ی نیروی فشاری	F <sub>max,com</sub>	۱۷۱۶ kN
سختی محوری	EA	$۲ \times ۱۰^۶$ kN



شکل ۷. نمایی از صفحه های فولادی.

بوده و به صورت تک، دوتایی و سه تایی استفاده شده اند. طول میله های مهار استفاده شده از بالا به پایین کم شده و به ترتیب برابر با ۸، ۱۰ و ۶ m بوده است. فواصل افقی و عمودی میله های مهار نیز برابر با ۲ m و آرایش قرارگیری میله های مهار نیز مربعی انتخاب شده است. براساس پژوهش انجام گرفته توسط مقدم و همکاران (۲۰۱۹)، [۱۲] آرایش مربعی، بحرانی ترین آرایش قرارگیری مهارهای صفحه یی نسبت به یکدیگر هستند و کمترین ظرفیت باربری و بیشترین جابه جایی افقی به وجود آمده در نمای دیواره را دارند. مشخصات صفحه های فولادی استفاده شده در پژوهش حاضر در جدول ۶ و نمایی از آنها در شکل ۷ ارائه شده است.



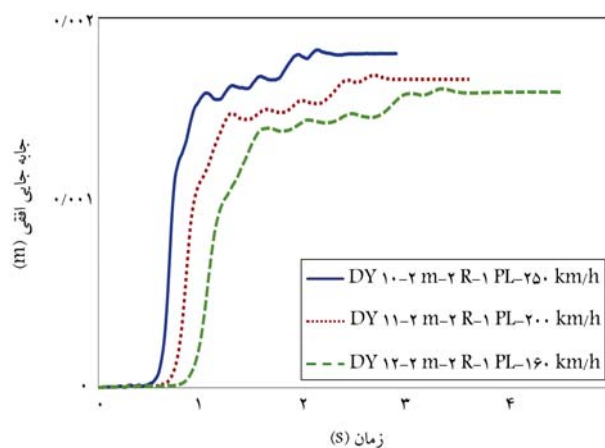
جدول ۶. مشخصات صفحات مهاري فولادی استفاده شده.

ابعاد (m)	ضخامت (mm)	وزن صفحه‌ی فولادی (kg)	فاصله‌ی صفحه‌ها (m)
تک صفحه‌یی	۲۰	۵۶/۵۲	-
دو صفحه‌یی	۱۸	۲۸/۲۶	۱/۹
سه صفحه‌یی	۱۵	۱۸/۸۴	۱/۷

جدول ۷. راهنمای مدل‌ها.

سرعت عبور قطار (Km/h)	تعداد صفحات مهاري	تعداد خطوط ریلی	فاصله از دیوار	شماره‌ی مدل
۲۵۰ و ۲۰۰، ۱۶۰ (Km/h)	۱PL-۲PL-۳PL	۱R-۲R	۲ m	DY
۲۵۰ و ۲۰۰، ۱۶۰ (Km/h)	تک صفحه‌یی، دو صفحه‌یی و سه صفحه‌یی	رفت - رفت و برگشت	-	-

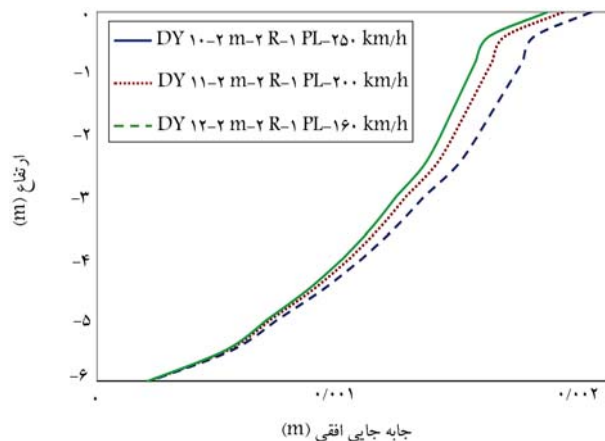
۲۵۰ جابه‌جایی افقی برابر با ۱/۸mm، با ۲۰۰ Km/h مساوی ۱/۶۷mm و تحت اثر قطار با سرعت ۱۶۰ Km/h، ۱/۱۶mm بوده است. نتایج بیانگر این مطلب است که افزایش سرعت عبور قطار از ۱۶۰ به ۲۵۰ (Km/h) منجر به افزایش جابه‌جایی افقی دیوار به میزان ۱۳٪ شده است. در شکل ۱۰، نیز جابه‌جایی افقی دیوار نسبت به عمق در سرعت‌های مذکور بررسی شده است که بیشینه‌ی جابه‌جایی در تاج دیوار در ۲۵۰ Km/h به میزان ۲/۰۱mm، در سرعت ۲۰۰ Km/h برابر با ۱/۹mm و در سرعت ۱۶۰ Km/h به میزان ۱/۸۴mm بوده است. نتایج نشان می‌دهند با افزایش سرعت قطار از ۱۶۰ به ۲۵۰ (Km/h)، جابه‌جایی افقی کل دیوار مکانیکی تثبیت‌یافته با مهارهای صفحه‌یی به میزان ۱۰٪ افزایش یافته است. با افزایش سرعت عبور قطار، ارتفاع‌های شکل گرفته در خاکریز پشت دیواره بیشتر شده و جابه‌جایی ذرات خاک افزایش یافته است.



شکل ۹. نمودار جابه‌جایی افقی تاج دیوار در زمان عبور قطار در سرعت‌های ۱۶۰، ۲۰۰ و ۲۵۰ (km/h).

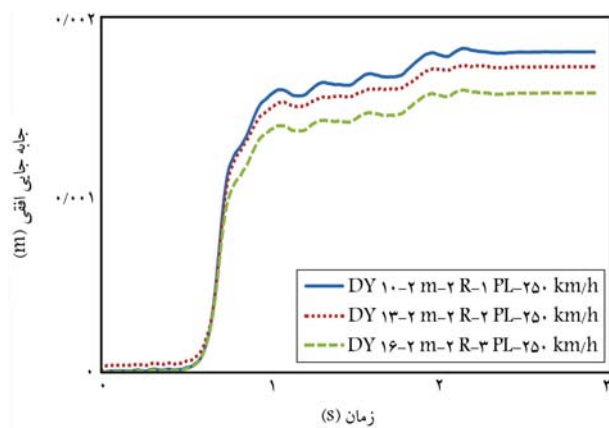
### ۲.۳. تأثیر تعداد صفحه‌های مهاري

خطوط هم‌تراز جابه‌جایی قائم شکل گرفته در پشت دیواره‌ی خاک مسلح در شکل ۱۱ مشاهده می‌شود که بیانگر نحوه‌ی عملکرد صفحه‌ها در مقابل نشست است. در شکل‌های ۱۲ الی ۱۴، تغییرات نشست زیر ریل، جابه‌جایی افقی تاج دیواره و جابه‌جایی افقی کل دیواره درازاء تغییر در تعداد صفحه‌های مهاري مشاهده می‌شوند. مطابق شکل ۱۲، نشست در زیر ریل در حالت تک‌مهاري، ۳/۲۱ mm و در حالت سه‌مهاري ۲/۹۴ mm بوده است که به مفهوم کاهش نشست به میزان ۹٪ است. شکل ۱۳، نیز نشانگر جابه‌جایی بیشینه در تاج دیوار در حالت تک‌مهاري، ۱/۸ mm و در حالت سه‌مهاري، ۱/۵۷ mm است که به معنای کاهش جابه‌جایی افقی تاج دیواره به میزان ۱۵٪ است. همچنین در شکل ۱۴ مشاهده می‌شود که با افزایش تعداد صفحه‌های مهاري، جابه‌جایی افقی کل دیوار مکانیکی تثبیت‌یافته با مهارهای صفحه‌یی کاهش یافته است. جمع‌بندی نتایج اخیر نشان می‌دهد که افزایش تعداد صفحه‌های مهاري همراه با کاهش ابعاد صفحه‌ها، منجر به افزایش سطح تماس صفحه‌های مهاري با خاک شده و در نتیجه باربری سیستم خاکریز-مهار صفحه‌یی پشت دیوار افزایش یافته است. افزایش باربری دیواره در نهایت منجر به کاهش نشست زیر ریل تحت عبور قطار سریع‌السیر و کاهش جابه‌جایی دیواره شده و با مصرف میزان یکسان از آهن، نتایج بهتری به دست آمده است.

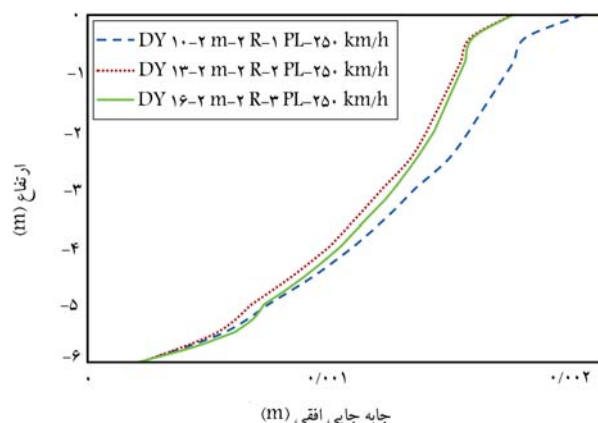


شکل ۱۰. نمودار جابه‌جایی افقی دیوار در سرعت‌های ۱۶۰، ۲۰۰ و ۲۵۰ (km/h).

سرعت ۲۰۰ Km/h برابر با ۲/۹۷ و در سرعت ۱۶۰ Km/h برابر با ۲/۸۸mm بوده است؛ که نشان می‌دهد افزایش سرعت قطار از ۱۶۰ به ۲۵۰ (Km/h) باعث افزایش نشست در زیر ریل به میزان ۱۱٪ شده است. شکل ۹، نیز نشان‌دهنده‌ی جابه‌جایی افقی شکل گرفته در تاج دیواره‌ی خاک مسلح تثبیت‌یافته با مهارهای صفحه‌یی تکی است که در اثر عبور قطار با سرعت‌های Km/h



شکل ۱۳. نمودار جابه‌جایی افقی تاج دیوار در زمان عبور قطار در حالت‌های تک صفحه‌یی، دو صفحه‌یی و سه صفحه‌یی.

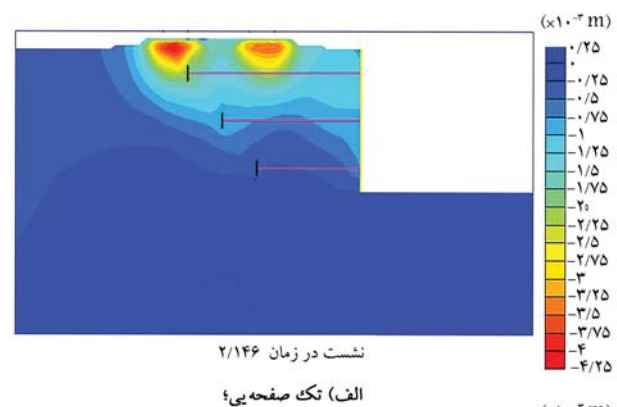


شکل ۱۴. نمودار جابه‌جایی افقی دیوار در حالت‌های تک صفحه‌یی، دو صفحه‌یی و سه صفحه‌یی.

در شکل ۱۵، نیز خطوط هم‌تراز جابه‌جایی‌های افقی شکل گرفته در پشت دیواره در اثر عبور قطار با سرعت بالا و با تغییر تعداد صفحه‌ها مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن با افزایش تعداد صفحه‌های مهار در پشت دیواره‌ی خاک مسلح، جابه‌جایی افقی شکل گرفته کاهش یافته است.

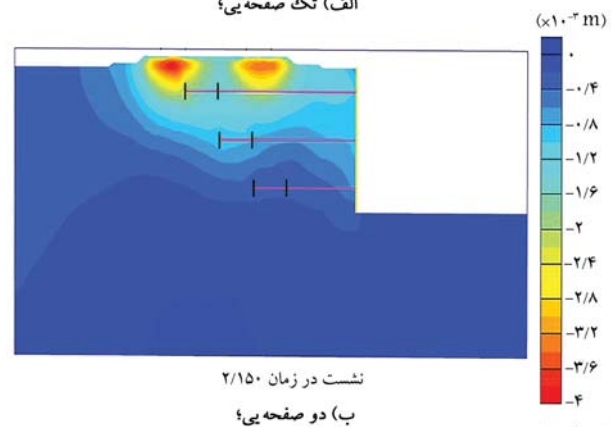
### ۳.۳. تأثیر تعداد مسیرهای عبور قطار

در شکل ۱۶، تغییرات به وجود آمده در نشست زیر ریل در برابر زمان دینامیکی سپری شده برای عبور قطار با سرعت  $250 \text{ Km/h}$  به صورت تک‌مسیره و دو مسیره مشاهده می‌شود. براساس نتایج به دست آمده عبور قطار به صورت هم‌زمان (رفت و برگشت) از روی دیوار منجر به پدید آمدن نشست بیشتری در زیر ریل شده است. افزایش تعداد مسیرهای عبور قطار از یک به دو منجر به افزایش نشست به وجود آمده در زیر ریل به میزان ۵٪ شده است. در شکل ۱۷، جابه‌جایی افقی اتفاق افتاده در تاج دیواره در اثر عبور قطار با سرعت ثابت  $250 \text{ Km/h}$  از دیوار خاک مسلح مکانیکی تثبیت یافته با مهارهای صفحه‌یی به صورت تکی مشاهده می‌شود. تحلیل نتایج به دست آمده نشان داد در شرایطی که فاصله‌ی نزدیک‌ترین مسیر عبور قطار از تاج دیواره ۲م است، کاهش تعداد مسیرهای عبور قطار از یک به دو منجر به افزایش جابه‌جایی افقی تاج دیواره به میزان ۲۰٪ شده است. براساس نتایج شکل ۱۸، افزایش تعداد مسیرهای عبور قطار



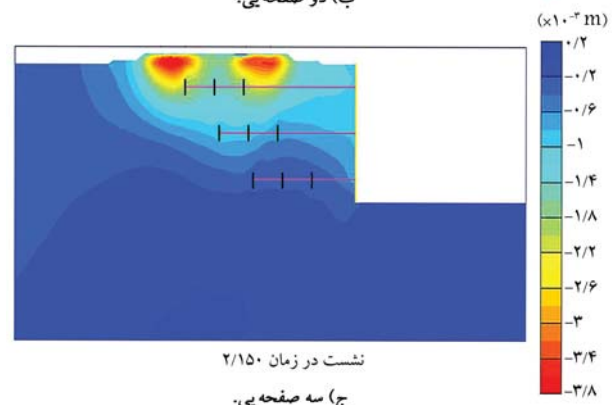
نشست در زمان ۲/۱۴۶

الف) تک صفحه‌یی؛



نشست در زمان ۲/۱۵۰

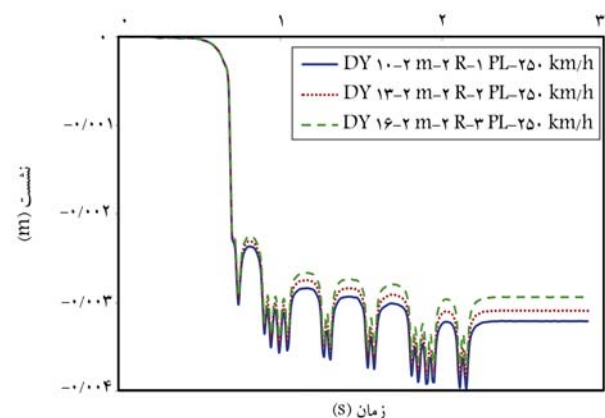
ب) دو صفحه‌یی؛



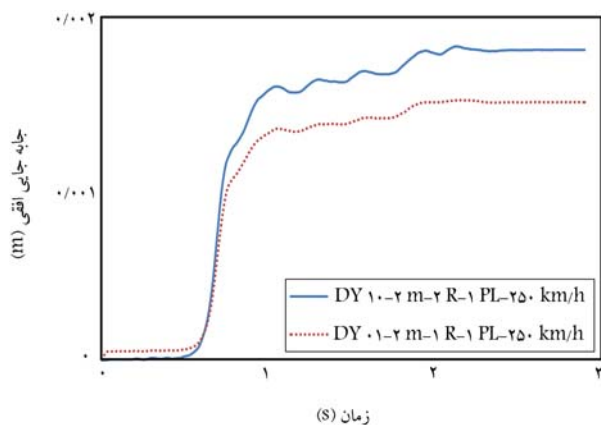
نشست در زمان ۲/۱۵۰

ج) سه صفحه‌یی.

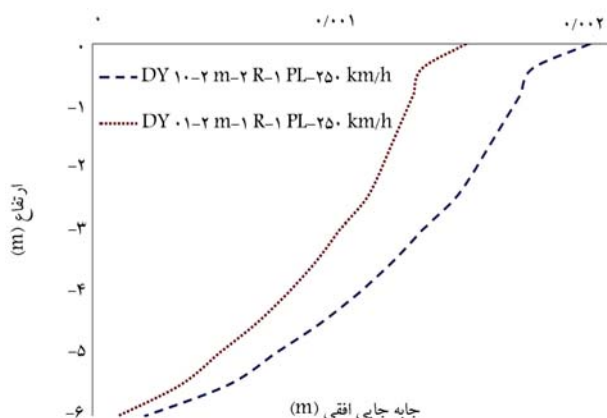
شکل ۱۱. خطوط هم‌تراز جابه‌جایی قائم در حالت‌های مختلف.



شکل ۱۲. نمودار جابه‌جایی قائم زیر ریل نزدیک به دیوار در حالت‌های تک صفحه‌یی، دو صفحه‌یی و سه صفحه‌یی.



شکل ۱۷. نمودار جابه جایی افقی تاج دیوار در زمان عبور قطار در حالت های عبور یک قطار و دو قطار رفت و برگشت.



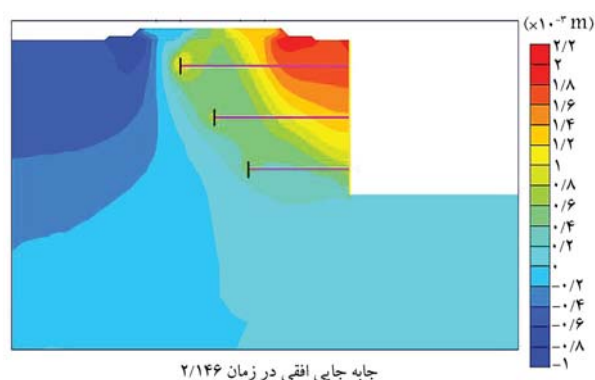
شکل ۱۸. نمودار جابه جایی افقی دیوار در حالت های عبور یک قطار و دو قطار رفت و برگشت.

از یک به دو، منجر به افزایش جابه جایی افقی به وجود آمده در ارتفاع دیواره شده است.

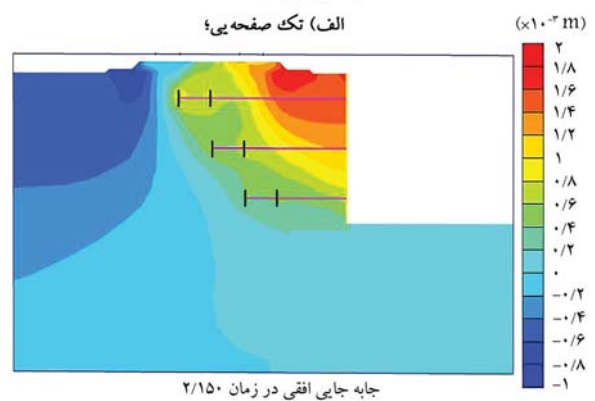
#### ۴. نتیجه گیری

در پژوهش حاضر، به بحث و ارائه ی نتایج به دست آمده از مدل سازی عددی سه بعدی عبور قطار از روی دیوارهای خاک مسلح مکانیکی تثبیت یافته با مهارهای صفحه یی پرداخته شده است. مدل سازی عددی با استفاده از نرم افزار PLAXIS ۳D صورت گرفته و به بررسی تأثیر عوامل مختلفی نظیر: سرعت عبور قطار، تعداد صفحه های مهار، تأثیر تعداد مسیرهای عبور قطار پرداخته شده است. به طور خلاصه این نتایج به دست آمده است:

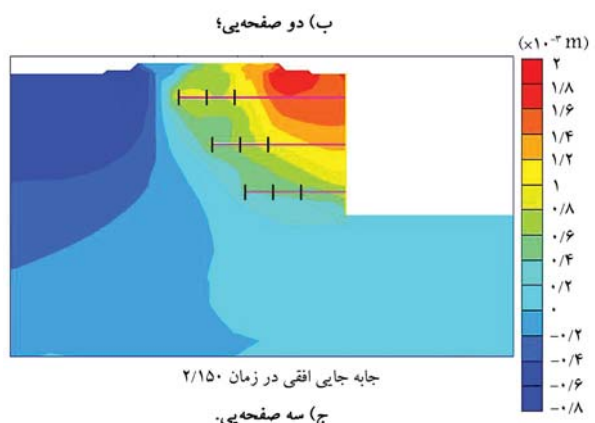
۱. افزایش سرعت عبور قطار از ۱۶۰ به ۲۵۰ Km/h باعث افزایش نشست به وجود آمده در زیر ریل تا ۱۱٪ و افزایش جابه جایی افقی تاج دیواره به میزان ۱۳٪ شده است. همچنین با افزایش سرعت قطار، جابه جایی افقی شکل گرفته در ارتفاع دیوار افزایش یافته و بیشینه ی میزان آن در تاج دیواره بوده است. افزایش سرعت قطار باعث افزایش نیروی دینامیکی ناشی از بار قطار و وارد بر دیوار شده و در نتیجه، جابه جایی های دیواره افزایش یافته است. استفاده از مهارهای صفحه یی به عنوان مسلح کننده در خاک ریز پشت دیوار خاک مسلح،



جابجایی افقی در زمان ۲/۱۴۶



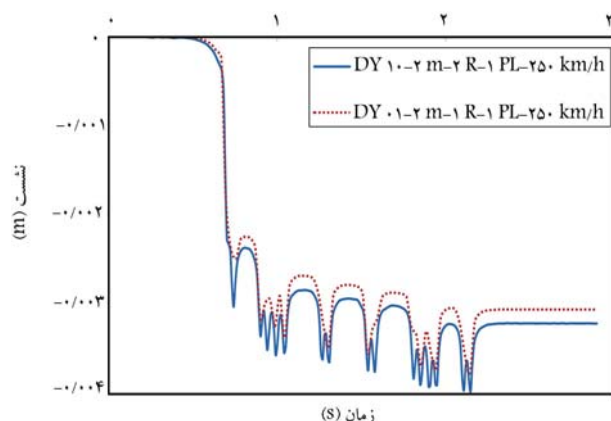
جابجایی افقی در زمان ۲/۱۵۰



جابجایی افقی در زمان ۲/۱۵۰

ج سه صفحه یی.

شکل ۱۵. خطوط هم تراز جابه جایی افقی در حالت های مختلف.



زمان (s)

شکل ۱۶. نمودار جابه جایی قائم زیر ریل نزدیک به دیوار در حالت های عبور یک قطار و دو قطار رفت و برگشت.

تکی و چندتایی با توجه به مزیت‌های آنها در کنترل جابه‌جایی‌های به وجود آمده در خاکریز پشت دیوار، در دیوارهای مهارشده‌ی پشت به پشت خاک مسلح تحت سربارهای مختلف استاتیکی و دینامیکی پیشنهاد می‌شود؛

۳. افزایش تعداد مسیرهای عبور قطار از یک مسیر به دو مسیر رفت و برگشت منجر به افزایش نشست زیر ریل‌ها و کاهش جابه‌جایی افقی تاج دیوار به ترتیب به میزان ۵ و ۲۰ درصد شده است. کاهش تعداد مسیرهای عبور قطار منجر به کاهش سربار روی دیوار و همچنین کاهش ارتعاش‌های به وجود آمده ناشی از عبور قطار شده است. کاهش ارتعاش‌های به وجود آمده در اثر عبور قطار به طور متقابل باعث کاهش جابه‌جایی‌های افقی و قائم شکل گرفته در ذرات خاکریز پشت دیوار می‌شود. با توجه به دور بودن قطار برگشت از دیوار مکانیکی انتظار می‌رفت جابه‌جایی‌های شکل گرفته در دیوار مشهود نباشد، اما حرکت قطار برگشت باعث تشدید انتشار امواج در محیط خاکی و در نتیجه افزایش جابه‌جایی‌های دیواره شده است؛

۴. در مهارهای صفحه‌یی پیشنهاد می‌شود فاصله‌ی بین صفحه‌ها بیش از ۳ برابر ضخامت صفحه در نظر گرفته شود تا از تداخل حباب‌های تنش جهت بهره‌گیری بیشینه از ظرفیت باربری جلوگیری شود.

منجر به کاهش جابه‌جایی‌های شکل گرفته در اثر عبور بار قطار شده است. لذا، استفاده از مسلح‌کننده‌های مذکور به جای مسلح‌کننده‌هایی، نظیر تسمه‌ی فولادی و ژئوگریدها در خاکریز دیوارهای خاک مسلح را می‌توان توصیه کرد؛

۲. با افزایش تعداد صفحه‌های مهاری از یک به سه عدد و کاهش ابعاد آن از ۶۰ به ۴۰ (cm) و همچنین کاهش ضخامت آن از ۲۰ به ۱۵ (mm)، نشست ۹٪ و جابه‌جایی افقی ۱۵٪ کاهش یافته‌اند. افزایش تعداد صفحه‌های مهاری منجر به افزایش سطح تماس بین صفحه‌ها و خاکریز پشت دیوار و نیز افزایش ظرفیت باربری سیستم خاکریز پشت دیوار در برابر بارهای دینامیکی شده است. در نتیجه، نشست شکل گرفته در زیر ریل و جابه‌جایی افقی تاج دیواره کاهش یافته است. صفحه‌های مهاری با تعداد بیشتر و ابعاد کوچک‌تر در مقایسه با صفحه‌های مهاری با ابعاد بزرگ‌تر و تعداد کمتر باعث کنترل و کاهش نیروی دینامیکی وارد بر دیوار شده و در نتیجه، جابه‌جایی‌های شکل گرفته در دیوار کاهش یافته است. همچنین، می‌توان نتیجه گرفت که در مسلح‌سازی به وسیله‌ی صفحه‌های مهاری، استفاده از چند صفحه‌ی کوچک به جای یک صفحه‌ی بزرگ، بسیار در تثبیت و پایداری دیوار بسیار مؤثر است. استفاده از مهارهای صفحه‌یی به صورت

## پانویس‌ها

1. Fernández-Ruiz
2. Hadi & Alzabeebee
3. Inference
4. T-Shaped and Conventional Cement-Soil Deep Mixing Piles
5. Guler
6. Bourgeois
7. Bilinear Elastic
8. Corfdir
9. Ertugrul
10. Langcuyan
11. Thalys

## منابع (References)

1. Moghadam, M.J. and Ashtari, K., 2020. Numerical analysis of railways on soft soil under various train speeds. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, 7(1), pp.103-125. DOI:10.1007/s40515-019-00096-5.
2. Fernández-Ruiz, J., Miranda, M., Castro, J. and et al., 2021. Improvement of the critical speed in high-speed ballasted railway tracks with stone columns: A numerical study on critical length. *Transportation Geotechnics*, 30, p.100628. <https://doi.org/10.1016/j.tgeo.2021.100628>.
3. Hadi, M.A. and Alzabeebee, S., 2023. Development of a finite element model to study the settlement of ballasted railway tracks subjected to two adjacent moving trains. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, 10(5), pp.733-748. <http://dx.doi.org/10.1007/s40515-022-00245-3>.
4. Sedighi Moghadam, M., Zad, A., Yazdi, M. and et al., 2022. Performance of T-shaped and conventional cement-soil deep mixing piles to stabilize soft base of high-speed trains. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 16(10), pp.1-15 <https://doi.org/10.1080/19386362.2022.2096324>.
5. Kazemzadeh, M., Zad, A. and Yazdi, M., 2022. Numerical modeling of improvement of soft soil with stone columns under high-speed train crossing. *Civil Infrastructure Researches*, 7(2), pp.157-168. <https://doi.org/10.22091/cer.2021.7397.1304>.
6. Guler, E., Alexiew, D. and Basbug, E., 2011. Dynamic behavior of geogrid reinforced segmental block walls under earthquake loads. *Proceedings of the 5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Santiago, Chile.
7. Bourgeois, E., Le Kouby, A. and Soyez, L., 2012. Influence of the strip-backfill interaction model in the analysis of the behavior of a mechanically stabilized earth wall. *Soils and Foundations*, 52(3), pp.550-561. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2012.05.012>.
8. Payeur, J.-B., Corfdir, A. and Bourgeois, E., 2015. Dynamic behavior of a Mechanically Stabilized Earth wall under harmonic loading: Experimental characterization and 3D finite elements model. *Computers and Geotechnics*, 65, pp.199-211. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2014.12.001>.
9. Corfdir, A., Bourgeois, E. and Payeur, J.B., 2017. Numerical simulation of the response of a reinforced wall to a high speed train passage. *International Journal for Numerical and Analytical*

- Methods in Geomechanics*, 41(11), pp.1285-1303. <https://doi.org/10.1002/nag.2674>.
10. Ertugrul, O.L. and Ertugrul, N.A., 2018. Analysis of train induced vibrations and investigation of preventive measures for reinforced earth walls. In *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, V*, pp.247-257. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
  11. Langcuyan, C.P., Gao, Y. and Won, M.S., 2018. Effects of surface vibrations on the behavior of panel-type MSE walls. World Congress on Advances in Civil, Environmental, & Materials Research.
  12. Moghadam, M.J., Zad, A., Mehrannia, N. and et al., 2018. Experimental evaluation of mechanically stabilized earth walls with recycled crumb rubbers. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 10(5), pp.947-957. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.04.012>.
  13. Moghadam, M.J., Zad, A., Mehrannia, N. and et al., 2019. Experimental study on the performance of plate anchor retaining walls. *International Journal of Physical Modeling in Geotechnics*, 19(3), pp.128-140. <https://doi.org/10.1680/jphmg.17.00040>.
  14. Mahmoudi-Mehrizi, M.E. and Jalali-Moghadam, M., 2020. Comparing the performance of helical anchors and direct-embedded plate anchors in cohesionless soil for top-down retaining walls stabilization: An experimental study. *Journal of GeoEngineering*, 15(1), pp.31-45. [https://doi.org/10.6310/jog.202003\\_15\(1\).3](https://doi.org/10.6310/jog.202003_15(1).3).
  15. Degrande, G. and Schillemans, L., 2001. Free field vibrations during the passage of a thalys high-speed train at variable speed. *Journal of Sound and Vibration*, 247(1), pp.131-144. <https://doi.org/10.1006/jsvi.2001.3718>.
  16. Shahraki, M., Sadaghiani, M.R.S., Witt, K.-J. and et al., 2014. 3D modeling of train induced moving loads on an embankment. *Plaxis Bulletin*, 36(2014), p.10-15.

# بررسی عددی اثر یخ زدگی در دیواره‌ی خاکی میخ‌کوبی شده

محمد سعید ویلایی\* (کارشناس ارشد)

محمد شریفی پور (دانشیار)

امیر هوشنگ اخویسی (دانشیار)

دانشکده‌ی فنی مهندسی، دانشگاه رازی، کرمانشاه

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۴۰۲)  
دوره‌ی ۳۹، شماره‌ی ۳، صص. ۶۱-۷۰، (پژوهشی)

استفاده از سیستم میخ‌کوبی خاک در مناطق سردسیر به دلیل عدم انجام مطالعات کافی در مورد پاسخ دیواره‌ی خاکی میخ‌کوبی شده تحت شرایط یخ‌بندان، محدودتر از سایر مناطق دمایی است. بنابراین در پژوهش حاضر با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس، یک مدل‌سازی عددی از دیواره‌ی خاکی میخ‌کوبی شده در منطقه‌ی برانزویک آمریکا انجام شده است. پس از راستی‌آزمایی مدل عددی مذکور براساس نتایج عملیات میدانی انجام شده بر روی همان دیواره‌ی خاکی، سه چرخه یخ زدن بر دیواره‌ی خاکی اعمال و مشخص شد که تحت اثر چرخه‌های دوم به بعد، تنش ایجاد شده در میخ‌ها نسبت به چرخه‌های قبلی کاهش یافته است. سپس سه چرخه یخ‌زدگی براساس دمای فرضی بحرانی، بر مدل اعمال شد و با مقایسه‌ی بیشترین تنش ایجاد شده در میخ‌ها تحت اثر شرایط مذکور با آستانه‌ی گسیختگی فولاد، این نتیجه به دست آمد که دیواره‌ی خاکی میخ‌کوبی شده دچار گسیختگی نمی‌شود. در ادامه، با اعمال تأثیر معیار قطع کشش در رفتار بدنه‌ی خاکی مشخص شد که بدنه‌ی خاکی دچار افزایش جابه‌جایی و همچنین کاهش تنش در میخ‌ها شده است.

**واژگان کلیدی:** چرخه یخ‌زدن و ذوب شدن، آباکوس، دیواره‌ی خاکی میخ‌کوبی شده، شبیه‌سازی المان محدود، عملیات میدانی.

## ۱. مقدمه

دشوار، امکان تقویت طرح در حین اجرا، اجرای هم‌زمان گودبرداری و پایدارسازی و ... به طور گسترده استفاده می‌شود؛ با وجود این، مطالعات طبقه‌بندی شده‌ی مناسبی در مورد طراحی و عملکرد سازه‌های خاکی میخ‌کوبی شده در نواحی سردسیر وجود ندارد و این موضوع به مطالعات بیشتری برای درک بهتر رفتار دیواره‌ی خاکی میخ‌کوبی شده در نواحی مستعد یخ‌زدگی نیاز دارد.

در سیستم میخ‌کوبی، علاوه بر خاک موجود در محل، عناصر دیگری مانند دیواره‌ی بتنی رویه، میخ‌های فولادی، دوغاب تزریق شده در اطراف میخ‌ها و همچنین آب‌های زیرزمینی، از دیگر عوامل مؤثر در فرایند انتقال حرارت از محیط به خاک هستند که همه‌ی موارد اخیر در طی فصول سرد، مسیرهای بالقوه‌ی را برای ورود دمای یخ‌زدگی به سیستم میخ‌کوبی و خاک اطراف آن فراهم می‌کنند و منجر به ایجاد جبهه‌ی یخ‌زدگی غیرخطی و انبساط خاک می‌شود. قرار گرفتن طولانی مدت خاک در معرض دمای یخ‌زدگی باعث تشکیل لایه‌های یخ بین ذرات خاک می‌شود، که این موضوع باعث افزایش سختی و مقاومت خاک نیز می‌شود. از طرفی هم ممکن است فرایند یخ‌زدگی موجب تضعیف مواد در قسمت رویه‌ی دیواره‌ی خاکی میخ‌کوبی

روش میخ‌کوبی به معنای تسلیح بر جای خاک موجود با نصب میلگردهای فولادی<sup>۱</sup> به منظور پایدارسازی دیواره‌های خاکی است. سطح شکست و فروپاشی در خاک‌های با دانه‌بندی مختلط به صورت گوه است، بنابراین فلسفه‌ی اصلی روش میخ‌کوبی خاک، بر مبنای پایدارسازی گوه‌گسیختگی به وسیله‌ی میخ‌ها استوار است، به طوری که گوه ناپایدار توسط میخ‌ها به حجم خاک پایدار پشتی دوخته و پایدار می‌شود. در روش مذکور، میخ‌ها در هنگام بهره‌برداری تحت تنش‌های کششی قرار می‌گیرند و پایداری دیواره‌ی خاکی را تأمین می‌کنند. میلگردها معمولاً داخل گمانه‌هایی که در دیواره‌ی خاکی ایجاد شده‌اند، قرار می‌گیرند و به منظور جلوگیری از خوردگی میلگردها و همچنین انتقال مناسب‌تر نیروها از میلگرد به خاک، گمانه‌ها با دوغاب سیمان پر می‌شوند.

روش میخ‌کوبی خاک، به دلیل داشتن مزایایی مانند امکان اجرا به دو صورت موقت و دائمی، سرعت بالا در اجرای عملیات، قابلیت اجرا در محیط‌های با دسترسی

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۸/۳۰، اصلاحیه ۱۴۰۱/۱۰/۲۵، پذیرش ۱۴۰۱/۱۱/۳۰.

استاد به این مقاله:

ویلایی، محمد سعید، شریفی پور، محمد، و اخویسی، امیر هوشنگ، ۱۴۰۲. بررسی عددی اثر یخ‌زدگی در دیواره‌ی خاکی میخ‌کوبی شده. مهندسی عمران شریف، ۳۹(۳)، صص. ۶۱-۷۰.

DOI:10.24200/J30.2023.61444.3175

و همچنین کاهش قدرت اتصال در محل تلاقی خاک و دوغاب و چسبندگی بین شاتکریت<sup>۲</sup> و خاک، ایجاد تغییرشکل اضافی و وارد آمدن فشار بیش از حد به سیستم میخ‌کوبی شود. از طرف دیگر باید به این نکته نیز توجه شود که پس از پایان فصل سرد و شروع فصل گرم، لتهای یخ تشکیل شده در بین ذرات خاک ذوب می‌شوند که باعث افزایش میزان آب در خاک و در نتیجه کاهش تنش مؤثر بین ذرات خاک می‌شود.<sup>[۱]</sup>

از آن‌جا که خاک تحت اثر فعالیت یخ زدن دچار تغییراتی می‌شود، بنابراین لازم است که به چند مورد از مطالعات انجام شده در این زمینه اشاره کرد. کی<sup>۲</sup> و همکاران (۲۰۰۷)، یک مجموعه آزمایش بر روی یک نمونه‌ی خاک سیلتی با یک چرخه یخ زدن و ذوب شدن برای مشخص کردن تغییر در خصوصیات مهندسی خاک انجام دادند و یک وزن مخصوص خشک بحرانی به دست آوردند؛ که به اِزاء مقادیر بالاتر از آن، چسبندگی و فشار پیش‌تحکیمی بعد از یک چرخه یخ زدن و ذوب شدن کاهش می‌یابد، در حالی که مدول کشسانی<sup>۴</sup> خاک بدون توجه به تغییر وزن مخصوص خشک، همیشه کاهش می‌یابد.<sup>[۲]</sup>

لیو<sup>۵</sup> و همکاران (۲۰۱۶)، یک نمونه خاک ماسه‌ی سیلتی را در آزمایشگاه فشرده کردند و سپس در معرض بیشینه‌ی ۱۲ چرخه انجماد - ذوب قرار دادند و دریافتند که بالاترین نرخ کاهش مدول کشسانی در حدود ۲۶ الی ۴۵ درصد بوده و مقاومت گسیختگی نمونه نیز به ۳۲ الی ۴۵ درصد مقاومت گسیختگی آن قبل از اعمال چرخه‌های یخ و ذوب رسیده است. میزان چسبندگی پس از چند چرخه‌ی اول انجماد - ذوب، کاهش یافت و پس از حدود ۹-۱۲ سیکل، تقریباً ثابت ماند؛ در حالی که زاویه‌ی اصطکاک داخلی ابتدا کاهش یافت و در حدود ۷ چرخه به کمترین مقدار خود رسید و سپس در طول چرخه‌های انجماد و ذوب افزایش پیدا کرد.<sup>[۳]</sup>

لیو و همکاران (۲۰۱۹)، یک مطالعه‌ی تجربی جامع در مورد تأثیر فعالیت یخ زدن در نمونه‌های رسی سیلتی غیراشباع انجام دادند و دریافتند که انقباض نمونه‌ی خاک در اثر یخ زدن، زمانی اتفاق می‌افتد که درجه‌ی اشباع اولیه‌ی خاک کم باشد، در حالی که انبساط زمین ناشی از یخ زدن خاک، زمانی اتفاق می‌افتد که درجه‌ی اشباع اولیه‌ی خاک بالا باشد. بنابراین یک درجه‌ی اشباع بحرانی وجود دارد که در آن انقباض نمونه ناشی از یخ زدن به انبساط نمونه تبدیل می‌شود. برای نمونه‌ی خاک رسی سیلتی آزمایش شده در پژوهش مذکور، مقدار درجه‌ی اشباع بحرانی برابر ۷۵٪ بوده است.<sup>[۴]</sup>

شستری<sup>۶</sup> و همکاران (۲۰۲۱)، با انجام یک مجموعه آزمایش بر روی رفتار مکانیکی خاک‌های منجمد آلاسکا<sup>۷</sup>، یک مدل کشسان-خمیری<sup>۸</sup> برای خاک‌های یخ زده ارائه دادند و آن را براساس نتایج آزمایش‌های مکانیکی انجام شده بر روی نمونه‌های خاک منجمد طبیعی اعتبارسنجی کردند. نتایج آزمایش‌های انجام شده بر روی خاک‌های منجمد طبیعی نشان داد که کاهش دما با افزایش تنش‌های پیش‌تحکیمی، سخت شدن و افزایش استحکام خاک مرتبط است. همچنین با کاهش دما، خاک یک انتقال نرم بین رفتارهای کشسان و خمیری از خود نشان می‌دهد.<sup>[۵]</sup>

اما با توجه به محدود بودن تعداد مطالعات انجام شده در زمینه‌ی تأثیر فعالیت یخبندان در عملکرد دیواره‌ی خاکی میخ‌کوبی شده، سعی شده است که تمام مطالعات انجام شده در این زمینه، هر چند قدیمی هم در پژوهش حاضر ارائه شود، مثلاً گیلوکس<sup>۹</sup> و همکاران (۱۹۸۳)، استفاده از روش میخ‌کوبی خاک را برای ساخت دیوار حائل در یک پارکینگ زیرزمینی در لاکلوساز<sup>۱۰</sup> واقع در کشور فرانسه ارزیابی کردند. میزان عمق نفوذ جبهه‌ی یخ‌زدگی از سطح رویه، تقریباً برابر ۵۵٪ متر

اندازه‌گیری شده است. بیشترین میزان تنش ایجاد شده‌ی ناشی از فعالیت یخ‌زدگی در میخ‌ها در فاصله‌ی کوتاهی از پشت قسمت رویه رخ داده است، که مقدار آن از ۲۰ کیلو نیوتن در اوایل نصب به ۴۰۰ کیلو نیوتن در اواخر ماه فوریه افزایش یافته است.<sup>[۶]</sup>

نیکلسون<sup>۱۱</sup> (۱۹۸۶)، به بررسی عملکرد یک دیواره‌ی خاکی میخ‌کوبی شده با ارتفاع ۱۲ متر در پروژه‌ی ساخت تونل در کامبرلندگپ<sup>۱۲</sup> در مرکز کنتاکی<sup>۱۳</sup> - تنسی<sup>۱۴</sup> تحت اثر سیکل یخ زدن و ذوب شدن پرداخت. طبق اندازه‌گیری‌های صورت گرفته، تنش‌های ایجاد شده در میخ‌ها در اثر یخ‌زدگی خاک پشت دیوار رویه از (۲۰۰۰ تا ۲۴۰۰ کیلو نیوتن) به (۴۰۰۰ تا ۵۰۰۰ کیلو نیوتن) افزایش یافته است. میخ‌هایی که به صورت محافظه‌کارانه طراحی شده بودند، توانستند بارهای ناشی از فعالیت یخ‌زدگی را بدون مشکل تحمل کنند.<sup>[۷]</sup>

الیاس<sup>۱۵</sup> و همکاران (۱۹۹۱)، تعدادی دیواره‌ی خاکی میخ‌کوبی شده تحت اثر چرخه یخ زدن و ذوب شدن را بررسی کردند. طبق مطالعات ایشان، در چنین شرایطی افزایش تنش موقت قابل‌توجهی در میخ‌های تقویت‌کننده‌ی بدنه‌ی خاکی به وجود می‌آید. همچنین بیان کردند که عواملی مانند: عمق نفوذ یخ‌زدگی، شدت و دوام فصل یخبندان و وجود آب زیرزمینی در نزدیکی دیواره‌های خاکی میخ‌کوبی شده در مقدار افزایش تنش در میخ‌ها تأثیر زیادی دارند. در بعضی از دیواره‌های خاکی میخ‌کوبی شده تحت کنترل که آب زیرزمینی در نزدیکی آنها وجود داشت، افزایش تنش تقریباً تا دو برابر مقادیر اولیه پس از ساخت تا عمق ۴ متر از پشت قسمت رویه‌ی دیواره خاکی میخ‌کوبی شده مشاهده شده است. آنها پیشنهاد دادند که می‌توان از روش عایق‌بندی برای کاهش عمق نفوذ جبهه‌ی یخ‌زدگی و اثرات آن در سیستم میخ‌کوبی استفاده کرد.<sup>[۸]</sup>

اونتریر<sup>۱۶</sup> (۱۹۹۴)، به منظور سازگاری و افزایش مقاومت دیواره‌ی خاکی میخ‌کوبی شده در برابر تنش‌های افزایش‌یافته در میخ‌ها ناشی از فعالیت یخ‌زدگی، دو اصلاحیه‌ی طراحی پیشنهاد کرده است: ۱) نصب میخ‌های کوتاه‌تر به طول ۲ متر در فواصل منظم بین میخ‌های اصلی به طول ۹ متر؛ ۲) افزایش طول آزاد (دوغاب‌ریزی نشده) میخ به اندازه‌ی عمق تخمین زده شده‌ی نفوذ یخ‌زدگی که این اندازه از سر میخ محسوب می‌شود، که در این صورت جبهه‌ی یخ‌زدگی تأثیری در طول دوغاب طراحی شده‌ی اطراف میخ ندارد. اونتریر ادعا کرد که استفاده از این روش می‌تواند تنش‌های ایجاد شده در میخ را تا ۲۱٪ کاهش دهد.<sup>[۹]</sup>

کینگزبری<sup>۱۷</sup> و همکاران (۲۰۰۲)، یک عملیات میدانی بر روی دیواره‌ی خاکی میخ‌کوبی شده در منطقه‌ی مسکو واقع در ایالت مین<sup>۱۸</sup> در ایالات متحده‌ی آمریکا، که دارای محیط مستعد یخ‌زدگی است، انجام دادند. آنها به مدت ۳ سال اثر فعالیت یخ‌زدگی بر دیواره‌ی خاکی میخ‌کوبی شده را تحت کنترل داشتند. نتایج به دست آمده از مطالعه‌ی میدانی اخیر نشان داد که میزان تنش ایجاد شده در سر میخ‌ها، ناشی از فعالیت یخ‌زدگی می‌تواند ۲/۵ برابر بزرگ‌تر از بیشترین تنش ایجاد شده در میخ بدون اثر فعالیت یخ‌زدگی باشد. همچنین نشان دادند که استفاده از عایق‌بندی در سیستم میخ‌کوبی می‌تواند اثر مثبتی در کاهش میزان نفوذ جبهه‌ی یخ‌زدگی و تنش‌های ناشی از آن در میخ و خاک داشته باشد.<sup>[۱۰]</sup>

دوشن<sup>۱۹</sup> (۲۰۰۳)، به منظور بررسی آثار چرخه یخبندان بر روی دیواره‌ی خاکی میخ‌کوبی شده در منطقه‌ی برانزویک<sup>۲۰</sup> واقع در ایالت مین<sup>۲۱</sup> ایالات متحده‌ی آمریکا، یک مطالعه‌ی میدانی انجام داد. طبق نتایج به دست آمده مشخص شد که بیشترین عمق نفوذ یخ‌زدگی به میزان ۱/۸ متر در پشت دیواره‌ی رویه‌ی بتنی رخ داده است.



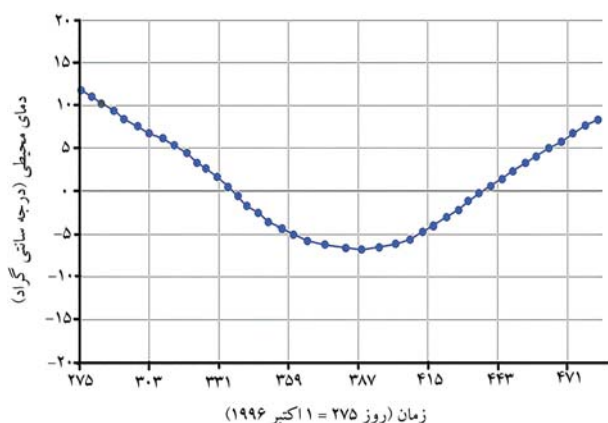


جدول ۱. خصوصیات خاک برای ترکیب همزمان محاسبه دما - جابه‌جایی. [۱۴]

$a(1/^{\circ}C)$	$\Psi(^{\circ})$	$\phi(^{\circ})$	$\nu$	$E(Pa)$	$C((J/Kg.^{\circ}C))$	$K(W/m.^{\circ}C)$	دما $(^{\circ}C)$
۰	۰/۱	۳۰	۰/۳	$2/75 \times 10^7$	۱۱۲۶/۳۶۴	۱/۰۰۴	۲۰
۰	۰/۱	۳۰	۰/۳	$2/75 \times 10^7$	۱۱۲۶/۳۶۴	۱/۰۰۴	۰
$4/76 \times 10^{-2}$	۰/۱	۳۱	۰/۳	$5/39 \times 10^7$	۱۰۵۰/۷۶۴	۱/۰۸۵	-۱
$2/67 \times 10^{-2}$	۰/۱	۳۲	۰/۳	$7/85 \times 10^7$	۱۰۱۸/۸۲۳	۱/۱۲	-۳
$1/68 \times 10^{-2}$	۰/۱	۳۳	۰/۳	$9/71 \times 10^7$	۱۰۰۷/۲۹۴	۱/۱۳۲	-۵
$8/4 \times 10^{-4}$	۰/۱	۳۵	۰/۳	$1/32 \times 10^8$	۹۹۴/۰۶۳	۱/۱۴۶	-۱۰
$5/6 \times 10^{-4}$	۰/۱	۳۸	۰/۳	$2/05 \times 10^8$	۹۸۷/۶۳۷	۱/۱۵۳	-۱۵
$3/2 \times 10^{-4}$	۰/۱	۴۴	۰/۳	$2/75 \times 10^8$	۹۷۴/۸۵۶	۱/۱۶۷	-۲۵

جدول ۲. خصوصیات اعمال شده برای سیستم میخ دوغاب‌ریزی شده‌ی معادل و دیواره‌ی بتنی.

$a(1/^{\circ}C)$	$\nu$	$E(Pa)$	$c(J/(Kg.^{\circ}C))$	$k(W/m.^{\circ}C)$	
$1/3 \times 10^{-7}$	۰/۲۵	$4/609 \times 10^9$	۴۳۴	۲/۶	سیستم میخ دوغاب‌ریزی شده‌ی معادل
$8 \times 10^{-6}$	۰/۲۵	$4/90 \times 10^7$	۹۷۰	۱/۲	دیواره‌ی بتنی رویه



شکل ۲. نوسان دمای محیطی منطقه‌ی برانزویک.

شرایط مرزی و دمای محیطی اعمال شده بر بدنه‌ی خاکی مدل‌سازی شده در نوشتار حاضر از عملیات میدانی انجام شده در منطقه‌ی برانزویک واقع در ایالت مین آمریکا و شرایط آب و هوایی آن منطقه در زمان انجام عملیات اقتباس شده است؛ به این ترتیب که در بخش آنالیز مکانیکی، سطح پایینی مدل در همه‌ی جهت‌ها کاملاً ثابت و مقید و سطوح جانبی هم فقط مجاز به حرکت در جهت عمودی بودند. همچنین دیواره‌ی خاکی میخ‌کوبی شده تحت سرباری به میزان ۱۴ کیلوپاسکال در سطح بالای خاکریز قرار گرفته بود. از طرف دیگر، شرایط مرزی حرارتی نیز به این صورت بود که فقط سطوح بالایی بدنه‌ی خاکی در معرض دمای محیطی قرار داشت، که دمای محیطی در لحظه‌ی  $t=0$  حدوداً برابر ۱۲ درجه‌ی سانتی‌گراد بوده است و در عرض ۴ ماه به ۷- درجه‌ی سانتی‌گراد کاهش پیدا کرده و دمای سطح پایینی بدنه‌ی خاکی به صورت ثابت برابر ۳ درجه‌ی سانتی‌گراد تعریف شده است. برای مرزهای جانبی نیز هیچ‌گونه شرایط مرزی حرارتی تعریف نشده است؛ بنابراین مرزهای جانبی عایق حرارتی در نظر گرفته شده‌اند. شرایط مرزی اعمال شده به مدل و نمودار نوسان دمایی منطقه‌ی برانزویک به ترتیب در شکل‌های ۲ و ۳ مشاهده می‌شوند.

به منظور کاهش حجم و زمان محاسبات از روش انتگرال‌گیری کاهش‌یافته<sup>۳۷</sup>

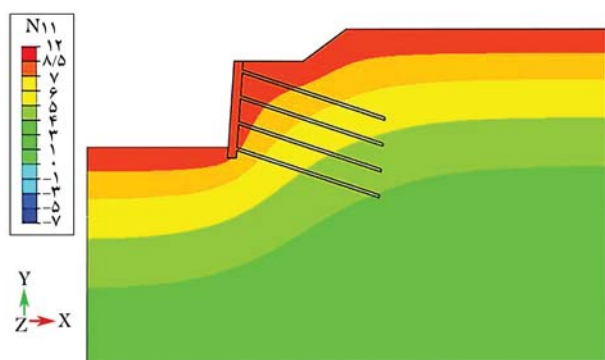
که در آن،  $E_{eq}$  مدول کشسانی معادل میخ و دوغاب،  $E_n$  مدول کشسانی میخ‌ها،  $E_g$  مدول کشسانی دوغاب،  $A_n$  مساحت مقطع عرضی میله‌ی مسلح‌کننده،  $A_g$  مساحت مقطع عرضی دوغاب تزریق شده ( $A_g = A - A_n$ )،  $A$  مساحت کل مقطع عرضی میخ دوغاب‌ریزی شده ( $A = \pi D_{DH}^2 / 4$ ) و  $D_{DH}$  قطر سوراخ حفاری شده هستند.

همچنین روند مشابهی برای محاسبه‌ی رسانایی حرارتی معادل ( $K_{eq}$ ) برای سیستم میخ دوغاب‌ریزی شده انجام شده است (رابطه‌ی ۳):

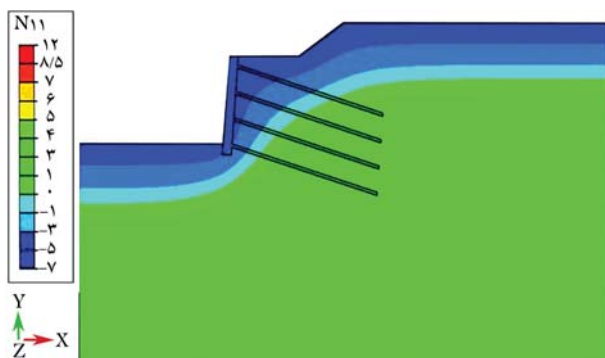
$$K_{eq} = K_n \left( \frac{A_n}{A} \right) + K_g \left( \frac{A_g}{A} \right) \quad (3)$$

در مدل‌سازی انجام گرفته، به منظور شبیه‌سازی رفتار بدنه‌ی خاکی تحت فرایند یخ‌زدگی از معیار تسلیم موهر - کولمب استفاده شده است. همچنین خصوصیات مصالح تعریف شده برای بدنه‌ی خاکی میخ‌کوبی شده از نوشتار منتشر شده‌ی ژو<sup>۳۴</sup> و همکاران (۲۰۰۱) برای ماسه‌ی سیلتی مستعد یخ زدن اقتباس شده، [۱۴] که در جدول ۱ ارائه شده است. لازم به ذکر است که خصوصیات خاک تحت اثر فرایند یخ زدن تابع دما هستند؛ بنابراین در پژوهش حاضر نیز خصوصیات خاک به صورت وابسته به دما تعریف شده‌اند.

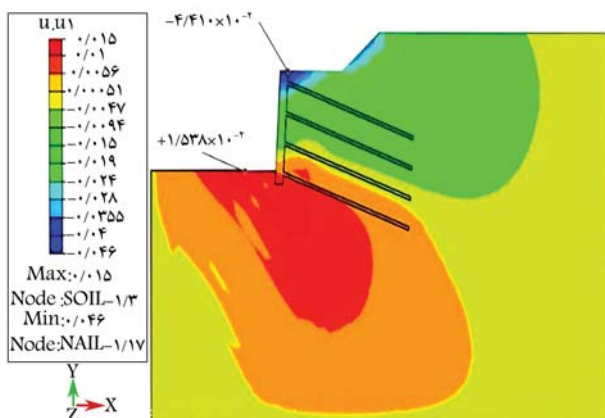
مقادیر پارامترهای معادل سیستم میخ دوغاب‌ریزی شده برای کوپل آنالیز حرارتی - مکانیکی در جدول ۲ ارائه شده است، که پارامترهای ارائه شده در آن عبارت‌اند از:  $K$  رسانایی حرارتی،  $C$  حرارت ویژه،  $E$  مدول کشسانی،  $\nu$  نسبت پواسون،  $\phi$  زاویه‌ی اصطکاک داخلی،  $\Psi$  زاویه‌ی اتساع،  $a$  ضریب انبساط حرارتی. همچنین چگالی  $\rho$  اعمال شده در خاک، بتن و میخ به ترتیب برابر ۱۸۴۲/۱۳ کیلوگرم بر مترمکعب، ۲۲۴۰ کیلوگرم بر مترمکعب، ۷۸۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب بوده و میزان گرمای نهان ذوب نیز تقریباً برابر ۳۳۴ کیلوژول بر کیلوگرم در نظر گرفته شده است. از آن‌جا که ایجاد تماس کامل بین مواد دانه‌بی مانند خاک و بتن، که سطح زبر و ناهموار دارند، تقریباً غیرممکن است و این موضوع باعث تجمع هوا بین سطوح دو جسم در تماس می‌شود و هوا نیز مانند یک عایق حرارتی عمل می‌کند. بنابراین باید یک رسانایی حرارتی رابط بین دو جسم در تماس تعریف شود، که مقدار آن در مدل‌سازی ذکر شده برابر ۲۵ وات بر کلوین‌متر در نظر گرفته شده است، که از نوشتار ریس<sup>۳۵</sup> و توماس<sup>۳۶</sup> (۲۰۰۹) اقتباس شده است. [۱۵]



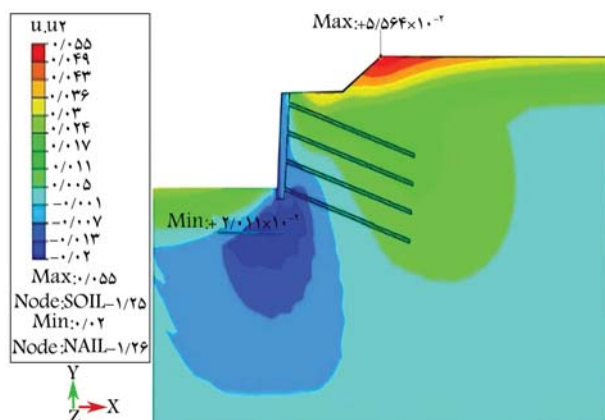
شکل ۵. کانتور توزیع دما در فصل گرم.



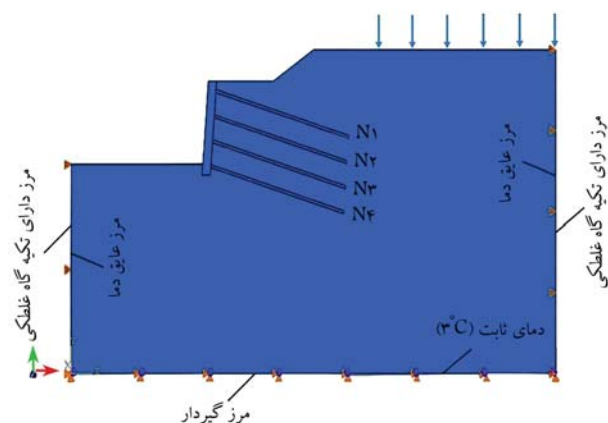
شکل ۶. کانتور توزیع دما در فصل سرد.



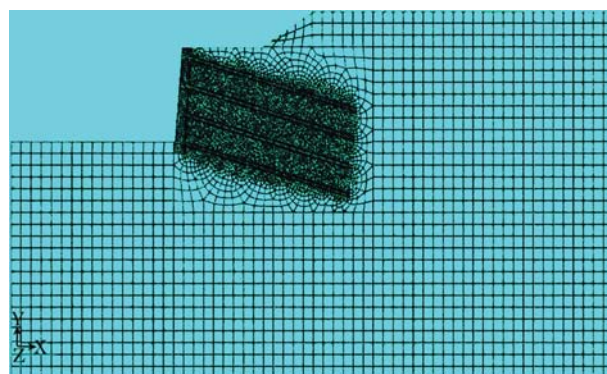
شکل ۷. کانتور جابه‌جایی افقی بدنه‌ی خاکی.



شکل ۸. کانتور جابه‌جایی قائم بدنه‌ی خاکی.



شکل ۳. شرایط مرزی و سربار اعمال شده به مدل.



شکل ۴. مش‌بندی اعمال شده به مدل.

استفاده شده است که فقط برای المان‌های چهار ضلعی و شش وجهی استفاده می‌شود و سایر المان‌ها از نوع یک‌پارچگی کامل<sup>۳۸</sup> بودند. روش مذکور به دلیل کاهش تعداد نقاط انتگرال‌گیری، زمان انجام آنالیز را کاهش می‌دهد. مش‌بندی اعمال شده در مدل در شکل ۴ مشاهده می‌شود.

#### ۴. کانتور<sup>۳۹</sup>های توزیع دمای محیطی در بدنه‌ی خاکی میخ‌کوبی شده و میزان جابه‌جایی‌های افقی و قائم بدنه‌ی خاکی تحت اثر بارگذاری مکانیکی و فرایند یخ‌زدگی

از آنجایی که دمای محیطی به عنوان تابعی از زمان در حال تغییر است، بنابراین در استپ‌کوپل دما - جابه‌جایی<sup>۴۰</sup>، که برای حل مدل به کار رفته است، رسانایی دمایی از طریق رسانش گذرا انجام شده است. کانتورهای توزیع دمای سرد و گرم در شکل‌های ۵ و ۶ مشاهده می‌شود.

باید به این نکته نیز توجه شود که دیواره‌ی خاکی میخ‌کوبی شده تحت اثر فرایند یخبندان و بارگذاری مکانیکی دچار تغییرات فیزیکی می‌شود، بنابراین کانتورهای جابه‌جایی افقی و قائم دیوار خاکی تحت شرایط مذکور در شکل‌های ۷ و ۸ ارائه شده‌اند. همان‌طور که در کانتور جابه‌جایی افقی مشاهده می‌شود تحت شرایط مذکور، بالای دیواره‌ی خاکی دچار انقباض در جهت افق شده است، که علت آن قرار گرفتن این قسمت از دیواره به طور کامل در معرض دمای یخ‌زدگی محیط است؛ اما پایین دیواره دچار انقباض شده است. در کانتور جابه‌جایی قائم نیز مشاهده می‌شود که

دیواره‌ی رویه و تقریباً کل بدنه‌ی خاکی به غیر از سطح بالایی بدنه، که تحت اثر بار ۱۴ کیلوپاسکال قرار گرفته است، دچار انبساط در جهت قائم شده‌اند.

## ۵. راستی آزمایی

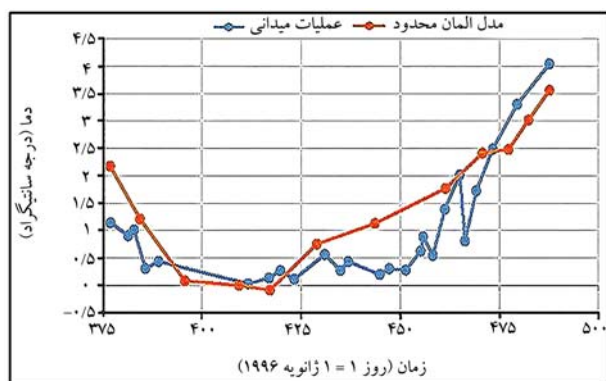
از آنجایی که ابعاد و هندسه‌ی دیواره‌ی خاکی میخ‌کوبی شده، شرایط مرزی مکانیکی و حرارتی و همچنین خصوصیات مصالح مدل شبیه‌سازی شده در پژوهش حاضر از بدنه‌ی خاکی میخ‌کوبی شده در ایالت مین آمریکا اقتباس شده است، بنابراین به منظور راستی آزمایی کوپل آنالیز دما - جابه‌جایی انجام شده، نتایج به دست آمده از آنالیز اخیر با نتایج عملیات میدانی انجام شده در ایالت مین واقع در آمریکا (۲۰۰۳) مقایسه شده است.

### ۱.۵. راستی آزمایی دمای اندازه‌گیری شده در مدل‌سازی در اعماق

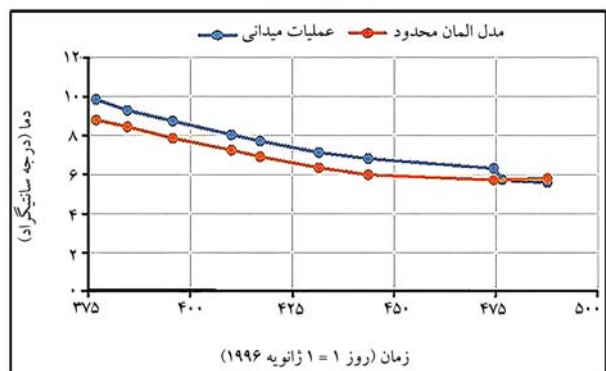
۳/۹ و ۰/۳ متر در میخ‌های ردیف دوم، سوم و چهارم براساس نتایج

#### عملیات میدانی

به منظور راستی آزمایی نتایج به دست آمده از مدل‌سازی عددی، ابتدا دمای اندازه‌گیری شده در اعماق ۳/۹ و ۰/۳ متری در میخ‌های ردیف دوم، سوم و چهارم از مدل‌سازی عددی با دمای اندازه‌گیری شده در عملیات میدانی در همان اعماق از میخ‌ها مقایسه شده است که در شکل‌های ۹ الی ۱۱ مشاهده می‌شوند.

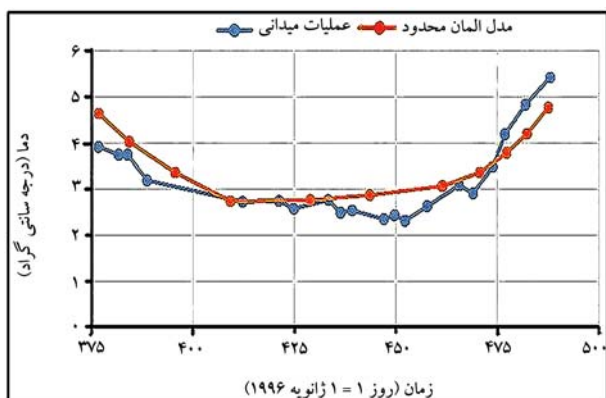


الف) عمق ۰/۳ متر؛

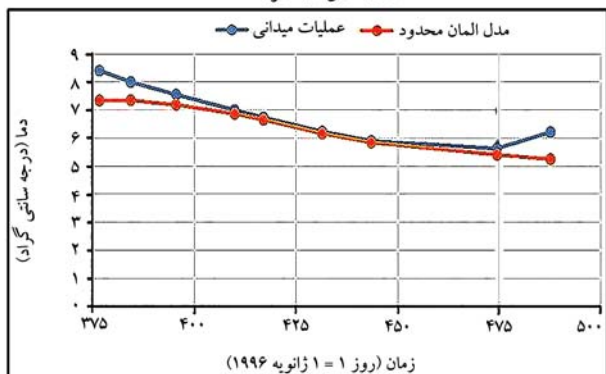


ب) عمق ۳/۹ متر.

شکل ۱۰. دمای اندازه‌گیری شده از میخ ردیف سوم در اعماق ۳/۹ و ۰/۳ متر.

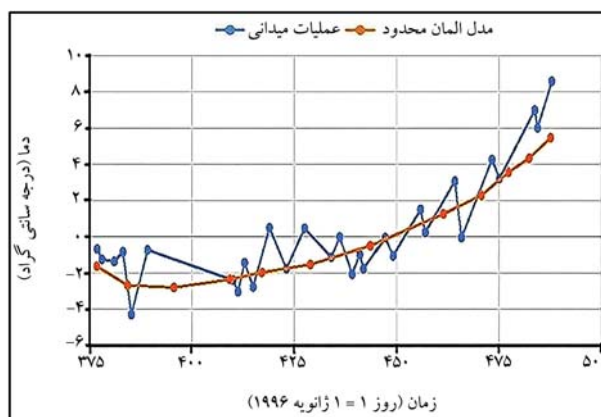


الف) عمق ۰/۳ متر؛

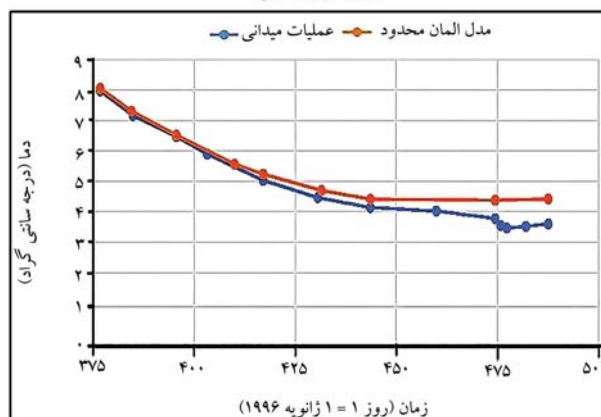


ب) عمق ۳/۹ متر.

شکل ۱۱. دمای اندازه‌گیری شده از میخ ردیف چهارم در اعماق ۳/۹ و ۰/۳ متر.

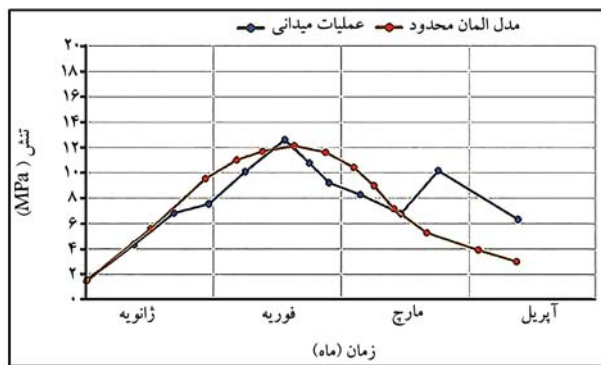


الف) عمق ۰/۳ متر؛

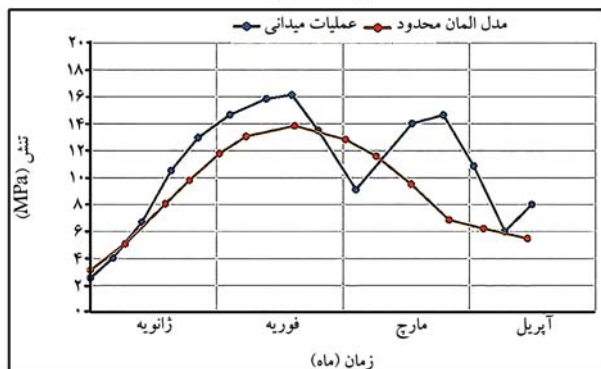


ب) عمق ۳/۹ متر.

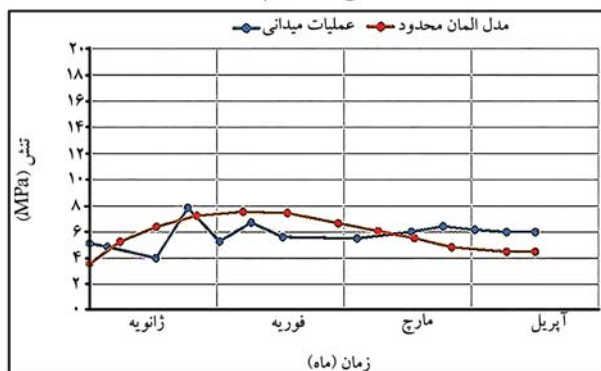
شکل ۹. دمای اندازه‌گیری شده از میخ ردیف دوم در اعماق ۳/۹ و ۰/۳ متر.



الف) میخ ردیف دوم؛

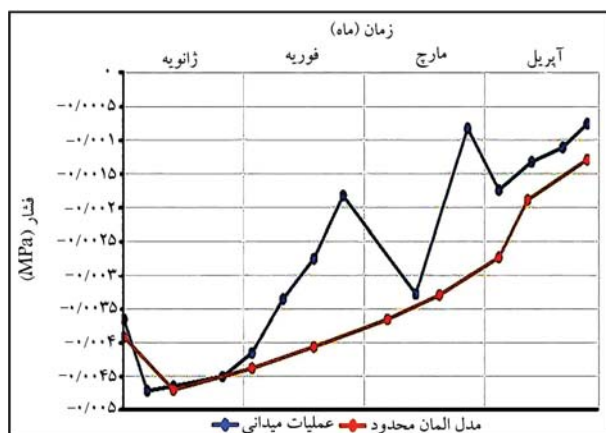


ب) میخ ردیف سوم؛



ج) میخ ردیف چهارم.

شکل ۱۲. میزان تنش ایجاد شده ناشی از فعالیت یخبندان در میخ‌های ردیف دوم، سوم و چهارم.



شکل ۱۳. فشار ناشی از انبساط خاک بر دیواره‌ی رویه.

## ۲.۵. راستی‌آزمایی میزان تنش اندازه‌گیری شده در میخ‌های تقویت‌کننده‌ی بدنه‌ی خاکی و فشار وارده به دیواره‌ی رویه در

### مدل‌سازی انجام شده براساس نتایج عملیات میدانی

به منظور کامل‌تر شدن فرایند راستی‌آزمایی، بیشترین میزان تنش ایجاد شده ناشی از فعالیت یخ‌زدگی در میخ‌های ردیف دوم، سوم و چهارم (اطلاعات میخ ردیف اول از عملیات میدانی موجود نیست) به دست آمده از مدل‌سازی عددی و عملیات میدانی در شکل‌های ۱۲ (الف، ب، و ج) مقایسه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، بیشترین میزان تنش ایجاد شده ناشی از فرایند یخ‌زدن در میخ ردیف سوم، یعنی نزدیک‌ترین میخ به مرکز دیواره رخ داده است.

همچنین از آنجایی که نفوذ دمای یخ‌زدگی به درون خاک، یخ‌زدن خاک و در نتیجه انبساط آن را به دنبال دارد، این موضوع باعث ایجاد فشار رویه بیرون بر دیواره‌ی رویه می‌گردد. می‌شود؛ بنابراین در شکل ۱۳، میزان فشار اندازه‌گیری شده‌ی ناشی از انبساط خاک در آنالیز المان محدود و عملیات میدانی با هم مقایسه شده است. مطابق نمودارهای ارائه شده در بخش راستی‌آزمایی مشاهده شد که مطابقت نسبتاً خوبی بین نتایج به دست آمده از مدل‌سازی عددی با نتایج عملیات میدانی با اندکی اختلاف حاصل شده است؛ چراکه در عملیات میدانی، مطمئناً عواملی وجود دارند که به درستی در نرم‌افزار محاسباتی لحاظ نمی‌شوند؛ نظیر: توزیع یکنواخت جرم، یکسان در نظر گرفتن ضریب انتقال حرارت و ... از طرفی دیگر، ابزارهای به کار گرفته شده نیز در مطالعات میدانی خطاهایی دارند که باعث تأثیر در نتایج اعلامی می‌شوند. به طور خاص، نمودارهای عملیات میدانی در شکل‌های ۱۲ و ۱۳، پراکندگی‌هایی دارند که خود می‌توانند بیان‌گر خطاهای احتمالی در ثبت و ضبط نتایج و یا تأثیر عوامل ناشناخته باشد.

## ۶. بحث و بررسی

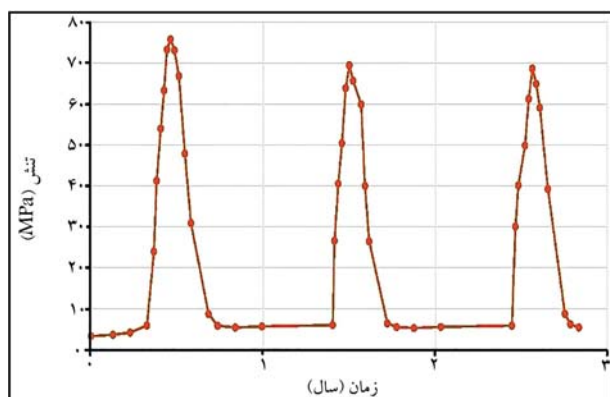
پس از راستی‌آزمایی مدل‌سازی انجام شده، بدنه‌ی خاکی میخ‌کوبی شده در دو مدل‌سازی مجزا، یک بار با دمای طبیعی منطقه‌ی برانزویک و بار دیگر، براساس یک دمای بحرانی تحت تأثیر چرخه‌های متوالی یخ‌زدگی قرار گرفت تا رفتار بدنه‌ی خاکی مسلح شده بررسی شود. در انتها، نیز به منظور اصلاح مدل رفتاری موهر-کولمب، معیار قطع کشش در خاک در مدل‌سازی انجام گرفته اعمال و نتایج آن با نتایج مدل‌سازی قبلی مقایسه شده است.

### ۱.۶. بررسی تأثیر چرخه‌های یخبندان براساس دمای طبیعی

#### منطقه‌ی برانزویک در رفتار بدنه‌ی خاکی میخ‌کوبی شده

در بخش حاضر، براساس دمای طبیعی منطقه‌ی برانزویک، سه چرخه متوالی یخ‌زدن و ذوب شدن بر بدنه‌ی خاکی میخ‌کوبی شده اعمال و میزان تنش ایجاد شده در میخ‌ها در چرخه‌های اول، دوم و سوم با هم مقایسه شده‌اند. طبق نمودارهای ارائه شده در شکل ۱۴ (الف، ب و ج)، مشاهده می‌شود که با گذشت زمان و با اعمال چرخه‌های دوم و سوم یخ‌زدگی، میزان تنش در میخ‌ها کاهش یافته است، به طوری که میزان تنش ایجاد شده در سیکل سوم کمتر از تنش ایجاد شده در چرخه دوم و همچنین کمتر از تنش ایجاد شده در چرخه اول یخ‌زدگی بوده است، که کاهش تنش ذکر شده، در میخ ردیف چهارم بیشتر مشهود بوده است.





شکل ۱۵. میزان تنش ایجاد شده در میخ ردیف سوم ناشی از اعمال سه سیکل یخ زدگی با دمای فرضی  $40^{\circ}\text{C}$  - درجه‌ی سانتی‌گراد.

اثر شرایط بحرانی (دمای فرضی  $40^{\circ}\text{C}$  - درجه‌ی سانتی‌گراد)، تنش ایجاد شده ناشی از شرایط مذکور در میخ ردیف سوم به عنوان ملاک بررسی پایداری دیواره‌ی خاکی میخ‌کوبی شده در نظر گرفته شده است. طبق نمودار ارائه شده در شکل ۱۵، که نشان‌دهنده‌ی میزان تنش ایجاد شده در میخ ردیف سوم تحت شرایط مذکور است، مشاهده می‌شود که بیشترین میزان تنش، حدوداً برابر ۷۵ مگاپاسکال به دست آمده و از آن جایی که آستانه‌ی گسیختگی فولاد برابر  $240^{\circ}\text{C}$  کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع است؛ بنابراین تحت اثر دمای فرضی  $40^{\circ}\text{C}$  - درجه‌ی سانتی‌گراد، که دمایی بحرانی به حساب می‌آید، دیواره‌ی خاکی مورد نظر دچار گسیختگی نشده است.

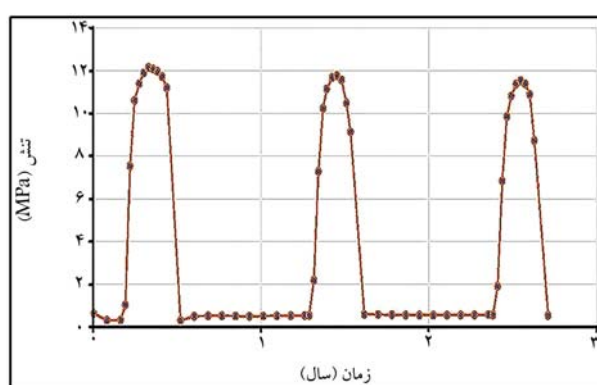
### ۳.۶. بررسی تأثیر معیار قطع کشش<sup>۴۱</sup> در خاک در رفتار بدنه‌ی

#### خاکی تقویت شده با سیستم میخ‌کوبی تحت اثر شرایط یخ‌زدگی

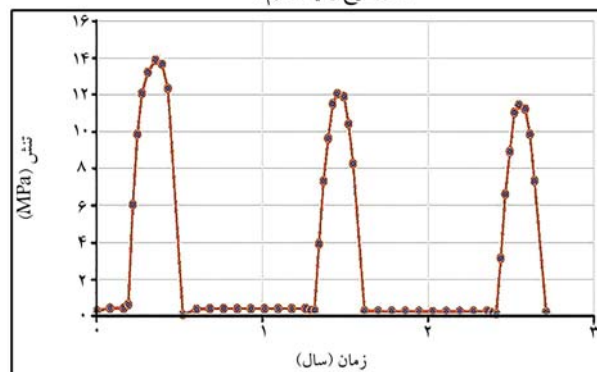
معیار گسیختگی موهر-کولمب، که معمولاً برای نشان دادن میزان استحکام خاک به کار برده می‌شود، مقاومت کششی بیشتر خاک‌ها را دست بالا برآورد می‌کند. با توجه به این موضوع و به منظور اصلاح مدل رفتاری موهر-کولمب می‌توان مفهوم قطع کشش را برای بررسی تأثیر کاهش مقاومت کششی خاک در رفتار بدنه‌ی خاکی تحت شرایط یخ‌زدگی اتخاذ کرد.<sup>[۱۶]</sup> بنابراین در مدل‌سازی انجام شده در پژوهش حاضر، معیار قطع کشش در خاک اعمال و نتایج آن با نتایج مدل‌سازی قبلی مقایسه شده است. طبق نتایج به دست آمده مشاهده می‌شود که در اثر کاهش مقاومت کششی خاک، میزان جابه‌جایی افقی و قائم دیواره‌ی خاکی نسبت به مدل قبلی، تحت شرایط یخبندان افزایش یافته است. کانتور جابه‌جایی افقی و قائم دیواره‌ی خاکی میخ‌کوبی شده در شکل‌های ۱۶ و ۱۷ مشاهده می‌شود. افزایش میزان جابه‌جایی بدنه‌ی خاکی به این معنی است که المان‌های مسلح‌کننده، تأثیر کمتری در پایداری دیواره‌ی خاکی داشته‌اند، بنابراین میزان تنش کمتری در آنها ایجاد شده است که این موضوع در نمودارهای ۱۸ (الف، ب، و ج) مشاهده می‌شود. مطابق نمودارهای اخیر، بیشترین تنش ایجاد شده در میخ‌های ردیف اول، دوم، و سوم در حالت اعمال معیار قطع کشش در خاک نسبت به مدلی که در آن مفهوم قطع کشش اعمال نشده، کاهش یافته است.

### ۷. نتیجه‌گیری

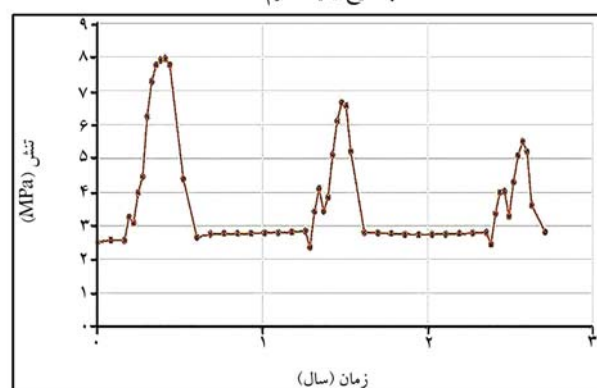
در نوشتار حاضر، به بررسی اثر چرخه‌یخبندان در دیواره‌ی خاکی تقویت شده با



الف) میخ ردیف دوم؛



ب) میخ ردیف سوم؛



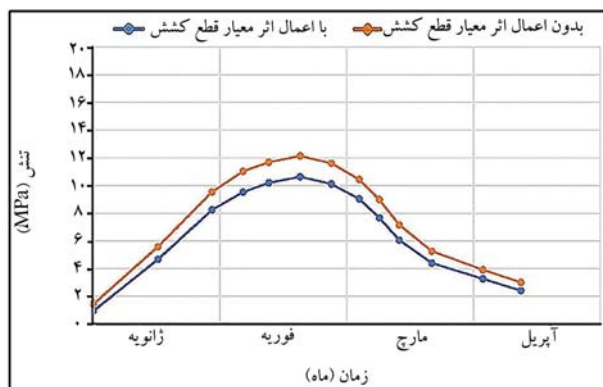
ج) میخ ردیف چهارم.

شکل ۱۴. میزان تنش ایجاد شده‌ی ناشی از اعمال سه چرخه‌ی یخ‌زدگی در میخ‌های ردیف دوم، سوم و چهارم.

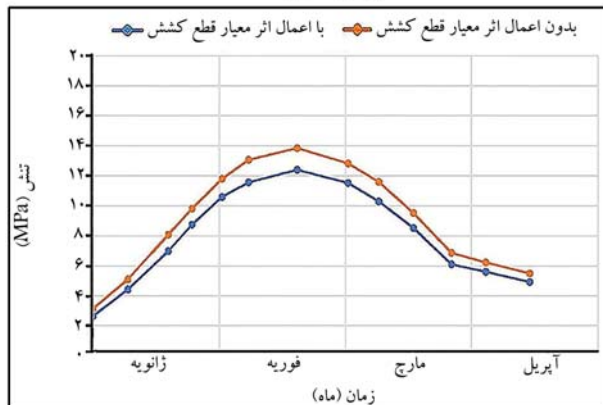
### ۲.۶. بررسی تأثیر چرخه‌های یخبندان براساس دمای بحرانی $40^{\circ}\text{C}$ -

#### درجه‌ی سانتی‌گراد در پایداری دیواره‌ی خاکی میخ‌کوبی شده

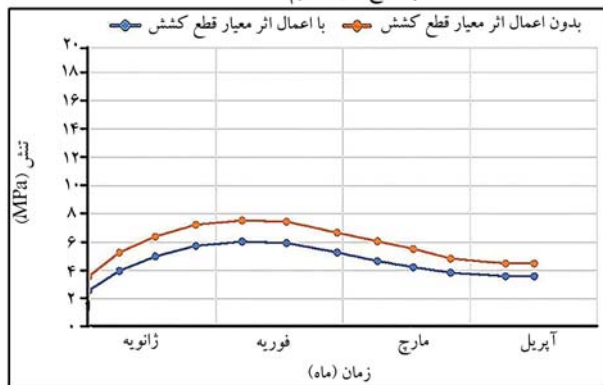
در ادامه به منظور بررسی پایداری دیواره‌ی خاکی میخ‌کوبی شده در منطقه‌ی برانزویک واقع در ایالات متحده‌ی آمریکا تحت شرایط بحرانی فرضی، بدنه‌ی خاکی تقویت شده با سیستم میخ‌کوبی، تحت تأثیر سه سیکل متوالی یخ‌زدگی براساس دمای فرضی  $40^{\circ}\text{C}$  - درجه‌ی سانتی‌گراد قرار گرفت، تا پایداری یا عدم پایداری آن بررسی شود. همان‌طور که در راستی‌آزمایی انجام شده در بخش ۲.۵. نشان داده شد، بیشترین تنش ایجاد شده ناشی از فعالیت یخ‌زدگی در میخ ردیف سوم رخ داده است. بنابراین در بخش کنونی نیز به منظور بررسی پایداری دیواره‌ی خاکی میخ‌کوبی شده تحت



الف) میخ ردیف دوم؛



ب) میخ ردیف سوم؛

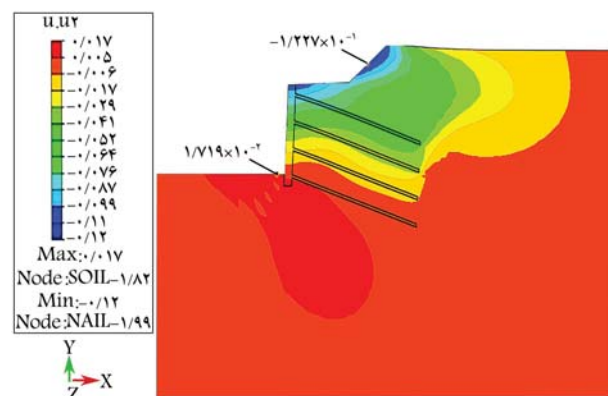


ج) میخ ردیف چهارم؛

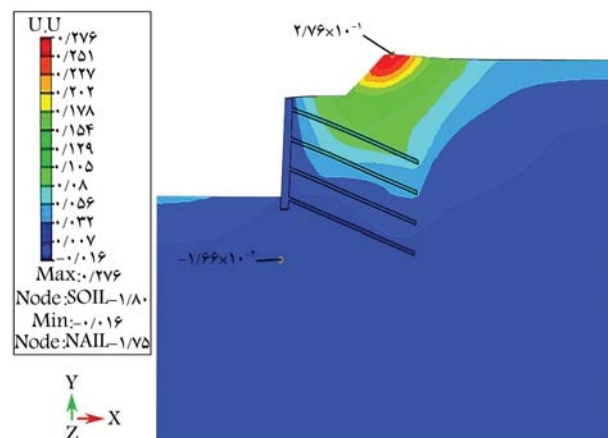
شکل ۱۸. مقایسه‌ی میزان تنش ایجاد شده در دو حالت اعمال و عدم اعمال کاهش مقاومت کشش خاک در میخ‌های ردیف دوم، سوم و چهارم.

مگاپاسکال به دست آمده و از آنجایی که آستانه‌ی گسیختگی فولاد برابر ۲۴۰ مگاپاسکال است، دیواره‌ی خاکی میخ‌کوبی شده دچار گسیختگی نشده است؛

۳. با اعمال اثر معیار قطع کشش خاک در مدل‌سازی و کاهش مقاومت کششی خاک در معیار گسیختگی موهر-کولمب، میزان جابه‌جایی بدنه‌ی خاکی تحت اثر شرایط یخبندان دچار افزایش شده است؛ که بیانگر تأثیر کمتر المان‌های مسلح‌کننده در پایداری دیواره‌ی خاکی تحت شرایط جدید بوده و میزان تنش ایجاد شده در میخ‌ها نسبت به مدل قبلی، که در آن مفهوم قطع کشش اعمال نشده است، دچار کاهش شده است.



شکل ۱۶. کانتور جابه‌جایی افقی بدنه‌ی خاکی در حالت کاهش مقاومت کششی خاک.



شکل ۱۷. کانتور جابه‌جایی قائم بدنه‌ی خاکی در حالت کاهش مقاومت کششی خاک.

سیستم میخ‌کوبی پرداخته شده است. به همین منظور یک دیواره‌ی خاکی میخ‌کوبی شده در منطقه‌ی برانزویک واقع در ایالت مین، ایالات متحده‌ی آمریکا تحت اثر دمای یخ‌زدگی مدل‌سازی شده است. پس از راستی‌آزمایی نتایج مدل‌سازی عددی با نتایج عملیات میدانی انجام شده بر روی دیواره‌ی خاکی اخیر توسط دوشن (۲۰۰۳)، ابتدا در یک مدل‌سازی، سه چرخه‌متوالی یخ زدن و ذوب شدن براساس دمای طبیعی منطقه‌ی برانزویک به مدل اعمال شد تا میزان تنش ایجاد شده در میخ‌ها در چرخه‌های اول، دوم و سوم یخبندان بررسی شود. سپس در مدل‌سازی بعدی، به منظور بررسی پایداری یا عدم پایداری دیواره‌ی خاکی میخ‌کوبی شده، باز هم سه چرخه‌ی یخ زدن و ذوب شدن، اما این بار با دمای فرضی ۴۰- درجه‌ی سانتی‌گراد به مدل اعمال و در ادامه نیز اثر معیار قطع کشش در خاک تحت شرایط یخبندان در رفتار بدنه‌ی خاکی میخ‌کوبی شده بررسی شده و این نتایج به دست آمده است؛

۱. با گذشت زمان و اعمال چرخه‌های متوالی یخ زدن و ذوب شدن بر بدنه‌ی خاکی میخ‌کوبی شده، میزان تنش ایجاد شده در میخ‌ها در هر چرخه نسبت به چرخه‌ی قبلی کاهش یافته است. این میزان کاهش در چرخه‌ی سوم نسبت به چرخه‌ی دوم و به همین ترتیب نسبت به چرخه‌ی اول بیشتر بوده است؛

۲. در اثر اعمال سه چرخه‌ی متوالی یخ زدن و ذوب شدن با دمای فرضی ۴۰- درجه‌ی سانتی‌گراد، بیشترین تنش ایجاد شده در میخ‌ها برابر ۷۵



## ۸. محدودیت‌های پژوهش

دمایی و مکانیکی حاکم بر مدل، نوع خاک محل، نتایج حاصل از اندازه‌گیری‌های میدانی به منظور راستی‌آزمایی نتایج عددی و ... از محدودیت‌های پژوهش حاضر هستند.

از آنجا که مبنای مدل‌سازی انجام شده در پژوهش حاضر، عملیات میدانی صورت گرفته در سال ۲۰۰۳ در آمریکا بوده است، بنابراین مواردی از قبیل شرایط مرزی

## پانوشته‌ها

1. Nail
2. Shotcrete
3. Qi
4. Modulus of Elasticity
5. Liu
6. Shastri
7. Alaska
8. Elasto Plastic
9. Guilloux
10. La Clusaz
11. Nicholson
12. Cumberland Gap
13. Kentucky
14. Tennessee
15. Elias
16. Unterreiner
17. Kingsbury
18. Maine
19. Duchesne
20. Brunswick
21. Maine
22. Sequential Coupling
23. Fully Coupled Thermo-Mechanical Analysis
24. Conduction
25. Convection
26. Radiation
27. ABAQUS
28. Multi-Physical
29. One-Way Coupling
30. Sequential Coupling
31. Full Coupling
32. Step
33. Coupled Temperature Displacement
34. Xu
35. Rees
36. Thomas
37. Reduced Integration
38. Full Integration
39. Contour
40. Coupled Temperature Displacement
41. Tension Cut-Off

## منابع (References)

1. Jumikis. A.R., 1997. The cryogenic system soil-water-temperature. *AJP*, 77(1), pp.112-120.
2. Qi, J., Ma, W. and Song, C., 2007. Influence of freeze-thaw on engineering properties of silty soil. *Cold Regions Science and Technology*, 53(3), pp.397-404. DOI:10.1016/j.coldregions.2007.05.010.
3. Liu. J., Chang. D. and YU. Q., 2016. Influence of freeze-thaw cycles on mechanical properties of

- a silty sand. *Engineering Geology*, 210, pp.23-32. DOI:10.1016/j.enggeo.2016.05.019.
4. Liu, Z., Liu, J., Li, X. and et al., 2019. Experimental study on the volume and strength change of an unsaturated silty clay upon freezing. *Cold Regions Science and Technology*, 157, pp. 1-12. DOI:10.1016/j.coldregions.2018.09.008.
5. Shastri, A., Sanchez, M., Gai, X. and et al., 2021. Mechanical behavior of frozen soils: Experimental investigation and numerical modeling. *Computers and Geotechnics*, 138, pp.104-361.
6. Guilloux, A., Notte, G. and Gonin, H., 1983. Experiences on retaining a structure by nailing in marine soils. *Proceeding of European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*.
7. Nicholson, P., 1984. In situ ground reinforcement techniques. *International Conference on Deep Foundations*, Beijing, China, pp.1-9.
8. Elias, V. and Juran, I., 1991. Soil nailing for stabilization of highway slopes and excavations. Earth Engineering and Sciences, Inc., Baltimore, for FHWA, McLean, VA, pp.88-89.
9. Unterreiner, P., 1994. Contribution to the study and numeric modeling of soil nails: Design estimates for deformation of retaining structures. Ph.D. Dissertation, Paris.
10. Kingsbury, D., Sandford, T. and Humphrey, D., 2002. Soil nail forces caused by frost. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1808, pp.38-46. <https://doi.org/10.3141/1808-05>.
11. Duchesne. S.M., 2003. Effects of frost heave on a soil nail wall in brunswick, maine. Ph.D dissertation, Northeastern University.
12. Babaei, M., liu, J. and Staseff, D., 2016. Numerical analysis of freezing and thawing influence on soil nail walls. *CGS GeoVancouver Conference Vancouver*.
13. Minkoff, S.E., Stone, C.M., Bryant, S. Pesynska, M. and Wheeler, M.F., 2003. Coupled fluid flow and geomechanical deformation modeling. *Journal of Petroleum Sciences and Engineering*, 38(1), pp.37-56. DOI:10.1016/S0920-4105(03)00021-4.
14. Xu. X.Z., Wang, J.C. and Zhang, L.X., 2001. Frozen soil physics. Beijing Science and Technology Press, Beijing.
15. Thomas, H.R. and Rees, S.W., 2009. Measured and simulated heat transfer to foundation soils. *Geotechnique, ICE Virtual Library*, 59(4), pp.365-375. DOI:10.1680/geot.2008.59.4.365.
16. Li, Z.W. and Yang, X.L., 2019. Active earth pressure for retaining structures in cohesive backfills with tensile strength cut-off. *Computres and Geotechnics*, 110, pp.242-250. DOI:10.1016/j.compgeo.2019.02.023.

# بررسی آزمایشگاهی شناسایی آسیب اتصال‌های پل‌های خرابایی با استفاده از پاسخ‌های ارتعاشی تحت بار متحرک

عابد کردی (دانشجوی دکتری)

موسی محمودی صاحبی\* (استاد)

دانشکده فنی و مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۴۰۲)  
دوری ۳۹، شماره ۳، صص. ۸۱-۷۱، (پژوهشی)

پاسخ‌های ارتعاشی سازه‌ها، از قبیل تغییرمکان، همواره در اثر آسیب‌های موضعی دچار تغییر می‌شوند و با مقایسه‌ی آنها در سازه‌های سالم و آسیب‌دیده تحت بارگذاری‌های مختلف می‌توان نشانگری مناسب جهت شناسایی محل آسیب معرفی کرد. در پژوهش حاضر، با بررسی پاسخ‌های تغییرمکان ارتعاشی ناشی از بار متحرک و تغییرات آنها و همچنین مقایسه‌ی شکل الگوی تغییرات پاسخ‌های ارتعاشی با شکل دیاگرام خط تأثیر اعضاء خرپا در پل‌های خرابایی اقدام به شناسایی آسیب در اعضا و اتصال‌ها شده است. برای هدف مذکور، یک مدل آزمایشگاهی از یک پل خرابایی مسطح، با اتصال‌های پیچی ساخته و طی ۱۸ سناریوی آسیب مختلف، نتایج برداشت و بررسی شده است. این نتایج نشان می‌دهند که اگر آسیب در اتصال‌های پل رخ دهد، نمودار اختلاف پاسخ‌های تغییرمکان دو حالت سالم و آسیب‌دیده و دیاگرام خط تأثیر عضوی که اتصال‌های آن آسیب دیده است، از نظر شکل منطبق خواهند بود و می‌تواند شاخصی برای شناسایی آسیب باشد.

abed.kordi@gmail.com  
m.mahmoudi@sru.ac.ir

واژگان کلیدی: شناسایی آسیب، پاسخ تغییرمکان، خط تأثیر، پل خرابایی، اتصال‌ها.

## ۱. مقدمه

سازه‌ها همواره ممکن است در حین بهره‌داری به دلایل مختلف، نظیر: زلزله، خستگی ناشی از بارگذاری و باربرداری، بارگذاری بیش از حد مجاز، بارهای تناوبی، بار باد و دلایل دیگر دچار آسیب شوند.<sup>[۱]</sup> رخداد چنین خسارت‌ها و نواقصی در سازه باعث تغییر مشخصات و رفتار سازه می‌شود. همچنین گذشت زمان و شرایط محیطی نیز سبب فرسایش و زوال مصالح سازه‌ها و در نتیجه تغییر مشخصات آنها می‌شود. امروزه علاقه به افزایش توانایی در نظارت و شناسایی آسیب در مراحل اولیه‌ی آسیب در سازه‌های مختلف، از جمله: پل‌ها، زیرساخت‌ها و سازه‌های فضایی و مکانیکی بسیار فراگیر شده است.<sup>[۲]</sup> موارد مذکور سبب شده است تا شناسایی خصوصیات سیستم، تشخیص آسیب موجود در آن (شدت، نوع، زمان و محل آسیب) و شناسایی سلامت سازه به یکی از مسائل مهم در علوم مهندسی، از جمله مهندسی عمران بدل شود. در میان سازه‌ها، پل‌ها همواره تحت بار متحرک ناشی از حرکت وسایل نقلیه هستند و به همین دلیل پتانسیل آسیب بالایی دارند. در نتیجه، پژوهشگران

زیادی از گذشته تاکنون اقدام به معرفی روش‌های متنوع برای شناسایی آسیب در پل‌ها کرده‌اند.<sup>[۳-۵]</sup> پل‌های خرابایی، از جمله پرکاربردترین سازه‌هایی هستند که به دلایل مختلفی از جمله: نزدیکی به آب و در تماس بودن با هوا همواره دچار آسیب می‌شوند. با توجه به اهمیت پل‌های خرابایی در بین سازه‌های عمرانی و مشکلات متعدد ناشی از ریزش پل‌های مذکور و حذف آنها از سرویس، بسیاری از پژوهشگران همواره به موضوع تحلیل رفتار، پایش سلامت و شناسایی آسیب‌های پل‌های خرابایی پرداخته‌اند. بروئل و کیم<sup>[۱]</sup> (۲۰۱۳)، آثار آسیب موضعی در رفتار کلی پل خرابایی را طی یک کار آزمایشگاهی بررسی و با یک مدل عددی اعتبارسنجی کردند و دریافتند که آسیب‌های موضعی به خصوص آسیب‌های با مقدار شاخص آسیب بزرگ‌تر از ۵/۰، در سرویس‌دهی یک پل خرابایی بسیار مؤثر است.<sup>[۶]</sup> کیم و همکاران (۲۰۱۳)، در یک پل خرابایی واقعی تحت بار متحرک، امکان پایش سلامت بر پایه‌ی ارتعاش ناشی از بار متحرک را بررسی کردند و یک شاخص حساس به آسیب از طریق پارامترهای سیستم خطی یک مدل سری زمانی استخراج کردند.<sup>[۷]</sup> لی<sup>[۲]</sup> و همکاران (۲۰۱۱)، یک روش تحلیلی برای شناسایی آسیب با استفاده از تفاوت مقادیر انرژی تنش و کرنشی در سازه‌های سالم و آسیب‌دیده ارائه کردند و اعتبار روش پیشنهادی

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۹/۹، اصلاحیه ۱۴۰۱/۱۱/۱۷، پذیرش ۱۴۰۱/۱۱/۲۶.

استاد به این مقاله:

کردی، عابد و محمودی صاحبی، موسی، ۱۴۰۲. بررسی آزمایشگاهی شناسایی آسیب اتصال‌های پل‌های خرابایی با استفاده از پاسخ‌های ارتعاشی تحت بار متحرک. مهندسی عمران شریف، ۳۹ (۳)، صص. ۸۱-۷۱. DOI:10.24200./J30.2023.61428.3173

را با چند مثال از سازه‌های خرابایی بررسی کردند.<sup>[۸]</sup> سیوریاردانه<sup>۳</sup> (۲۰۱۵)، نیز یک روش ساده برای تشخیص محل آسیب در پل ریلی با اندازه‌گیری مقادیر پارامترهای مدل ارائه کرده است.<sup>[۹]</sup> لی و هاپو<sup>۴</sup> (۲۰۱۶)، امکان انجام و همین اثرگذاری یک حسگر جدید اندازه‌گیرنده تغییرمکان نسبی در شناسایی آسیب اتصال‌های پل‌های خرابایی را بررسی کرده‌اند.<sup>[۱۰]</sup> کیم و همکاران (۲۰۱۶)، یک الگوریتم عددی با استفاده از یک تحلیل اجزاء محدود ارتعاش آزاد ارائه و شناسایی محل و مقادیر چند آسیب را در سازه‌های خرابایی بررسی کرده‌اند.<sup>[۱۱]</sup> چانگ و کیم<sup>۵</sup> (۲۰۱۶)، یک آزمایش میدانی بر روی یک پل با تکیه‌گاه‌های ساده‌ی خرابایی با ۴ سناریوی آسیب به انجام رساندند و فرایند شناسایی آسیب را با استفاده از نتایج پارامترهای مودال و پارامترهای ارتعاشی ارائه کردند.<sup>[۱۲]</sup> مرادی‌پور و همکاران (۲۰۱۷)، بر روی کاربرد روش انرژی کرنشی مودی برای شناسایی آسیب‌های شبیه‌سازی شده بر روی یک پل شاخص و معیار تمرکز کردند.<sup>[۱۳]</sup> کومارو و بیسواس<sup>۶</sup> (۲۰۱۳)، یک الگوریتم شناسایی و موقعیت‌یاب آسیب برای پل‌های خرابایی فولادی تحت بار و شرایط محیطی متغیر با استفاده از رویکرد داده‌محور پیشنهاد کرده‌اند.<sup>[۱۴]</sup> مصطفی و همکاران (۲۰۱۷)، یک ساختار تحلیلی برای پایش سلامت مبتنی بر ارتعاش سازه‌ی از طریق معرفی یک برآورد میرایی بر پایه‌ی انرژی پیشنهاد کردند و فرایند شناسایی آسیب را با ارزیابی نسبت‌های میرایی مودال از المان‌های سازه‌ی مختلفی با استفاده از نسبت‌های میرایی مودال که به صورت آزمایشگاهی به دست آمده‌اند و همچنین انرژی‌های پتانسیل و کرنشی مودال به دست آمده از یک مدل اجزاء محدود به‌روز شده به انجام رساندند.<sup>[۱۵]</sup> آنو<sup>۷</sup> و همکاران (۲۰۱۹)، برای شناسایی آسیب در سازه‌های خرابایی از سیگنال‌های ارتعاشی به دست آمده از حسگرهای نصب شده در پل استفاده و یک مدل رگرسیون به سیگنال‌های زمانی اعمال کردند تا مشخصات سلامت سازه را استخراج کنند و در نهایت، یک روش یادگیری ماشین به ضرایب رگرسیون اعمال کردند تا بتوانند سازه‌ها را به دو حالت آسیب‌دیده و سالم طبقه‌بندی کنند.<sup>[۱۶]</sup> موسوی و همکاران (۲۰۲۰)، عملکرد تبدیل هیلبرت - هوانگ را براساس تجزیه‌ی مودی کامل با استفاده از روش نوین تطابقی و شبکه‌ی عصبی مصنوعی به عنوان روشی برای شناسایی آسیب معرفی کردند.<sup>[۱۷]</sup> برناردینی<sup>۹</sup> و همکاران (۲۰۲۱)، قابلیت ابزارهای نوین را برای پایش آسیب غیرمستقیم سازه‌های ریل راه‌آهن با معرفی یک مرحله‌ی دقیق‌تر از مدل‌سازی آسیب برای دست‌یابی به مدلی با شباهت بیشتر به واقعیت بررسی کرده‌اند.<sup>[۱۸]</sup> علاوه بر پل‌ها، به اتصال‌های دیگر سازه‌های زیرساختی، از قبیل: برج‌ها و ساختمان‌های بلندمرتبه و خراباهای بزرگ نیز همواره در سال‌های اخیر توجه شده است، که در ادامه به تعدادی از آنها اشاره شده است. جی<sup>۱۰</sup> و همکاران (۲۰۲۱)، با استفاده از یک روش جدید و پاسخ ناشی از بار باد، اقدام به شناسایی محل پیچ‌های لق شده در یک برج بلندمرتبه کردند و حالت نرمال شده‌ی واریانس ریشه‌ی پاسخ کرنش عمودی ناشی از باد را به عنوان شاخص شل بودن پیچ معرفی کردند.<sup>[۱۹]</sup> قتادی و کورهللی<sup>۱۱</sup> (۲۰۲۲)، با بهره‌گیری از چند روش بهینه‌یابی که اخیراً معرفی شده‌اند، اقدام به برآورد آسیب در سازه‌های با مقیاس بزرگ کردند و نتایج روش‌های مذکور را با چند روش شناخته شده که در گذشته بسیار به آنها توجه شده است، مقایسه کردند و طی دو مدل عددی که شامل مدل‌سازی خرابای صفحه‌ی با ۵۳ عضو و یک قاب ۳ طبقه با مقیاس واقعی بود، نتایج آماری مقایسه‌ی انجام شده را ارائه کردند.<sup>[۲۰]</sup> همچنین قتادی و همکاران (۲۰۲۲)، روش‌ها و نتایج ۵۰ پژوهش انجام شده در طی سال‌های ۲۰۰۵ تا ۲۰۲۰ در حوزه‌ی شناسایی آسیب را با استفاده از الگوریتم بهینه‌یابی (PSO) بررسی و چندین موضوع را برجسته کردند و همچنین روش‌هایی که عمدتاً از روش بهینه‌یابی PSO بهره برده‌اند را از نظر زمان محاسبات و دقت بررسی کردند.<sup>[۲۱]</sup> کربالی و ملک جعفریان (۲۰۲۲)، با رویکردی

جدید اقدام به معرفی مفهوم نسبت‌های شکل انحرافی ناشی از پاسخ‌های اندازه‌گیری شده از دو محور پشت سر هم وسیله‌ی نقلیه روی پل کردند و با بررسی نسبت‌های مذکور که نسبت‌های بدون بُعد بودند، توانستند تغییرات رفتاری پل را تشخیص دهند و از این مفهوم به عنوان شاخصی برای شناسایی آسیب استفاده کنند.<sup>[۲۲]</sup> مصطفی و همکاران (۲۰۲۲)، نیز در یک مطالعه‌ی تحلیلی نشان دادند که می‌توان با استفاده از بسامد لحظه‌ی پل راه‌آهن و بهره‌گیری از نوعی تبدیل موجک، شاخصی برای شناسایی آسیب معرفی کرد، در حالی که بین بسامد ناشی از بار متحرک و بسامد ناشی از آسیب تمایز قائل شد.<sup>[۲۳]</sup> در پژوهش حاضر، یک راهبرد جدید برای شناسایی آسیب در اتصال‌های پل‌های خرابایی با استفاده از پاسخ تغییرمکان قائم ارتعاشی پل تحت بار متحرک و همچنین دیاگرام‌های خط تأثیر اعضا معرفی شده است. لازم به ذکر است که پاسخ فقط یک نقطه‌ی دلخواه از تیر برای انجام شناسایی آسیب لازم است.

## ۲. روش پژوهش

### ۱.۲. ملاحظات مقدماتی

در پژوهش حاضر برای شناسایی آسیب در اتصال‌های پل‌های خرابایی، داشتن دیاگرام‌های خط تأثیر اعضا ضروری بوده است. در ادامه‌ی پژوهش، نوشتارهایی که از میحث خط تأثیر برای پیشبرد مطالعاتشان در حوزه‌ی مطالعات در مورد پل‌های خرابایی بهره برده‌اند، بررسی شده‌اند. خط تأثیر، یک تابع پاسخ است که دامنه‌ی تغییرات یک پاسخ سازه‌ی (به طور مثال نیروی محوری، برشی، گشتاور خمشی، تغییرشکل و غیره) را در یک نقطه‌ی مشخص در سیستم سازه‌ی ناشی از اعمال یک الگوی بار استاتیکی قرار گرفته در هر نقطه روی سازه نشان می‌دهد. به یک خط تأثیر زمانی که بار اعمال شده فقط محدود به بار واحد باشد، خط تأثیر واحد گفته می‌شود.<sup>[۲۴، ۲۵]</sup> زائورن و نکاتی<sup>۱۲</sup> (۲۰۱۱)، اطلاعات حسی و تصویری را برای استخراج خط تأثیر واحد به عنوان یک شاخص آسیب برای نظارت بر رفتار پل تحت شرایط بارگذاری با استفاده از روش‌های تصویری رایانه تحلیل کرده‌اند.<sup>[۲۶]</sup> استیماک<sup>۱۳</sup> و همکاران (۲۰۰۶)، یک روش شناسایی آسیب سازه‌ی از طریق تحلیل خطوط تأثیر تغییرمکان و صفحه‌های تأثیر بر مبنای اختلاف در انحنای خطوط و صفحه‌های تأثیر تغییرمکان در دو حالت سالم و آسیب‌دیده پیشنهاد کرده‌اند.<sup>[۲۷]</sup> ژانگ و همکاران (۲۰۱۲)، خطوط تأثیر نیروی برشی و لنگر خمشی تیر در حالت‌های سالم و آسیب‌دیده را آنالیز کردند و نشان دادند که خط تأثیر نیروی برشی، غیرحساس به آسیب در تیر و لنگر خمشی در تکیه‌گاه وسط تیر، بسیار حساس به آسیب است.<sup>[۲۸]</sup> ژو<sup>۱۴</sup> و همکاران (۲۰۱۴)، به یک رویکرد نوین شناسایی محل آسیب از طریق ترکیب مقادیر خط تأثیر تنش به دست آمده از چند نقطه با استفاده از روش فیوژن دست یافتند.<sup>[۲۹]</sup> استیماک<sup>۱۵</sup> و همکاران (۲۰۰۶)، تأثیر فاصله‌ی نمونه در خط تأثیر انحراف را براساس روش تشخیص آسیب در تیرها بررسی کردند و برای نشان دادن کاربرد روش اخیر حتی زمانی که تعداد کمی از نقاط نمونه‌برداری استفاده می‌شود، یک تحلیل عددی انجام دادند.<sup>[۳۰]</sup> چن و همکاران (۲۰۱۵)، یک روش منظم‌سازی برای شناسایی خط تأثیر تنش براساس اطلاعات وسایل نقلیه و تاریخچه‌ی زمانی تنش مرتبط، که هنگام عبور وسایل نقلیه از روی پل اندازه‌گیری می‌شود، معرفی کرده است.<sup>[۳۱]</sup> زینالی و استوری (۲۰۱۷)، یک روش تشخیص نقص ارائه کردند که انحنای خطوط تأثیر تغییر شکل استاتیکی دارای نویز را برای پیش‌بینی مکان و شدت آسیب ساختاری ارزیابی می‌کند.<sup>[۳۲]</sup> یونکای<sup>۱۶</sup> و همکاران (۲۰۲۱)، از تغییرات خطوط تأثیر تنش و تغییر شکل قبل و بعد از آسیب پل، یک شاخص برای

- مقایسه‌ی نمودار و دیاگرام‌های دو مرحله‌ی قبل از نظر شکل و تطبیق نمودار و خط تأثیر مشابه جهت شناسایی عضو آسیب‌دیده.

پس از مقایسه‌ی نمودارها و دیاگرام‌ها، در صورتی که نمودار خط تأثیر عضوی با نمودار اختلاف پاسخ‌ها منطبق باشد، به این معنی است که اتصال و یا اتصال‌ها مربوط به عضو مورد نظر آسیب‌دیده بوده و آسیب مذکور موجب اختلال در عملکرد این عضو محوری شده است.

## ۲.۲. مشخصات نمونه‌ی آزمایشگاهی

در پژوهش حاضر، مبنای راهبرد استفاده شده، مقایسه‌ی دیاگرام‌های خط تأثیر اعضا و نمودار به دست آمده از رابطه‌ی اختلاف پاسخ‌های تغییرمکان رابطه‌ی ۱ بوده است. برای بررسی میزان کارایی روش پیشنهادی، یک پل خرابایی با اتصال‌های پیچی که در شکل ۱ مشاهده می‌شود، ساخته و بررسی شده است. به دلیل صفحه‌یی بودن پل خرابایی اشاره شده و جلوگیری از حرکت خارج از صفحه، تمام اعضا افقی ردیف بالای خرپا توسط قطعاتی از جنس فوم از هر دو طرف به دو تکیه‌گاه پیوسته، که در شکل ۱ به رنگ قرمز هستند، تکیه داده شده‌اند.

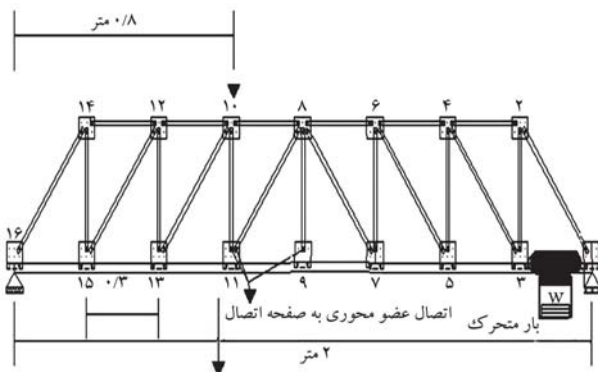
محل قرارگیری حسگر تغییرمکان سنج، ابعاد اعضا پل و همچنین نوع عملکرد تکیه‌گاه‌ها در شکل ۲ مشاهده می‌شود.

پل خرابایی پژوهش حاضر با طول دهانه‌ی ۲ متر از ورق گالوانیزه با ضخامت ۰/۵۰۱ متر ساخته شده است. مشخصات ورق‌های تشکیل‌دهنده‌ی پل مذکور و همچنین مشخصات هندسی آن در جدول ۱ ارائه شده است.

برای اندازه‌گیری مقادیر پاسخ تغییرمکان قائم یک نقطه در پل خرابایی تحت



شکل ۱. نمونه‌ی پل خرابایی ساخته شده در آزمایشگاه.



شکل ۲. شماتیک پل خرابایی ساخته شده.

ارزیابی آسیب و همچنین محل اولیه‌ی آسیب در پل و اثربخشی شناسایی آسیب استفاده کرده‌اند. [۳۳] ژانگ و همکاران (۲۰۲۱)، خط تأثیر تغییر مکان و مشتقات اول و دوم انحنای تیر پیوسته و اختلاف بین خط تأثیر تغییرمکان و مشتقات اول و دوم تصویر را در زمانی که آسیب در چند نقطه رخ می‌دهد، برازش داده‌اند. [۳۴] عظیم و گول<sup>۱۷</sup> (۲۰۲۱)، یک چارچوب تشخیص آسیب جدید برای شناسایی آسیب در سطح المان، برای پل‌های خرابایی راه‌آهن ارائه کرده‌اند، که تحلیل پاسخ‌های شتاب و کرنش را ترکیب می‌کند. [۳۵]

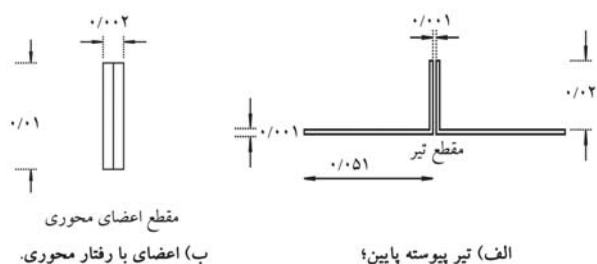
چنگ<sup>۱۸</sup> و همکاران (۲۰۲۲)، با یک رویکرد نوین اقدام به معرفی یک روش برای شناسایی آسیب پل‌های پیوسته‌ی تیری کردند، که در آن از خطوط تأثیر عکس‌العمل تکیه‌گاه‌ها به عنوان شاخص شناسایی آسیب استفاده کردند. ابتدا ارتباط بین آسیب‌های موضعی در تیر و شاخص آسیب مذکور را تعیین کردند و در ادامه، حساسیت آن را با تئوری دمپستر- شفر بررسی کردند و نشان دادند اگر از خطوط تأثیر بیشتری استفاده شود، حساسیت روش ذکر شده در برابر نویز کاهش پیدا می‌کند. [۳۶] کُردی و محمودی (۲۰۲۲)، یک روش جدید برای شناسایی اعضا آسیب‌دیده در پل‌های خرابایی تحت بار متحرک با استفاده از پاسخ تاریخی‌ی زمانی و دیاگرام‌های خط تأثیر اعضا ارائه کردند و دو عدد پل خرابایی تحت بار متحرک در یک نرم‌افزار المان محدود مدل‌سازی کردند و کارایی روش اخیر را در دو مدل مذکور بررسی کردند. [۳۷] ایشان با برداشت پاسخ تغییرمکان نقطه‌ی میانی تیر پایین خرابای تحت بار متحرک، از طریق رابطه‌ی ۱ اقدام به محاسبه‌ی اختلاف پاسخ‌های تغییرمکان در حالت‌های سالم و آسیب‌دیده کردند:

$$DD = V_i - V_d \quad (1)$$

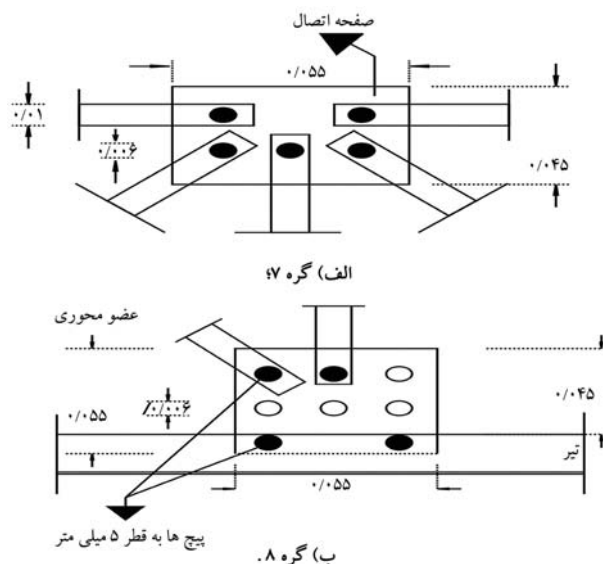
که در آن  $V_i$  و  $V_d$  به ترتیب نشان‌دهنده‌ی مقادیر تغییرمکان قائم نقطه‌ی وسط خرپا در حالت‌های سالم و آسیب‌دیده هستند. نهایتاً، عضو آسیب‌دیده با ترسیم دیاگرام خط تأثیر اعضا پل خرابایی و مقایسه و انطباق شکلی نموداری رابطه‌ی ۱ و دیاگرام‌های اعضا تشخیص داده می‌شود. روش ذکر شده‌ی اخیر با دو مثال عددی راستی‌آزمایی شده است. [۳۷]

در پژوهش حاضر، روش استفاده شده برای انجام شناسایی آسیب، مشابه روش کُردی و محمودی، [۳۷] بوده است، با این تفاوت که پژوهش اخیر، [۳۷] یک پژوهش عددی بوده و اعضا پل خرابایی به عنوان المان‌های آسیب‌دیده در نظر گرفته شده‌اند؛ اما پژوهش حاضر کاملاً آزمایشگاهی بوده و آسیب در اتصال‌های پیچی خرپا ایجاد شده و اعضایی که اتصال‌های آنها دچار آسیب شده است، شناسایی شده‌اند. مراحل شناسایی آسیب در پژوهش حاضر به این ترتیب بوده است:

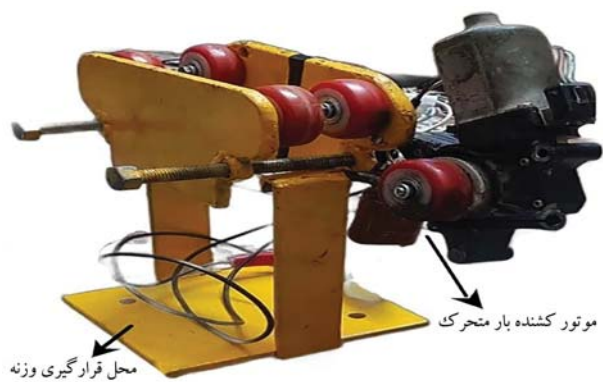
- ساخت پل خرابایی با اتصال‌های پیچی در آزمایشگاه؛
- شبیه‌سازی آسیب در اتصال‌های پیچی با حذف پیچ و یا شل کردن مهره‌ی مربوط به پیچ مورد نظر؛
- برداشت پاسخ‌های تغییرمکان یک نقطه از خرابای سالم و آسیب‌دیده تحت بار متحرک توسط حسگر تغییرمکان سنج؛
- فیلتر کردن نویزهای موجود در پاسخ‌های تغییرمکان با استفاده از محاسبه‌گر میانگین متحرک ساده؛
- محاسبه‌ی مقادیر رابطه‌ی ۱ برای دو حالت سالم و آسیب‌دیده و ترسیم نمودار مقادیر به دست آمده؛
- محاسبه و ترسیم دیاگرام‌های خط تأثیر اعضا خرابا؛



شکل ۵. مشخصات مقاطع تشکیل دهنده ی پل خرابایی.



شکل ۶. جزئیات هندسی اتصال‌های پل خرابایی.



شکل ۷. دستگاه شبیه‌ساز بار متحرک.

### ۳.۲. مشخصات بار متحرک طراحی شده

در پژوهش حاضر با توجه به این که پل از نوع خرابایی و مسطح بوده و محدودیت حرکت وجود داشته است، برخلاف پل‌های تیری، امکان عبور بار متحرک از بالای تیر پایین پل وجود نداشت. به همین دلیل، یک وسیله‌ای قابل حرکت ۵ چرخ به گونه‌ای که بتواند از پایین تیر پل خرابایی عبور کند و در عین حال نیروی بار متحرک را انتقال دهد، به گونه‌ای طراحی شد که ۴ چرخ آن بر روی دو لبه‌ی بالایی تیر قرار گرفت و به آن آویزان شد و یک چرخ دیگر توسط موتور الکتریکی قابل کنترل از راه دور در جلوی آن قرار گرفت، که با شروع چرخش، نیروی لازم برای به حرکت درآوردن آن فراهم می‌گردد (شکل ۷).

جدول ۱. مشخصات مواد و هندسه‌ی پل خرابایی.

مشخصات مواد و هندسه‌ی پل خرابایی			
مشخصات هندسی		مشخصات مواد	
طول	۲ متر	چگالی	۷۸۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب
ارتفاع	۰/۳۲ متر	مدول کشسانی	۲۱۰ گیگاپاسکال



شکل ۳. حسگر تغییر مکان سنج خطی. [۳۸]



شکل ۴. دیتالاگر ۱۶ کاناله‌ی AL۸.

بار متحرک، یک حسگر تغییر مکان سنج در فاصله‌ی ۷۶/۰ متری از تکیه‌گاه سمت چپ قرار داده شده است (شکل ۳).

درگاه‌های خروجی حسگر تغییر مکان سنج خطی از طریق کابل‌هایی به یک دیتالاگر با قابلیت ذخیره‌ی مقادیر ۱۶ کانال با سرعت نمونه‌برداری ۸ نمونه در هر ثانیه متصل شده‌اند، که تصویر درگاه‌های خروجی و ورودی دیتالاگر مذکور در شکل ۴ مشاهده می‌شود.

عضو پایین پل خرابایی از یک تیر پیوسته تشکیل شده است، که از سمت راست توسط یک تکیه‌گاه غلتکی و از سمت چپ توسط یک تکیه‌گاه مفصلی مهار شده است. به جز تیر پیوسته‌ی پایین خرابا، تمامی اعضاء دیگر با توجه به اتصال پیچی به ورق‌های اتصال، رفتار محوری دارند. لازم به ذکر است که شروع حرکت بار متحرک از تکیه‌گاه سمت راست بوده است. فاصله‌ی دو تکیه‌گاه، دو متر و طول خالص حرکت بار متحرک، ۱/۹ متر بوده است. اعضاء با رفتار محوری، که شامل اعضاء افقی ردیف بالا، قطری و قائم بودند، به ترتیب به طول ۲۵۵/۰، ۲۳۶/۰ و ۲۴/۰ متر بودند. تمام اعضاء ذکر شده از اتصال دو ورق با طول اشاره شده، عرض ۰/۰۱ متر و ضخامت ۰/۰۰۱ متر ساخته شده‌اند. اما تیر پیوسته‌ی پایین پل از دو مقطع ال شکل دبل شده ساخته شده است. مشخصات هندسی اعضاء پل خرابایی در شکل ۵ مشاهده می‌شود.

مشخصات هندسی اتصال‌های اعضا به صفحه‌های اتصال و همچنین مشخصات اتصال صفحه‌های اتصال به تیر پایین پل در شکل ۶ مشاهده می‌شود.

جدول ۲. سناریوهای آسیب شدید در اتصال‌ها و سناریوهای دو آسیب هم‌زمان.

سناریوی آسیب	اتصال آسیب‌دیده	عضو مرتبط با اتصال	نوع عضو	وزن بار متحرک (kg)
سناریوی ۱	۷	عضو ۷-۸	قطری	۶/۲
سناریوی ۲	۱۳	عضو ۱۰-۱۳	قطری	۱۳/۸
سناریوی ۳	۷	عضو ۶-۷	قائم	۱۳/۸
سناریوی ۴	۱۳	عضو ۱۲-۱۳	قائم	۶/۲
سناریوی ۵	۱۴	عضو ۱۲-۱۴	افقی	۶/۲
سناریوی ۶	۴	عضو ۴-۶	افقی	۶/۲
سناریوی ۷	۷ و ۱۳	عضو ۱۰-۱۳ و ۶-۷	قطری و قائم	۱۳/۸
سناریوی ۸	۶ و ۱۳	عضو ۱۲-۱۳ و ۶-۷	قطری و قائم	۱۳/۸

از هر دو سر توسط پیچ و مهره به صفحه‌های اتصال وصل شده است. به همین جهت برای شبیه‌سازی آسیب شدید در اتصال‌ها، پیچ و مهره به کلی از اتصال جدا و برای شبیه‌سازی آسیب کم، مهره‌ی پیچ مورد نظر شل شده است. هر برداشت در آزمایش، با فشردن دکمه‌ی ریموت کنترل دستگاه بار متحرک و استخراج مقادیر پاسخ نقطه‌ی قرارگیری حسگر تغییر مکان سنج آغاز می‌شود. در طی یک برداشت، بار متحرک مسافت ۱/۹ متری را طی می‌کند و باعث ایجاد ارتعاش قائم در پل می‌شود و این ارتعاش توسط حسگر تغییر مکان سنج خطی برداشت و توسط دیتالاگر در یک فایل اکسل ذخیره می‌شود. در بخش حاضر، دو گروه سناریوی آسیب در نظر گرفته شده است، که در سناریوهای گروه یک، آسیب فقط در اتصال مربوط به یک عضو و در سناریوهای گروه دوم، آسیب اتصال‌های دو عضو شبیه‌سازی شده‌اند. در مرحله‌ی کنونی تلاش شده است که اعضاء متوعی، شامل: اعضاء افقی، قائم و قطری تحت بررسی قرار گیرند تا کارایی روش پیشنهادی برای تشخیص آسیب به شکل عمیق‌تری بررسی شود. با توجه به شماره‌گذاری تمامی گره‌های اتصال اعضاء، هر عضو از طریق گره‌های دو سر آن عضو و همچنین صفحه‌های اتصال نیز با شماره‌ی گره، نام‌گذاری شده‌اند. در جدول ۲، نتایج ۸ سناریوی مختلف مربوط به آسیب شدید ارائه شده است.

مطابق جدول ۲، در سناریوهای اخیر، پیچ کاملاً از اتصال عضو به صفحه حذف شده است تا آسیب شدید مدل‌سازی شود. سناریوهای هفتم و هشتم نیز مربوط به آسیب هم‌زمان در دو اتصال است. با توجه به این‌که هر عضو با عملکرد محوری، توسط یک پیچ در هر سر عضو به صفحه‌ی اتصال متصل شده و در صورت آسیب در هر یک از اتصال‌های مذکور، عملکرد عضو متناظر تحت تأثیر قرار گرفته است، لذا در جدول اخیر، علاوه بر اتصال عضو آسیب‌دیده، به عضو مرتبط با اتصال آسیب‌دیده نیز اشاره شده است. در ادامه، در جدول ۳، نتایج ۶ سناریوی دیگر، که در آنها فقط پیچ‌های اتصال مورد نظر شل شده‌اند تا آسیب با شدت کمی شبیه‌سازی شود، ارائه شده است.

در ادامه‌ی پژوهش حاضر، نتایج نمودارهای به دست آمده از آزمایش‌های انجام شده که همان مقادیر معادله‌ی ۱ هستند، با دیاگرام‌های خط تأثیر مقایسه شده‌اند، تا کارایی روش ارائه شده در تشخیص اتصال‌های آسیب‌دیده تأیید شود. لازم به ذکر است که نمودارهای مربوط به هر سناریو به صورت سری سه‌گانه ارائه شده است، که نمودار اول مربوط به مقادیر معادله‌ی ۱ بدون اعمال فیلتر؛ نمودار دوم با اعمال فیلتر و نمودار سوم مربوط به دیاگرام خط تأثیر عضو تأثیر

در پژوهش حاضر بار متحرک با دو وزن مختلف بر سازه وارد شده است. اولین آزمایش‌ها با وزن خود دستگاه کشنده، که ۶/۲ کیلوگرم بود، انجام شده و پس از آن با اضافه کردن وزنه در بخش پایین دستگاه، وزن بار متحرک تا ۱۳/۸ کیلوگرم افزایش یافته است. سرعت حرکت بار متحرک نیز با توجه به دو وزن مختلف بار متحرک از ۲۲٪ تا ۲۵٪ متر بر ثانیه متغیر بوده است. لازم به ذکر است که وزن پل خربایی، ۴/۱۵۲ کیلوگرم و طول مسیر حرکت بار متحرک برابر با ۱/۹ متر بوده است. با توجه به این‌که در هر ثانیه ۵۰۰ داده برداشت می‌شد، حین عبور بار متحرک که حدوداً ۸ تا ۸/۶ ثانیه به طول می‌انجامید، ۴۰۰۰ تا ۴۳۰۰ داده با توجه به وزن بار متحرک در حافظه‌ی دیتالاگر ذخیره شده است. پس از انتقال داده‌ها به نرم‌افزار اکسل، فیلتر میانگین متحرک ساده با ۱۰۰۰ داده به نمودارهای اختلاف پاسخ‌ها اعمال شد تا شرایط لازم جهت مقایسه‌ی آنها با نمودارهای خط تأثیر مهیا شود.

#### ۴.۲. دیاگرام‌های خط تأثیر اعضاء

در پژوهش حاضر برای شناسایی آسیب در اتصال‌ها، دیاگرام خط تأثیر نیروی محوری اعضاء تعیین و سپس نمودارهای اختلاف پاسخ‌های تغییر مکان پل در دو حالت سالم و آسیب‌دیده با دیاگرام‌های خط تأثیر اعضاء از نظر شکل مقایسه شده‌اند. عضوی که دیاگرام خط تأثیر آن از نظر شکل با نمودار اختلاف پاسخ‌های تغییر مکان یکسان باشد، در یکی از اتصال‌هایش، دچار آسیب می‌شود. لازم به ذکر است که دیاگرام‌های خط تأثیر اعضاء با شبیه‌سازی پل خربایی در نرم‌افزار اجزاء محدود و اعمال بار واحد به نقاط مشخص شده بر روی تیر پایین خرپا تعیین شده است. نقاط مشخص شده روی تیر پایین پل، علاوه بر گره‌های اتصال، شامل نقاط میانی دو گره مجاور نیز می‌شد. در نتیجه به ۱۷ نقطه‌ی مشخص روی تیر، بار واحد اعمال و مقادیر نیروی محوری هر عضو ثبت شده است، تا دیاگرام خط تأثیر نیروی محوری اعضاء تعیین شود. در دیاگرام خطوط تأثیر نیروی محوری اعضاء، محور افقی، نشان‌دهنده‌ی موقعیت بار واحد و محور قائم، نشان‌دهنده‌ی مقدار نیروی محوری هر عضو با واحد نیوتن است.

#### ۵.۲. سناریوهای آسیب و پاسخ‌های تغییر مکان ثبت شده توسط

##### دیتالاگر

در مدل آزمایشگاهی حاضر، هر عضو دارای عملکرد محوری در پل ذکر شده،



جدول ۳. سناریوهای آسیب با شدت کم در اتصال‌ها.

سناریوی آسیب	اتصال آسیب‌دیده	عضو مرتبط با اتصال	نوع عضو	وزن بار متحرک (kg)
سناریو ۹	۱۳	عضو ۱۲-۱۳	قائم	۶/۲
سناریو ۱۰	۱۴	عضو ۱۲-۱۴	افقی	۶/۲
سناریو ۱۱	۷	عضو ۶-۷	قائم	۱۳/۸
سناریو ۱۲	۷	عضو ۷-۸	قطری	۶/۲
سناریو ۱۳	۱۳	عضو ۱۰-۱۳	قطری	۱۳/۸
سناریو ۱۴	۴	عضو ۴-۶	افقی	۶/۲

می‌توان به دو بخش استاتیک و دینامیک تفکیک کرد، که این کار با اعمال فیلتر میانگین متحرک ساده، که اعمال آن به پاسخ، بخش استاتیک پاسخ را نتیجه می‌دهد، انجام‌پذیر است. در پژوهش حاضر، با توجه به لزوم مقایسه‌ی پاسخ با نمودار خط تأثیر و اطلاع از ماهیت استاتیکی نمودار خط تأثیر، اعمال فیلتر میانگین ال‌رامی است. به همین دلیل همان‌طور که در شکل‌های ۸ تا ۱۰ مشاهده می‌شود، فیلتر مورد نظر به تمامی نمودارهای اول هر بخش (نمودارهای با عنوان بدون فیلتر) اعمال شده و نمودارهای دوم هر بخش به دست آمده است. نمودارهای دوم هر بخش، که همان نمودارهای فیلتر شده هستند، از نظر تنظیمات عددی محور قائم به گونه‌ی در نظر گرفته شده‌اند تا شباهت شکلی آنها با نمودارهای خط تأثیر به شکل واضح‌تر قابل مشاهده باشد. نتایج طی سه گروه با رنگ‌های مختلف ارائه شده است، که نتایج سناریوهای ۱ تا ۶، که با رنگ آبی ارائه شده‌اند، مربوط به حالت آسیب با شدت زیاد است. نتایج سناریوهای ۷ و ۸، که با رنگ سبز ارائه شده‌اند، مربوط به حالت آسیب در اتصال دو عضو به صورت هم‌زمان با شدت زیاد است. و نمودارهای با رنگ نارنجی مربوط به سناریوهای ۹ تا ۱۴ و مربوط به حالت آسیب در اتصال یک عضو و با شدت کم هستند. در مجموع برای ۱۴ سناریوی آسیب مختلف، نتایج ارائه شده است. با بررسی نمودارهای حالت آسیب شدید می‌توان مشاهده کرد در نتایج مربوط به سناریوهای ۲ و ۵، محل پیک‌های نمودارها تفاوت بیشتری در مقایسه با ۴ سناریوی دیگر دارد، که نشان‌دهنده‌ی کیفیت کمتر نتایج در سناریوهای اخیر است. همچنین مسئله‌ی اخیر برای حالت آسیب با شدت کم برای سناریوهای ۱۰ و ۱۳ به شکل مشابهی تکرار شده است. در سناریوهای ۷ و ۸، که در اتصال دو عضو به صورت هم‌زمان، آسیب شدید مشاهده شده است، در نمودارها از نظر شکلی، انطباق بیشتری ملاحظه شده است. به طور کلی می‌توان گفت که از منظر کیفیت نتایج، تفاوتی بین حالت‌های با شدت زیاد و کم مشاهده نشده است.

## ۵. نتیجه‌گیری

روش پیشنهادی در پژوهش حاضر، برای شناسایی آسیب در پل‌های خرپایی معرفی شده است. در هر بار آزمایش، پل خرپایی تحت بار متحرک قرار گرفته و پاسخ تغییرمکان قائم یک نقطه از تیر در دو حالت آسیب‌دیده و سالم برداشت شده است. اختلاف مقادیر تغییرمکان به دست آمده از دو حالت سالم و آسیب‌دیده به شکل نمودار رسم شده است. دیاگرام‌های خط تأثیر اعضاء پل خرپایی نیز با مدل‌سازی پل در نرم‌افزار اجزاء محدود تعیین و در نهایت با مقایسه‌ی نمودار اختلاف پاسخ‌های

پذیرفته از آسیب اتصال است. همان‌طور که در جدول‌های اخیر مشاهده می‌شود، در پژوهش حاضر تلاش شده است که نتایج انواع مختلف عضو، از قبیل: عضوهای افقی، عمودی و مورب بررسی شوند تا نتایج با قدرت‌ترو با قابلیت اتکای بیشتری باشند.

## ۳. نتایج برداشت‌های آزمایشگاهی و مقایسه‌ی نمودارها و دیاگرام‌ها

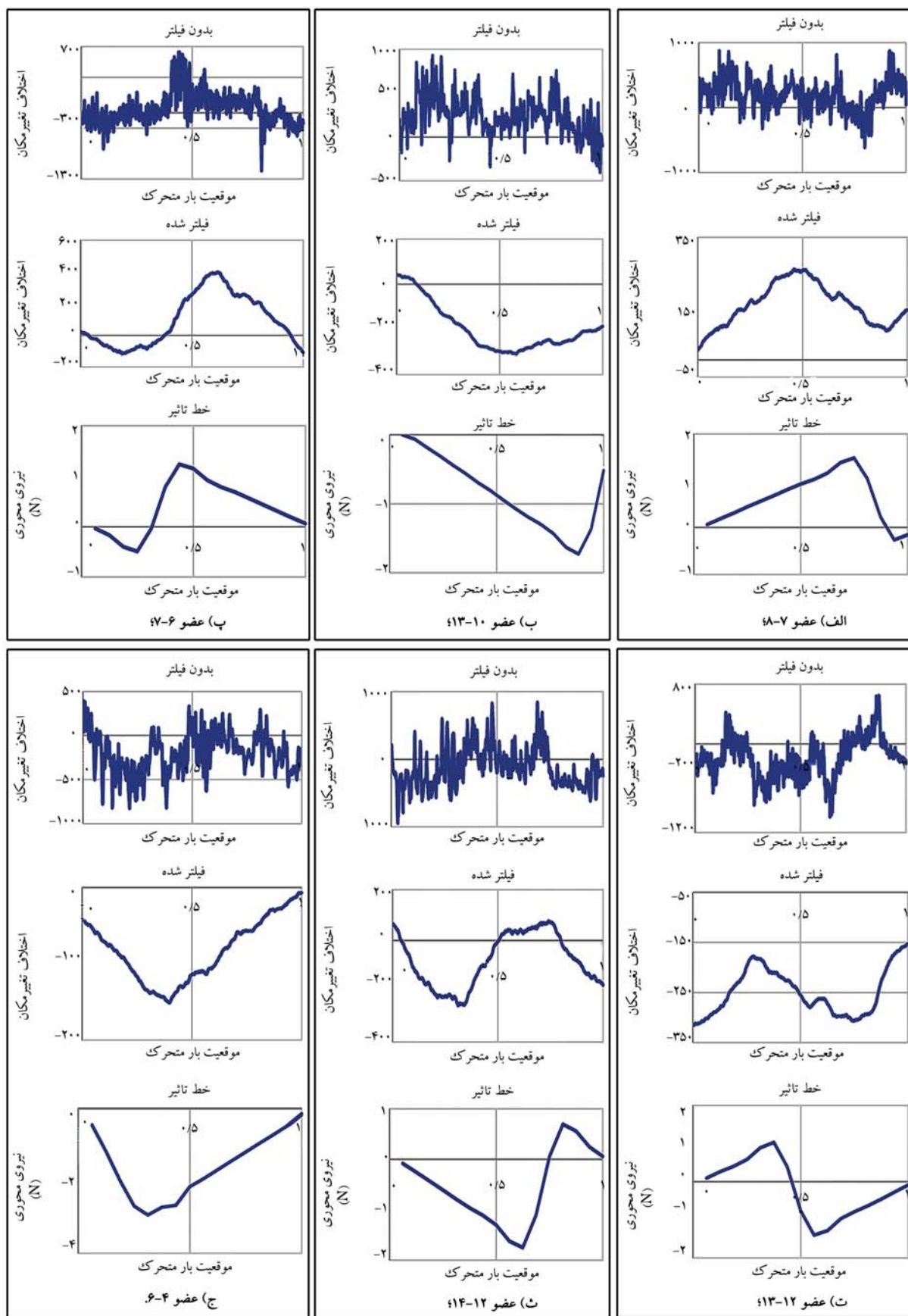
لازم به ذکر است که در نمودارهای اختلاف تغییرمکان شکل‌های ۸ تا ۱۰، محور قائم نشان‌دهنده‌ی مقادیر رابطه‌ی ۱ بر حسب صدم میلی‌متر است و محور افقی، محل بار متحرک را نشان می‌دهد. در ادامه، نتایج سناریوهای هفتم و هشتم مربوط به جدول ۲، که مربوط به حالت‌های دو آسیب شدید هم‌زمان است، ارائه شده است (شکل ۹).

در ادامه‌ی بخش حاضر، نتایج مربوط به جدول ۲، که سناریوهای آسیب با شدت کم هستند ارائه شده‌اند، شکل ۱۰، که منظور از شدت کم، همان شل کردن مهره‌ی یک پیچ بوده و برخلاف مرحله‌ی قبل، پیچ همچنان در جای خود قرار گرفته و عملکرد آن کاملاً قطع نشده است.

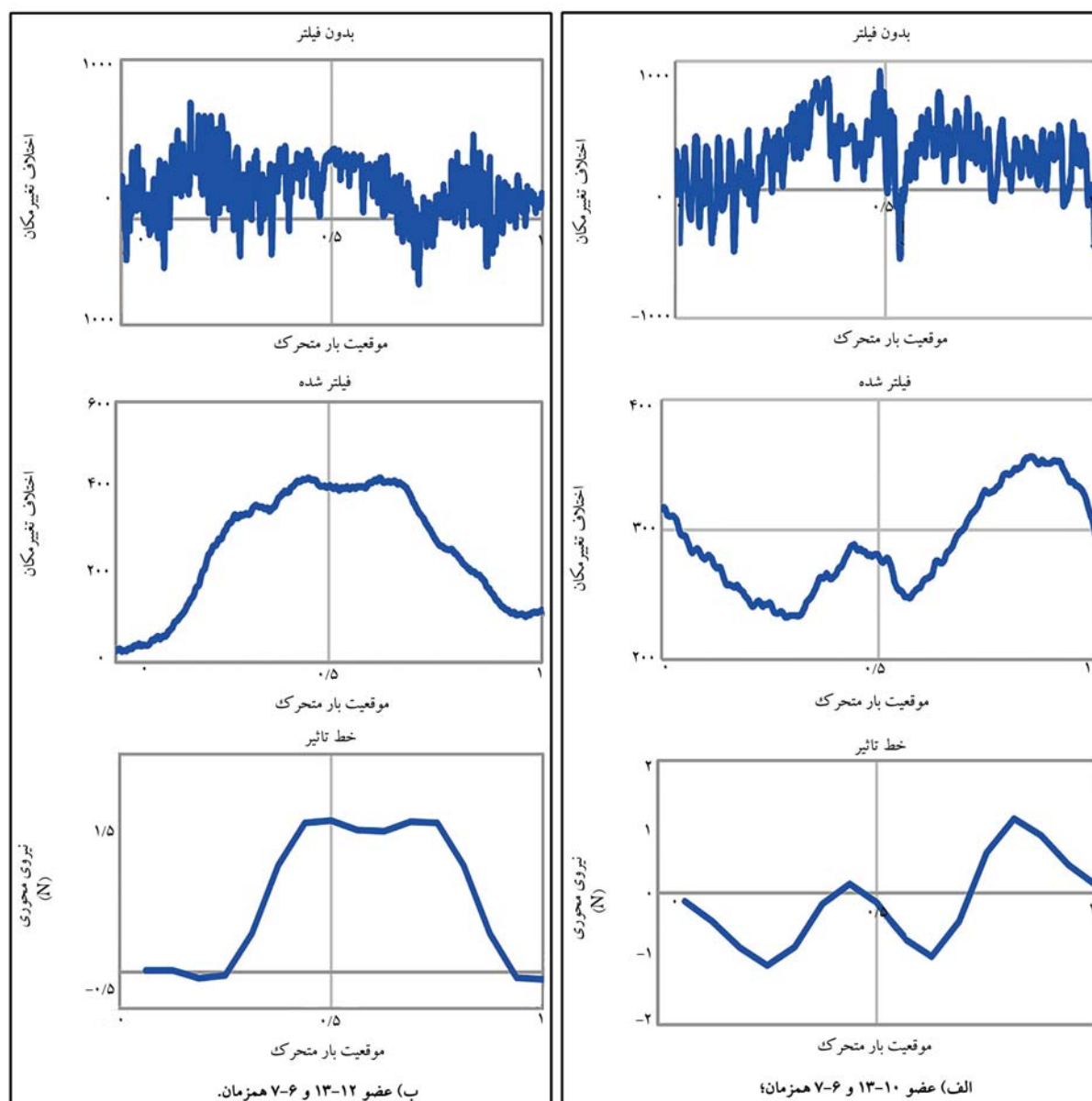
همان‌طور که در بخش‌های قبل نیز اشاره شده است، برای تشخیص و شناسایی اتصال آسیب‌دیده، باید نمودار اختلاف پاسخ‌های دینامیکی یک نقطه از پل خرپایی در دو حالت سالم و آسیب‌دیده با نمودار خط تأثیر عضوهای خرپا مقایسه شود. در صورت انطباق نمودار با دیاگرام خط تأثیر عضو، اتصال مربوط به عضو مورد نظر، همان اتصال آسیب‌دیده است.

## ۴. بحث در مورد نتایج

همان‌طور که در بخش‌های پیشین اشاره شده است، روش کار در نوشتار حاضر به این صورت بوده است که نمودار اختلاف پاسخ‌های تغییرمکان در دو حالت سالم و آسیب‌دیده پس از اعمال فیلتر میانگین متحرک ساده، که توسط نرم‌افزار اکسل بر روی خروجی‌های به دست آمده از دیتالاگر اعمال شده است، با نمودار خط تأثیر عضو آسیب‌دیده مقایسه شده است تا میزان قدرت روش پیشنهادی در شناسایی آسیب اعضا بررسی شود. همان‌طور که در نوشتار گونزالز و هستر<sup>[۱۳] (۲۰۱۳)</sup>،<sup>[۳۹]</sup> اشاره شده است، در تحلیل پل‌های تحت بار متحرک، پاسخ پل به بار متحرک را



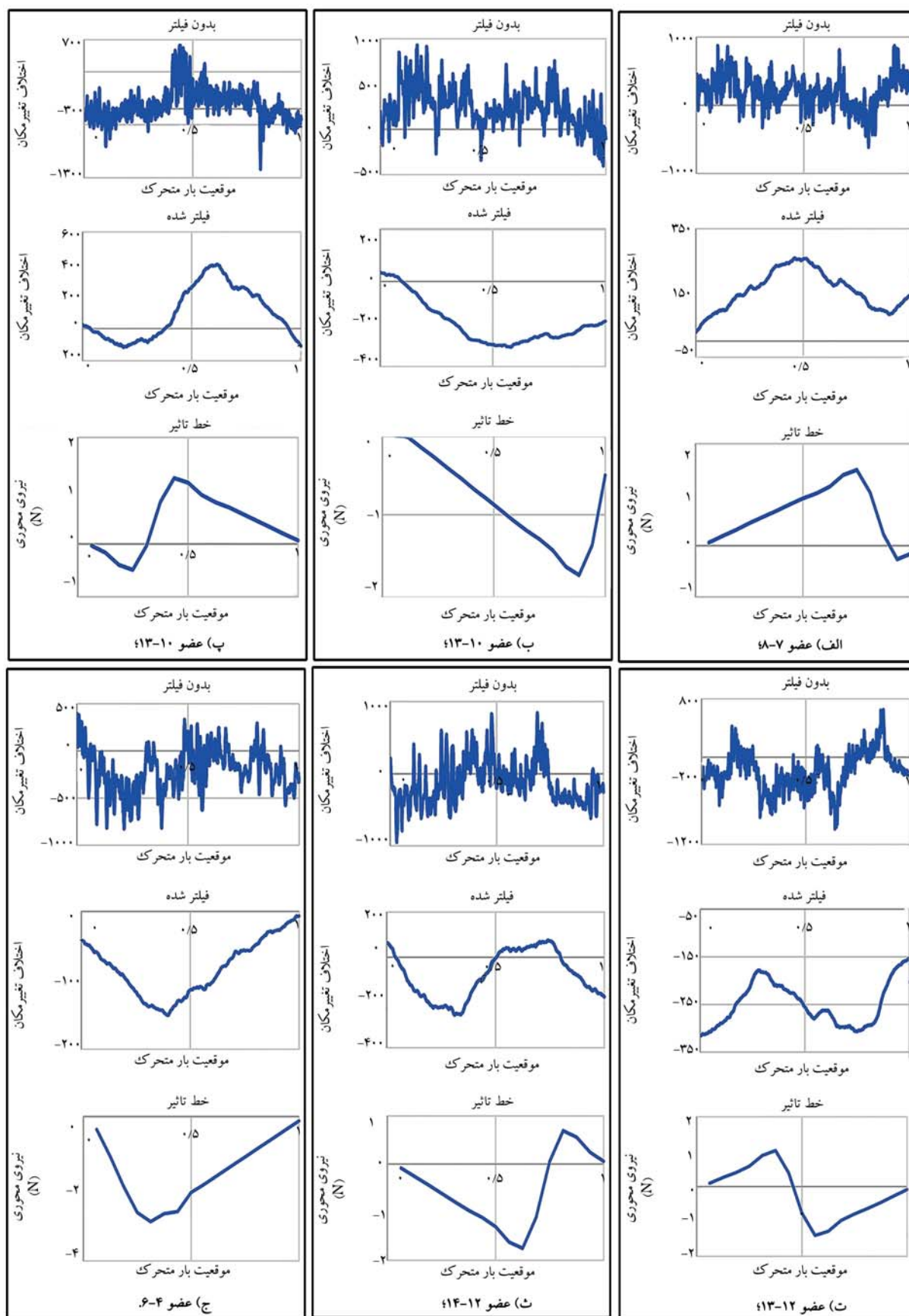
شکل ۸. انطباق نمودارهای اختلاف پاسخ تغییر مکان با دیاگرام‌های خط تأثیر اعضا برای سناریوهای با آسیب شدید.



شکل ۹. انطباق نمودارهای اختلاف پاسخ تغییر مکان با دیاگرام های خط تأثیر اعضا برای سناریوهای با دو آسیب شدید هم‌زمان.

روش مورد نظر برای شناسایی آسیب استفاده کرد. لازم به ذکر است که با توجه به نزدیکی آزمایشگاه به محل عبور خودروهای متعدد و همچنین ارتعاش موجود در دستگاه بار متحرک، نویزهای زیادی در پاسخ‌های تغییر مکان عضو مشاهده می‌شود، که با استفاده از محاسبه گر میانگین متحرک ساده تا حد زیادی کاهش داده شده است، اما همواره اثر منفی این نویزها در فرایند انطباق شکلی نمودارها و دیاگرام‌ها کاملاً مشهود است. انتظار می‌رود در صورتی که از حسگر تغییر مکان سنسج با دقت اندازه‌گیری بهتر در شرایط آزمایش با نویز کمتر استفاده شود، انطباق نمودارها و دیاگرام‌ها بهبود یابد. علاوه بر وجود نویز، با توجه به این‌که برای شناسایی آسیب در هر عضو، نیاز به انجام دو آزمایش با شرایطی کاملاً یکسان است و مهیا کردن چنین شرایطی با توجه به تغییر دائمی شرایط محیطی و شرایط اندرکنش بار متحرک و پل کمی دست‌نیافتنی به نظر می‌رسد، وجود خطا در نتایج نهایی امری ناگزیر است.

تغییر مکان و دیاگرام‌های خط تأثیر آن عضوی که دیاگرام خط تأثیرش با نمودار پاسخ‌های تغییر مکان از نظر شکل انطباق داشته باشد، به عنوان عضوی که دست کم یکی از اتصال‌های آن دچار آسیب شده در نظر گرفته شده است. بررسی نمودارها و دیاگرام‌های به دست آمده نشان می‌دهد در زمانی که اتصال پیچی مربوط به عضوی آسیب می‌بیند، پاسخ تغییر مکان پل نسبت به حالت بدون آسیب دچار تغییر می‌شود و نمودار تغییرات ایجاد شده، از نظر شکل شبیه به دیاگرام خط تأثیر آن عضو است. در نتیجه می‌توان تشخیص داد که اتصال‌های کدام عضو دچار آسیب شده است. بررسی نمودارها نشان می‌دهد که این نتیجه برای هر دو حالت آسیب شدید و آسیب با شدت کم برقرار است. لازم به ذکر است حتی در حالتی که دو اتصال به صورت هم‌زمان دچار آسیب شوند نیز می‌توان با روش پیشنهادی، عضوایی که اتصال‌های آنها دچار آسیب شده است، شناسایی کرد. در حالتی که فقط مهره‌ی اتصال شل می‌شود (آسیب با شدت کم ایجاد می‌شود) نیز می‌توان از



شکل ۱۰. انطباق نمودارهای اختلاف پاسخ تغییر مکان با دیاگرام خط تأثیر اعضا برای سناریوهای آسیب با شدت کم.

1. Brunell & Kim
2. Lee
3. Siriwardane
4. Li & Hao
5. Chang & Kim
6. Kumar & Biswas
7. Unno
8. Hilbert
9. Bernardini
10. Ji
11. Kourehli
12. Zaurin & Necati
13. Štimac
14. Zhu
15. Štimac
16. Yunkai
17. Azim & Gül
18. Cheng
19. GonzJlez & Hester

## منابع (References)

1. Fallahian, S., Joghataie, A. and Kazemi, M.T., 2018. Structural damage detection using time domain responses and teaching-learning-based optimization (TLBO) algorithm. *Scientia Iranica*, 25(6), pp.3088-3100. DOI:10.24200/sci.2017.4238.
2. Rezvani, K., NMM, M. and Sabour, M.H., 2018. A comparison of some methods for structural damage detection. *Scientia Iranica*, 25(3), pp.1312-1322. DOI:10.24200/sci.2017.4494.
3. Chatterjee, P.K., Datta, T.K. and Surana, C.S., 1994. Vibration of continuous bridges under moving vehicles. *Journal of Sound and Vibration*, 169(5), pp.619-632. <https://doi.org/10.1006/jsvi.1994.1037>.
4. Lee, H.P., 1996. The dynamic response of a Timoshenko beam subjected to a moving mass. *Journal of Sound and Vibration*, 198(2), pp. 249-256. <https://doi.org/10.1006/jsvi.1996.0567>.
5. Khadri, Y., Tekili, S., Daya, El M. and et al., 2009. Analysis of the dynamic response of bridges under moving loads. *International Review of Mechanical Engineering*, 3(1), pp.91-99.
6. Brunell, G. and Kim, Y.J., 2013. Effect of local damage on the behavior of a laboratory-scale steel truss bridge. *Engineering Structures*, 48, pp.281-291. DOI:10.1016/j.engstruct.2012.09.017.
7. Kim, C.W., Kitauchi, S. and Sugiura, K., 2013. Damage detection of a steel truss bridge through on-site moving vehicle experiments. In *SMAR-2nd International Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures*, Istanbul, Turkey.
8. Lee, E.T., Eun, H.C. and Kim, T., 2011. Damage detection of truss structure based on the variation in axial stress and strain energy predicted from incomplete measurements. *Journal of Vibro Engineering*, 13(2), pp.173-185.
9. Siriwardane, S.C., 2015. Vibration measurement-based simple technique for damage detection of truss bridges. *Case Studies in Engineering Failure Analysis*, 4, pp.50-58. DOI:10.1016/j.csefa.2015.08.001.
10. Li, J. and Hao, H., 2016. Health monitoring of joint conditions in steel truss bridges with relative displacement sensors. *Measurement*, 88, pp.360-371. <https://doi.org/10.1016/j.measurement.2015.12.009>.
11. Kim, Y.W., Kim, N.I. and Lee, J., 2016. Damage identification of truss structures based on force method and free vibration analysis. *Advances in Structural Engineering*, 19(1), pp.3-13. DOI:10.1177/1369433215618300.
12. Chang, K.C. and Kim, C.W., 2016. Modal-parameter identification and vibration-based damage detection of a damaged steel truss bridge. *Engineering Structures*, 122, pp.156-173. DOI:10.1016/j.engstruct.2016.04.057.
13. Moradipour, P., Chan, T.H. and Gallage, C., 2017. Benchmark studies for bridge health monitoring using an improved modal strain energy method. *Procedia Engineering*, 188, pp.194-200. DOI:10.1016/j.proeng.2017.04.474.
14. Kumar, K., Biswas, P.K. and Dhang, N., 2019. Damage diagnosis of steel truss bridges under varying environmental and loading conditions. *Int. J. Acoust. Vibr*, 24(1), pp.56-67. DOI:10.20855/ijav.2019.24.11255.
15. Mustafa, S., Matsumoto, Y. and Yamaguchi, H., 2018. Vibration-based health monitoring of an existing truss bridge using energy-based damping evaluation. *Journal of Bridge Engineering*, 23(1), p.04017114. DOI:10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001159.
16. Unno, K., Mikami, A. and Shimizu, M., 2019. Damage detection of truss structures by applying machine learning algorithms. *GEOMATE Journal*, 16(54), pp.62-67. DOI:10.21660/2019.54.4840.
17. Mousavi, A.A., Zhang, C., Masri, S.F. and et al., 2020. Structural damage localization and quantification based on a CEEMDAN hilbert transform neural network approach. *A Model Steel Truss Bridge Case study: Sensors*, 20(5), p.1271. <https://doi.org/10.3390/s20051271>.
18. Bernardini, L., Carnevale, M. and Collina, A., 2021. Damage identification in warren truss bridges by two different time-frequency algorithms. *Applied Sciences*, 11(22), p.10605. DOI:10.3390/app112210605.
19. Ji, B., Xiong, Q., Xing, P. and et al., 2021. Bolt loosening localization at flange joints using wind-induced response for high-rise tower. *International Journal of Steel Structures*, 21(5), pp.1790-1803. DOI:10.1007/s13296-021-00535-5.
20. Ghannadi, P. and Kourehli, S.S., 2022. Efficiency of the slime mold algorithm for damage detection of large-scale structures. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 31(14), p.1967. DOI:10.1002/tal.1967.
21. Ghannadi, P., Kourehli, S.S. and Mirjalili, S., 2022. The application of PSO in structural damage detection: An analysis of the previously released publications (2005-2020). *Frattura ed Integrità Strutturale*, 16(62), pp.460-489. DOI:10.3221/IGF-ESIS.62.32.
22. Corbally, R. and Malekjafarian, A., 2022. Bridge damage detection using operating deflection shape ratios obtained from a passing vehicle. *Journal of Sound and Vibration*, 537, p.117225. DOI:10.1016/j.jsv.2022.117225.

23. Mostafa, N., Maio, D.D., Loendersloot, R. and et al., 2022. Railway bridge damage detection based on extraction of instantaneous frequency by Wavelet Synchrosqueezed Transform. *Advances In Bridge Engineering*, 12(3), p.27. DOI:10.1186/s43251-022-00063-0.
24. Hajizeinalibiouki, Y., 2018. Flexural Rigidity Estimation Using Noisy Static Influence Lines. *Civil and Environmental Engineering Theses and Dissertations*, 1.
25. Zeinali, Y. and Story, B.A., 2017. Framework for flexural rigidity estimation in Euler-Bernoulli beams using deformation influence lines. *Infrastructures*, 2(4), p.23. DOI:10.3390/infrastructures2040023.
26. Zaurin, R. and Necati Catbas, F., 2011. Structural health monitoring using video stream, influence lines, and statistical analysis. *Structural Health Monitoring*, 10(3), pp.309-332. DOI:10.1177/1475921710373290.
27. Štimac, I., Mihanović, A. and Kožar, I., 2006. Damage detection from analysis of displacement influence lines. *In International Conference on Bridges*, Dubrovnik, pp.1001-1008.
28. Zhang, R.F., Zhang, X.M. and Qi, C.X., 2012. Application of the influence line on the bridge testing. *In Advanced Materials Research., Trans. Tech. Publications Ltd., 594*, pp.1586-1589. DOI:10.4028/www.scientific.net/AMR.594-597.1586.
29. Zhu, S., Chen, Z., Cai, Q. and et al., 2014. Locate damage in long-span bridges based on stress influence lines and information fusion technique. *Advances in Structural Engineering*, 17(8), pp.1089-1102. DOI:10.1260/1369-4332.17.8.1089.
30. Štimac, I., Mihanović, A. and Kožar, I., 2006. Damage detection from analysis of displacement influence lines. *In International Conference on Bridges*, Dubrovnik, pp.1001-1008.
31. Y. L., Li, Q. and Cai, Q.L., 2015. Damage detection in long suspension bridges using stress influence lines. *Journal of Bridge Engineering*, 20(3), p.05014013. DOI:10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000681.
32. Zeinali, Y. and Story, B.A., 2017. Framework for flexural rigidity estimation in Euler-Bernoulli beams using deformation influence lines. *Infrastructures*, 2(4), p.23. DOI:10.3390/infrastructures2040023.
33. Yunkai, Z., Qingli, X., Guohua, L. and et al., 2021. Damage identification of multi-span bridge structure based on the recognition of influence line. *In E3S Web of Conferences*, 233, p.03002 EDP Sciences. DOI:10.1051/e3sconf/202123303002.
34. Zhang, Y., Xie, Q., Li, G. and et al., 2021. Multi-damage identification of multi-span bridges based on influence lines. *Coatings*, 11(8), p.905. DOI:10.3390/coatings11080905.
35. Azim, M.R. and Gül, M., 2021. Development of a novel damage detection framework for truss railway bridges using operational acceleration and strain response. *Vibration*, 4(2), pp.422-443. DOI:10.3390/vibration4020028.
36. Cheng, Q., Ruan, X., Wang, Y. and et al., 2022. Serious damage localization of continuous girder bridge by support reaction influence lines. *Buildings*, 12(2), p.182. <https://doi.org/10.3390/buildings12020182>.
37. Kordi, A. and Mahmoudi, M., 2022. Damage detection in truss bridges under moving load using time history response and members influence line diagrams. *Civil Engineering Infrastructures Journal*, 55(1), pp.183-194. 10.22059/DOI:CEIJ.2021.314109.1723
38. <https://www.opkon.com.tr/Content/media/file-ce927f18.pdf>.
39. González, A. and Hester, D., 2013. An investigation into the acceleration response of a damaged beam-type structure to a moving force. *Journal of Sound and Vibration*, 332(13), pp.3201-3217. DOI:10.1016/j.jsv.2013.01.024.





# ارائه روشی جهت اجرای وصله‌ی ستون‌های فولادی به منظور بهبود مسیر انتقال نیرو و تسهیل اجرا

شیوا مهدلوویی (کارشناس ارشد)

امیررضا قیامی آزاد\* (استادیار)

سید رسول میرقادر (استاد)

دانشکده مهندسی عمران، دانشکده فنی، دانشگاه تهران

مهندسی عمران شریف، پاییز ۱۴۰۲  
دوره ۳۹، شماره ۳، صص. ۸۳-۹۶، (پژوهشی)

وصله‌ی ستون‌ها همواره از مسائل چالش برانگیز مهندسان در طراحی و اجرای سازه‌های فولادی بوده است. از چالش‌های موجود می‌توان به مسیر طولانی و غیرمستقیم انتقال نیرو، پیچیدگی و خطاهای اجرا، غیرمطلوب بودن به لحاظ اقتصادی و محدودیت اجرایی در برخی مقاطع ستون‌ها اشاره کرد. در پژوهش حاضر، برای رفع مشکلات ذکر شده از یک ورق تخت میانی بین دو ستون با جوش شیاری برای انتقال نیرو استفاده شده است. رفتار ستون‌های وصله شده شامل دو نوع مقطع قوطی شکل و H شکل با اختلاف بُعد مقطع پایین و بالا از صفر تا ۱۲/۵ سانتی‌متر با تحلیل اجزاء محدود بررسی شده و کمینه‌ی ضخامت لازم ورق میانی جهت تأمین مقاومت ناحیه‌ی وصله شده به دست آمده است. نتایج نشان داد که وصله‌ی استفاده شده در ستون‌های با ابعاد و اختلاف بُعدهای رایج، عملکرد مطلوبی به لحاظ تأمین مقاومت و سختی مورد نیاز داشته است. با افزایش ظرفیت و اختلاف بُعد مقاطع ستون، تقاضا در ورق وصله افزایش می‌یابد و نیاز به ورق ضخیم‌تری است.

واژگان کلیدی: وصله‌ی ستون، ورق میانی، ضخامت کمینه، ورق توخالی.

shiva.mahdlooyi@ut.ac.ir  
rghiami@ut.ac.ir  
rmirghaderi@ut.ac.ir

## ۱. مقدمه

وصله‌ی ستون‌های فولادی به دلایل متعددی، از جمله: ناکافی بودن طول استاندارد مقاطع فولادی، تغییرات نیاز مقاومتی ستون و لزوم طراحی اقتصادی، مسائل حمل‌ونقل و تسهیل فرایند ساخت‌وساز، مورد نیاز است. روش‌های متداول در وصله‌ی ستون‌های با شکل‌های مقطع رایج، محدودیت‌ها و ضعف‌هایی دارند.

در وصله‌ی مستقیم جوشی لب به لب، عدم استقرار صحیح مقاطع ستون با رواداری‌های ابعادی باعث خروج از مرکزیت نیرو در محل اتصال می‌شود، که از مشکلات رایج در اجرای این نوع وصله‌هاست و نیز به دلیل حجم زیاد جوش، امکان شکست تُرد جوش و مصالح اطراف آن در مقاطع ضخیم وجود دارد. لذا برنیو و مهین<sup>۱</sup> (۱۹۹۴)، به بررسی عملکرد وصله‌ی جوشی مستقیم در مقاطع ضخیم تحت کشش پرداخته‌اند. برخلاف عملکرد مطلوب وصله با جوش نفوذی کامل، وصله با جوش نفوذی ناقص به لحاظ مقاومتی مطلوب است، اما دچار شکست تُرد می‌شود.<sup>۱</sup> شاو<sup>۲</sup> و همکاران (۲۰۱۴)، به ارزیابی پاسخ لرزه‌ی وصله‌های ستون با جوش نفوذی با درصد نفوذ متفاوت پرداختند و نشان دادند که جوش نفوذی ناقص

\* نویسنده مسئول

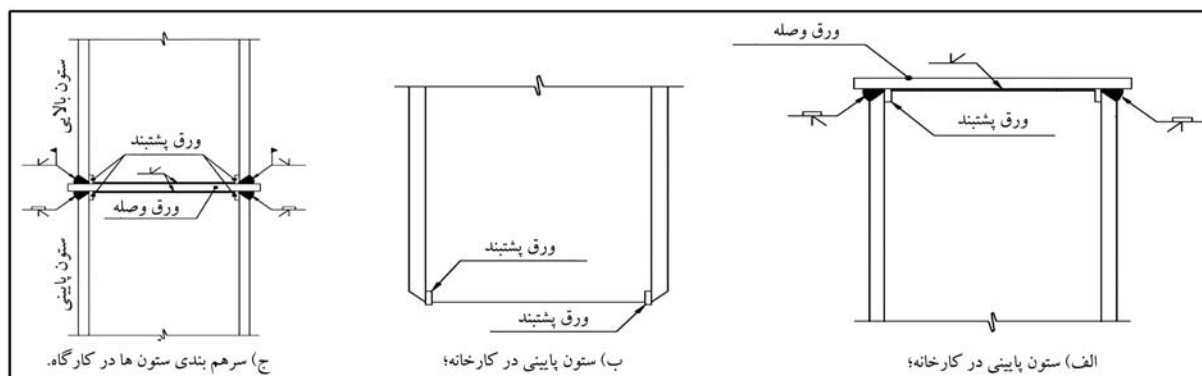
تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۹/۱۲، اصلاحیه ۱۴۰۱/۱۰/۲۴، پذیرش ۱۴۰۱/۱۱/۱۰.

استناد به این مقاله:

مهدلوویی، شیوا، قیامی آزاد، امیررضا، و میرقادر، سید رسول، ۱۴۰۲. ارائه روشی جهت اجرای وصله‌ی ستون‌های فولادی به منظور بهبود مسیر انتقال نیرو و تسهیل اجرا. مهندسی عمران شریف، ۳۹(۳)، صص. ۸۳-۹۶. DOI:10.24200/J30.2023.61435.3174

می‌تواند در قاب‌های خمشی ویژه و متوسط مورد پذیرش باشد.<sup>[۲]</sup> یک روش رایج وصله‌ی ستون‌ها، استفاده از ورق‌های پوششی جوشی است، که به طور خاص کمتر در آیین‌نامه‌ها به آنها توجه شده و مطالعات در باره‌ی عملکرد آنها محدود است. انتقال نیرو در مسیر طولانی و غیرمستقیم به همراه خروج از مرکزیت و حجم زیاد عملیات جوشکاری در وصله‌ی انجام شده‌ی اخیر از معایب آن محسوب می‌شوند. از دیگر مشکلات رایج در زمینه‌ی وصله‌ی ستون‌ها، دسترسی محدود یا عدم دسترسی به داخل مقاطع صلیبی و قوطی‌شکل برای جوش ورق‌های پوششی در جبهه داخلی یا نصب با پیچ و مهره است. عدم وجود دستورالعمل طراحی مشخص با پشتوانه‌ی علمی کافی برای وصله‌ی مقاطع مرکب و محدودیت روش‌های رایج در وصله‌ی مقاطع با اختلاف ابعاد زیاد نیز از مسائل قابل توجه در زمینه‌ی وصله‌ی ستون‌ها هستند.

به منظور مقایسه‌ی عملکرد وصله‌های پیچی، جوشی و اتکایی، لادنی و ماکرا<sup>۳</sup> (۲۰۱۹)، در یک مطالعه‌ی آزمایشگاهی نشان دادند که وصله‌ی مستقیم جوشی، سختی و مقاومت بیشتر و وصله با صفحات پوششی پیچی، شکل‌پذیری بیشتری نسبت به سایر وصله‌ها دارند.<sup>[۳]</sup>



شکل ۱. جزئیات اجرای وصله.

AISC، کمینه‌ی ضخامت ورق میانی در ستون‌های با مقاطع اسمی رایج که دارای اختلاف بُعد هستند، مشخص شده است.<sup>[۱۶]</sup> در راهنمای طراحی اتصال‌های گیردار مطابق با یوروکد ۳ عنوان شده است که کمینه‌ی ضخامت ورق میانی برابر با بال ستون متصل به آن باشد و در صورتی که مقاطع دارای اختلاف بُعد باشند، از سخت‌کننده در ستون پایینی استفاده شود.<sup>[۱۷]</sup> در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران از ساختار اخیر در اتصال‌های گیردار از پیش تأیید شده<sup>۹</sup> به عنوان ورق دیافراگم عبوری از ستون در چشمه‌ی اتصال با کمینه‌ی ضخامت ۳ سانتی‌متر استفاده شده است.<sup>[۱۸]</sup> با توجه به نبود اطلاعات کافی در آیین‌نامه‌ها و تحقیقات در باره‌ی عملکرد اتصال

مذکور، هدف پژوهش حاضر، بررسی رفتار استاتیکی ستون وصله شده و عملکرد ورق وصله در ناحیه‌ی تسلیم ستون توسط روش اجزاء محدود است.

طبق راهنمای طراحی اتصال‌های گیردار مطابق با یوروکد ۳،<sup>[۱۷]</sup> لازم است جهت پیشگیری از پارگی لایه‌ی فولاد، برای ورق وصله با ضخامت بیش از ۲۵ میلی‌متر از فولاد شکل‌پذیر استفاده شود، که مقدار شکل‌پذیری توسط آزمون کشش عرضی راستای ضخامت مشخص می‌شود. به‌طور کلی مقاومت پارگی فولادهای رایج برای اغلب اتصال‌ها مناسب است.<sup>[۲۰، ۱۹]</sup> با طراحی و انتخاب جزئیات مناسب جوشکاری مطابق توصیه‌های AWS D۱/۱، احتمال وقوع پارگی به میزان کمینه می‌رسد. بنابراین در مطالعه‌ی حاضر، مدل‌سازی‌های با فرض عدم وقوع پارگی لایه‌ی انجام شده است.

یکی دیگر از مشکلات مربوط به فولاد، تورق یا لایه‌لایه شدن تحت کشش است. با توجه به حالت‌های حاکم بارگذاری ستون‌ها، وجود تورق احتمالی در فولاد به کار رفته در ورق وصله، مشکلی برای عملکرد ستون و ورق ایجاد نمی‌کند. بنابراین در پژوهش حاضر، مطالعات با فرض عدم وجود تورق در فولاد انجام شده است.

طبق آیین‌نامه‌ی AISC ۳۶۰-۱۶ و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران، وصله‌ی جوشی مستقیم ستون باید قادر به انتقال نیرو، دست‌کم به اندازه‌ی ظرفیت اسمی مقطع کوچک‌تر باشد. سایر وصله‌ها باید قادر به انتقال نیروهای مورد تقاضا در محل وصله باشند.<sup>[۲۱، ۱۸]</sup> طبق آیین‌نامه‌ی AISC ۳۴۱-۱۶، وصله‌ی ستون‌های باربر جانبی، علاوه بر الزام اخیر با توجه به نوع سیستم باربر باید تمام یا قسمتی از ظرفیت خمیری ستون کوچک‌تر را انتقال دهند.<sup>[۲۲]</sup> عملکرد مقاومتی ورق وصله‌ی اخیر، با بررسی توانایی انتقال ظرفیت خمیری ستون کوچک‌تر انجام شده است. در صورتی که از ورق وصله‌ی مذکور در ستون‌های قوطی‌شکل پُر شده با بتن استفاده شود، با قرار دادن ورق توخالی به جای ورق کامل بین دو ستون، امکان بتن‌ریزی فراهم می‌شود. در ستون‌های H شکل نیز با قرار دادن ورق H شکل به جای ورق کامل، می‌توان موانع اجرای موارد تأسیساتی احتمالی را رفع کرد.

اشنایدر و هندرکمپ<sup>۴</sup> (۲۰۰۶)، تأثیر وصله‌ی ورق‌های انتهایی پیچی در ظرفیت باربری ستون را بررسی کردند و دریافتند که وصله‌ی ورق‌های انتهایی پیچی، تأثیر منفی کمی در ظرفیت باربری ستون‌ها دارد. اما برای ستون‌های لاغر، تأثیر ذکر شده قابل ملاحظه است.<sup>[۲۳]</sup> لیندز<sup>۵</sup> (۲۰۰۸)، در مطالعه‌ی با هدف بررسی ظرفیت انتقال نیرو در نوعی وصله‌ی تماسی با در نظرگیری نقص‌های هندسی موجود، توصیه‌هایی برای طراحی آن ارائه داده است.<sup>[۲۴]</sup> لیو<sup>۶</sup> و همکاران (۲۰۱۸)، به بررسی عملکرد اتکایی اتصال ستون به ستون با بال پیچ شده پرداختند و رابطه‌ی برای ظرفیت تسلیم اتصال ارائه دادند.<sup>[۶]</sup>

برای وصله‌ی ستون‌های با اختلاف بُعد زیاد از ورق‌های تبدیل‌گلدانی بین مقطع بزرگ‌تر و کوچک‌تر استفاده می‌شود، که اجرای آن با دشواری و خطا همراه است. اسعدی و حسین‌زاده (۲۰۱۸)، به بررسی رفتار وصله‌ی گلدانی و مقایسه‌ی آن با وصله‌ی ورق‌های پوششی و وصله با ورق‌های انتهایی پیچی پرداختند و دریافتند که وصله‌ی گلدانی، بیشترین تمرکز تنش نسبت به وصله‌های دیگر را دارد و مقاومت کمتری نسبت به آنها نشان می‌دهد.<sup>[۷]</sup>

مطالعات دیگری در زمینه‌ی ارزیابی تقاضای لرزه‌ی وصله‌ی ستون‌ها در قاب‌های خمشی و مهاربندی انجام شده است.<sup>[۸-۱۱]</sup> کولو<sup>۷</sup> و همکاران (۲۰۱۰)، پژوهشی به منظور تحلیل رفتار بحرانی ستون‌های وصله شده از نظر پایداری آنها انجام داده‌اند.<sup>[۱۲]</sup> سیمو<sup>۸</sup> و همکاران (۲۰۱۱)، به تحلیل پایداری ارتجاعی ستون‌های وصله شده با نقص هندسی و نیز بررسی پایداری و رفتار پساکمانشی اولیه‌ی ستون‌های وصله شده در قاب‌های ساده و خمشی پرداخته‌اند.<sup>[۱۳، ۱۲]</sup>

در مطالعات اشاره شده، اغلب به بررسی و نیز مقایسه‌ی عملکرد وصله‌های رایج به خصوص در ستون‌های با ابعاد یکسان پرداخته شده و پیشنهادی در جهت رفع کاستی‌ها و محدودیت‌های بیان شده، مانند دشواری اجرا در برخی مقاطع و غیراقتصادی بودن بعضی روش‌ها ارائه نشده است. پژوهش حاضر با هدف ارائه و بررسی عملکرد نوعی وصله‌ی جوشی با تأکید بر ستون‌های غیر هم‌بُعد با اجرای آسان، که کمتر از سایر وصله‌ها به آن پرداخته شده است، انجام شده و در صدد رفع مسائل چالش‌برانگیز حاضر در طراحی و اجرای وصله‌های فولادی برآمده است.

در وصله‌ی مذکور، مطابق شکل ۱، از یک ورق میانی عمود بر محور طولی ستون بین دو ستون بالا و پایین استفاده شده است، که توسط جوش نفوذی به هر کدام از مقاطع متصل شده است. کمینه‌ی ضخامت مورد نیاز برای ورق وصله باید براساس ملاحظات مربوط به جوشکاری و توصیه‌ی مراجع تعیین شود. در آیین‌نامه‌ی جوش آمریکا AWS D۱/۱ در اتصال‌های T شکل و صلیبی با جوش نفوذی هیچ محدودیتی برای ضخامت فلز پایه عنوان نشده است.<sup>[۱۵]</sup> در راهنمای طراحی

## ۲. مقاومت ستون وصله شده

### ۱.۲. انتخاب نوع بارگذاری

جهت ارزیابی مقاومت ورق وصله لازم است بارگذاری ستون تا خمیری شدن آن ادامه پیدا کند و رفتار ورق وصله در لحظه تسلیم ستون بررسی شود. در بارگذاری محوری با توجه به ثابت بودن نیرو در ارتفاع ستون، امکان خمیری شدن در تمام ارتفاع آن وجود دارد. این در حالی است که در بارگذاری خمشی با توجه به توزیع غیریکنواخت خمش در ارتفاع، خمیری شدن ستون در مقاطع تحت خمش بیشینه اتفاق می افتد. پس بارگذاری محوری نسبت به خمشی بحرانی محسوب می شود.

در مقطع وصله شده با ورق میانی با توجه به زیاد بودن سطح مقطع برشی ورق وصله نسبت به ستون، بارگذاری برشی تعیین کننده نیست. در بارگذاری کششی به دلیل عدم وجود کمانش های موضعی، ظرفیت ستون نسبت به فشار بیشتر است و چنانچه وصله ستون در طراحی ظرفیتی کششی پاسخگو باشد، در فشار که نیروی انتقالی کمتر است، قطعاً پاسخگو خواهد بود. بنابراین بارگذاری کششی در پژوهش حاضر مد نظر قرار گرفته است.

### ۲.۲. تعیین بیشینه ضخامت مورد نیاز ورق وصله

با توجه به آنچه درباره کمیته ضخامت ورق وصله در ستون های هم بعد در مقدمه بیان شد، مقدار مذکور در پژوهش حاضر به اندازه ضخامت بال ستون در نظر گرفته شده و رفتار آن بررسی شده است. برای ستون های با مقاطع غیر هم بعد، ضخامت های مختلف ورق وصله تحلیل شده و کمیته ضخامت لازم با استفاده از مقدار شاخص مایسز در ورق وصله در بار تسلیم ستون به دست آمده است. نسبت تنش فون مایسز به تنش تسلیم با عنوان شاخص مایسز و مطابق رابطه ۱ بیان می شود، که توسط الطویل<sup>۱۰</sup> پیشنهاد شده است.<sup>[۲۳]</sup>

مقدار شاخص مایسز در المان بحرانی ورق وصله با ضخامت قابل قبول در بار تسلیم ستون باید کمتر از ۱ باشد، یا به عبارتی ورق وصله تسلیم نشده باشد.

$$MI = \frac{\sigma_v}{\sigma_y} \quad (1)$$

که در آن،  $\sigma_v$  تنش فوق مایسز،  $\sigma_y$  تنش تسلیم و MI شاخص مایسز است. بار تسلیم ستون از منحنی نیرو - جابه جایی ستون حاصل از تحلیل به دست آمده است. برای مشخص ساختن بار تسلیم مدل اجزاء محدود در منحنی هایی که نقطه تسلیم مشخصی ندارند، از روش تقاطع دو خط مماس استفاده شده است.<sup>[۲۴]</sup>

## ۳. سختی ستون وصله شده

### ۱.۳. تعیین کمیته سختی مورد نیاز

ستون ها در قاب های فولادی در دو انتهای خود به تیرها متصل هستند و مصالح به کار رفته در این نواحی سبب افزایش سختی اولیه ستون ها می شوند. بنابراین در پژوهش حاضر، مقدار کاهش سختی به میزان ۵٪ در ستون وصله شده نسبت به ستون وصله نشده پذیرش شده است.

### ۲.۳. سختی محوری

جهت اطمینان از کفایت ورق وصله برای تأمین کمیته سختی در ناحیه اتصال، ابتدا سختی با در نظر گرفتن محل اتصال به صورت صلب با استفاده از روابط

تئوری به دست آمده است. سختی K با رابطه بین نیرو F و تغییر مکان  $\Delta$  یک ستون منشوری به طول L و سطح مقطع A و مدول کشسانی E در صورتی که تحت نیروی محوری در جهت طول خود باشد، به صورت رابطه ۲ بیان می شود:

$$K = \frac{F}{\Delta} = \frac{EA}{L} \quad (2)$$

مطابق شکل ۲ - الف، ستون به صورت دو فنر سری متصل به هم با سختی متفاوت در نظر گرفته شده است. سختی معادل مجموعه ستون طبق رابطه ۳ با استفاده از رابطه جمع فنرهای سری به دست می آید.

$$K_a = \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2} \xrightarrow{L_1=L_2=L} K_e = \frac{2EA_1A_2}{(A_1 + A_2)L} \quad (3)$$

در رابطه ۳،  $K_1$  و  $K_2$  سختی فنرها و  $K_a$  سختی محوری معادل هستند. برای ستون وصله شده، جابه جایی محوری به مقدار ۰/۰۱ در نرم افزار اعمال شده و نیروی متناظر با آن به دست آمده است. از تقسیم نیرو بر جابه جایی طبق رابطه ۲، سختی حاصل از تحلیل به دست آمده و با مقدار تئوری رابطه ۳ مقایسه شده است. جهت بررسی تأثیر ارتفاع ستون در مقدار کاهش سختی، سختی ستون ها در ارتفاع ۳، ۴، ۵ و ۶ متر بررسی شده است. در همه مدل ها به دلیل ثابت بودن نیروی محوری در کل ارتفاع ستون، وصله در وسط ارتفاع ستون قرار گرفته است.

### ۳.۳. سختی خمشی

با بارگذاری خمشی هم علامت در دو سر ستون، انحنای مضاعف در آن ایجاد می شود و در این حالت لنگر در وسط ارتفاع ستون، به میزان کمیته است. بنابراین، علاوه بر ارتفاع ستون، موقعیت قرارگیری وصله نیز در مقدار سختی خمشی تأثیرگذار است. موقعیت وصله به صورت رایج از ارتفاع ۱/۲ متری تا وسط ستون می تواند تغییر کند. بنابراین سختی خمشی در ارتفاع ۱/۲ متری و وسط ستون و برای ۴ ارتفاع ۳، ۴، ۵ و ۶ متر به دست آمده و با مقدار سختی خمشی ستون وصله نشده مقایسه شده است.

### ۴.۳. به دست آوردن سختی خمشی با استفاده از تحلیل اجزاء محدود

جهت به دست آوردن سختی خمشی ستون در حالت وصله نشده، محل اتصال به صورت صلب در نظر گرفته شده است. بدین منظور صفحه ی صلبی بین دو ستون قرار گرفته و توسط ابزار قید به هر کدام از دو ستون مقید شده است. بارگذاری در دو انتهای ستون برای هر دو نوع ستون وصله شده و وصله نشده به صورت دوران مشخص به مقدار ۰/۰۰۱ در ناحیه ی رفتار کشسان (جابه جایی - کنترل) اعمال و سختی طبق رابطه ۴ محاسبه شده است.  $M_1$  و  $M_2$  به ترتیب لنگر متناظر با دوران ۰/۰۰۱ در بالا و پایین ستون مطابق شکل ۲ - ب و  $K_m$  سختی خمشی ستون هستند.

$$K_m = \frac{M_1 + M_2}{0/001 + 0/001} \quad (4)$$

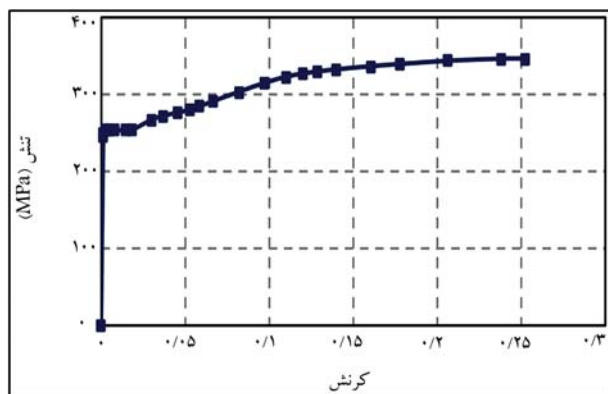
## ۴. مدل سازی اجزاء محدود

### ۱.۴. انتخاب نوع و بُعد المان

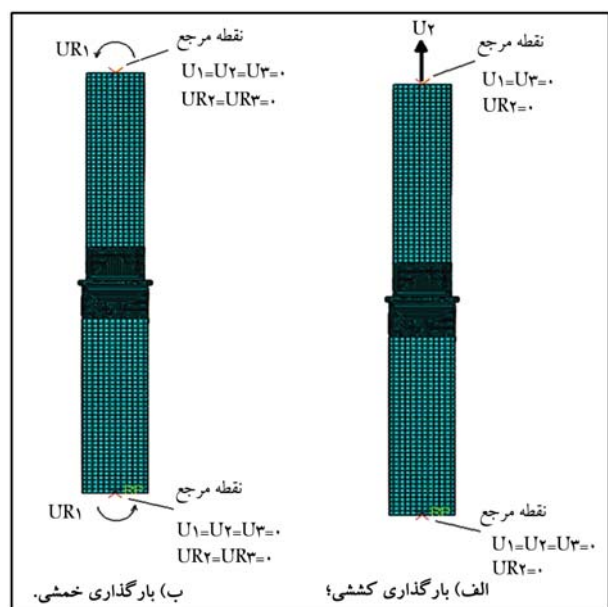
با استفاده از نرم افزار آباکوس، المان C3D20R برای تمام اجزاء و همچنین بعد پیچیده المان ها پس از آنالیز حساسیت مش با توجه به مقادیر تنش بحرانی در ورق

جدول ۱. نتایج آنالیز حساسیت مش.

مقدار خطای دو بعد مش متوالی	تنش بیشینه در ورق وصله (kg/cm <sup>2</sup> )	بعد مش در جهت ضخامت ورق (cm)	مقدار خطای دو بعد مش متوالی	تنش بیشینه در ورق وصله (kg/cm <sup>2</sup> )	بعد مش در جهت طول و عرض ورق (cm)
-	۱۷۳۶	۱/۵	-	۲۵۳۰/۹	۲/۵
٪۸	۱۹۰۴	۰/۷۵	٪۳۲	۱۷۳۶/۵۸	۱/۲۵
٪۱	۱۹۲۵	۰/۵	٪۱	۱۷۲۷	۰/۶۲۵



شکل ۴. منحنی تنش - کرنش حقیقی فولاد St-37.

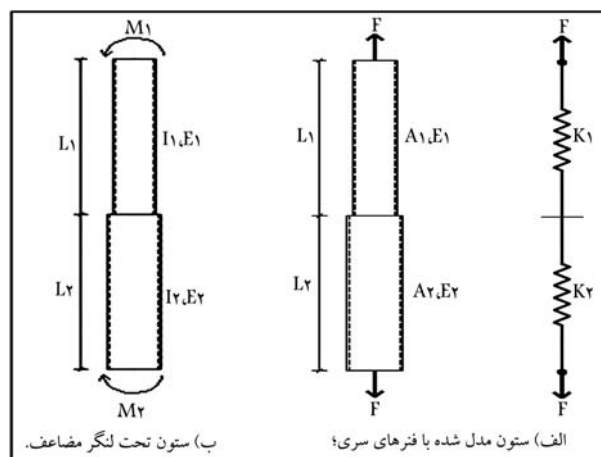


شکل ۵. بارگذاری و شرایط مرزی در نقاط مرجع ستون.

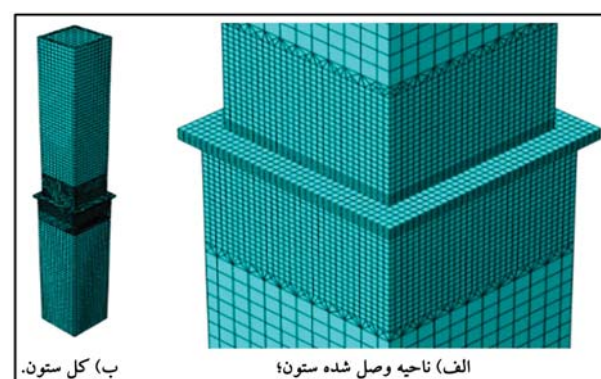
تبدیل تنش - کرنش مهندسی به حقیقی، به مقادیر حقیقی تبدیل و سپس در نرم‌افزار وارد شده است.

### ۳.۴. بارگذاری و شرایط مرزی

برای جلوگیری از تمرکز تنش و تغییرشکل زیاد در المان‌های محل‌های بارگذاری و تکیه‌گاه، یک قطعه‌ی صفحه‌ی صلب قرار گرفته و به ستون مقید شده است. بارگذاری استاتیکی به صورت جابه‌جایی کنترل بر نقاط مرجع مطابق شکل ۵ اعمال شده است. جهت ایجاد شرایط مرزی، تکیه‌گاه‌ها طبق شکل ۵ مقید شده‌اند.



شکل ۲. بارگذاری ستون.



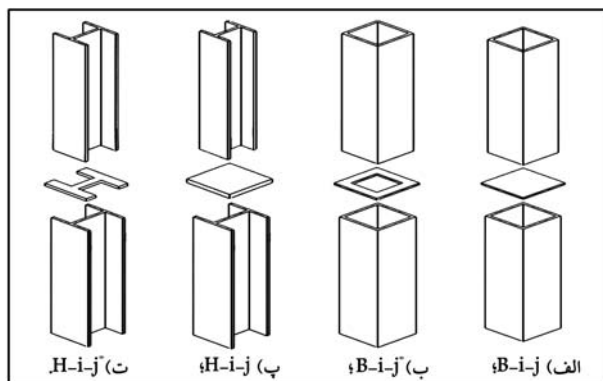
شکل ۳. نحوه‌ی مش‌بندی در مدل اجزاء محدود.

وصله انتخاب شده است. طبق جدول ۱، بعد ۵/۰ سانتی‌متر در جهت ارتفاع ورق وصله و نواحی نزدیک اتصال در ستون، بعد ۲۵/۱ سانتی‌متر در جهت طول و عرض ورق و ناحیه‌ی اتصال و نیز بعد ۵/۲ × ۵/۲ سانتی‌متر در سایر نواحی ستون انتخاب شده‌اند. در شکل ۳، ابعاد مش‌بندی مشاهده می‌شود.

به دلیل بیشتر بودن مقاومت جوش نسبت به مصالح فولادی از مدل‌سازی جوش به صورت مجزا صرف‌نظر شده و اجزاء مذکور در نرم‌افزار مستقیماً توسط ابزار قید به هم مقید شده‌اند.

### ۲.۴. خصوصیات مصالح

برای خصوصیات مصالح فولادی از داده‌های آزمون کشش ساده‌ی فولاد St-37 در نوشتار یگانه‌فرو همکاران (۲۰۲۰) استفاده شده است،<sup>[۲۵]</sup> که منحنی تنش - کرنش حقیقی آن در شکل ۴ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، با استفاده از روابط



شکل ۸. هندسه‌ی کلی ستون‌های مدل شده.

جدول ۲. مشخصات و تعداد مدل‌ها.

نام مدل	نوع مقطع/ورق	تعداد
B - i - j	قوطی/کامل	۳ × ۶
B - i - j*	قوطی/توخالی	۳ × ۶
H - i - j	H شکل/کامل	۳ × ۶
H - i - j*	H شکل/H شکل	۳ × ۶

$$t_j = [2, 2/5, 3], j = (1, 2, 3) \quad (6)$$

مدل‌های مورد بررسی در جدول ۲ ارائه شده‌اند. ارتفاع ستون با احتساب ضخامت ورق وصله، ثابت و ۳۴۰ سانتی‌متر بوده است. ورق وصله در وسط ارتفاع ستون قرار گرفته و طول و عرض آن، ۴۵ سانتی‌متر بوده و نسبت به وجه خارجی یا داخلی مقطع ستون پایینی، ۲/۵ سانتی‌متر بیرون‌زدگی داشته است.

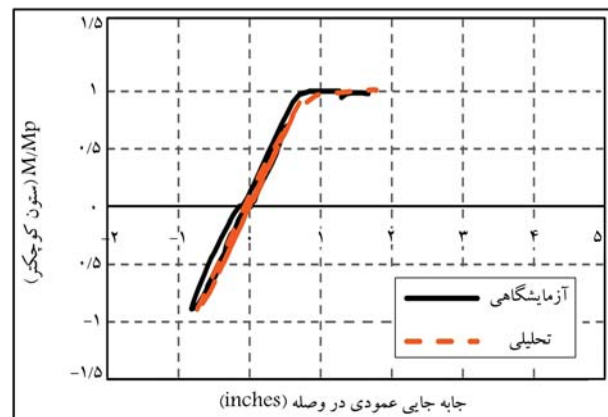
## ۵. نتایج تحلیل برای مقاومت

### ۵.۱. رفتار ستون و ورق وصله

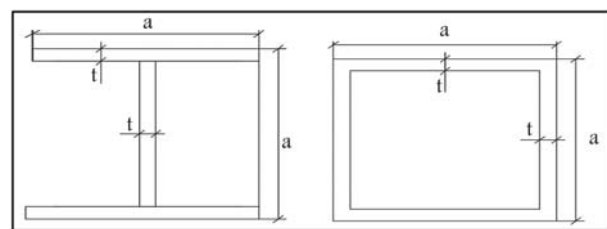
منحنی‌های شکل ۹ مربوط به مدل‌های B - ۱ - ۲\* و B - ۱ - ۳ نشان می‌دهند که ضخامت ورق وصله  $t_p$ ، که به اندازه‌ی ضخامت بال ستون (۲/۵cm) فرض شده بود، عملکرد مطلوب ستون با ابعاد مقطع برابر را در ورق کامل و توخالی تأمین کرده است. به عبارتی، ستون قبل از رسیدن به ظرفیت خمیری خود، رفتار کشسان را حفظ کرده است.

در نمودارهای شکل ۱۰، مربوط به مدل‌های B - ۳ - ۲ و B - ۳ - ۲\*، تأثیر تغییر ضخامت ورق وصله در رفتار ستون مشاهده می‌شود. با افزایش ضخامت ورق وصله، بار تسلیم ستون بیشتر شده و دیرتر از ناحیه‌ی رفتار کشسان خارج شده است. بار تسلیم ستون وصله شده با ورق ۳/۵ سانتی‌متری نسبت به ستون وصله شده با ورق ۴/۵ سانتی‌متری، ۴/۶٪ کاهش پیدا کرده است. این بار در ستون وصله شده با ورق توخالی ۳/۵ سانتی‌متری نسبت به ورق کامل، ۶/۸٪ کاهش یافته است. مقایسه‌ی منحنی‌های مربوط به مدل‌های با ورق وصله‌ی کامل و توخالی در شکل ۱۰ نشان می‌دهد که ورق‌های توخالی نسبت به ورق کامل هم‌ضخامت، باعث کاهش بیشتر مقاومت ستون و غیرکشسان شدن آن در نیروی کمتری شده‌اند.

در جدول ۳، اطلاعات مربوط به لحظه‌ی تسلیم مدل‌های B - ۱ - ۲، B - ۱ - ۲\* و B - ۲ - ۳، B - ۲ - ۳\* به عنوان نمونه ارائه شده است. در



شکل ۶. منحنی لنگر نسبی - جابه‌جایی آزمایش [۲] و تحلیل.



شکل ۷. هندسه‌ی مقطع ستون‌ها.

## ۴.۴. راستی آزمایشی

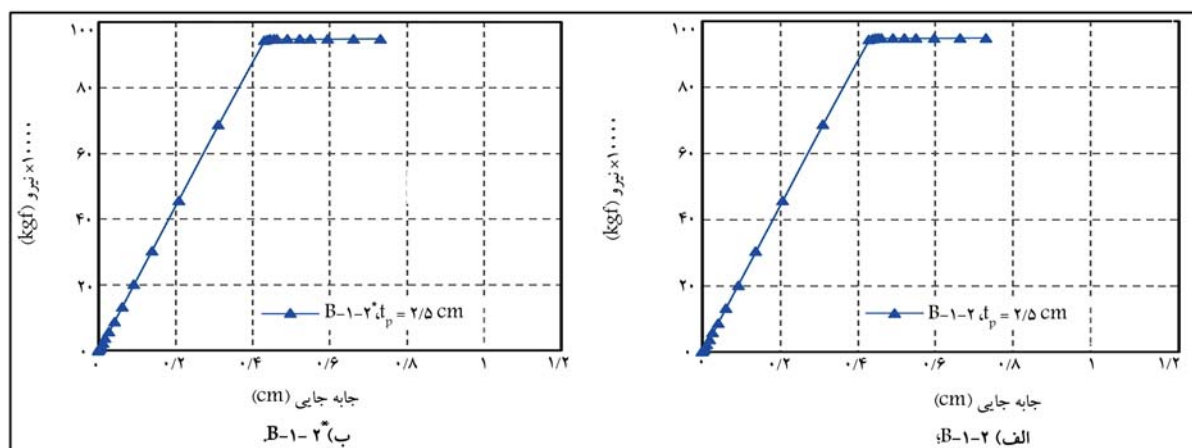
به منظور راستی‌آزمایی مدل‌های عددی، مدل آزمایشگاهی در نوشتار شاو و همکاران (۲۰۱۴) [۲] توسط نرم‌افزار، شبیه‌سازی و نتایج آن با نتایج نمونه‌ی آزمایشگاهی مقایسه شده است. نمونه شامل دو مقطع ستون  $W14 \times 132$  و  $W14 \times 145$  بوده است، که بال آنها توسط جوش با نفوذ ۸۹٪ و جان‌ها با یک ورق و توسط پیچ به هم متصل شده‌اند. در مدل نرم‌افزاری بارگذاری تا قبل از لحظه‌ی شکست، جوش ادامه پیدا کرده و از شبیه‌سازی درز جوش شیاری و تحلیل شکست پرهیز شده است. برای مدل‌سازی اجزاء فولادی الزامان‌های C3D20 با ابعاد ۱ اینچ برای ستون‌ها و ۵/۵ اینچ برای پیچ‌ها استفاده شده است. شرایط مرزی در دو تکیه‌گاه به صورت مفصلی و غلتکی قرار داده شده است. مقایسه و انطباق منحنی‌های لنگر نسبی - جابه‌جایی در شکل ۶، نشان‌دهنده‌ی درستی نتایج نرم‌افزار است.

## ۵.۴. مشخصات مدل‌ها

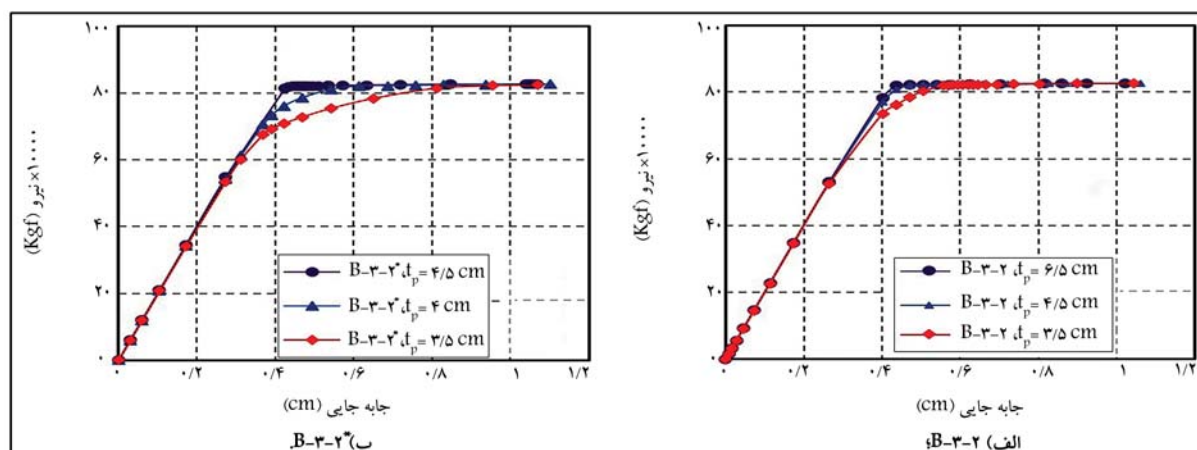
مقاطع قوطی‌شکل و H شکل در شکل ۷ دارای دو متغیر شامل بُعد خارجی مقطع (a) با ۶ مقدار و ضخامت مقطع (t) با ۳ مقدار هستند، که مقادیر مذکور در روابط ۵ و ۶ به سانتی‌متر توسط اندیس‌های i و j مشخص شده‌اند. وصله‌ی ستون‌ها به ترتیب در دو حالت کامل و توخالی و کامل و H شکل به طور مجزا مطابق شکل ۸ مدل شده‌اند. در مدل ستون‌های وصله شده، بُعد خارجی مقطع پایینی ثابت و ۴۰ سانتی‌متر و بُعد مقطع بالایی در هر مدل کاهش یافته است. همچنین ضخامت بال یا جان ستون بالا و پایین برابر بوده است. بنابراین مدل‌های قوطی و H شکل به صورت B-i-j و H-i-j نام‌گذاری شده‌اند، که در آنها i و j بیان‌گر مشخصات مقطع بالایی ستون طبق روابط ۵ و ۶ هستند.

$$a_i = [40, 37/5, \dots, 27/5], i = (1, 2, \dots, 6) \quad (5)$$





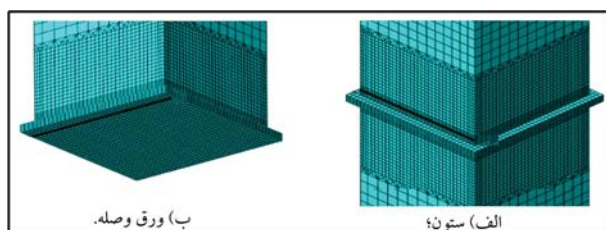
شکل ۹. منحنی‌های نیرو - جابجایی مدل.



شکل ۱۰. منحنی‌های نیرو جابجایی مدل.

جدول ۳. اطلاعات مربوط به لحظه‌ی تسلیم ستون.

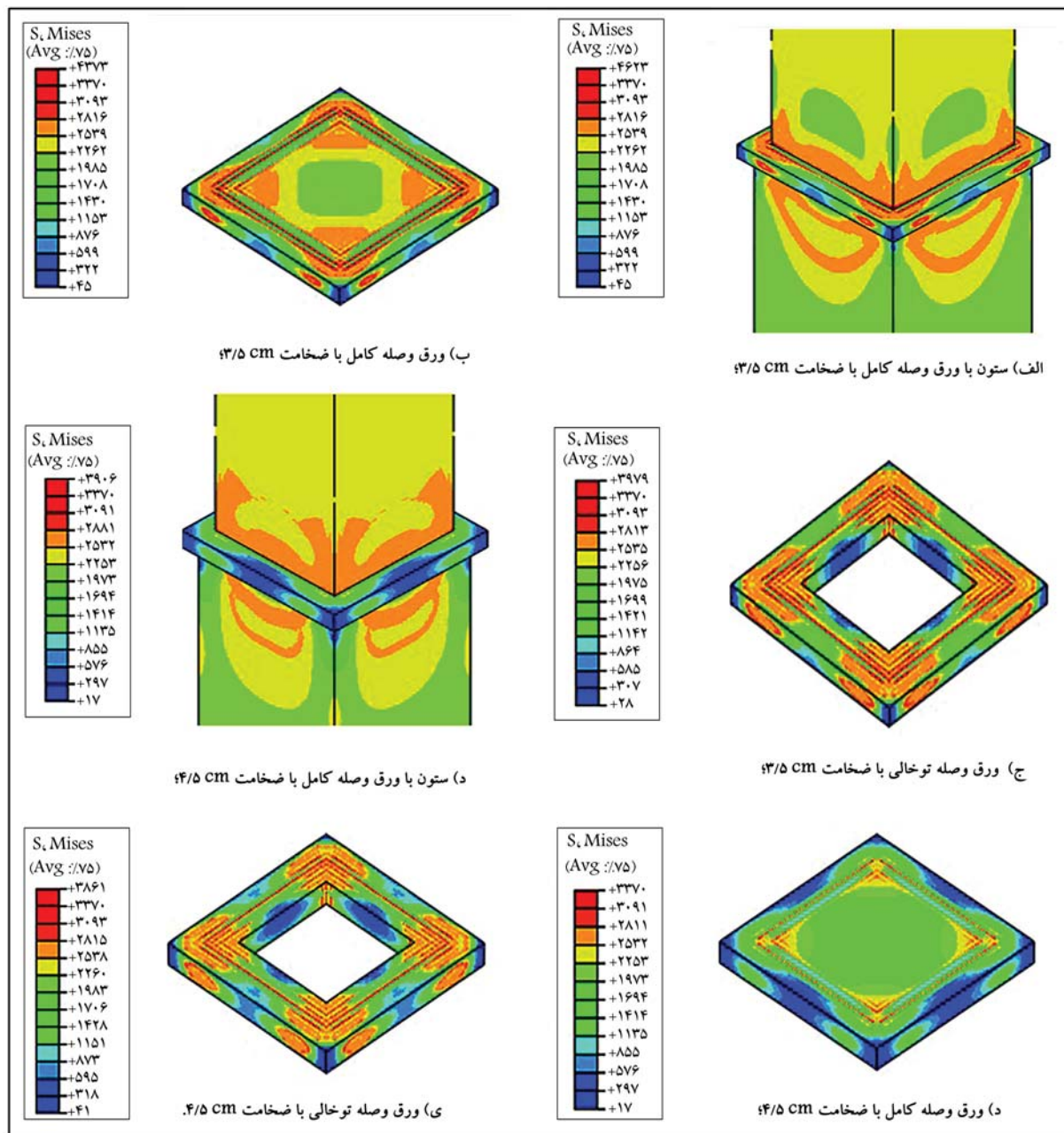
نام مدل	$t_p$ (cm)	$(\frac{\sigma_p}{\sigma_y})_{max}$	$(\frac{\sigma_p}{\sigma_y})_{avg}$	$(\frac{\sigma_f}{\sigma_y})_{max}$	$(\frac{\sigma_f}{\sigma_y})_{avg}$	$\frac{N_y}{N_p}$
B - ۱ - ۲	۵/۲*	۰/۹۹۶	۰/۸۱۴	۱/۰۰۰	۰/۹۶۹	۰/۹۹۵
B - ۱ - ۲*	۵/۲*	۰/۹۹۲	۰/۸۱۴	۱/۰۰۰	۰/۹۷۷	۰/۹۹۵
B - ۳ - ۲	۳/۵	۱/۰۱۹	۰/۹۸۱	۱/۰۹۰	۱/۰۰۶	۰/۹۵۳
B - ۳ - ۲	۴	۱	۰/۹۵۵	۱/۰۲۴	۱/۰۰۷	۰/۹۹۷
B - ۳ - ۲	۵/۴*	۰/۹۹۳	۰/۸۲۲	۱/۰۰۶	۱/۰۰۵	۰/۹۹۹
B - ۳ - ۲*	۳/۵	۱/۰۰۸	۰/۹۴۹	۱/۱۲۵	۱/۰۳۳	۰/۸۸۵
B - ۳ - ۲*	۴/۵	۱/۰۰۷	۰/۹۶۲	۱/۰۸۸	۱/۰۱۸	۰/۹۵۶
B - ۳ - ۲*	۵/۶*	۰/۹۹۹	۰/۸۵۱	۱/۰۰۶	۰/۹۹۰	۰/۹۹۹



شکل ۱۱. مسیر تنش بیشینه.

جدول مذکور،  $N_y$  بار تسلیم کل ستون،  $N_p$  ظرفیت محوری خمیری مقطع کوچک‌تر،  $\sigma_f$  تنش فون مایسز ستون کوچک‌تر،  $\sigma_p$  تنش فون مایسز ورق وصله و  $\sigma_y$  تنش تسلیم فولاد هستند.

نسبت تنش‌ها به دو صورت بیشینه و میانگین به دست آمده و به ترتیب با اندیس‌های بیشینه (max) و کمینه (min) نشان داده شده‌اند. تنش میانگین، در مسیرهای A-B در ستون و C-D در ورق مطابق شکل ۱۱، که دارای بیشینه‌ی مقادیر تنش هستند، به دست آمده است.

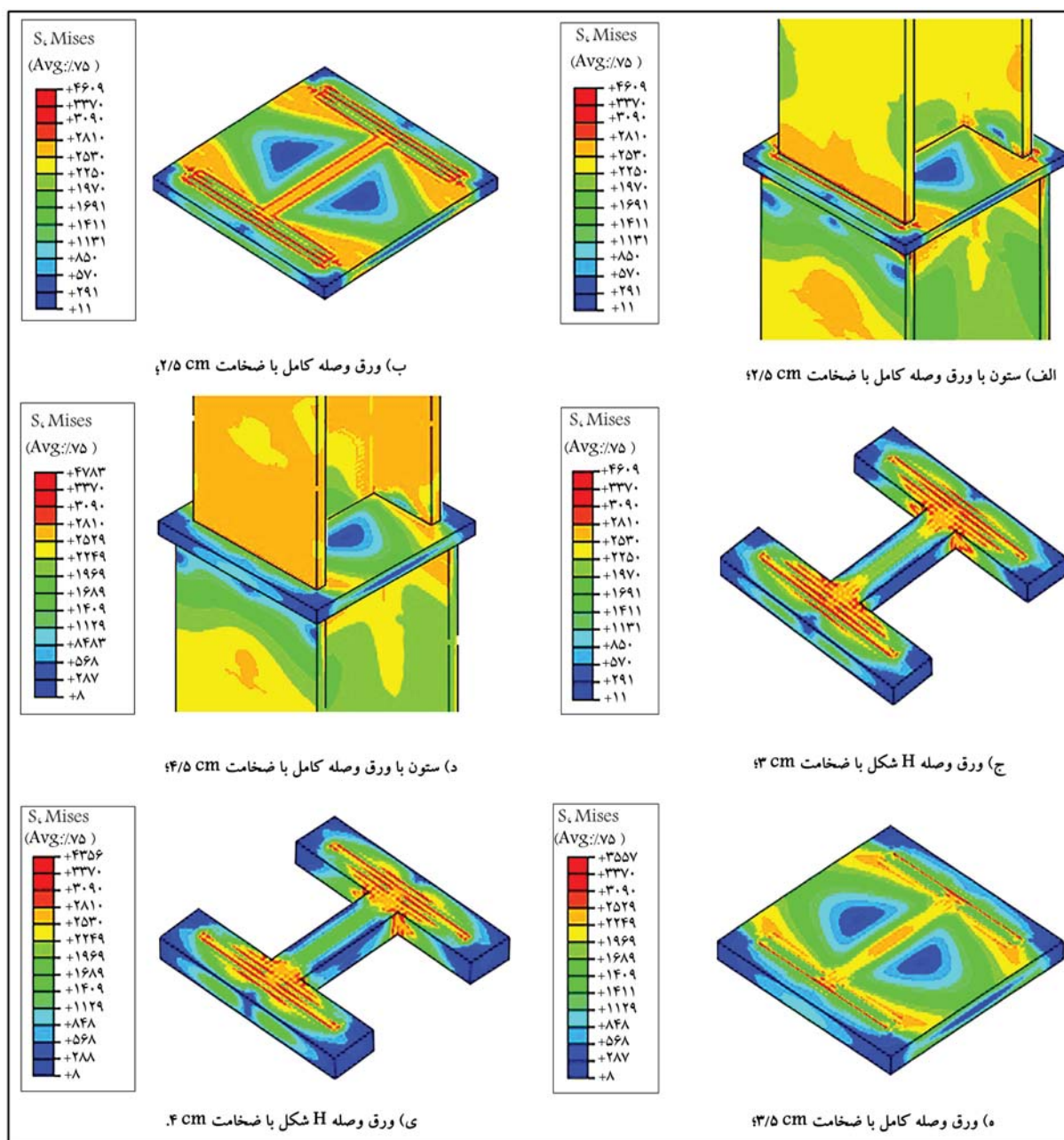


شکل ۱۲. کانتور تنش فون مایسز در لحظه‌ی تسلیم ستون ۳-۲-B.

مقدار  $N_y/N_p$  نزدیک به ۱ است. در شکل‌های ۱۲ و ۱۳، کانتورهای تنش در لحظه‌ی تسلیم ستون مربوط به مدل‌های ۲-۳-B و ۲-۳-H در ناحیه‌ی وصله شده‌ی ستون و ورق وصله مشاهده می‌شود. تسلیم ستون از گوشه‌ها و لبه‌های آن شروع و با کاهش ضخامت ورق وصله، تمرکز تنش در نواحی فوق بیشتر شده است. با افزایش ضخامت ورق وصله، توزیع تنش یکنواخت‌تر شده است. ورق وصله‌ی توخالی و H شکل نسبت به ورق کامل هم‌ضخامت، موجب افزایش تمرکز و مقدار تنش‌های بیشتری در لبه‌های ستون شده است. کانتور تنش در ورق‌های وصله نشان داد که با کاهش ضخامت ورق وصله، مقدار تنش‌ها بیشتر شده و به سمت اطراف محل اتصال و وسط ورق گسترش یافته‌اند.

نسبت تنش‌ها به طور کلی در ستون بیشتر از ورق وصله بوده و با افزایش ضخامت ورق، نسبت‌ها کاهش پیدا کرده است. نسبت تنش میانگین در ستون در همه‌ی حالت‌ها بیشتر از ۱ و در ورق وصله، کمتر از ۱ به دست آمده است، که نشان‌دهنده‌ی خمیری شدن اغلب المان‌های ستون در ناحیه‌ی بحرانی و خمیری بودن اغلب المان‌ها در مسیر بحرانی است. بنابراین تعداد محدودی از المان‌های ورق منجر به خمیری شدن آن می‌شوند.

در صورتی که نسبت تنش بیشینه در ورق وصله کمتر از ۱ باشد، به معنای خمیری بودن کل ورق و کفایت به لحاظ مقاومتی است. مقایسه‌ی مقادیر جدول ۳ با شکل‌های ۹ و ۱۰ نشان می‌دهد در ورق‌هایی که ضخامت آنها برای تأمین مقاومت کفایت می‌کند، منحنی نیرو - جابه‌جایی دارای نقطه‌ی تسلیم مشخص و



شكل ۱۳. كانتور تنش فون مایسز در لحظه‌ی تسلیم ستون ۲-۳-H.

در قالب اختلاف بعد ستون بالا و پایین در هر طرف بال بوده است. با افزایش سطح بال و خروج از مرکزیت، کمینه‌ی ضخامت مورد نیاز ورق وصله افزایش یافته است. مقاومت خمشی ورق وصله باید بیشتر از تقاضای خمشی آن باشد. بر این اساس، نتایج حاصل از تحلیل در نمودارهای شکل ۱۶، نشان‌دهنده‌ی کمینه‌ی ضخامت مورد نیاز برای ورق وصله براساس دو متغیر مذکور است.

در شکل‌های ۱۴ و ۱۵، کانتور کرنش خمیری معادل در لحظه‌ی تسلیم ستون مربوط به مدل‌های ۲-۳-B و ۲-۳-H در ناحیه‌ی وصله شده‌ی ستون و ورق وصله مشاهده می‌شود؛ که مطابق آنها، عمده‌ی تغییرشکل ستون در گوشه‌ها و لبه‌ها و تغییرشکل‌های ورق وصله در محل اتصال با ستون بوده است. با افزایش ضخامت ورق وصله، مقادیر تغییرشکل‌ها در لبه‌های ورق کمتر شده است.

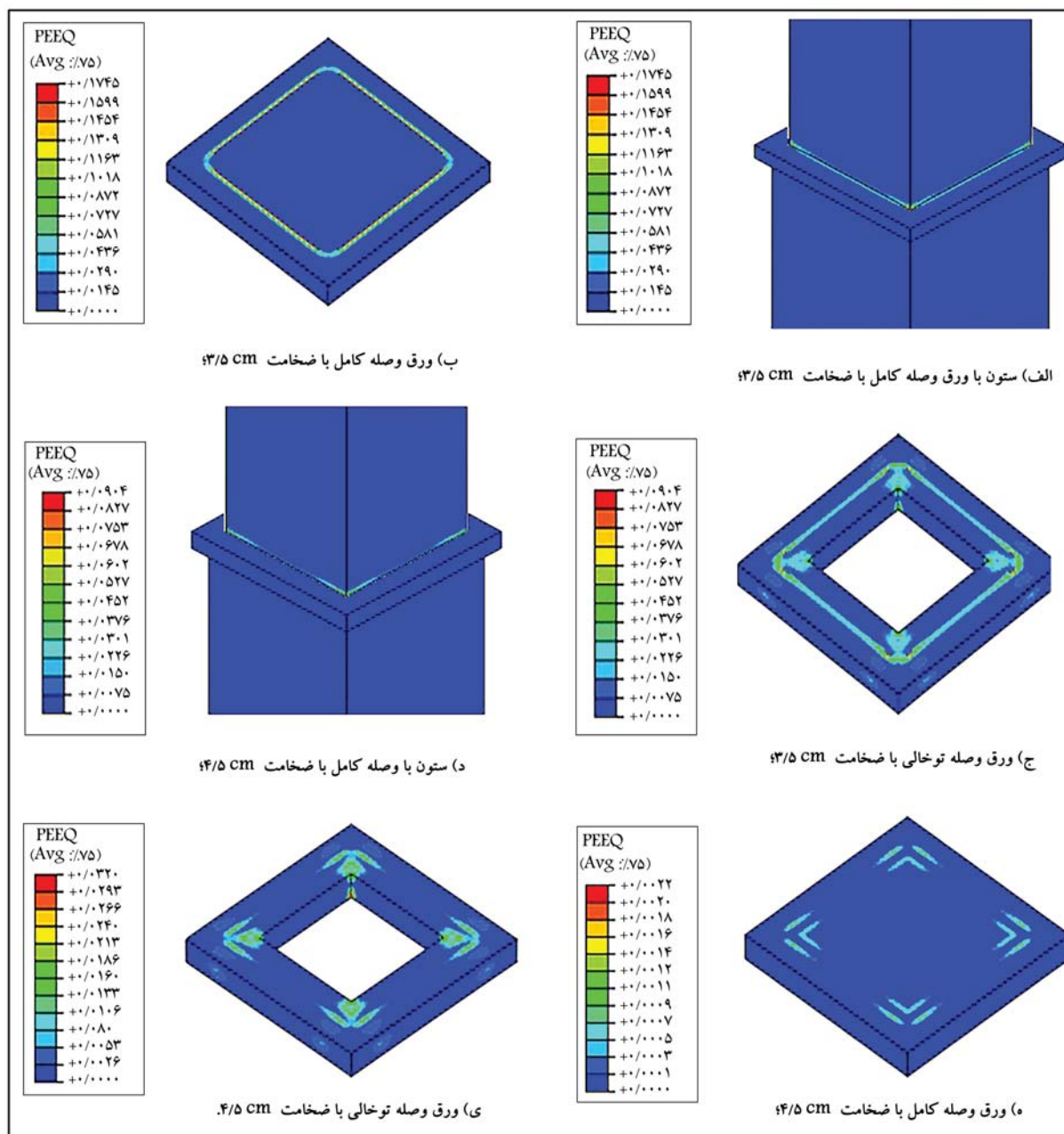
## ۲.۵. تعیین کمینه‌ی ضخامت ورق وصله

طبق نمودارهای شکل ۱۶، مقدار تقاضای خمشی در ورق وصله و در نتیجه، کمینه‌ی ضخامت مورد نیاز آن تحت تأثیر مساحت بال ستون بالایی و خروج از مرکزیت نیرو

## ۶. نتایج تحلیل برای سختی

در نمودارهای شکل ۱۷، محور عمودی نسبت سختی محوری ستون وصله شده به



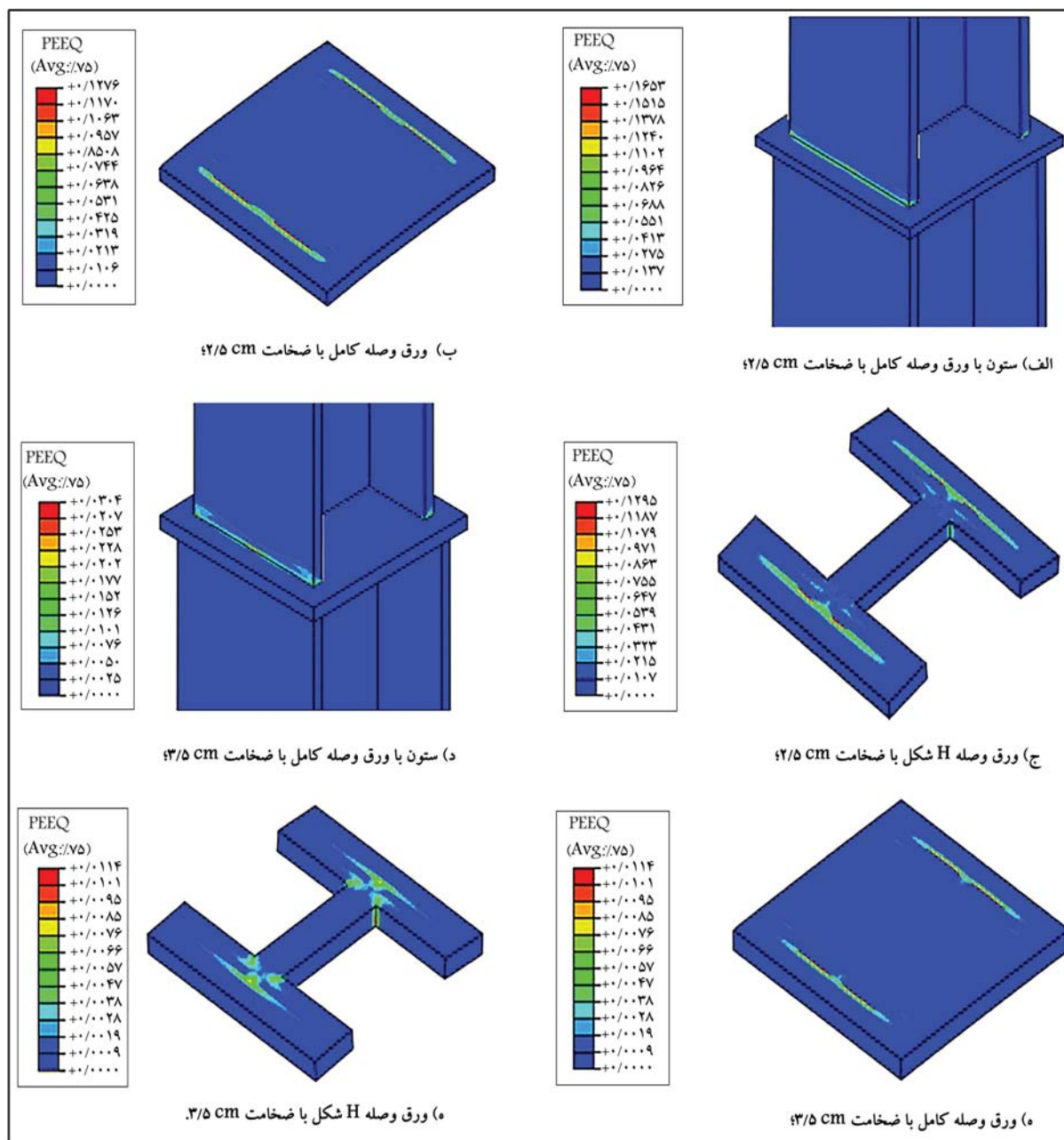


شکل ۱۴. کانتور کرنش خمیری معادل (PEEQ) لحظه‌ی تسلیم ستون ۲-۳-B.

توخالی بودن ورق وصله‌ی مدل ۲-۳-B در نمودار ب شکل ۱۷، منجر به کاهش ۴ و ۲/۲ درصدی سختی ستون‌های ۳ متری و ۶ متری با ضخامت ورق ۳/۵ سانتی‌متر شده است. در منحنی‌های اخیر، نسبت سختی محوری با افزایش ارتفاع ستون افزایش پیدا کرده است، که نشان می‌دهد در ستون‌های بلند به دلیل کمتر بودن نسبت طول ناحیه‌ی اتصال به طول کل ستون سختی، ستون کمتر تحت تأثیر ناحیه‌ی وصله شده قرار گرفته است.

نمودارهای شکل ۱۸ و ۱۹ (الف و ب)، به ترتیب درصد سختی محوری، درصد سختی خمشی با موقعیت وصله در وسط ارتفاع ستون و موقعیت وصله در ۱/۲ متری ارتفاع ستون برای ستون‌های وصله شده با کمیته‌ی ضخامت ورق مورد نیاز جهت تأمین مقاومت را نشان می‌دهند. در محور افقی، نام ستون‌ها براساس

ستون یکپارچه (ناحیه‌ی اتصال صلب) به صورت درصد است. محور افقی در شکل ۱۷ - الف، مدل ۲-۳-B و در شکل ۱۷ - ب، مدل ۲\*-۳-B را براساس تغییر ضخامت ورق وصله با ۴ منحنی مربوط به ۴ ارتفاع ستون نشان می‌دهد. در ستون ۲-۳-B با ارتفاع ۳ متر و ۶ متر و ورق وصله‌ی ۴/۵ سانتی‌متری، درصد سختی ستون به ترتیب ۹۶/۵ و ۹۸/۲ به دست آمده است، که نسبت به ستون با ورق وصله‌ی ۳/۵ سانتی‌متری به ترتیب ۳/۲ و ۱/۷ درصد بیشتر بوده است. با افزایش ضخامت ورق وصله، اختلاف درصد سختی ستون در ارتفاع‌های مختلف کمتر شده است، به طوری که اختلاف درصد سختی بین ستون‌های ۳ و ۶ متری در ضخامت ورق وصله‌ی ۳/۵ سانتی‌متر، ۳/۲٪ و در ضخامت ورق وصله‌ی ۴/۵ سانتی‌متر، ۱/۷٪ شده است.



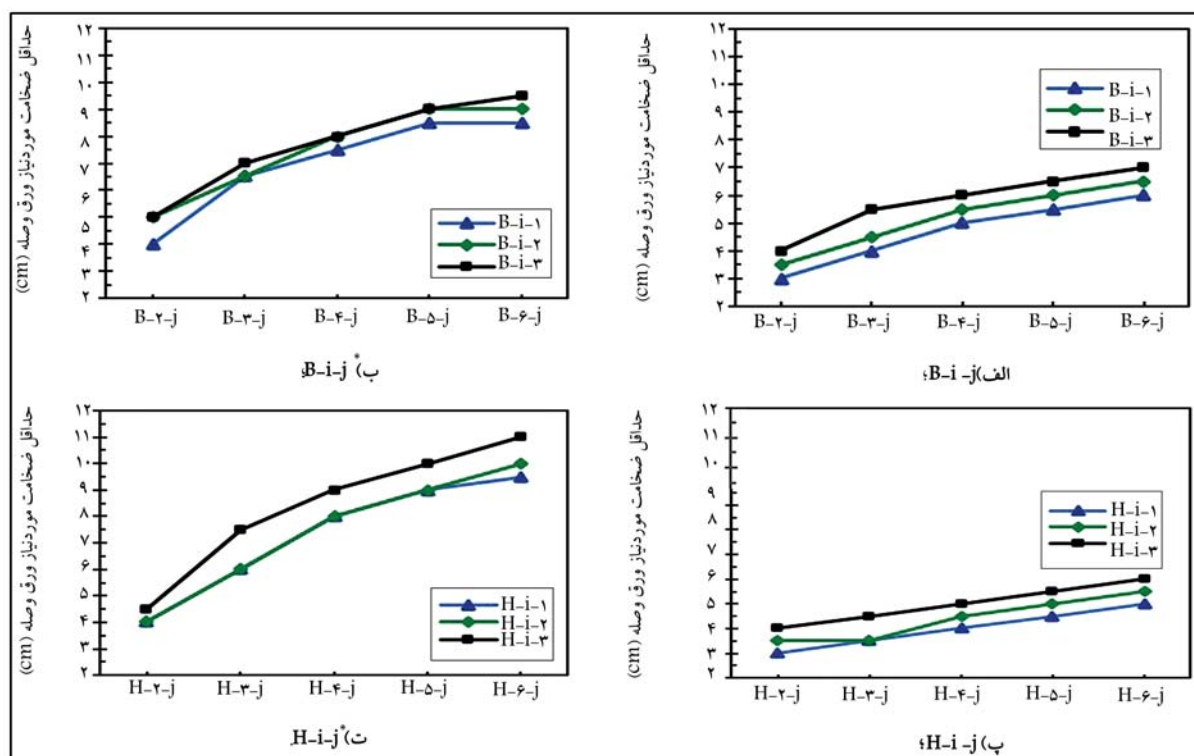
شکل ۱۵. کانتور کرنش خمیری معادل (PEEQ) لحظه‌ی تسلیم ستون ۲-۳-۳.

در ارتفاع ۱/۲ متری، روند معکوس تغییر سختی براساس ارتفاع را نشان می‌دهد، به طوری که با افزایش ارتفاع ستون، سختی خمشی کاهش پیدا کرده است. درصد سختی خمشی در این حالت کمتر از ۳٪ کاهش پیدا کرده است، که نسبت به حالتی که ورق وصله در وسط ارتفاع ستون قرار دارد، بیشتر بوده است.

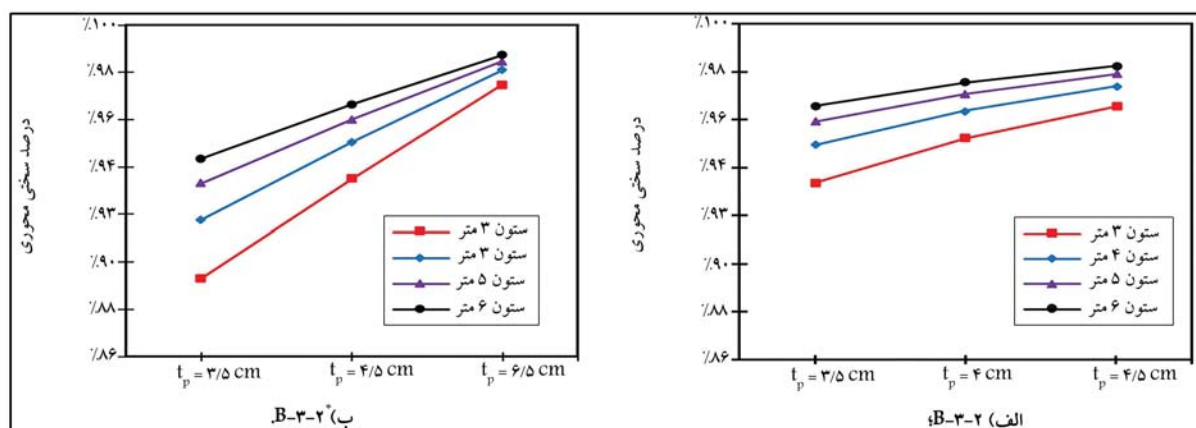
با توجه به روند مشابه موجود در تمام مدل‌ها، نتایج کلی در جدول ۴ ارائه شده است.  $K_{avg}^a$ ،  $K_{avg}^m$  و  $K_{avg}^{m/2}$  میانگین درصد سختی ستون‌های ۳، ۴، ۵ و ۶ متر و  $K_{p,3}^a$ ،  $K_{p,3}^m$  و  $K_{p,3}^{m/2}$  اختلاف درصد سختی ستون‌های با ارتفاع ۳ و ۶ متر هستند. سه سختی ذکر شده به ترتیب بیان‌گر سختی محوری، سختی خمشی با موقعیت وصله در وسط ارتفاع ستون، و موقعیت وصله در ۱/۲ متری ارتفاع ستون هستند.

کاهش بعد ستون بالا با ۴ منحنی مربوط به ۴ ارتفاع ستون مشخص شده است. در شکل ۱۸، درصد سختی محوری مدل B-۶-۲ نسبت به مدل B-۲-۲ در ستون ۳ متری، ۶/۹٪ و در ستون ۶ متری، ۳/۶٪ کاهش یافته است. با افزایش ارتفاع ستون از ۳ متر به ۶ متر، درصد سختی در مدل B-۶-۲، ۴٪ و در مدل B-۲-۲، ۷/۰٪ افزایش یافته است. کاهش سختی محوری در ستون B-۵-۲ با ارتفاع ۳ و ۴ متر و در ستون B-۶-۲ با ارتفاع ۳، ۴ و ۵ متر بیشتر از ۵٪ و در بقیه‌ی مدل‌ها کمتر از ۵٪ به دست آمده است. شکل ۱۹ - الف، مربوط به سختی خمشی ستون‌ها با موقعیت وصله در وسط، نشان‌دهنده‌ی کاهش سختی کمتر از ۱٪ و سختی در ستون‌های بلندتر بیشتر بوده است.

شکل ۱۹ - ب، مربوط به سختی خمشی ستون‌های قوطی با موقعیت وصله



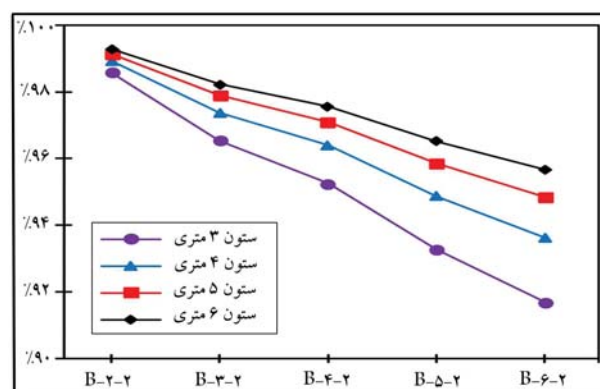
شکل ۱۶. کمینه‌ی ضخامت ورق وصله‌ی مورد نیاز در مدل‌های تحلیل شده.



شکل ۱۷. درصد سختی محوری ستون براساس ضخامت ورق وصله ( $t_p$ ).

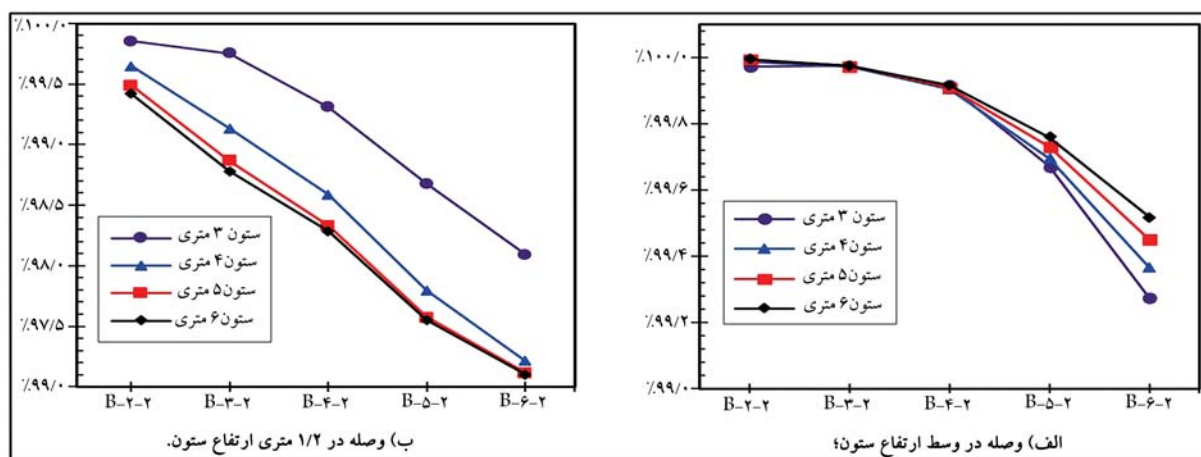
## ۷. نتیجه‌گیری

وصله‌ی جوشی ستون با ورق میانی به‌خصوص در ستون‌های غیر هم‌بند به صورت محدود در عمل انجام می‌شود. در آیین‌نامه‌ها، اشاره‌های محدودی به روش اخیر شده است، اما تاکنون عملکرد وصله‌ی جوشی ستون در تأمین سختی و مقاومت ستون به طور جامع بررسی نشده است. در پژوهش حاضر، عملکرد کلی وصله‌ی جوشی در ستون‌های قوطی‌شکل و H شکل با دو نوع ورق وصله‌ی کامل و توخالی برای مقاطع قوطی و کامل و H شکل برای مقاطع H بررسی شده است. در هر نوع مقطع ستون‌های وصله شده با ورق میانی با ۶ اختلاف‌بند بین مقطع بالا و پایین از صفر تا ۱۲/۵ سانتی‌متر و ۳ ضخامت مقطع از ۲ تا ۳ سانتی‌متر توسط نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی و تحلیل شده‌اند.



شکل ۱۸. درصد سختی محوری ستون.





شکل ۱۹. درصد سختی خمشی ستون.

جدول ۴. اطلاعات مربوط به سختی ستون‌ها.

نام مدل	$K_{avg}^a$ (%)	$K_{p,p}^a$ (%)	$K_{avg}^m$ (%)	$K_{p,p}^m$ (%)	$K_{avg}^{1/2}$ (%)	$K_{p,p}^m$ (%)
B-2-2	98/9	0/7	99/9	0/0	99/6	0/4
B-2-3	97/5	1/7	99/9	0/0	99/1	1/0
B-2-4	96/5	2/3	99/9	0/0	98/6	1/1
B-2-5	95/1	3/2	99/7	0/1	97/9	1/1
B-2-6	93/9	4/0	99/4	0/2	97/3	1/0
B-2-2*	99/2	0/5	99/9	0/0	99/6	0/5
B-3-2*	98/2	1/3	99/9	0/0	99/1	0/9
B-4-2*	97/7	1/5	99/9	0/1	99/0	1/0
B-5-2*	97/1	1/9	99/8	0/1	98/7	1/0
B-6-2*	95/8	2/8	99/6	0/0	98/2	0/8
B-2-2	99/4	0/4	99/9	0/0	99/4	0/4
B-2-3	98/1	1/3	99/9	0/0	98/6	1/1
B-2-4	97/8	1/4	99/8	0/0	98/3	1/2
B-2-5	97/7	1/5	99/7	0/0	98/2	1/0
B-2-6	96/7	2/2	99/4	0/1	97/5	0/8
B-2-2*	99/1	0/6	99/9	0/0	99/1	1/0
B-3-2*	98/6	0/9	99/9	0/0	98/7	1/3
B-4-2*	98/6	1	99/9	0/1	98/7	1/3
B-5-2*	98/1	1/3	99/9	0/1	98/3	1/3
B-6-2*	97/8	1/4	99/6	0/3	98/0	0/1

از: جهت بررسی کفایت ورق وصله به لحاظ مقاومتی از بارگذاری محوری کششی

۱. در ستون‌های قوطی با اختلاف بُعد مقطع بالا و پایین تا ۵ سانتی‌متر و در ستون‌های H شکل با اختلاف بُعد مقطع بالا تا ۷/۵ سانتی‌متر نیاز به ورق وصله با ضخامت بیش از ۵ سانتی‌متر برای تأمین مقاومت ناحیه اتصال نیست. در اختلاف بُعدهای بیشتر، به کارگیری سخت‌کننده‌ها می‌تواند منجر به مطلوبیت اقتصادی ورق وصله شود؛

۲. در ورق‌های وصله توخالی و H شکل، ضخامت ۵ سانتی‌متر قادر به تأمین مقاومت ستون‌های با اختلاف بُعد مقطع بالا و پایین بیش از ۲/۵ سانتی‌متر

تا کمی بعد از لحظه تسلیم و جهت بررسی ورق به لحاظ سختی محوری و خمشی به ترتیب از بارگذاری‌های محوری و خمشی در ناحیه کشسان استفاده شده است. نتایج به دست آمده، نشان‌دهنده مطلوبیت عملکرد وصله مذکور در ستون‌های با شکل‌ها و ابعاد متعارف است. ورق وصله با ضخامت‌های معمول پاسخگوی نیاز مقاومتی ناحیه اتصال بوده است، اما با افزایش سطح مقطع و اختلاف بُعد ستون‌ها، نیاز به ورق ضخیم‌تری است. با توجه به شکل ۱۶، الگوی به دست آمده براساس دو معیار اخیر قابل تعمیم به مسائل عمومی است. طراحی ورق وصله باید براساس تقاضای خمشی و کفایت مقاومت خمشی آن انجام شود. نتایج به تفصیل عبارت‌اند

بقیه‌ی مدل‌های قوطی‌شکل و تمام مدل‌های H شکل، مقاومت، تعیین‌کننده‌ی ضخامت مورد نیاز ورق وصله است؛

۷. به کارگیری ورق‌های توخالی و H شکل ضخیم برای تأمین مقاومت، منجر به ایمن شدن کامل ستون به لحاظ سختی می‌شود؛

۸. افزایش ارتفاع ستون وصله شده به طوری که وصله در وسط ارتفاع ستون باشد، سبب افزایش درصد سختی خمشی و در ستون وصله شده در ارتفاع ۱/۲ متری موجب کاهش سختی خمشی آن شده است.

به منظور تکمیل مطالعات عددی انجام شده، توصیه می‌شود مطالعات آزمایشگاهی نیز در مطالعات آتی انجام و عملکرد ورق وصله به همراه سخت‌کننده نیز بررسی شود. به منظور دست‌یابی به یک رویکرد طراحی پیشنهاد می‌شود مطالعات پارامتریک با در نظر گرفتن تمام متغیرها انجام شود. بررسی عملکرد ورق وصله در ستون‌های با مقاطع غیر هم‌محور، مانند ستون‌های کنج و کناری، مورد نیاز است. همچنین رفتار لرزه‌یی ستون‌های وصله شده با ورق اتصال می‌تواند از موارد مورد بررسی در مطالعات آتی باشد.

نیست، بنابراین استفاده از ورق‌های وصله در اختلاف بُعدهای کم (کمتر از ۲/۵ سانتی‌متر) می‌تواند مطلوب باشد؛

۳. افزایش ضخامت مقطع بالا و پایین ستون به مقدار ۵/۵ سانتی‌متر، به طور میانگین کمیته‌ی ضخامت مورد نیاز برای ورق وصله‌ی کامل را ۵/۵ سانتی‌متر افزایش می‌دهد؛

۴. افزایش اختلاف بُعد مقطع بالا و پایین در ستون‌ها به اندازه‌ی ۲/۵ سانتی‌متر، به طور میانگین کمیته‌ی ضخامت مورد نیاز برای ورق وصله‌ی کامل را در ستون‌های قوطی، ۷۵/۵ سانتی‌متر و در ستون H شکل، ۵/۵ سانتی‌متر افزایش می‌دهد؛

۵. درصد کاهش سختی خمشی نسبت به سختی محوری به طور کلی ناچیز بوده و سختی محوری، تعیین‌کننده‌ی نیاز سختی در ستون‌های وصله شده است؛

۶. با افزایش اختلاف بُعد و کاهش ارتفاع ستون‌های وصله شده، سختی محوری دچار کاهش محسوسی شده است؛ به طوری که در ستون‌های قوطی با اختلاف بُعد ۱۰ سانتی‌متر و ارتفاع کمتر از ۴ متر، کاهش سختی محوری بیش از ۵٪ بوده و سختی، تعیین‌کننده‌ی کمیته‌ی ضخامت لازم برای ورق وصله است. در

## پانویس‌ها

1. Bruneau & Mahin
2. Shaw
3. Ladani & Macrae
4. Snijder & Hoenderkamp
5. Lindner
6. Liu
7. Coelho
8. Simao
9. TD-RBS, TD-WUFW, TD-Widened
10. El-Tawil

## منابع (References)

1. Bruneau, M. and Mahin, S.A., 1990. Ultimate Behavior of Heavy Steel Section Welded Splices and Desig Implication, J. Struct. Eng. 116, pp.2214-2235. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0433-9445\(1990\)11:8\(2214\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0433-9445(1990)11:8(2214)). Full-scale tests of butt-welded splices in heavy-rolled steel sections subjected to primary tensile stresses. *Engineering Journal / American Institute of Steel Construction*, 17 p.
2. shaw, S.M., Stillmaker, K. and Kanvinde, A.M., 2014. Seismic response of partial-joint-penetration welded column splices in moment-resisting frames. *Eng. J.*, 52(2), pp.87-108.
3. Tork-Ladani, F., Chase, J.G. and Macrae, G.A., 2019. Bending stiffness and strength performance of different column splice connections. *Auckland, NZ: 2019 Pacific Conference on Earthquake Engineering*.
4. Snijder, B.H.H. and Hoenderkamp, H.J.C.D., 2006. Experimental tests on spliced columns for splice strength and stiffness requirements. *Proc. Int. Colloq. Stab. Ductility Steel Struct. SDSS*, 2006 pp.233-240.
5. Lindner, J., Old and new solutions for contact splices in columns. 2008. *J. Constr. Steel Res.*, it 64(7.8), pp.833-844. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2008.01.026>.
6. Liu, X.C., He, X.N., Wang, H.X. and et al., 2018. Bending-shear performance of column-to-column bolted-flange connections in prefabricated multi-high-rise steel structures. *J. Constr. Steel Res.*, 145, pp.28-48. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.02.017>.
7. Asadi, N., Hosseinzadeh, Y., Asadi, N. and et al., 2018. Investigation of static and seismic behavior of recommended column splice of Iran. *The 3<sup>rd</sup> International Conference on Structure and Steel, Iran*, pp.1-8. [In Persian]
8. Shen, J., Sabol, T.A., Akbas, B. and et al., 2010. Seismic demand on column splices in steel moment frames. *Engineering Journal, American Institute of Steel Construction*, 47, pp.223-240.
9. Akbas, B., Shen, J. and Sabol, T.A., 2011. Estimation of seismic-induced demands on column splices with a neural network model. *Appl. Soft. Comput. J*, 11(8), pp.4820-4829. <https://doi.org/10.1016/j.asoc.2011.06.019>.
10. Akbas, B., Doran, B., Sabol, T.A. and et al., 2014. Effect of various span lengths on seismic demand on column splices in steel moment frames, *Eng. Struct.* 70, pp.94-105. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.03.013>.
11. Faytarouni, M., Seker, O., Akbas, B. and et al., 2019. Seismic demand on column splices in special concentrically braced

- frames. *Eng. Struct.* [Internet], 199, p.109596. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109596>.
12. Girão Coelho, A.M., Simão, P.D. and Bijlaard, F.S.K., 2011. Guidance for the design of spliced columns. *J. Struct. Eng.* 138(9), pp.1079-1088. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000546](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000546).
13. Simão, P.D., Coelho, A.M.G. and Bijlaard, F.S.K., 2010. Influence of Splices On the Stability Behaviour of Columns and Frames. *SDSS'Rio 2010 Stability and Ductility of Steel Structures*, pp.619-626.
14. Simão, P.D., Girão Coelho, A.M. and Bijlaard, F.S.K., 2012. Influence of splices on the buckling of columns. *Int. J. Non Linear Mech.* 47(7), pp.806-822. <https://doi.org/10.1016/j.ijnonlinmec.2012.04.003>.
15. AWS, Structural Welding Code - Steel., 24th ed., AWS D1.1/D1.1M: 2015, American Welding Society, Miami, IL.
16. AISC, Steel Construction Manual, fourteenth, 2014. *American Institute of Steel Construction*, Chicago, IL.
17. SCI and BCSCA, Publication P398. Joints in Steel Construction: Moment Resisting Joints to Eurocode 3., 2013. *Steel Construction Institute and British Constructional Steelwork Association*.
18. MHUD, Iranian National Building Code., 2022. *Part 10, Steel Structure Design, fifth, Ministry of Housing and Urban Development*, [In Persian].
19. BS PD 6695-1-10: Recommendations for the Design of Structures to BS EN 1993-1-10.
20. Farrar, J.C.M. and Dolby, R.E., 2001. *Lameelar Tearing In Welded steel fabrication*. The Welding Institute.
21. ANSI/AISC 360-16: Specification for Structural Steel Buildings., 2016. American Institute of Steel Construction.
22. ANSI/AISC 341-16: AISC Seismic Provisions for Structural Steel Buildings., 2016. American Institute of Steel Construction.
23. El-Tawil, S., Mikesell, T., Vidarsson, E. and et al., 1998. *Strength and Ductility of FR Welded-Bolted Connections. SAC Report 98-01*. Sacramento, Calif.: SAC Joint Venture.
24. Koteski, N., Packer, J.A. and Puthli, R.S., 2003. A finite element method based yield load determination procedure for hollow structural section connections, *J. Constr. Steel Res.* 59(4), pp.453-471. [https://doi.org/10.1016/S0143-974X\(02\)00066-4](https://doi.org/10.1016/S0143-974X(02)00066-4).
25. Yeganehfar, A., Mehrparvar, B. and Haddad Shargh, F., 2020. Effect of weld specifications on seismic performance of built-up box columns. *J. Constr. Steel Res.* [Internet], 169, p.106012. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106012>.

# اصلاح مدل ساده شده قاب جاییگزین برای قاب خمشی فولادی با دهانه‌های نامساوی

سید احمد احمدیان (دانشجوی کارشناسی ارشد)

حر خسروی\* (استادیار)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

علیرضا بنی‌هاشم (استادیار)

گروه مهندسی عمران و مهندسی نقشه‌برداری، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شمال، تهران، ایران

سارا فرزانه (دانشجوی کارشناسی ارشد)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

مهندسی عمران شریف، پاییز ۱۴۰۲  
دوری ۳۹، شماره ۳، صص. ۹۷-۱۱۰، (پژوهشی)

امروزه در حوزه مهندسی سازه و زلزله از آنالیزهای حجیم برای تعیین پاسخ‌های دینامیکی سازه استفاده می‌شود. انجام آنالیزهای مذکور با استفاده از مدل‌های دارای جزئیات، هزینه محاسباتی و زمان آنالیز بسیار بالایی دارد؛ که برای رفع آن می‌توان از مدل‌های ساده شده‌ی استفاده کرد که ضمن پیش‌بینی نسبتاً دقیق پاسخ، زمان آنالیزها را نیز تا حد زیادی کاهش می‌دهند. برخی از مدل‌های ساده شده فقط برای به دست آوردن پاسخ‌های کلی سازه مناسب هستند، اما مدل‌های ساده شده دقیق‌تری وجود دارند که جزئیات مدل اصلی را با دقت بالایی مدل‌سازی می‌کنند؛ که یکی از آنها، مدل ساده شده قاب جاییگزین است. هدف از پژوهش حاضر، توسعه‌ی مدل قاب جاییگزین برای قاب خمشی فولادی با دهانه‌های نابرابر است. بدین منظور، با اصلاح سختی تیر و رفتار غیرخطی فنرهای مفصل خمیری، مدل قاب جاییگزین اصلاح شده برای دهانه‌های نابرابر ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهند که مدل ارائه شده با دقت بالایی، پاسخ‌های مدل‌های دارای جزئیات را تخمین می‌زند.

**واژگان کلیدی:** مدل قاب جاییگزین اصلاح شده، مدل‌های ساده شده، قاب خمشی فولادی، تحلیل دینامیکی غیرخطی.

## ۱. مقدمه

در سال‌های اخیر، آنالیزهای حجیم دینامیکی به عنوان یک ابزار مناسب در حوزه کارهای مهندسی زلزله استفاده شده است. استفاده از مدل‌های دارای جزئیات و یا مدل اصلی در انجام آنالیزهای غیرخطی به دلیل داشتن درجه‌های آزادی زیاد، منجر به افزایش زمان انجام آنالیز می‌شود. برای رفع مشکل اخیر می‌توان از مدل‌های ساده شده‌ی استفاده کرد که به دلیل داشتن درجه‌های آزادی کمتر، زمان انجام آنالیز را به میزان قابل توجهی کاهش می‌دهند و در عین حال، دقت بالایی دارند. مدل‌های ساده شده‌ی که تاکنون استفاده شده‌اند، در ۴ گروه اصلی: مدل یک درجه آزاد، مدل گسسته‌ی چند درجه آزاد، مدل‌های پیوسته و قاب‌های ساده شده قرار گرفته‌اند که در ادامه به آنها پرداخته شده است. سیستم‌های یک درجه آزادی، به

\* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۴۰۱/۹/۱۹، اصلاحیه ۱۴۰۱/۱۱/۱۸، پذیرش ۱۴۰۱/۱۱/۳۰.

استناد به این مقاله:

احمدیان، سید احمد، خسروی، حر، بنی‌هاشم، علیرضا، و فرزانه، سارا، ۱۴۰۲. اصلاح مدل ساده شده قاب جاییگزین برای قاب خمشی فولادی با دهانه‌های نامساوی. مهندسی

عمران شریف، ۳۹(۳)، صص. ۹۷-۱۱۰. DOI:10.24200/J30.2023.61537.3180

مثال، هال<sup>۲</sup> و همکاران (۱۹۹۵)، از مدل تیر برشی پیوسته برای به دست آوردن پاسخ های لرزه یی با استفاده از رکوردهای حوزه ی نزدیک استفاده کرده و رابطه ی تغییر شکل برشی را بر حسب سرعت حرکت زمین ارائه داده اند.<sup>[۵]</sup> ایوان<sup>۳</sup> (۱۹۹۷)،<sup>[۶]</sup> و هوانگ<sup>۴</sup> (۲۰۰۳)،<sup>[۷]</sup> با استفاده از مدل تیر پیوسته، طیف تغییر مکان نسبی را برای رکوردهای حوزه ی نزدیک به دست آورده اند. میراندا<sup>۵</sup> (۱۹۹۹)، با استفاده از مدل تیر خمشی - برشی متشکل از دو تیر، که یکی با رفتار خمشی و دیگری با رفتار برشی بوده است، روشی برای تخمین بیشینه ی تغییر مکان بام و طبقات سازه ارائه کرده است.<sup>[۸]</sup>

دسته ی آخر مدل های ساده شده، مدل قاب های ساده شده هستند. می توان گفت که اولین مدل از این خانواده، مدل استخوان ماهی (FB)<sup>۶</sup> است که در چند دهه ی قبل از سال ۲۰۰۰ مورد توجه پژوهشگران ژاپنی بوده و در سال ۲۰۰۲ توسط ناکاشیما<sup>۷</sup> و همکاران (۲۰۰۲)، با عنوان مدل قاب عمومی (GF)<sup>۸</sup> در عرصه ی بین المللی معرفی شده است. در مدل ایشان با در نظر گرفتن فرضیاتی، یک مدل چند دهانه به یک مدل یک دهانه تبدیل شده است. این فرضیات عبارت اند از: الف) یکسان بودن چرخش در تمامی گره های موجود در یک طبقه، ب) صرف نظر از تغییر طول محوری ستون و تیرها، پ) اعمال متمرکز جرم روی گره ها. در مدل ناکاشیما، ستون طبقه به صورت یک المان کشسان مدل می شود و دو سر ستون به صورت فنر هایی که به گره طبقه متصل هستند، مدل سازی می شود.<sup>[۹]</sup> خالو و خسروی (۲۰۱۳)، با توجه به اینکه چرخش گره های موجود در یک طبقه از مدل استخوان ماهی با هم برابر نیستند، نحوه ی محاسبه ی ممان اینرسی تیرهای موجود در مدل استخوان ماهی را با استفاده از معادلات شیب افت اصلاح کرده اند. همچنین مدل رفتاری تیرها را از رفتار سه خطی به دو خطی تغییر داده و برای در نظر گرفتن تغییر شکل های خمشی قاب، از المان های خرابایی شکل در دو طرف ستون استفاده کرده اند. با انجام اصلاحات ذکر شده، مدل استخوان ماهی ارائه شده توسط ناکاشیما را اصلاح کردند و آن را مدل استخوان ماهی اصلاح شده<sup>۹</sup> نامیدند.<sup>[۱۰]</sup>

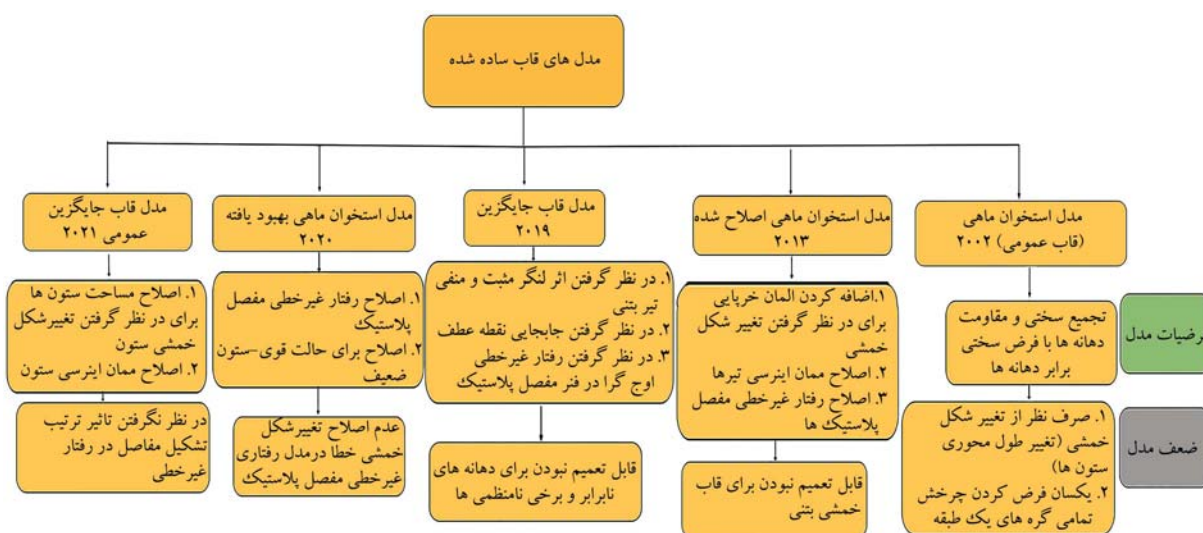
سلیمانی و همکاران (۲۰۱۹)، با در نظر گرفتن اثر زوال در رفتار قاب خمشی بتنی، مدل قاب جایگزین<sup>۱۰</sup> را ارائه دادند و دریافتند با فرض اینکه چرخش در گره ها با هم برابر نیستند، نقطه ی عطف تیر محدود به وسط دهانه نمی شود. همچنین اضافه نیرویی که در اثر تفاوت برش دو سر تیر در مدل های قبلی وجود داشته است،

ایجاد نمی شود. دقت مدل قاب جایگزین برای سازه های فولادی تفاوت چندانی با دقت مدل استخوان ماهی اصلاح شده نداشته است.<sup>[۱۱]</sup>

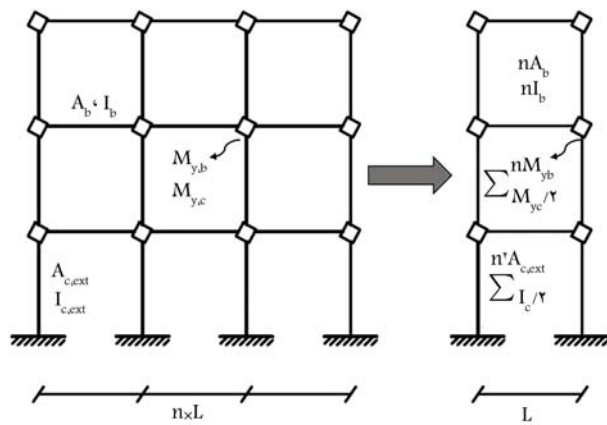
حقیقت و شریفی (۲۰۱۸)، به ارزیابی عملکرد مدل ساده شده برای ۱۸ قاب با نامنظمی های مختلف پرداخته و انواع مختلف منظمی، مانند: تفاوت در ابعاد دهانه ها، تفاوت در سختی، تفاوت در جرم طبقه و موارد دیگر را در نظر گرفته اند. نتایج مطالعات ایشان نشان داد وجود انواع مختلف نامنظمی در دقت پاسخ های مدل ساده شده تأثیر گذار بوده است. آنها برای رفع این اختلاف در پاسخ، ضریبی وابسته به دوره ی تناوب سازه در نظر گرفتند و به سختی تیرها اعمال کردند تا مدل ساده شده را برای قاب های دارای نامنظمی اصلاح کنند.<sup>[۱۲]</sup> جیمسک و دالسک<sup>۱۱</sup> (۲۰۲۰)، با صرف نظر از رفتار خمشی تیرها، روش جدیدی برای مدل سازی قاب ساده شده ی استخوان ماهی ارائه داده اند؛ که در آن، قاب ها دارای مدل رفتاری سه خطی با شیب منفی در خط سوم بودند. طول تیر معادل در مدل ساده شده برابر نصف میانگین طول دهانه های قاب اصلی بوده است. همچنین مانند مدل استخوان ماهی، ممان اینرسی تیر و ستون معادل در مدل ساده شده، برابر با مجموع ممان اینرسی تیرها و ستون های موجود در قاب اصلی بوده است. با انجام فرضیات ذکر شده، قاب یک دهانه یی که جایگزین قابی با چندین دهانه ی نابرابر می شود را ارائه دادند و آن را مدل استخوان ماهی بهبود یافته<sup>۱۲</sup> نامیدند.<sup>[۱۳]</sup>

سلیمانی و حمیدی (۲۰۲۱)، نیز با اصلاح رفتار خمشی قاب جایگزین، مدل قاب جایگزین عمومی<sup>۱۳</sup> را ارائه دادند که قاب خمشی بتنی یا فولادی با چندین دهانه را به یک قاب یک دهانه تبدیل می کند.<sup>[۱۴]</sup> برای درک بهتر، روند تکامل مدل های قاب ساده شده در شکل ۱ مشاهده می شود.

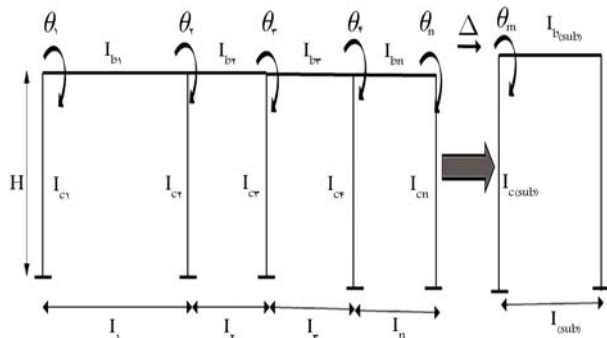
همان طور که در موارد اخیر ذکر شد، تاکنون مدل های ساده شده ی متعددی برای سازه های با دهانه های برابر ارائه و از آنها در تعیین پاسخ های لرزه یی استفاده شده است. هدف پژوهش حاضر، ارائه ی مدل ساده شده یی برای سازه های فولادی با دهانه های نابرابر با صرف نظر از تغییر شکل خمشی و تمرکز بر روی رفتار غیرخطی و مفاصل خمیری بوده است. برای این منظور، ابتدا یک مدل ساده شده از مطالعات پیشین انتخاب و مسائل مربوط به توسعه ی آن برای قاب با دهانه های نابرابر مطرح و برای رفع آن راه حلی ارائه و در انتها، مدل ساده شده برای دهانه های نابرابر معرفی شده است.



شکل ۱. طبقه بندی انواع مدل های قاب ساده شده.



شکل ۲. مدل قاب جایگزین و نحوه محاسبه پارامترهای آن با توجه به مدل اصلی.



شکل ۳. نحوه تبدیل چرخش گره‌ها از قاب اصلی به قاب جایگزین.

در شکل اخیر، اگر چرخش گره سمت چپ قاب جایگزین، نماینده چرخش گره‌های سمت چپ قاب اصلی فرض شود، می‌توان با نوشتن ماتریس سختی کل یک طبقه از قاب اصلی و تطبیق دادن آن با ماتریس سختی قاب جایگزین به سختی معادل رسید. مطابق شکل ۲، چرخش هر گره از قاب اصلی با  $\theta_i$  نشان داده می‌شود و چون برای ادغام ماتریس سختی باید تغییر شکل درجه‌های آزادی یکسان باشد، متغیر جدیدی به نام  $\alpha_i = \frac{\theta_i}{\theta}$  تعریف می‌شود. این ضریب  $\alpha_i$  در ستون‌های ماتریس سختی ضرب می‌شود تا بردار تغییر مکان ماتریس بر حسب  $\theta$  یکسان شود. با سطرها و ستون‌های ماتریس سختی، یک ماتریس  $2 \times 2$  به صورت ماتریس (رابطه ۱) حاصل می‌شود، که یک ماتریس نامتقارن است، که جزئیات مرتبط با نحوه محاسبه آن در پیوست، گزارش شده است.

$$K_{MSF} = \begin{pmatrix} 6 \sum_{i=1}^n \frac{EI_{bi}}{L_i} (\alpha_i + \alpha_{i+1}) + \frac{EI_c}{H} \sum_{j=1}^{n+1} I_{cj} (\alpha_j) & -\frac{EI_c}{H} \sum_{j=1}^{n+1} I_{cj} \\ -\frac{EI_c}{H} \sum_{j=1}^{n+1} I_{cj} (\alpha_j) & \frac{EI_c}{H} \sum_{j=1}^{n+1} I_{cj} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \theta \\ \Delta \end{pmatrix} \quad (1)$$

که در آن،  $I_{bi}$  ممان اینرسی تیر در دهانه‌ی  $i$ ام مدل اصلی،  $L_i$  طول دهانه‌ی  $i$ ام مدل اصلی،  $I_{cj}$  ممان اینرسی ستون  $j$ ام در مدل اصلی و  $\alpha_i$  ضریبی است که چرخش گره  $i$ ام را بر حسب  $\theta$  بیان می‌کند. همچنین  $n$ ، تعداد دهانه‌های موجود در قاب اصلی است.

## ۲. اصلاح مدل قاب جایگزین برای دهانه‌های نابرابر

### ۲.۱. معرفی مدل قاب جایگزین

همان‌طور که ذکر شد، هدف پژوهش حاضر، ارائه‌ی مدل ساده شده‌ی است که برای سازه با دهانه‌های نابرابر نیز کارآمد باشد. بدین منظور، ابتدا یک مدل ساده شده برای مشاهده‌ی چالش‌های موجود برای توسعه‌ی مدل‌های مذکور برای دهانه‌های نابرابر انتخاب شده است. در پژوهش حاضر، از مدل قاب جایگزین به علت سهولت در مدل‌سازی، دقیق بودن پاسخ‌های لرزه‌یی و جامعیت داشتن برای سازه‌های مختلف استفاده شده است. مدل قاب جایگزین، یک قاب یک دهانه است که با در نظر گرفتن فرضیه‌هایی، جایگزین قابی با  $n$  دهانه‌ی برابر می‌شود.<sup>[۱۱]</sup> فرضیه‌های مذکور عبارت‌اند از:

الف) در نظر گرفتن جرم طبقه در تراز هر طبقه؛ ب) مدل‌سازی رفتار خمیری اعضا با استفاده از مفصل خمیری متمرکز در دو انتهای المان تیر و ستون؛ و پ) برابر بودن کلیه‌ی چرخش‌های گره در تراز هر طبقه. با توجه به فرض سوم، نقطه‌ی عطف المان تیرها در وسط دهانه قرار می‌گیرد، بنابراین سختی تمام دهانه‌های یک طبقه با هم برابر می‌شود. از طرفی، به دلیل موازی بودن عملکرد دهانه، می‌توان سختی دهانه‌ها را قاب دارای جزئیات را با یکدیگر جمع کرد و به یک سختی معادل در قاب جایگزین رسید.

مدل قاب جایگزین و نحوه محاسبه پارامترهای مورد نیاز برای مدل‌سازی غیرخطی آن در شکل ۲ مشاهده می‌شود که مطابق آن، یک قاب  $n$  دهانه با توجه به روابط ارائه شده در این شکل، به یک قاب یک دهانه تبدیل می‌شود. در شکل مذکور،  $I_b$  و  $A_b$  به ترتیب مساحت و ممان اینرسی تیرهای موجود در قاب اصلی،  $I_{c,ext}$  و  $A_{c,ext}$  به ترتیب مساحت و ممان اینرسی ستون‌های خارجی موجود در قاب اصلی هستند. همچنین  $M_{yb}$  و  $M_{yc}$  به ترتیب مقاومت تسلیم تیر و ستون موجود در قاب اصلی و  $n$  تعداد دهانه‌های موجود در قاب اصلی هستند.

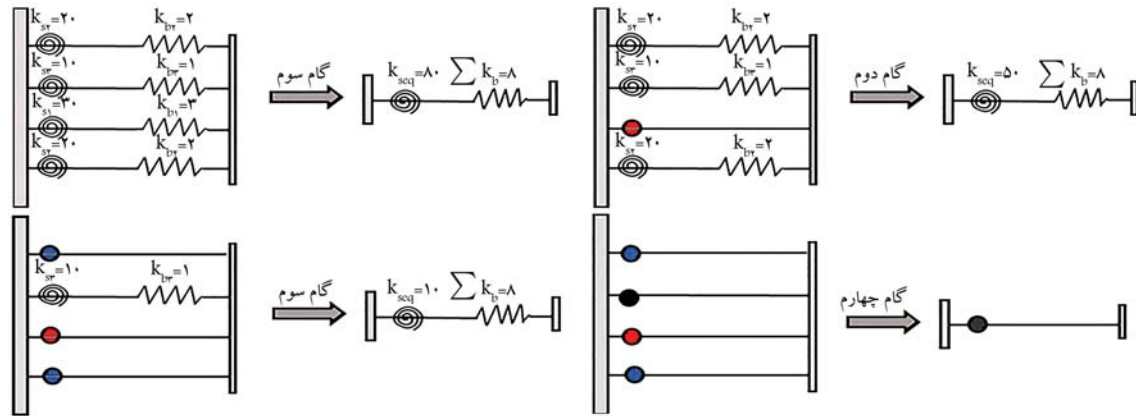
### ۲.۲. اصلاح رفتار ناحیه‌ی خطی قاب جایگزین برای دهانه‌های نابرابر

با توجه به اینکه سختی و طول تیر با هم رابطه‌ی معکوس دارند، در قاب با دهانه‌های نابرابر، سختی دهانه‌ها متفاوت است و در نتیجه، چرخش گره‌های یک طبقه نیز اختلاف دارد. بنابراین فرض موازی بودن سختی تیرهای طبقه زیر سؤال می‌رود و نقطه‌ی عطف المان تیر نیز در وسط دهانه قرار نمی‌گیرد. همین امر موجب خطا در دقت مدل قاب جایگزین برای دهانه‌های نابرابر می‌شود. بنابراین لازم است تا سختی رفتار خطی مدل قاب جایگزین برای دهانه‌های نابرابر اصلاح شود. منظور از اصلاح رفتار خطی، به دست آوردن ممان اینرسی معادل برای تیر و ستون موجود در قاب جایگزین است.

برای اصلاح رفتار خطی، یک قاب یک طبقه و  $n$  دهانه با دهانه‌های نابرابر مطابق شکل ۳ در نظر گرفته شده است؛ که در آن،  $I_{bi}$  ممان اینرسی تیر در دهانه‌ی  $i$ ام،  $L_i$  طول دهانه‌ی  $i$ ام،  $I_{ci}$  ممان اینرسی ستون  $i$ ام و  $H$  ارتفاع ستون‌های قاب اصلی با دهانه‌های نابرابر هستند. چرخش هر گره از قاب اخیر با  $\theta_i$  نشان داده می‌شود. همچنین  $I_{b(sub)}$  ممان اینرسی تیر معادل قاب جایگزین،  $L_{b(sub)}$  طول تیر معادل قاب جایگزین،  $I_{c(sub)}$  ممان اینرسی ستون‌های معادل قاب جایگزین و  $\theta_m$  چرخش گره‌ی معادل موجود در قاب جایگزین هستند. جابه‌جایی قاب نیز با پارامتر  $\Delta$  نشان داده می‌شود.







شکل ۵. سختی المان تیرها بعد از مفصل شدن فنرهای متناظر.

پس از توضیح این مقدمات، ابتدا سختی برآیند هر دهانه برای حالت قبل از تشکیل مفصل خمیری (سختی اولیه) و بعد از تشکیل مفصل خمیری (سختی ثانویه) با استفاده از روابط ۷ و ۸ به دست آمده‌اند:

$$\frac{1}{K_{mem}} = \frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_b} = \frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_s} = \frac{1}{K_s} \quad (7)$$

$$\frac{1}{K_{mem}} = \frac{1}{bK_s} + \frac{1}{K_b} = \frac{1}{bK_s} + \frac{1}{K_s} = \frac{1+b}{bK_s} \quad (8)$$

در انتها، سختی معادل تیرهای قاب اصلی و تیر قاب جایگزین (شکل ۵) به صورت رابطه‌ی ۹، برابر قرار داده شده و سختی هر گام برای فنر تیر در قاب جایگزین به دست آمده است که همان مدل رفتاری فنر قاب جایگزین است.

$$\frac{1}{K_{sj}^{MSF}} = \frac{1}{\left( \sum_{i=1}^m \frac{K_{si}}{1} + \sum_{i=m+1}^n \frac{b_i K_{si}}{1+b_i} \right)} - \frac{1}{K_b^{MSF}} \quad (9)$$

که در آن،  $K_{sj}^{MSF}$  سختی خط زام از فنر چند خطی برای مدل قاب جایگزین است، که در شکل ۵ در گام زام نشان داده شده است.  $m$  و  $n$  نیز به ترتیب برابر با تعداد فنرهایی هستند که در حوزه‌ی کشسان و غیرکشسان قرار دارند.  $K_b^{MSF}$  نیز سختی المان تیر در قاب جایگزین است.

به عنوان مثال در گام دوم شکل ۵ خط دوم فنر چندخطی را می‌سازد، فقط یک فنر مفصل شده‌اند و سه فنر دیگر در حوزه‌ی خطی هستند. بنابراین مطابق روابط ۷ و ۸، جمع سختی‌های موازی به صورت  $\sum_{i=1}^4 \frac{K_{si}}{1} + \sum_{i=2}^4 \frac{b_i K_{si}}{1+b_i}$  می‌آید.

در مورد نحوه‌ی تشخیص ترتیب تشکیل مفاصل نیز به این ترتیب عمل شده است که نحوه‌ی توزیع لنگر بین دهانه‌های مختلف متناسب با سختی  $(I/L)$  فرض شده است و دهانه‌ی که بیشترین سختی را داشته باشد، زودتر مفصل می‌شود. در صورتی که مقاومت تیرهای یک طبقه متفاوت باشد، برای تشخیص تقدم و تأخر تشکیل مفاصل، نسبت سختی به مقاومت  $(I/L)/M_y$  معیار قرار داده شده است. در روش ذکر شده، تعداد و زمان تشکیل مفصل در ابتدا تعیین می‌شود، در حالی که پس از مفصل شدن در هر گام، سختی دهانه‌های مجاور تغییر می‌کند و جذب نیروی المان‌ها، دیگر مشابه قبل نخواهد بود. اما این تفاوت در جذب نیرو به میرانی نیست که منجر به ایجاد خطا در پاسخ‌ها شود.

مجموع فقط تیر یک دهانه کار می‌کند. ولی در قاب ساده شده، کاهش سختی فقط در فنرها اتفاق می‌افتد، اما در سختی تیر تغییری ایجاد نمی‌شود. در گام آخر، چون تمامی فنرهای قاب اصلی مفصل شده‌اند، تیر معادل در قاب جایگزین نیز سختی خود را از دست می‌دهد.

بنابراین، رفتار قاب ساده شده با رفتار قاب اصلی فقط در گام‌های اول و چهارم شکل ۵ یکسان است و در حالت‌های میانی، سختی مدل ساده شده بیشتر از مدل اصلی است. به طور مثال، پس از تشکیل اولین مفصل در دو سمت تیر دهانه‌ی سوم، سختی تیرها در قاب اصلی  $\frac{1}{8} = 12.5\%$  کاهش می‌یابد؛ در حالی که کاهش سختی تیرها در قاب ساده شده، فقط ۵٪ است (به گام دوم شکل ۵ مراجعه شود).

## ۲.۳.۲. اصلاح رفتار مفصل خمیری تیر در مدل رفتاری دوخطی

پس از توضیح چالش پیش‌رو در مورد توالی تشکیل مفاصل خمیری در دهانه‌های مختلف، در بخش حاضر پارامترهای لنگر - چرخش برای فنر مفصل خمیری تیر در قاب جایگزین به گونه‌ی تعیین شده است که بر این مشکل فائق آید و در کلیه‌ی مراحل تشکیل مفاصل در قاب اصلی، اثر ثابت بودن ممان اینرسی تیر در قاب جایگزین را جبران کند.

بدین منظور، سختی فنرهای قاب جایگزین  $(K_{seq})$  در هر گام از شکل ۵ به گونه‌ی تعیین شده است که وقتی با سختی ثابت تیر سری می‌شود، به سختی مجموعه در قاب اصلی، یعنی سختی موازی دهانه‌ها، منجر شود.

از آنجایی که هدف در بخش قبل، توضیح کلی مشکل پیش آمده بوده است، در توضیحات مربوط به فنر از مدل رفتاری کشسان - خمیری استفاده شده است، که شیب خط دوم آن صفر است. اما در بخش کنونی، برای عمومیت بیشتر، مدل رفتاری فنر، دو خطی در نظر گرفته شده است. بنابراین سختی اولیه‌ی فنر با  $K_s$  و سختی ثانویه‌ی آن با  $bK_s$  نشان داده می‌شود، که  $b$  نسبت سخت‌شوندگی است. علاوه بر این، توضیح این موضوع نیز لازم به نظر می‌رسد که سختی واقعی تیر با فرض انحنا مضاعف تحت بار جانبی  $K_{mem} = 6EI/L$  است. بنابراین باید سختی اولیه‌ی فنر صلب و سختی تیر  $6EI/L$  باشد. اما سختی بی‌نهایت برای فنر مشکلات عددی در مدل ایجاد می‌کند و موجب عدم هم‌گرایی پاسخ می‌شود. بنابراین، معمولاً سختی فنر صلب،  $10^6$  برابر سختی تیر فرض شده است.

لذا، سختی المان تیر در مدل  $K_b = 6/6EI/L$  و سختی المان فنر در مدل  $K_s = 66EI/L$  فرض می‌شود که جمع سری دو المان مذکور به  $K_{mem} = 6EI/L$  منجر می‌شود.

جدول ۱. ابعاد دهانه‌ها در انواع هندسه‌ی در نظر گرفته شده در جهت  $x$  (متر).

دهانه	۱	۲	۳	۴	۵
نوع ۱	۹	۶	۴	۶	۹
نوع ۲	۶	۴	۹	۹	۶
نوع ۳	۴	۹	۶	۶	۹

حاضر، برای ارزیابی عملکرد مدل، از ۵ دهانه‌ی میانی قاب در جهت  $x$  استفاده شده است. ۵ دهانه‌ی میانی قاب در جهت  $x$  دارای سیستم مقاوم جانبی پیرامونی از نوع قاب خمشی فولادی ویژه هستند و نیروی ثقل توسط قاب‌های داخلی متحمل می‌شود. ارتفاع طبقه‌ی اول تمامی مدل‌ها ۴/۵ متر و بقیه‌ی طبقات ۴ متر است. مقاطع استفاده شده از نوع بال پهن مقطع ( $W$ ) از رده‌ی ASTM – A992 با تنش تسلیم ۳۵۵ مگاپاسکال و مدول کشسانی ۲۰۰ گیگاپاسکال بوده‌اند. بار زنده‌ی طبقات و بام به ترتیب ۲۴۵ و ۱۰۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شده است. همچنین بار مرده‌ی ۴۴۰ کیلوگرم بر متر مربع به صورت گسترده به طبقات اعمال شده است. بار جانبی وارد شده به مدل از روش استاتیکی معادل مطابق با آیین‌نامه‌ی ۷ ASCE/SEI،<sup>[۱۵]</sup> محاسبه شده است.

مدل‌ها بر اساس منطقه با لرزه‌خیزی بالا و بر اساس گروه لرزه‌خیزی  $14 D_{max}$  طراحی شده‌اند. مدل‌های مورد نظر با توجه به ۳ نوع دهانه‌ی متفاوت مشخص شده در جدول ۱، بارگذاری و با توجه به ضوابط کنترل تغییرمکان نسبی طبقات، کنترل مقاومت و رعایت ضابطه‌ی تیر ضعیف - ستون قوی طراحی شده‌اند. مقاطع مدل‌های طراحی شده هر ۳ نوع هندسه برای مدل ۱۲ طبقه در جدول ۲ ارائه شده است.

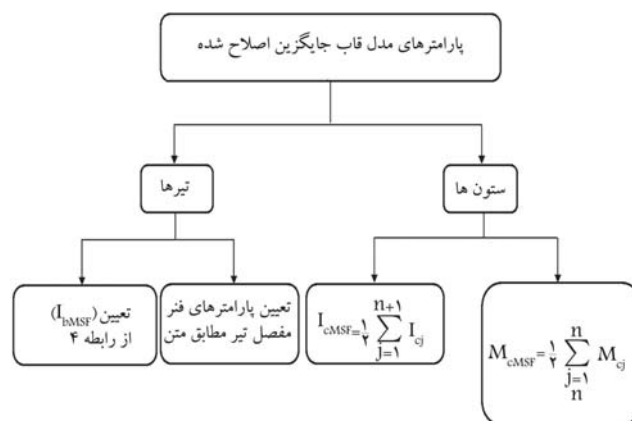
### ۲.۳. مدل‌سازی غیرخطی

برای مدل‌سازی غیرخطی قاب‌های خمشی از المان‌های خطی تیر و ستون با حالت خمیری متمرکز در دو انتها استفاده شده است. بدین منظور، برای مدل‌سازی تیر و ستون با رفتار کشسان، المان Elastic Beam Column Element و برای مدل‌سازی مفاصل خمیری دو انتهای عضو، فنرهای چرخشی با المان Zero Length Element در نرم‌افزار Open Sees استفاده شده است. جهت در نظر گرفتن اثر پی - دلتا ناشی از بار وزن روی ستون‌های ثقلی، المان Leaning column نیز مدل‌سازی شده است که با المان‌های صلب خرابایی به قاب خمشی متصل شده است. در نوشتار حاضر، از مدل رفتاری سه خطی Bilin استفاده شده است.

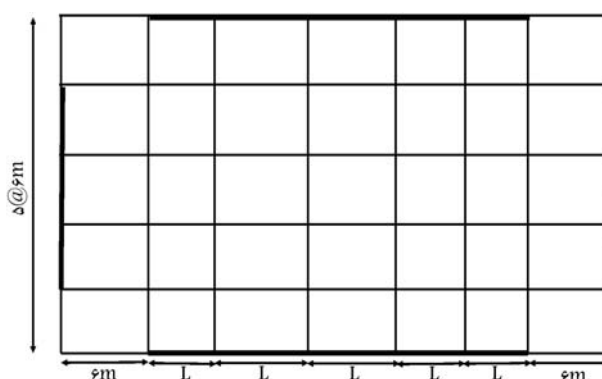
مدل رفتاری هر مقطع با استفاده از پارامترهایی که معرف منحنی اسکلتی است، به آن اختصاص داده شده است. در نوشتار حاضر، برای پارامترهای مدل رفتاری از گزارش‌های مرتبط با مدل‌سازی رفتاری Bilin استفاده شده است که برای رعایت اختصار از ارائه‌ی روابط صرف‌نظر شده است.<sup>[۱۶-۱۸]</sup>

### ۴. ارزیابی مدل ساده شده‌ی پیشنهادی

در بخش کنونی به ارزیابی دقت مدل قاب جایگزین اصلاح شده در تعیین پاسخ‌های سازه پرداخته شده است. ارزیابی‌های انجام شده در سه دسته‌ی کلی بررسی زمان تناوب سازه، تحلیل استاتیکی غیرخطی مونوتونیک و سیکلیک و تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام شده است. همچنین علاوه بر مدل قاب جایگزین



شکل ۶. نحوه‌ی محاسبه‌ی پارامترهای مدل قاب جایگزین اصلاح شده.



شکل ۷. پلان مدل‌های مورد نظر.

۳.۳.۲. اصلاح رفتار مفصل خمیری تیر در مدل رفتاری ایبارا - کراوینکالر  
مدل رفتاری ایبارا - کراوینکالر، یک مدل رفتاری سه خطی است. خط اول، بیان‌کننده‌ی رفتار المان در حوزه‌ی کشسان و خط دوم، حوزه‌ی سخت‌شوندگی و خط سوم، ناحیه‌ی پس از پیش‌آمدگی است که شیب منفی دارد. فلسفه‌ی اصلاح رفتار غیرکشسان مدل رفتاری ایبارا - کراوینکالر، همانند مدل رفتاری کشسان - خمیری است؛ ولی برای قسمت شیب منفی، حالت‌های متفاوتی ایجاد می‌شود که منجر به چند ضابطه‌ی شدن روابط می‌شود. در اینجا، جهت رعایت اختصار از ارائه‌ی روابط مرتبط صرف‌نظر شده است. نحوه‌ی محاسبه‌ی پارامترهای مدل قاب جایگزین اصلاح شده به صورت خلاصه در شکل ۶ مشاهده می‌شود.

### ۳. راستی‌آزمایی مدل ارائه شده

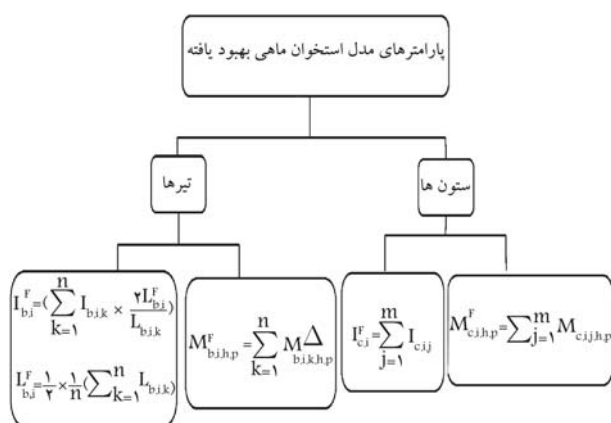
#### ۱.۳. مشخصات مدل‌های ساختمانی

برای ارزیابی عملکرد مدل ارائه شده، سه مدل ۱۲ طبقه در نظر گرفته شده است که پلان مدل‌های مورد نظر در شکل ۷ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، پلان در جهت  $x$ ، شامل ۷ دهانه بوده و ۵ دهانه‌ی میانی آن به صورت سیستم قاب خمشی فولادی در نظر گرفته شده است. همچنین در جهت  $y$ ، شامل ۵ دهانه بوده که ۳ دهانه‌ی میانی آن به صورت قاب خمشی فولادی مدل شده است.

برای ارزیابی عملکرد مدل ارائه شده به ازاء دهانه‌های نایبر، ۳ نوع هندسه‌ی متفاوت برای دهانه‌های مدل در جهت  $x$  در نظر گرفته شده است که مشخصات و ابعاد هر یک در جدول ۱ ارائه شده است. لازم به ذکر است در پژوهش

جدول ۲. مقاطع تیر و ستون مدل‌های طراحی شده.

ستون ها						تیرها					طبقه	مدل
ستون ششم	ستون پنجم	ستون چهارم	ستون سوم	ستون دوم	ستون اول	دهانه ی پنجم	دهانه ی چهارم	دهانه ی سوم	دهانه ی دوم	دهانه ی اول		
W۲۴x۲۰۷	W۲۴x۲۵۰	W۲۴x۲۵۰	W۲۴x۲۵۰	W۲۴x۲۵۰	W۲۴x۲۰۷	W۲۱x۴۴	W۲۴x۸۴	W۲۴x۸۴	W۲۴x۸۴	W۲۱x۴۴	۲-۱	نوع ۱
W۲۴x۱۳۱	W۲۴x۲۲۹	W۲۴x۲۲۹	W۲۴x۲۲۹	W۲۴x۲۲۹	W۲۴x۱۳۱	W۲۱x۶۲	W۲۴x۹۴	W۲۴x۹۴	W۲۴x۹۴	W۲۱x۶۲	۴-۳	
W۲۴x۱۰۳	W۲۴x۲۰۷	W۲۴x۲۰۷	W۲۴x۲۰۷	W۲۴x۲۰۷	W۲۴x۱۰۳	W۲۱x۵۵	W۲۴x۹۴	W۲۴x۹۴	W۲۴x۹۴	W۲۱x۵۵	۶-۵	
W۲۴x۸۴	W۲۴x۱۹۲	W۲۴x۱۹۲	W۲۴x۱۹۲	W۲۴x۱۹۲	W۲۴x۸۴	W۲۱x۵۵	W۲۴x۷۶	W۲۴x۷۶	W۲۴x۷۶	W۲۱x۵۵	۸-۷	
W۲۴x۶۸	W۲۴x۱۰۳	W۲۴x۱۳۰	W۲۴x۱۰۳	W۲۴x۱۰۳	W۲۴x۶۸	W۲۱x۵۰	W۲۱x۵۵	W۲۱x۵۵	W۲۱x۵۵	W۲۱x۵۰	۱۰-۹	
W۲۴x۵۵	W۲۴x۸۴	W۲۴x۸۴	W۲۴x۸۴	W۲۴x۸۴	W۲۴x۵۵	W۲۱x۴۴	W۲۱x۴۴	W۲۱x۴۴	W۲۱x۴۴	W۲۱x۴۴	۱۲-۱۱	
W۲۴x۲۵۰	W۲۴x۲۵۰	W۲۴x۲۰۷	W۲۴x۲۵۰	W۲۴x۲۵۰	W۲۴x۲۵۰	W۲۴x۶۸	W۲۴x۶۲	W۲۴x۶۲	W۲۴x۸۴	W۲۴x۶۸	۲-۱	نوع ۲
W۲۴x۱۹۲	W۲۴x۲۰۷	W۲۴x۱۶۲	W۲۴x۲۰۷	W۲۴x۲۰۷	W۲۴x۱۹۲	W۲۴x۹۴	W۲۴x۶۲	W۲۴x۶۲	W۲۴x۸۴	W۲۴x۹۴	۴-۳	
W۲۴x۱۴۶	W۲۴x۱۷۶	W۲۴x۱۶۲	W۲۴x۱۷۶	W۲۴x۱۷۶	W۲۴x۱۴۶	W۲۴x۹۴	W۲۴x۶۸	W۲۴x۶۸	W۲۴x۶۸	W۲۴x۹۴	۶-۵	
W۲۴x۱۰۳	W۲۴x۱۷۶	W۲۴x۱۶۲	W۲۴x۱۷۶	W۲۴x۱۷۶	W۲۴x۱۰۳	W۲۴x۶۲	W۲۴x۷۶	W۲۴x۷۶	W۲۴x۶۸	W۲۴x۶۲	۸-۷	
W۲۴x۶۸	W۲۴x۱۳۱	W۲۴x۱۳۱	W۲۴x۱۳۱	W۲۴x۱۳۱	W۲۴x۶۸	W۲۱x۵۶	W۲۱x۶۲	W۲۱x۶۲	W۲۱x۴۴	W۲۱x۵۶	۱۰-۹	
W۲۴x۵۵	W۲۴x۶۸	W۲۴x۶۸	W۲۴x۶۸	W۲۴x۵۵	W۲۴x۵۵	W۱۸x۳۵	W۱۸x۳۵	W۱۸x۳۵	W۱۸x۳۵	W۱۸x۳۵	۱۲-۱۱	
W۲۴x۲۲۹	W۲۴x۲۲۹	W۲۴x۲۲۹	W۲۴x۲۲۹	W۲۴x۲۲۹	W۲۴x۲۲۹	W۲۴x۶۲	W۲۴x۸۴	W۲۴x۸۴	W۲۴x۶۲	W۲۴x۸۴	۲-۱	نوع ۳
W۲۴x۱۷۶	W۲۴x۲۰۷	W۲۴x۲۰۷	W۲۴x۲۰۷	W۲۴x۲۰۷	W۲۴x۲۲۹	W۲۴x۶۸	W۲۴x۹۴	W۲۴x۹۴	W۲۴x۶۸	W۲۴x۷۶	۴-۳	
W۲۴x۱۳۱	W۲۴x۱۹۲	W۲۴x۱۹۲	W۲۴x۱۹۲	W۲۴x۲۰۷	W۲۴x۱۴۶	W۲۴x۷۶	W۲۴x۸۴	W۲۴x۸۴	W۲۴x۷۶	W۲۴x۹۴	۶-۵	
W۲۴x۱۰۳	W۲۴x۱۶۲	W۲۴x۱۶۲	W۲۴x۱۶۲	W۲۴x۱۹۲	W۲۴x۱۳۱	W۲۴x۷۶	W۲۴x۶۸	W۲۴x۶۸	W۲۴x۷۶	W۲۴x۶۲	۸-۷	
W۲۴x۸۴	W۲۴x۱۳۱	W۲۴x۱۳۱	W۲۴x۱۳۱	W۲۴x۱۳۱	W۲۴x۱۰۳	W۲۱x۵۰	W۲۱x۵۰	W۲۱x۵۰	W۲۱x۵۰	W۲۱x۵۰	۱۰-۹	
W۲۴x۸۴	W۲۴x۸۴	W۲۴x۸۴	W۲۴x۸۴	W۲۴x۶۸	W۲۴x۶۸	W۱۸x۳۵	W۱۸x۳۵	W۱۸x۳۵	W۱۸x۳۵	W۱۸x۳۵	۱۲-۱۱	



شکل ۸. نمودار محاسبه‌ی پارامترهای مدل استخوان ماهی بهبود یافته.

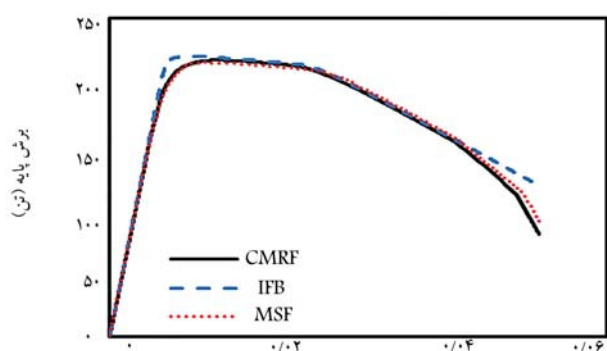
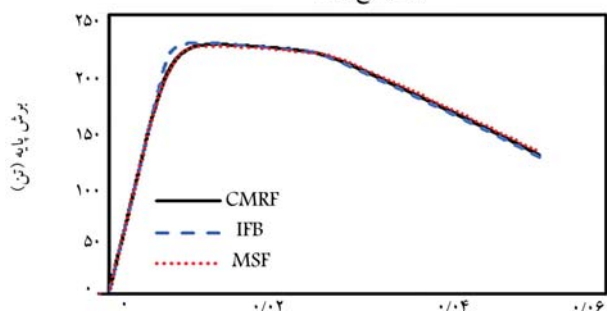
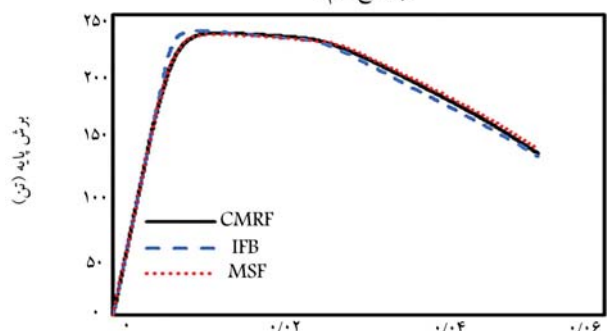
عبارت‌های IFB، CMRF و MSF به ترتیب بیانگر قاب‌های مدل اصلی (Classic Moment Resisting Frame)، مدل استخوان ماهی بهبود یافته (Improved Fish-Bone) و مدل قاب جایگزین اصلاح شده (Modified Substitute Frame) هستند.

اصلاح شده، این ارزیابی‌ها برای مدل استخوان ماهی بهبود یافته که توسط جیمسک و دالسک (۲۰۲۰) برای دهانه‌های نابرابر ارائه شده است،<sup>[۱۳]</sup> انجام شده است. نحوه‌ی محاسبه‌ی پارامترهای مدل استخوان ماهی بهبود یافته در شکل ۸ مشاهده می‌شود. طول تیر مدل استخوان ماهی بهبود یافته ( $L_{b,i}^F$ ) برابر با نصف میانگین طول تیر مدل اصلی است. در شکل مذکور،  $L_{b,i,k}$  طول تیر  $k$ ام و طبقه‌ی  $i$ ام مدل دارای جزئیات،  $I_{b,i}^F$  ممان اینرسی تیر مدل استخوان ماهی بهبود یافته و  $I_{b,i,k}$  ممان اینرسی تیر  $k$ ام در طبقه‌ی  $i$ ام مدل دارای جزئیات هستند. همچنین  $I_{c,i}^F$  ممان اینرسی ستون  $i$ ام مدل استخوان ماهی بهبود یافته و  $I_{c,i,j}$  ممان اینرسی ستون  $j$ ام و طبقه‌ی  $i$ ام مدل دارای جزئیات هستند.

( $M_{c,i,h,p}^F$ ) مقاومت ستون مدل استخوان ماهی بهبود یافته است که از مجموع مقاومت ستون‌های مدل اصلی به دست می‌آید. برای محاسبه‌ی مقاومت تیر مدل استخوان ماهی بهبود یافته ( $M_{b,i,h,p}^F$ )، اگر مقاومت تیر بیشتر از مقاومت ستون باشد، مقاومت تیر در ضریبی ضرب می‌شود، سپس مقاومت تیر مدل استخوان ماهی بهبود یافته از جمع مقاومت تیرهای مدل دارای جزئیات  $M_{b,i,k,h,p}^F$  به دست می‌آید. مدل‌های ۱۲ طبقه به صورت مدل قاب اصلی، مدل استخوان ماهی بهبود یافته و مدل قاب جایگزین اصلاح شده مدل‌سازی و آنالیز شده‌اند. در این قسمت

جدول ۳. مقادیر زمان تناوب چهار مود اول نوسان مدل‌ها و درصد اختلاف آنها نسبت به مدل اصلی.

نوع ۱			نوع ۲			نوع ۳			
MSF	IFB	CMRF	MSF	IFB	CMRF	MSF	IFB	CMRF	
۳,۲۷۴۸	۳,۲۷۲۳	۳,۲۷۹۸	۳,۲۷۰۲	۳,۳۶۸۹	۳,۳۷۱۳	۳,۳۵۳۷	۳,۳۳۲۰	۳,۳۵۳۰	مود اول
۰/۱۵	۰/۲۲	-	۰/۳۲	۰/۷۱	-	۰/۰۲	۰/۶۲	-	خطا (%)
۱,۲۳۴۰	۱,۲۳۳۹	۱,۲۳۶۵	۱,۲۷۴۴	۱,۲۷۴۵	۱,۲۷۴۹	۱,۲۳۸۸	۱,۲۳۲۹	۱,۲۳۹۴	مود دوم
۰/۲	۰/۲۱	-	۰/۳۹	۰/۳۱	-	۰/۴۸	۰/۵۲	-	خطا (%)
۰/۷۰۴۳	۰/۷۰۴۱	۰/۷۰۶۲	۰/۷۲۶۳	۰/۷۲۶۲	۰/۷۲۶۸	۰/۶۹۳۴	۰/۶۹۰۵	۰/۶۹۳۶	مود سوم
۰/۲۶	۰/۲۹	-	۰/۶۸	۰/۸۲	-	۰/۲۸	۰/۴۴	-	خطا (%)
۰/۴۶۲۲	۰/۴۶۹۲	۰/۴۶۳۷	۰/۴۸۳۱	۰/۴۸۳۰	۰/۴۸۳۵	۰/۴۶۱۷	۰/۴۶۰۱	۰/۴۶۲۲	مود چهارم
۰/۳۲	۱/۱۸	-	۰/۸۲	۰/۱	-	۰/۱	۰/۴۵	-	خطا (%)

تغییر مکان نسبی بام  
الف) نوع اول؛تغییر مکان نسبی بام  
ب) نوع دوم؛تغییر مکان نسبی بام  
ج) نوع سوم.

شکل ۹. نمودار پوش‌آور مونتونیک مدل ۱۲ طبقه به ازای هندسه‌های الف، ب و پ.

#### ۱.۴. ارزیابی زمان تناوب مدل‌ها

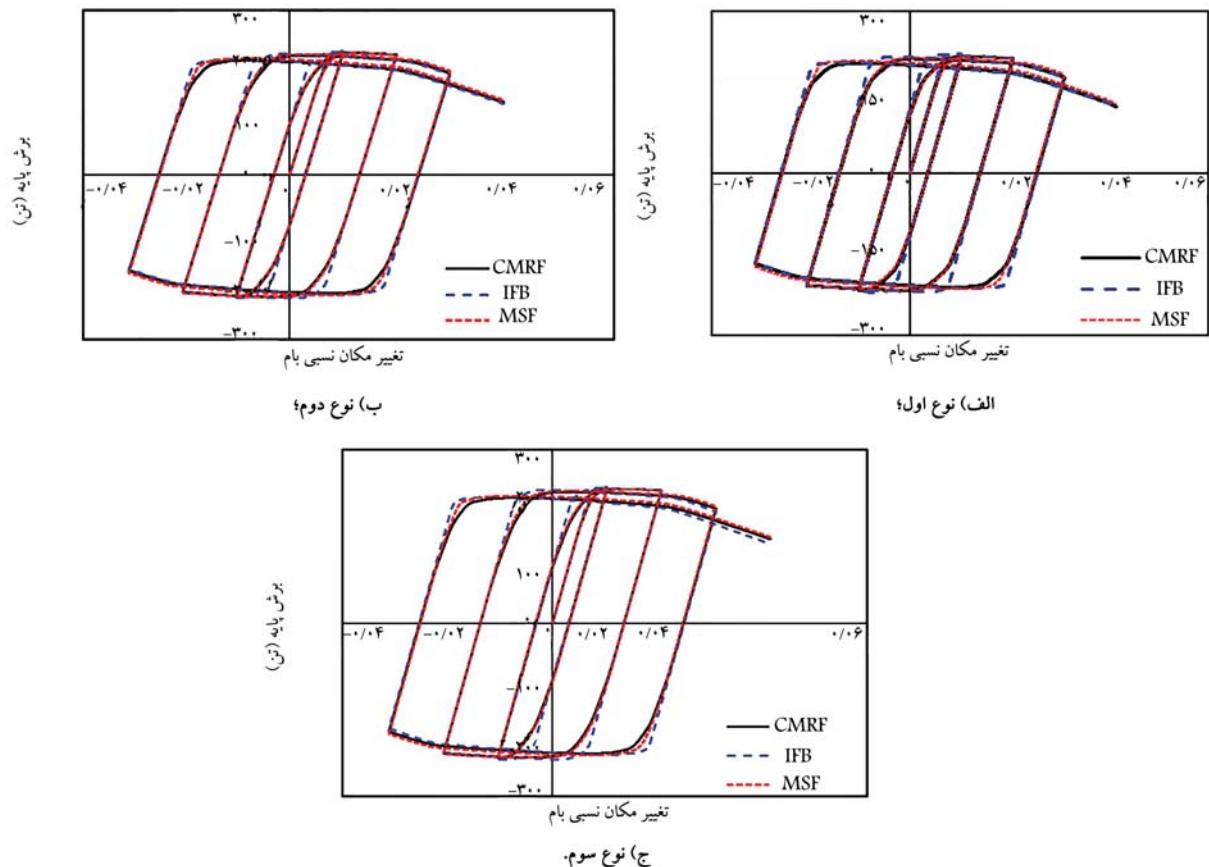
با انجام آنالیز مودال، زمان تناوب ۴ مود اول نوسان مدل‌های مختلف به دست آمده و برای مدل‌های ۱۲ طبقه در جدول ۳ ارائه شده است. همچنین مقادیر خطای محاسبه‌ی زمان تناوب هر یک از مدل‌ها، در هر ۴ مود نوسان نسبت به مدل اصلی محاسبه و در جدول مذکور گزارش شده است؛ که مطابق آن، مدل استخوان ماهی بهبود یافته، مقادیر زمان تناوب مود اول را با خطای میانگین ۰/۳٪ نشان می‌دهد، در حالی که مدل قاب جایگزین اصلاح شده، مقادیر زمان تناوب را در مود اول نوسان با خطای میانگین ۰/۶٪ تخمین می‌زند. این امر نشان می‌دهد که سختی اولیه‌ی مدل قاب جایگزین اصلاح شده با دقت بسیار بالایی تخمین زده شده است.

#### ۲.۴. تحلیل استاتیکی غیرخطی مونتونیک و سیکلیک

در تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام شده، بار جانبی با توان  $k = 2$  به صورت منحنی توزیع شده و بار کل طبقه به ستون‌های ثقلی نسبت یافته است. نتایج تحلیل مونتونیک و سیکلیک برای مدل ۱۲ طبقه در شکل‌های ۹ و ۱۰ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آنها، مدل قاب استخوان ماهی بهبود یافته در تغییر مکان جانبی طبقات حدود ۰/۰۸٪، سختی بیشتری نسبت به مدل اصلی نشان داده است.

#### ۳.۴. نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی

در تحلیل دینامیکی غیرخطی، قاب‌ها تحت نگاشت‌های جدول ۴ قرار گرفته‌اند. در پژوهش حاضر، از سه دسته رکورد دور از گسل، نزدیک گسل بدون آثار پالس‌گونه و نزدیک گسل با آثار پالس‌گونه، که در دستورالعمل FEMA - P۶۹۵ ارائه شده، استفاده شده است.<sup>[۱۹]</sup> مدل‌های مورد نظر، تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفته و برای بررسی دقیق‌تر، نتایج در سه نوع نمودار به تفکیک ارائه شده است. نوع اول نمودارها، میانگین بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی طبقات را برای دو مدل به ازاء سه دسته رکورد نمایش می‌دهد. نوع دوم نمودارها، میانگین و انحراف معیار بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی طبقات را برای سه دسته رکورد نشان می‌دهد که برای محاسبه‌ی میانگین و انحراف معیار پاسخ‌ها، اگر  $\hat{\theta}_i$  پاسخ مدل ساده شده و  $\theta_i$  پاسخ مدل اصلی باشند، آنگاه نسبت  $\hat{\theta}_i$  به  $\theta_i$ ،  $x_i$  نامیده می‌شود. میانگین در فضای لگاریتمی، با استفاده از رابطه‌ی ۱۰ و انحراف معیار مطابق رابطه‌ی ۱۱ محاسبه



شکل ۱۰. نمودار پوش‌آور سیکلیک مدل ۱۲ طبقه‌ای طراحی شده به ازای هندسه‌های الف، ب و پ.

می‌شود:

$$Bias = \bar{x} = e^{\frac{\sum_{i=1}^n Ln(x_i)}{n}} \quad (10)$$

$$Dispersion = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n [Ln(x) - Ln(\bar{x})]^2}{n}} \quad (11)$$

را تجربه کرده و وارد حوزه‌ی غیرخطی شده است. بنابراین، از این ناحیه‌ی اختلاف نمودار قاب استخوان ماهی بهبود یافته با مدل اصلی مشاهده می‌شود، اما در مدل ساده شده‌ی قاب جایگزین اصلاح شده این مشکل وجود ندارد. در شکل ۱۲، میانگین و پراکندگی در تیپ‌های اول و دوم نیز نمودار استخوان‌ماهی بهبود یافته از ۱ فاصله گرفته است، در حالی که قاب جایگزین اصلاح شده این اختلاف را ندارد. همچنین پراکندگی بیشتری در نمودار استخوان ماهی بهبود یافته مشاهده می‌شود.

مطابق شکل ۱۱، برای رکوردهای حوزه‌ی نزدیک گسل بدون پالس، به دلیل ضعیف بودن رکورد غیرخطی شدن در طبقات دهم به بعد رخ داده است. می‌توان گفت نمودار استخوان ماهی فقط در صورت خطی ماندن قاب در زمان زلزله، می‌تواند جواب‌ها را به صورت دقیق‌تر ارائه دهد.

شکل ۱۳ نشان می‌دهد که پراکندگی تغییرمکان نسبی جانبی، در مدل استخوان ماهی بهبود یافته بیشتر بوده است. این در حالی است که مدل قاب جایگزین اصلاح شده، پاسخ‌ها را با دقت بسیار بالاتری نسبت به مدل اصلی تخمین می‌زند. به منظور کمی‌سازی دقت مدل‌ها در تعیین پاسخ‌های دینامیکی سازه، مقادیر درصد اختلاف بیشینه‌ی پاسخ میانگین رکوردها (مرتبط با شکل ۱۱) و بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی طبقات به ازاء رکوردی که بیشترین اختلاف را ایجاد کرده است (مرتبط با شکل ۱۳) نسبت به مدل اصلی محاسبه و در جدول ۵ ارائه شده است؛ که مطابق آن، مدل قاب جایگزین اصلاح شده، پاسخ دینامیکی سازه را با دقت بالایی در مقایسه با مدل استخوان ماهی بهبود یافته تخمین زده است.

دسته‌ی سوم نمودارها، بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی جانبی مدل قاب جایگزین اصلاح شده و مدل استخوان ماهی بهبود یافته را بر اساس تغییرمکان نسبی جانبی مدل اصلی نشان می‌دهند. برای رعایت اختصار در گزارش کردن تمامی نمودارهای مربوط به سه مدل ۱۲ طبقه به ازاء سه دسته رکورد مختلف سعی شده است تا نمودار به صورت موردی قرار داده شود، به گونه‌ی که نمودارهای با پاسخ‌های بسیار دقیق و نمودارهایی با دقت کمتر را در برگیرد.

نمودار میانگین بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی طبقات برای مدل‌های ۱۲ طبقه‌ی نوع اول و دوم به ازاء هر سه دسته رکورد در شکل ۱۱ گزارش شده است. همچنین نمودار انحراف معیار بیشینه‌ی پاسخ مدل قاب جایگزین اصلاح شده و استخوان ماهی بهبود یافته نسبت به قاب اصلی برای مدل‌های ۱۲ طبقه‌ی نوع اول و دوم در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود. دسته‌ی آخر نمودارها مطابق شکل ۱۳، نمودار بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی جانبی مدل قاب جایگزین اصلاح شده و مدل استخوان ماهی بهبود یافته براساس تغییرمکان نسبی جانبی مدل اصلی است.

با توجه به نتایج ارائه شده، می‌توان مشاهده کرد که مطابق شکل ۱۱ برای رکوردهای حوزه‌ی دور از گسل، قاب از طبقه‌ی دوم، تغییرمکان نسبی بالای ۱٪



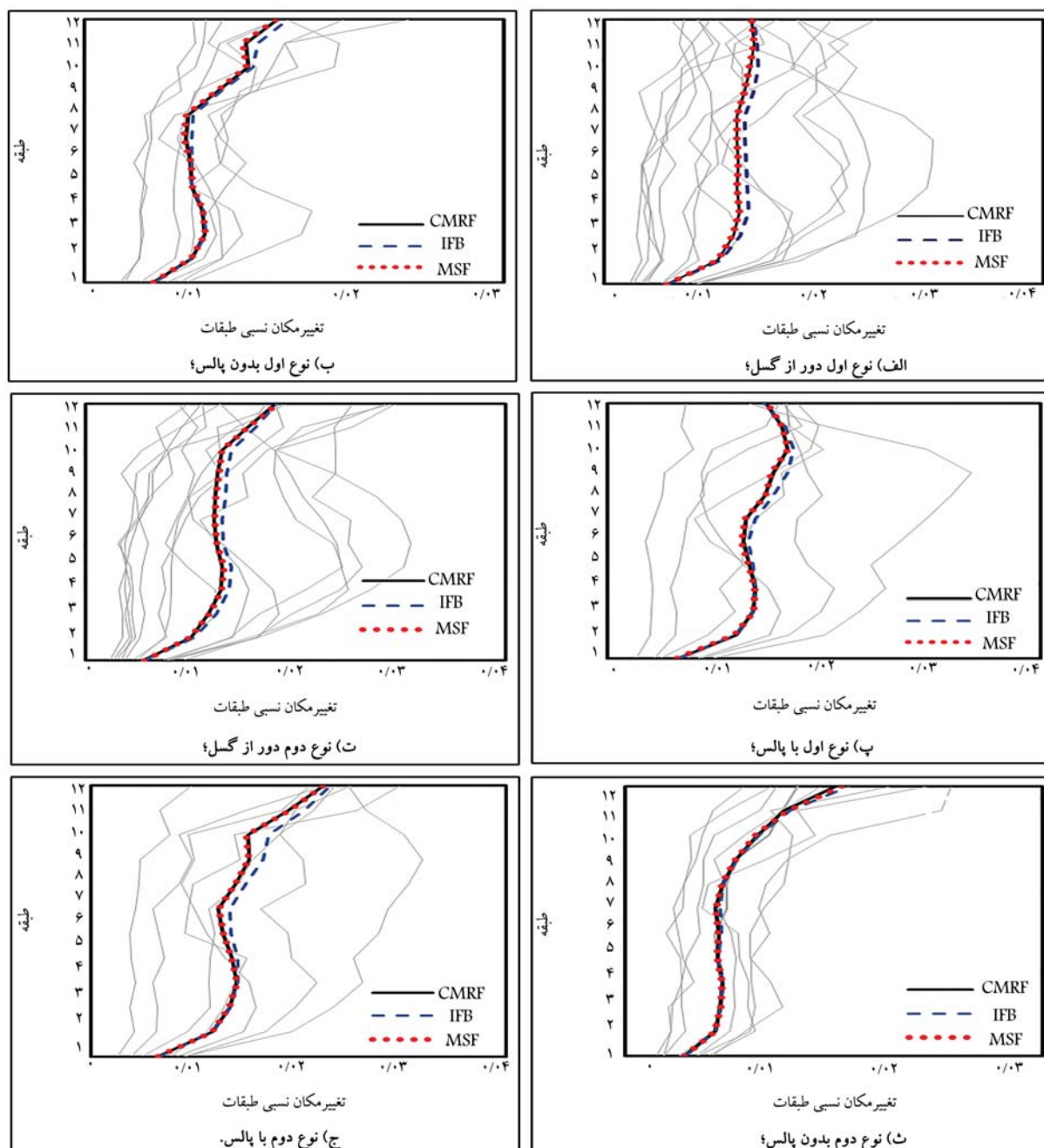
جدول ۴. مشخصات رکوردهای استفاده شده در پژوهش حاضر.

نام زلزله	ایستگاه	مکانیزم گسل	فاصله از گسل (کیلومتر)	PGA (g)	بزرگ (M <sub>w</sub> )
نگاشت‌های دور از گسل					
Northridge	Canyon Country-WLC	معکوس	۲۶٫۵	۰٫۴۸	۶٫۷
Hector Mine	Hector	امتداد لغز	۴۱٫۳	۰٫۳۴	۷٫۱
Imperial Valley	El Centro Array	امتداد لغز	۲۹٫۴	۰٫۳۸	۶٫۵
Kobe, Japan	Shin-Osaka	امتداد لغز	۴۶	۰٫۲۴	۶٫۹
Kocaeli, Turkey	Duzce	امتداد لغز	۹۸٫۲	۰٫۳۶	۷٫۵
Kocaeli, Turkey	Arcelik	امتداد لغز	۵۳٫۷	۰٫۲۲	۷٫۵
Landers	Coolwater	امتداد لغز	۸۲٫۱	۰٫۴۲	۷٫۳
Loma Prieta	Gilroy Array	امتداد لغز	۱۲٫۸	۰٫۵۶	۶٫۹
Manjil, Iran	Abbar	امتداد لغز	۱۲٫۶	۰٫۵۱	۷٫۴
Superstition Hills	El Centro Imp.Co	امتداد لغز	۱۸٫۲	۰٫۳۶	۶٫۵
Chi-Chi, Taiwan	CHY۱۰۱	معکوس	۱۰	۰٫۴۴	۷٫۶
Chi-Chi, Taiwan	TCU۰۴۵	معکوس	۲۶	۰٫۵۱	۷٫۶
San Fernando	LA - Hollywood	معکوس	۲۲٫۸	۰٫۲۱	۶٫۶
Friuli, Italy	Tolmezzo	معکوس	۱۵٫۸	۰٫۳۵	۶٫۵
نگاشت‌های بدون پالس نزدیک گسل					
Gazli-USSR	Karakyr	معکوس	۱۲٫۸	۰٫۷۱	۶٫۸
Imperial-Valley	Chihuahua	امتداد لغز	۱۸٫۹	۰٫۲۷	۶٫۵
Nahanni-Canada	Site – ۱	معکوس	۶٫۸	۱٫۰۹	۶٫۸
Nahanni-Canada	Site – ۲	معکوس	۶٫۵	۰٫۴۹	۶٫۸
Loma-Prieta	BRAN	معکوس مایل	۹	۰٫۵۲	۶٫۹
Loma-Prieta	Corralitos	معکوس مایل	۷٫۲	۰٫۶۴	۶٫۹
Northridge	LA Sepulveda	معکوس	۸٫۵	۰٫۷۵	۶٫۷
Kocaeli-Turkey	Yarimca	امتداد لغز	۱۹٫۳	۰٫۳۵	۷٫۵
نگاشت‌های پالس‌دار نزدیک گسل					
Imperial-Valley	El-Centro-Array	امتداد لغز	۲۷٫۵	۰٫۴۶	۶٫۵
Irpinia-Italy	Sturno	معمولی	۳۰٫۴	۰٫۳۵	۶٫۹
Loma-Prieta	Saratoga-Aloha-Ave	معکوس مایل	۲۷٫۲	۰٫۳۲	۶٫۹
Erzincan-Turkey	Erzincan	امتداد لغز	۹	۰٫۴۹	۶٫۷
Kocaeli-Turkey	Izmit	امتداد لغز	۵٫۳	۰٫۲۱	۷٫۵
Chi-Chi-Taiwan	TCU۱۰۲	معکوس مایل	۴۵٫۶	۰٫۳	۷٫۶
Duzce-Turkey	Duzce	امتداد لغز	۱٫۶	۰٫۵۳	۷٫۱

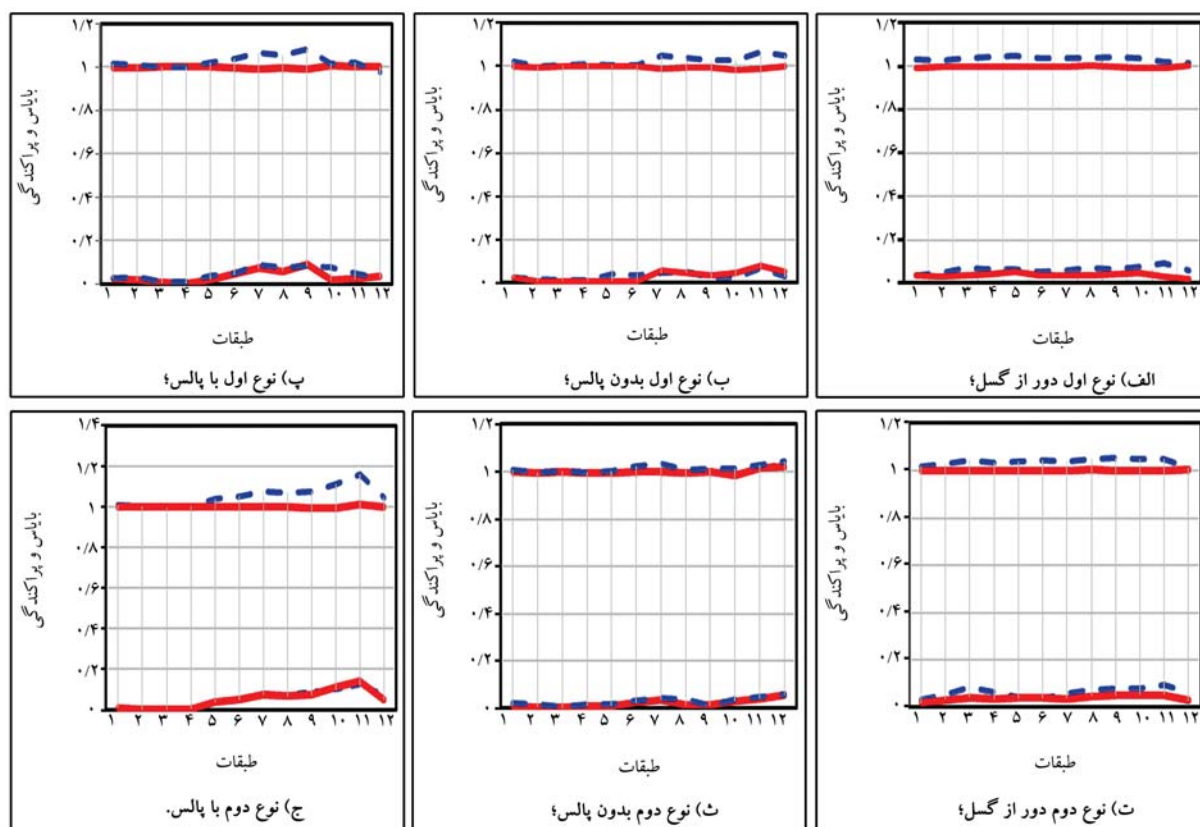
جدول ۵. بیشینه‌ی خطا در تخمین تغییر مکان نسبی طبقات بر حسب درصد.

بیشینه‌ی خطا در کلیه‌ی طبقات و  
مدل‌ها بر اساس میانگین رکوردها

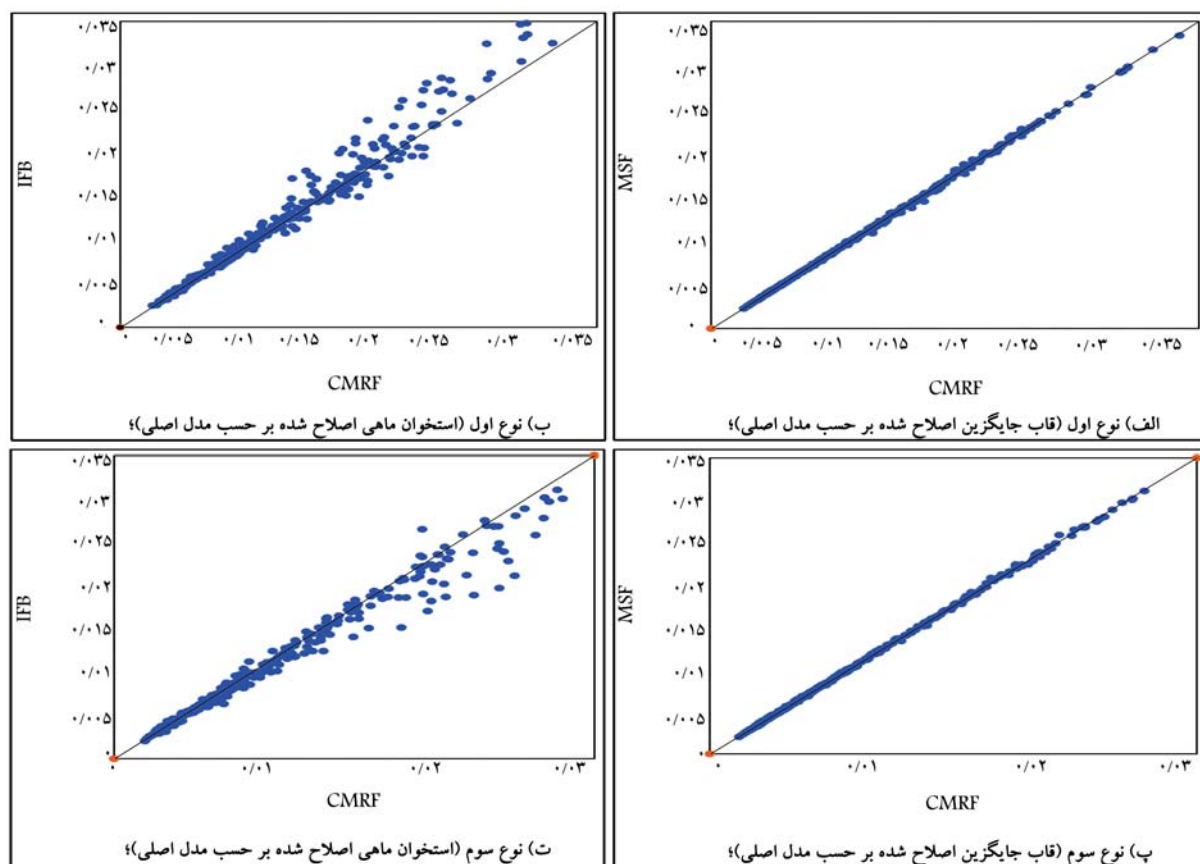
نوع اول دور	نوع اول	نوع دوم دور	نوع دوم	نوع اول	نوع اول دور	
از گسل	با پالس	از گسل	با پالس			
۰٫۶۸	۰٫۶۷	۱٫۵	۰٫۸۴	۵٫۱	۳	SMF
۷٫۸	۹٫۱	۸	۱۳٫۷	۲۴	۴۲	IFB



شکل ۱۱. نمودار میانگین بیشینه‌ی تغییر مکان نسبی طبقات مدل ۱۲ طبقه.



شکل ۱۲. نمودار انحراف معیار بیشینه‌ی تغییر مکان نسبی طبقات مدل ۱۲ طبقه.



شکل ۱۳. نمودار مقایسه‌ی بیشینه‌ی تغییر مکان نسبی طبقات مدل ۱۲ طبقه.

هدف پژوهش حاضر، توسعه‌ی مدل قاب جایگزین برای قاب‌های خمشی فولادی با دهانه‌های نابرابر بوده است. بدین منظور، مدل قاب جایگزین با اصلاح سختی تیر در ناحیه‌ی خطی و پیشنهاد فنرهای چندخطی در ناحیه‌ی رفتار غیرخطی برای دهانه‌های نابرابر اصلاح شده است. در ادامه، دقت مدل پیشنهادی با مدل‌سازی سه قاب خمشی فولادی ۱۲ طبقه با دهانه‌های نابرابر ارزیابی شده است. نتایج ارزیابی مدل ارائه شده در حوزه‌ی خطی نشان می‌دهد که مدل قاب جایگزین اصلاح شده، مقادیر زمان تناوب سازه را با خطای میانگین ۰/۰۶٪ تخمین زده است.

همچنین نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی نشان می‌دهد که مدل قاب جایگزین اصلاح شده، پاسخ‌های قاب خمشی مرجع را با دقت بسیار خوبی پیش‌بینی کرده است. علاوه بر این، مدل قاب جایگزین اصلاح شده، دقت بالاتری نسبت به مدل استخوان ماهی بهبود یافته داشته است، به گونه‌ی که میزان خطای مدل پیشنهادی برای تخمین تغییرمکان نسبی طبقات به ازای میانگین رکوردها در کلیه‌ی مدل‌ها بیشینه‌ی ۱/۵٪ بوده است. این در حالی است که برای مدل استخوان ماهی بهبود یافته، این مقدار به ۱۳/۷٪ رسیده است.

## پانویس‌ها

1. Lei
2. Hall
3. Iwan
4. Huang
5. Miranda
6. Fish-Bone
7. Nakashima
8. Generic Frame
9. Modified Fishbone Model
10. Substitute Frame
11. Jamšek & Dolšek
12. Improved Fishbone Model
13. General Substitute Frame
14. Seismic Design Category

## منابع (References)

1. Freeman, S.A., 1975. Evaluations of existing buildings for seismic risk-a case study of puget sound naval shipyard. In *Proc. 1st US Nat. Conf. on Earthquake Eng.*, Bremerton, Washington.
2. Freeman, S.A., 1998. Development and use of capacity spectrum method. In *the 6th US National Conference on Earthquake Engineering/EERI*, Seattle, Washington.
3. Council, A.T., 1996. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Report No. SSC 96-01, ATC-40.
4. Lai, M., Li, Y. and Zhang, C., 1992. Analysis method of multi-rigid-body model for earthquake responses of shear-type structure. In *Proc., 10th WCEE Conf.*
5. Hall, J.F., Eeri, M., Heaton, Th.H. and et al., 1995. Near-source ground motion and its effects on flexible buildings. *Earthquake Spectra*, **11**(4), pp.569-605. <https://doi.org/10.1193/1.1585828>.
6. Iwan, D., 1997. Drift spectrum: measure of demand for earthquake ground motions. *J. Struct. Eng.*, **123**(4), pp.397-404. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1997\)123:4\(397\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:4(397)).
7. Huang, C.T., 2003. Considerations of multimode structural response for near-field earthquakes. *J. Eng. Mech.*, **129**(4), pp. 458-467. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2003\)129:4\(458\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2003)129:4(458)).
8. Miranda, E., 1999. Approximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings. *J. Struct. Eng.*, **125**(4), pp.417-425. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1999\)125:4\(417\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1999)125:4(417)).
9. Nakashima, M., Ogawa, K. and Inoue, K., 2002. Generic frame model for simulation of earthquake responses of steel moment frames. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, **31**(3), pp.671-692. DOI:10.1002/eqe.148
10. Khaloo, A.R. and Khosravi, H., 2013. Modified fish-bone model: A simplified MDOF model for simulation of seismic responses of moment resisting frames. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, **55**, pp.195-210. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.09.013>.
11. Soleimani, R., Khosravi, H. and Hamidi, H., 2019. Substitute Frame and adapted fish-bone model: Two simplified frames representative of RC moment resisting frames. *Eng. Struct.*, **185**, pp.68-89. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.01.127>.
12. Haghighat, A. and Sharifi, A., 2018. Evaluation of modified fish-bone model for estimating seismic demands of irregular MRF structures. *Per. Poly. Civ. Eng.*, **62**(3), pp.800-811. <https://doi.org/10.3311/PPci.11640>.
13. Jamšek, A. and Dolšek, M., 2020. Seismic analysis of older and contemporary reinforced concrete frames with the improved fish-bone model. *Engineering Structures*, **212**, p.110514. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110514>.
14. Soleimani, R. and Hamidi, H., 2021. General substitute frame model (GSF) for efficient estimation of seismic demands of steel and RC moment frames. *Engineering Structures*, **246**, p.113031. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113031>.
15. ASCE., 2016. Minimum design loads for buildings and other structures. ASCE/SEI 7-16, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
16. NIST., 2017. Guidelines for nonlinear structural analysis for design of buildings. Part IIa - Steel Moment Frames, (Gaithersburg, MD), NIST GCR 17-917-46v2.
17. Lignos, D.G. and Krawinkler, H., 2011. Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading. *Journal of Structural Engineering*, **137**(11), pp.1291-1302. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000376](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000376).
18. Lignos, D.G., Hartloper, A.R., Elkady, A. and et al., 2019. Proposed updates to the ASCE 41 nonlinear modeling parameters for wide-flange steel columns in support of performance-based seismic engineering. *Journal of Structural Eng.*, **145**(9), pp.04019083. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002353](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002353).
19. Federal Emergency Management Agency (FEMA), FEMA P695., 2009. Quantification of building seismic performance factors. (Washington, DC, USA)

## پیوست ۱

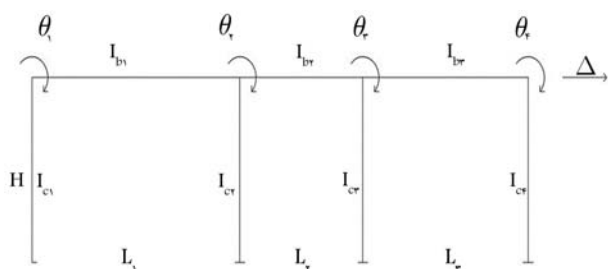
به عنوان نمونه، ماتریس سختی یک سازه‌ی یک طبقه با سه دهانه مطابق شکل (پ - ۱) به صورت ماتریس (پ - ۱) ارائه شده است که در آن، چرخش گره‌ها با پارامتر  $\theta$  جابه‌جایی قاب با پارامتر  $\Delta$  نشان داده شده است.

$${}^2E \begin{bmatrix} \frac{{}^2I_{b1}}{L_1} + \frac{{}^2I_{c1}}{H} & \frac{I_{b1}}{L_1} & 0 & 0 & -3\frac{I_{c1}}{H^2} \\ \frac{I_{b1}}{L_1} & \frac{{}^2I_{b1}}{L_1} + \frac{{}^2I_{b2}}{L_2} + \frac{{}^2I_{c1}}{H} & \frac{I_{b2}}{L_2} & 0 & -3\frac{I_{c2}}{H^2} \\ 0 & \frac{I_{b2}}{L_2} & \frac{{}^2I_{b2}}{L_2} + \frac{{}^2I_{b3}}{L_3} + \frac{{}^2I_{c2}}{H} & \frac{I_{b3}}{L_3} & -3\frac{I_{c3}}{H^2} \\ 0 & 0 & \frac{I_{b3}}{L_3} & \frac{{}^2I_{b3}}{L_3} + \frac{{}^2I_{c3}}{H} & -3\frac{I_{c4}}{H^2} \\ -3\frac{I_{c1}}{H^2} & -3\frac{I_{c2}}{H^2} & -3\frac{I_{c3}}{H^2} & -3\frac{I_{c4}}{H^2} & -6\frac{\sum I_c}{H^2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \\ \theta_4 \\ \Delta \end{Bmatrix} \quad (\text{پ - ۱})$$

سیس متغیر جدیدی به نام  $\alpha_i = \frac{\theta_i}{\theta}$  تعریف می‌شود تا با ضرب شدن در ستون‌های مرتبط با ماتریس سختی، بردار تغییر مکان ماتریس بر حسب یک  $\theta$  نوشته شود. این ماتریس به صورت ماتریس (پ - ۲) نمایش داده شده است.

$${}^2E \begin{bmatrix} \left(\frac{{}^2I_{b1}}{L_1} + \frac{{}^2I_{c1}}{H}\right)\alpha_1 & \left(\frac{I_{b1}}{L_1}\right)\alpha_2 & 0 & 0 & -3\frac{I_{c1}}{H^2} \\ \left(\frac{I_{b1}}{L_1}\right)\alpha_1 & \left(\frac{{}^2I_{b1}}{L_1} + \frac{{}^2I_{b2}}{L_2} + \frac{{}^2I_{c1}}{H}\right)\alpha_2 & \left(\frac{I_{b2}}{L_2}\right)\alpha_3 & 0 & -3\frac{I_{c2}}{H^2} \\ 0 & \left(\frac{I_{b2}}{L_2}\right)\alpha_2 & \left(\frac{{}^2I_{b2}}{L_2} + \frac{{}^2I_{b3}}{L_3} + \frac{{}^2I_{c2}}{H}\right)\alpha_3 & \left(\frac{I_{b3}}{L_3}\right)\alpha_4 & -3\frac{I_{c3}}{H^2} \\ 0 & 0 & \left(\frac{I_{b3}}{L_3}\right)\alpha_3 & \left(\frac{{}^2I_{b3}}{L_3} + \frac{{}^2I_{c3}}{H}\right)\alpha_4 & -3\frac{I_{c4}}{H^2} \\ \left(-3\frac{I_{c1}}{H^2}\right)\alpha_1 & \left(-3\frac{I_{c2}}{H^2}\right)\alpha_2 & \left(-3\frac{I_{c3}}{H^2}\right)\alpha_3 & \left(-3\frac{I_{c4}}{H^2}\right)\alpha_4 & -6\frac{\sum I_c}{H^2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta \\ \theta \\ \theta \\ \theta \\ \Delta \end{Bmatrix} \quad (\text{پ - ۲})$$

حال می‌توان سطرها و ستون‌های اول تا سوم ماتریس سختی را با هم جمع کرد و به یک ماتریس  $2 \times 2$  رسید. که این ماتریس به صورت ماتریس رابطه‌ی ۱ در متن نوشتار حاضر ارائه شده است.



شکل (۱ - پ) پارامترها و درجه‌های آزادی برای ماتریس سختی.

# برآورد تأثیر رس در پتانسیل رهمبندگی خاک در روش‌های مختلف نفوذ آب

جواد محمودی (دانشجوی دکتری)

رضا پورحسینی\* (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه یزد

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۴۰۲)  
دوری ۳۹، شماره ۳، صص. ۱۱۱-۱۲۰، (پژوهشی)

خاک‌های رهمبده در زمان خیس شدن، نشست‌های قابل توجهی را تجربه می‌کنند. میزان رس به عنوان یک عامل مهم در رفتار خاک رهمبده در نظر گرفته می‌شود. آب از منابع مختلف وارد خاک می‌شود، اما آزمایش‌های موجود برای اندازه‌گیری پتانسیل رهمبندگی، قابلیت مدل‌سازی نحوه‌ی نفوذ آب در خاک را ندارند. در مطالعه‌ی حاضر، از دستگاهی استفاده شده است که نحوه‌ی ورود آب به خاک را شبیه‌سازی می‌کند. نتایج نشان می‌دهند که در همه‌ی آزمایش‌ها با افزایش میزان رس، پتانسیل رهمبندگی افزایش یافته است؛ اما میزان افزایش یکسان نبوده است. میزان افزایش پتانسیل رهمبندگی، در آزمایش‌های اِدتومتر بیشتر از آزمایش‌های با شبیه‌سازی الگوی نفوذ آب بوده است. در بین الگوهای مختلف نفوذ آب در خاک، با افزایش  $۹/۱\%$  رس، بیشترین افزایش پتانسیل رهمبندگی مربوط به نفوذ آب از بالا به صورت نقطه‌یی ( $C_p = ۴/۷۹$ ) و کمترین افزایش مربوط به نفوذ آب از پایین به صورت گسترده ( $C_p = ۳/۶۹$ ) بوده است. اما با افزایش  $۲۳\%$  رس، بیشترین افزایش مربوط به نفوذ آب از بالا به صورت گسترده ( $C_p = ۸/۶۲$ ) و کمترین افزایش مربوط به نفوذ آب از پایین به صورت گسترده ( $C_p = ۷/۸$ ) بوده است.

واژگان کلیدی: درصد رس، پتانسیل رهمبندگی، الگوی نشست آب، دستگاه آزمایشگاهی، خاک رهمبده.

## ۱. مقدمه

خاک رهمبده در حالت خشک از خود پایداری خوبی نشان می‌دهد، اما وقتی آب وارد خاک رهمبده می‌شود، دچار نشست‌های ناگهانی و قابل توجه می‌شود. رفتار خاک رهمبده باعث شده است که در سال‌های اخیر، مطالعات زیادی بر روی شناسایی، بررسی رفتار، و بهسازی آن انجام شود. خاک‌های رهمبده بیش از  $۱۰\%$  از وسعت خشکی دنیا را شامل می‌شوند. کشورهایی مانند: چین، روسیه، ایالات متحده‌ی آمریکا، آلمان، آرژانتین، فرانسه و نیوزلند بیشترین نهشته‌های رهمبده را دارند. [۱-۵]

نیروی موینگی یا مکش زمینه‌یی، نیروهای بین مولکولی ذرات، نیروی الکترواستاتیک یونی، پل‌های رسی بین ذرات سیلت و ماسه و اتصال‌های شیمیایی، مانند: کلسیم کربنات، نمک‌ها و اکسید آهن باعث می‌شوند که خاک‌های رهمبده در حالت خشک، مقاومت قابل توجهی از خود نشان دهند، اما با ورود آب، اتصال‌های شیمیایی ذکر شده از بین می‌رود و خاک دچار نشست‌های ناگهانی می‌شود. [۶، ۷]

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۹/۲۱، اصلاحیه ۱۴۰۱/۱۱/۱۶، پذیرش ۱۴۰۱/۱۱/۲۵.

استناد به این مقاله:

محمودی، جواد و پورحسینی، رضا، ۱۴۰۲. برآورد تأثیر رس در پتانسیل رهمبندگی خاک در روش‌های مختلف نفوذ آب. مهندسی عمران شریف، ۳۹(۳)، صص. ۱۱۱-۱۲۱.

DOI:10.24200/J30.2023.61519.3179

ویژگی‌های شاخص خاک‌های رهمبده، عبارت از: وزن مخصوص کم، ساختار باز، پوکی بالا، نهشته‌ی جوان، درصد رطوبت کم و پیوند ضعیف بین ذرات هستند. [۸، ۹-۱۰] رهمبندگی و مشکلات مرتبط با آن، مانند: نشست تفاضلی ترک‌های سطح زمین، و زمین‌لغزش باعث ایجاد خسارت در زیرساخت‌های قرار گرفته بر روی نهشته‌های رهمبده شده است، حتی در بعضی از موارد از دست رفتن جان انسان نیز گزارش شده است. [۱۱، ۱۲]

ساخت و ساز ساختمان‌ها بر روی خاک‌های رهمبده، که معمولاً در نقاط خشک و نیمه‌خشک قرار دارند، نیازمند پایداری یا بهسازی خاک‌های رهمبده است. [۱۳] مهم‌ترین مسئله در برخورد با خاک‌های رهمبده، پیش‌بینی رفتار آنها در زمان خیس شدن است. در مطالعات مربوط به خاک رهمبده از پارامتر پتانسیل رهمبندگی برای پیش‌بینی نشست‌های آن در زمان خیس شدن استفاده می‌شود. پتانسیل رهمبندگی، یک شاخص از میزان تغییر حجم کل یک خاک است، که در اثر بارگذاری و خیس شدن از خود نشان می‌دهد. در نشست یک‌بعدی، پتانسیل رهمبندگی با استفاده از تغییر ضخامت نمونه پس از خیس شدن و اعمال بار محاسبه می‌شود. در



جدول ۱. طبقه‌بندی شاخص ریمبندی. [۱۶]

شاخص ریمبندی	درجه‌ی ریمبندی
۰	ندارد
۰/۱-۲	اندک
۲/۱-۶	متوسط
۶/۱-۱۰	تا حدی شدید
> ۱۰	شدید

معادله‌ی ۱، یک تعریف مهندسی از پتانسیل ریمبندی با استفاده از تغییرات نسبت تخلخل ارائه شده است: [۱۴]

$$C_p = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \times 100 = \frac{\Delta h}{h_0} \times 100 \quad (۱)$$

که در آن،  $C_p$  پتانسیل ریمبندی،  $\Delta e$  تغییر نسبت تخلخل ناشی از خیس شدن،  $e_0$  نسبت تخلخل اولیه،  $\Delta h$  تغییر ارتفاع نمونه ناشی از خیس شدن و  $h_0$  ارتفاع اولیه‌ی نمونه است.

پتانسیل ریمبندی می‌تواند با استفاده از روش‌های مختلفی اندازه‌گیری شود، که مهم‌ترین آنها عبارت از: روش‌های آزمایشگاهی، روش‌های صحرایی و استفاده از روابط بین پتانسیل ریمبندی و سایر مشخصات خاک است. [۱۵]

متداول‌ترین روش‌های اخیر، استفاده از آزمایش ادنومتر و آزمایش سه‌محوری است. دو نوع آزمایش ادنومتر برای تعیین پتانسیل ریمبندی استفاده می‌شود: آزمایش ادنومتر تک<sup>۱</sup> و آزمایش ادنومتر دوگانه<sup>۲</sup>.

در استاندارد ASTM D ۵۳۳۳، روش اندازه‌گیری پتانسیل ریمبندی خاک‌ها با استفاده از آزمایش ادنومتر تک، تشریح و پتانسیل ریمبندی<sup>۳</sup> ( $I_e$ ) معرفی شده است، که برابر با میزان ریمبندی خاک است، که در هر سطح تنش می‌تواند با استفاده از معادله‌ی ۲ محاسبه شود. [۱۶]

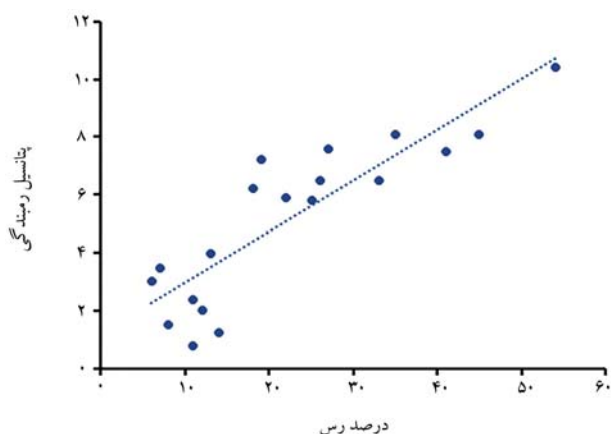
$$I_e = \left[ \frac{d_f - d_i}{h_0} \right] 100 \quad (۲)$$

که در آن،  $I_e$  پتانسیل ریمبندی،  $d_f$  قرائت گیج بعد از خیس شدن،  $d_i$  قرائت گیج قبل از خیس شدن و  $h_0$  ارتفاع اولیه‌ی نمونه است.

در ادامه در استاندارد اخیر، شاخص ریمبندی<sup>۴</sup> ( $I_e$ ) معرفی شده است، که میزان پتانسیل ریمبندی در تنش اعمالی مرجع ۲۰۰ kPa را نشان می‌دهد، که براساس مقادیر شاخص ریمبندی، درجه‌ی ریمبندی نمونه مطابق جدول ۱ طبقه‌بندی می‌شود. [۱۶]

پارامترهای زیادی می‌توانند در رفتار خاک‌های ریمبده تأثیر بگذارند. پارامترهایی که تأثیر آنها در برخی مطالعات بررسی شده است، شامل: شرایط اولیه‌ی خاک (وزن مخصوص خشک، درصد رطوبت، نسبت تخلخل و ...)، شرایط بارگذاری (میزان سربار، مسیر تنش، سرعت بارگذاری و ...) و کیفیت دانه‌بندی (درصد رس، ضریب یکنواختی و ...) می‌شود. [۱۷-۲۷]

میزان رس موجود در خاک ریمبده، پارامتری است که می‌تواند تأثیر زیادی در رفتار خاک ریمبده در زمان خیس شدن بگذارد. استیدمن<sup>۵</sup> (۱۹۸۷)، برای بررسی تأثیر درصد ریزدانه‌ها در پتانسیل ریمبندی از خاک ساختمانی استفاده کرده است، که شامل ماسه و سیلت می‌شد. دامنه‌ی تغییرات تراکم خاک آزمایشی، شامل: تراکم نسبی ۸۵٪ تا ۹۰٪ و درصد رطوبت ۳٪ زیر رطوبت بهینه بوده است. براساس آزمایش‌های انجام شده، استیدمن متوجه شد که برای درصد ریزدانه‌ی کم (تقریباً ۱۰٪)، ریمبندی برای همه‌ی خاک‌ها خیلی کوچک (در حدود ۸٪ تا ۲/۱ درصد)



شکل ۱. نتایج مطالعات الوایل و همکارانش (۱۹۹۴). [۲۷]

بوده است. برای درصد ریزدانه‌ی افزایش یافته (۲۰ و ۳۰ درصد)، میزان ریمبندی به طور قابل ملاحظه‌یی افزایش یافته است. [۱۹]

لاوتن<sup>۶</sup> و همکارانش (۱۹۹۲)، تأثیر میزان رس در نشست‌های ناشی از خیس شدن را بررسی کرده و دریافته‌اند که در خاک ماسه - رس، پتانسیل ریمبندی در ابتدا با افزایش درصد رس افزایش می‌یابد. با این حال، زمانی که درصد رس در خاک غالب می‌شود (درصد رس بیش از ۴۰٪)، تورم رس، رفتار خاک را کنترل می‌کند و باعث کاهش نشست می‌شود. در خاک سیلت - رس، اثر درصد رس شبیه به خاک ماسه - رس بوده است، با این تفاوت که درصد رس بحرانی حدود ۱۰ تا ۲۵ درصد بوده است. در خاک ماسه‌ی اوتاوا - کائولین، بیشترین ریمبندی برای درصد رس بین ۱۲ تا ۱۶ درصد اتفاق افتاده و برای درصد رس ۵ تا ۲۵ درصد، مخلوط ماسه‌ی اوتاوا - کائولین، بیشتر از دو نمونه‌ی خاک دیگر دچار ریمبندی شده است. [۱۸]

الوایل<sup>۷</sup> و همکارانش (۱۹۹۴)، تأثیر درصد رس را در ریمبندی بررسی کرده‌اند. مطالعات ایشان، شامل ۲۵ نمونه‌ی خاک با درصد ریزدانه (۵۵، ۴۵، ۳۵، ۲۵، ۱۵) و نسبت رس به سیلت (۱، ۱۰، ۱۱، ۱۳، ۳۱) بوده است. آنها از ادنومتر دوپل برای بررسی رفتار نمونه‌های اخیر استفاده کرده‌اند و یافته‌ی اصلی آنها، یک رابطه‌ی خطی بین بیشترین ریمبندی و درصد رس بوده است، که در شکل ۱ مشاهده می‌شود. همچنین ایشان مشاهده کردند که نسبت رس به سیلت بالا، ریمبندی بیشتری در مقایسه با نسبت رس به سیلت پایین ایجاد می‌کند. [۲۷]

کیم<sup>۸</sup> و همکارانش (۲۰۰۸)، رفتار ریمبندی لس ایندیان را برای استفاده به عنوان خاکریز در جاده بررسی کرده‌اند. خاک به دو صورت طبیعی و همراه با اضافه کردن ۵ تا ۱۰ درصد رس آزمایش شده است. برنامه‌ی آزمایشگاهی آنها شامل: آزمایش تراکم و آزمایش ادنومتر تک (اشباع در ۱۰۰ کیلوپاسکال) بر روی خاک‌های با ۴ میزان مختلف رس (۱۰، ۲۰، ۳۰ و ۴۰ درصد) بوده است. آنها دریافته‌اند که پتانسیل ریمبندی با کاهش درصد رس از ۳۰ تا ۱۰ درصد، افزایش یافته است. [۲۲]

آب می‌تواند از منابع مختلفی، مانند: بارندگی، سیلاب‌ها، آبیاری درختان، نشست و شکست لوله‌های انتقال آب، بالا آمدن سطح آب زیرزمینی، نشست فاضلاب و ... وارد خاک ریمبده شود. [۲۸] در مطالعاتی که تا به امروز بر روی تأثیر میزان رس در خاک ریمبده انجام گرفته است، از دستگاه ادنومتر استفاده شده است، که در آن، نمونه از بالا و پایین به صورت هم‌زمان اشباع می‌شود. در واقعیت، این روش اشباع کردن، الگوی مناسبی برای مدل‌سازی هیچ‌کدام از منابع نفوذ آب به خاک ریمبده نیست. در مطالعه‌ی حاضر، با استفاده از دستگاهی با قابلیت مدل‌سازی الگوهای

جدول ۲. ترکیب‌های شیمیایی کائولین استفاده شده.

ترکیب شیمیایی	SiO <sub>۲</sub>	Al <sub>۲</sub> O <sub>۳</sub>	Fe <sub>۲</sub> O <sub>۳</sub>	TiO <sub>۲</sub>	CaO	MgO	Na <sub>۲</sub> O	K <sub>۲</sub> O	P <sub>۲</sub> O <sub>۵</sub>	MnO	S	ترکیب‌های دیگر
مقدار (%)	۷۲/۳۹	۱۸/۸۴	۰/۴۹	۰/۱۶	۰/۲۰	۰/۱۱	۰/۲۶	۰/۱۲	< ۰/۰۱	< ۰/۰۱	۰/۰۲	۷/۱۷

جدول ۳. نتایج نمونه‌های اولیه.

درجه رمبندگی	پتانسیل رمبندگی	نسبت رس به ماسه (%)	میزان رس (%)
متوسط	۲/۶۹	۰	۰
متوسط	۴/۱۳	۵	۴/۷
متوسط	۵/۶۴	۱۰	۹/۱
تا حدی شدید	۷/۵	۱۵	۱۳
تا حدی شدید	۸/۱۹	۲۰	۱۶/۶
تا حدی شدید	۸/۵۵	۲۵	۲۰
تا حدی شدید	۸/۸۷	۳۰	۲۳
تا حدی شدید	۹/۱۹	۳۵	۲۵/۹
تا حدی شدید	۹/۴۹	۴۰	۲۸/۵

جدول ۴. مشخصات فیزیکی خاک استفاده شده.

ویژگی	نوع خاک	$\gamma$ (kN/m <sup>۳</sup> )	$\omega$ (%)	$\gamma_d, \max$ (kN/m <sup>۳</sup> )	$\omega_{opt}$ (%)	Gs	Cu	Cv
خاک A	SW-SC	۱۳	۵	۲۰/۹۷	۸/۳	۲/۷۲	۱۵	۲/۴
خاک B	SW-SC	۱۳	۵	۲۰	۱۰/۳	۲/۷۰	۸/۵	۲/۳۸
خاک C	SP	۱۳	۵	۱۸/۱۸	۱۰/۹۸	۲/۶۸	۲/۷۶	۱/۰۳

مختلف نفوذ آب در خاک، پتانسیل رمبندگی خاک رمبند برای روش‌های مختلف نفوذ آب در خاک بررسی شده است. تغییرات پتانسیل رمبندگی ناشی از افزایش میزان رس در آزمایش‌های ادنومتر تک و ادنومتر دوگانه و آزمایش‌های با قابلیت شبیه‌سازی الگوی نفوذ آب، اندازه‌گیری و مقایسه شده است.

## ۲. مطالعات آزمایشگاهی

### ۲.۱. آماده‌سازی نمونه

در مطالعات آزمایشگاهی از یک نمونه خاک رمبند ساخته شده در آزمایشگاه استفاده شده است. مطابق با مطالعات هانا و سلیمان<sup>۹</sup> (۲۰۱۷)، می‌توان با ترکیب ماسه‌ی ریزدانه و رس کائولین و اضافه کردن مقداری رطوبت، یک خاک رمبند ساخت. با استفاده از نسبت‌های مختلف رس به ماسه و وزن مخصوص‌های متفاوت (انرژی تراکم متفاوت)، می‌توان نمونه‌هایی با پتانسیل‌های رمبندگی مختلف ساخت. کائولین نقش اتصال‌دهندگی بین ذرات ماسه‌ی را در نمونه‌ها دارد. مشخصات شیمیایی کائولین استفاده شده در جدول ۲ ارائه شده است.

مطابق با مطالعه‌ی محمدی و همکارانش (۱۳۹۲)، روش بارشی به دلیل ایجاد نمونه‌های همگن و مشابه به رسوب‌های طبیعی، نسبت به روش‌های دیگر ساخت نمونه مناسب‌تر است.<sup>[۳۰]</sup> در مطالعه‌ی حاضر نیز از روش بارش برای ساخت نمونه‌ها استفاده شده است؛ که در آن، پس از مخلوط کردن ماسه و رس کائولین با نسبت‌های وزنی مختلف و اضافه کردن ۵٪ رطوبت، نمونه‌ی ترکیب شده از ارتفاع ۲۰ سانتی‌متر بارش شده و داخل قالب دستگاه ادنومتر ریخته شده است.

در مطالعه‌ی حاضر، از ۹ نسبت وزنی مختلف رس به ماسه ۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰، ۲۵، ۳۰ و ۳۵ درصد برای ساخت نمونه‌های با پتانسیل رمبندگی مختلف استفاده شده است. خلاصه‌ی نتایج به دست آمده در جدول ۳ ارائه شده است. از میان نمونه‌های اخیر، سه نمونه‌ی A، B و C به ترتیب با میزان رس ۲۳، ۹/۱ و ۰ درصد برای استفاده در دستگاه با قابلیت مدل‌سازی روش‌های مختلف نفوذ آب و بررسی تأثیر میزان رس موجود در خاک رمبند استفاده شده است. مشخصات ژئوتکنیکی سه نمونه‌ی مذکور در آزمایشگاه اندازه‌گیری شده است، که نتایج آن در جدول ۴ ارائه شده است. همچنین نمودارهای دانه‌بندی و نتایج آزمایش تراکم سه نمونه خاک A، B و C به ترتیب در شکل‌های ۲ و ۳ و منحنی‌های تنش - نشست آزمایش تعیین پتانسیل رمبندگی با استفاده از دستگاه ادنومتر آنها نیز در شکل ۴ مشاهده می‌شوند.

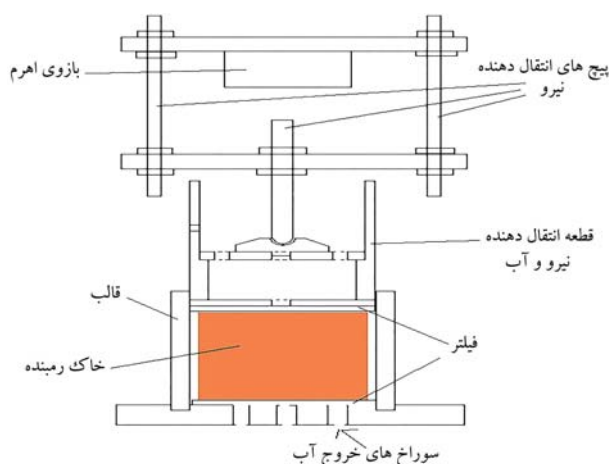
### ۲.۲. دستگاه با قابلیت شبیه‌سازی الگوهای نشست آب

در مطالعات انجام شده از دستگاه‌هایی برای اندازه‌گیری پتانسیل رمبندگی استفاده شده است، که آب به صورت یک‌دفعه از بالا و پایین و به صورت گسترده وارد نمونه‌ی خاک می‌شود، که این نوع اشباع‌شدگی نمی‌تواند مدل مناسبی برای تحلیل انواع شرایط اشباع شدن خاک در واقعیت باشد. با توجه به محدودیت دستگاه‌های موجود، مطابق با شکل ۵، دستگاهی با قابلیت شبیه‌سازی انواع نشست آب در خاک ساخته و استفاده شده است.

برای این‌که روش‌های مختلف نفوذ آب در خاک قابلیت مدل‌سازی داشته باشند، ابعاد سلول نسبت به دستگاه ادنومتر افزایش پیدا کرده و از نمونه‌ها با قطر ۱۴ و



شکل ۵. دستگاه ارزیابی پتانسیل ریمبندگی با قابلیت مدل‌سازی الگوی نفوذ آب.

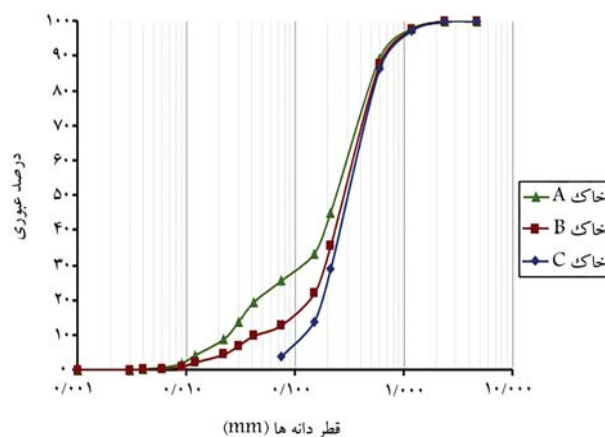


شکل ۶. نحوه مدل‌سازی نفوذ آب از بالا به پایین به صورت نقطه‌یی.

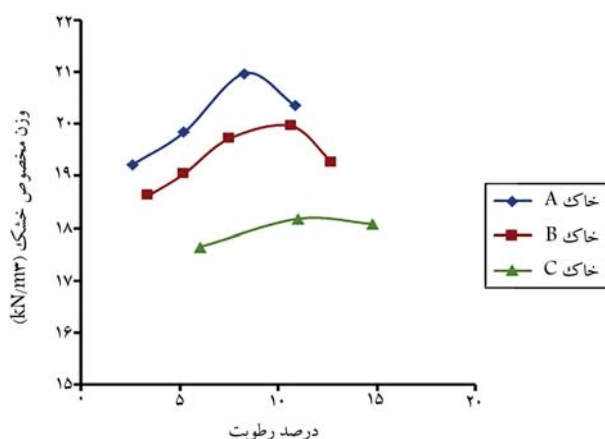
روی صفحه‌ی انتقال‌دهنده‌ی نیرو به نمونه قرار می‌گیرد و با دقت  $0.1^\circ$  میلی‌متر مقدار نشست‌ها را اندازه‌گیری می‌کند و مقادیر اندازه‌گیری شده در حافظه ذخیره می‌شوند. به طور کلی منابع نفوذ آب به خاک را می‌توان به ۴ دسته تقسیم کرد: الف) منابعی که به صورت نقطه‌یی از بالا به پایین باعث اشباع شدن یک ناحیه‌ی خاص از خاک ریمبند می‌شوند، مانند: نشست لوله‌های سطحی؛ ب) منابعی که به صورت گسترده و از بالا به پایین باعث اشباع خاک می‌شوند، مانند: جاری شدن سیل؛ ج) منابعی که به صورت نقطه‌یی از پایین به بالا باعث اشباع شدن یک ناحیه‌ی خاص از خاک ریمبند می‌شوند، مانند: نشست از لوله‌های مدفون؛ د) منابعی که به صورت گسترده و از پایین به بالا باعث اشباع خاک می‌شوند، مانند: بالا آمدن سطح آب زیرزمینی.

دستگاه اشاره شده، قابلیت مدل‌سازی هر ۴ نوع الگوی نفوذ آب در خاک را دارد. در الگوهای با حرکت آب از بالا به پایین، نمونه داخل قالب قرار می‌گیرد و یک قطعه‌ی از پیش ساخته شده بر روی نمونه قرار می‌گیرد که دو عملکرد دارد: ۱) بار را از سیستم بارگذاری دریافت و بر روی سطح نمونه انتقال می‌دهد؛ ۲) آب را براساس نحوه‌ی توزیع آب (نقطه‌یی یا گسترده) بر روی سطح نمونه می‌رساند. این قطعه به گونه‌ی طراحی شده است که سطح آب ثابت باقی می‌ماند. آب از بالا وارد قطعه‌ی مذکور می‌شود و مقداری از آن وارد نمونه می‌شود و مقدار اضافه توسط یک شیر خروجی قرار گرفته روی جداری آن خارج می‌شود. همچنین با جمع‌آوری آب خارج شده از پایین نمونه و انجام آزمایش‌های شیمیایی بر روی آن، می‌توان جنس اتصال‌های بین ذرات خاک ریمبند را، که در آب حل و از پایین نمونه خارج شده‌اند، به دست آورد.

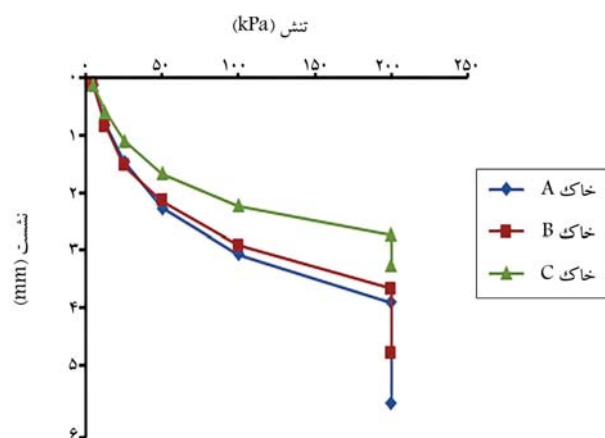
در شکل ۶، نحوه‌ی مدل‌سازی نفوذ آب از بالا به سمت پایین به صورت نقطه‌یی



شکل ۷. منحنی دانه‌بندی مکانیکی و هیدرومتری نمونه‌های استفاده شده.



شکل ۸. منحنی تراکم نمونه‌های استفاده شده.

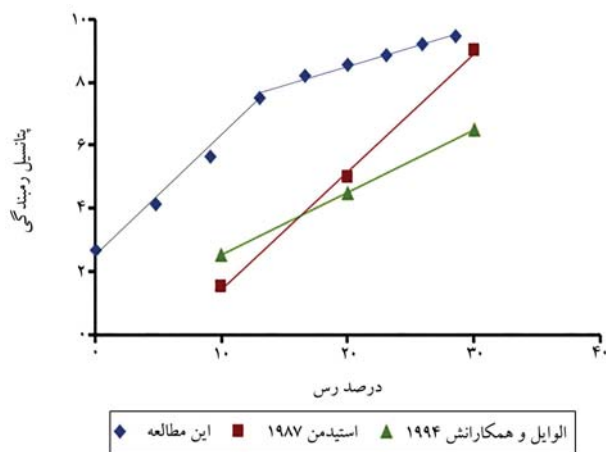


شکل ۹. نتایج آزمایش ادمومتر نمونه‌های استفاده شده.

ارتفاع  $10^\circ$  سانتی‌متر در دستگاه اخیر استفاده شده است تا تأثیر الگوهای نشست آب در خاک بررسی شوند.

در دستگاه ارزیابی پتانسیل ریمبندگی برای بارگذاری نمونه و اعمال تنش‌های مورد نظر بر روی سطح نمونه، از یک سیستم بارگذاری اهرمی استفاده شده است که نیرو را  $4/5$  برابر می‌کند.

برای اندازه‌گیری نشست‌ها در هر مرحله از بارگذاری و پس از اشباع کردن نمونه، از یک جابه‌جایی‌سنج (LVDT)، دیتالاگرو رایانه استفاده شده است. جابه‌جایی‌سنج بر



شکل ۸. تغییرات پتانسیل ریمبندگی در مقابل درصد رس موجود در خاک.

شده است. مطابق شکل ۸، با افزایش میزان رس موجود در نمونه تا میزان ۲۸/۵٪، میزان پتانسیل ریمبندگی افزایش می‌یابد. در لس‌ها، رس بین ذرات ماسه یا سیلت یک اتصال به وجود می‌آورد، که در حالت خشک مقاومت خوبی از خود نشان می‌دهد؛ اما در زمان خیس شدن فرو می‌ریزد و باعث نشست ناگهانی و قابل توجه در لایه‌ی خاک ریمبنده می‌شود.

مطابق با شکل ۸، نتایج مطالعاتی حاضر و مطالعات استیدمن (۱۹۸۷) و الوایل و همکارانش (۱۹۹۴) نشان می‌دهند که با افزایش میزان رس، تا ۳٪ پتانسیل ریمبندگی افزایش یافته است. اما براساس نتایج مطالعاتی حاضر، سرعت افزایش پتانسیل ریمبندگی بعد از میزان ۱۳٪ رس کاهش یافته است. در صورتی که در مطالعات پیشین، سرعت رشد پتانسیل ریمبندگی ثابت بوده است.

### ۲.۳. ادتومتر دوگانه

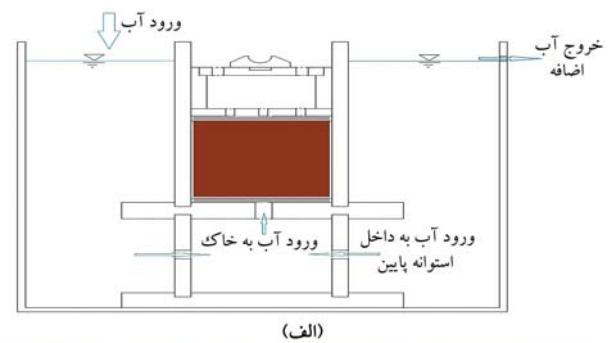
قاعده‌ی آزمایش ادتومتر دوگانه بر این اساس است که تغییر شکل‌های به وجود آمده در اثر خیس شدن، مستقل از مسیر بارگذاری - خیس شدن خواهند بود. آزمایش ادتومتر دوگانه با استفاده از دو نمونه‌ی یکسان انجام می‌شود، یکی به روش آزمایش ادتومتر معمول در درصد رطوبت طبیعی صورت می‌گیرد و نمونه‌ی دیگری، پس از غرقاب شدن بارگذاری می‌شود.

در شکل ۹، نتایج آزمایش ادتومتر دوگانه برای سه نمونه‌ی نهایی مشاهده می‌شود. اختلاف دو منحنی خشک و خیس در هر سرباری، نشان‌دهنده‌ی میزان نشست ریمبندگی در همان سربار است. پتانسیل ریمبندگی برای خاک‌های A، B و C برای سربار ۲۰۰ kPa به ترتیب: ۸/۹۲، ۵/۷ و ۲/۷۵ بوده است.

### ۳.۳. نفوذ آب با الگوی بالا - نقطه‌یی

ابعاد نمونه نسبت به آزمایش ادتومتر افزایش یافت و در داخل دستگاه قرار گرفت. پس از رسیدن تنش سربار به میزان ۲۰۰ kPa، آب از بالا و از یک نقطه در وسط سطح نمونه وارد خاک شد و به سمت پایین حرکت کرد و میزان نشست تا ۲۴ ساعت بعد از شروع فرایند نفوذ آب، اندازه‌گیری شد.

در شکل ۱۰، نتایج خاک‌های A، B و C، برای نفوذ نقطه‌یی آب از بالا به صورت نشست در مقابل تنش مشاهده می‌شود. همچنین در شکل ۱۱، منحنی نشست مطابق بعد از شروع فرایند اشباع شدن تا ۲۴ ساعت بعد از آن به صورت نشست - زمان مشاهده می‌شود، که نشان‌دهنده‌ی تغییرات نشست در زمان‌های



(الف)



(ب)

شکل ۷. الف) نحوه‌ی مدل‌سازی نفوذ آب از پایین به سمت بالا و به صورت نقطه‌یی؛ ب) ثابت نگهداشتن ارتفاع آب.

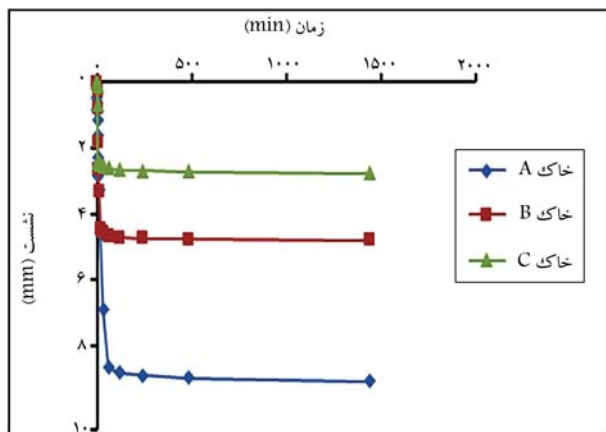
مشاهده می‌شود. برای مدل‌سازی توزیع گسترده در حرکت آب از بالا به سمت پایین، کافی است که صفحه‌ی دایره‌یی شکل قرار گرفته بر روی نمونه تغییر کند و به جای استفاده از صفحه با یک سوراخ، از صفحه‌یی با ۵ سوراخ استفاده کرد.

برای مدل‌سازی الگوهای نفوذ آب از پایین به سمت بالا، قالب نمونه روی یک استوانه قرار می‌گیرد. این استوانه ۴ سوراخ بر روی جداری خود دارد، که اجازه می‌دهد آب وارد آن شود. بین قالب و استوانه‌ی زیر آن از یک صفحه استفاده می‌شود، که براساس نحوه‌ی توزیع آب (نقطه‌یی یا گسترده) می‌تواند ۱ یا ۵ سوراخ داشته باشد. بر روی نمونه نیز یک قطعه قرار می‌گیرد، که هم بار را از سیستم بارگذاری به نمونه انتقال می‌دهد و هم آب پس از عبور از نمونه، داخل آن جمع می‌شود. تمامی قطعات ذکر شده داخل یک محفظه‌ی پلاستیکی قرار می‌گیرند، که در زمان اشباع شدن پر از آب می‌شود و آب داخل آن وارد استوانه‌ی کف قالب می‌شود و بعد از آن از طریق سوراخ یا سوراخ‌های قرار گرفته بر روی صفحه بین قالب و استوانه، آب وارد نمونه می‌شود. در این نوع اشباع شدن نیز سطح آب در محفظه‌ی پلاستیکی با استفاده از دو شیر ورودی و خروجی ثابت می‌ماند. در شکل ۷، نحوه‌ی مدل‌سازی نفوذ آب از پایین به سمت بالا و به صورت نقطه‌یی نشان داده شده است. در این نوع اشباع شدن نیز می‌توان با استفاده از آب جمع شده در قطعه‌ی روی نمونه و انجام آزمایش‌های شیمیایی، جنس اتصال‌های بین ذرات خاک ریمبنده را تعیین کرد.

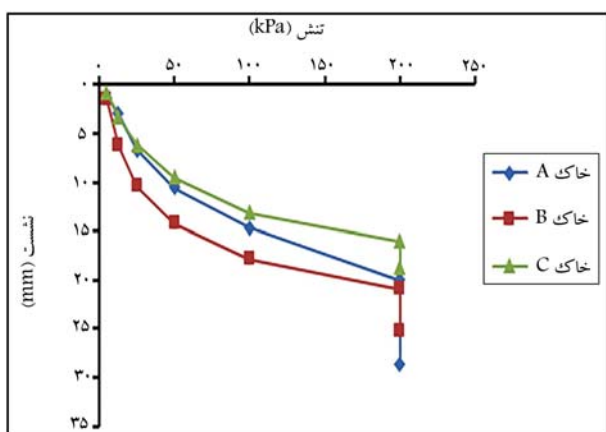
## ۳. نتایج

### ۱.۳. ادتومتر تک

برای بررسی تأثیر میزان رس با استفاده از آزمایش ادتومتر تک، علاوه بر سه نمونه‌ی نهایی از نتایج دیگر نمونه‌های استفاده شده در مرحله‌ی ساخت نمونه نیز استفاده



شکل ۱۱. منحنی‌های نشست - زمان الگوی نفوذ آب از بالا - نقطه‌یی.



شکل ۱۲. نتایج آزمایش با الگوی نفوذ آب از بالا - گسترده.

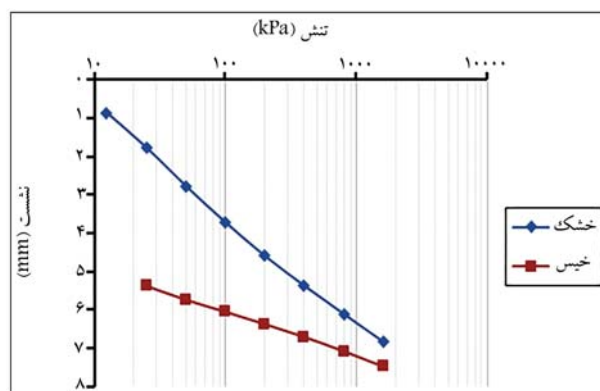
مختلف است. میزان پتانسیل ریمبندگی با استفاده از معادله‌ی ۲ و میزان نشست قبل از اشباع شدن و نشست ۲۴ ساعت بعد از اشباع شدن، برای خاک‌های A، B و C به ترتیب ۸/۰۹، ۷۹/۴ و ۴۲/۳ اندازه‌گیری شده است.

### ۴.۳. نفوذ آب با الگوی بالا - گسترده

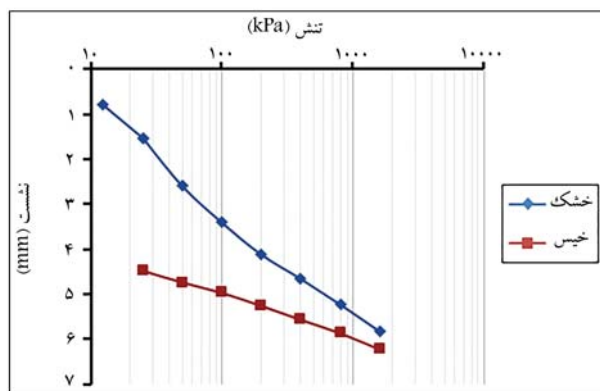
در شکل‌های ۱۲ و ۱۳، به ترتیب نمودارهای تنش - نشست و نشست - زمان مربوط به نفوذ گسترده‌ی آب از بالا به سمت پایین برای خاک‌های A، B و C مشاهده می‌شوند. با توجه به میزان نشست قبل از اشباع شدن و ۲۴ ساعت پس از اشباع شدن، میزان پتانسیل ریمبندگی در خاک‌های A، B و C به ترتیب ۶۲/۸، ۴/۴ و ۵۸/۲ بوده است.

### ۵.۳. نفوذ آب با الگوی پایین - نقطه‌یی

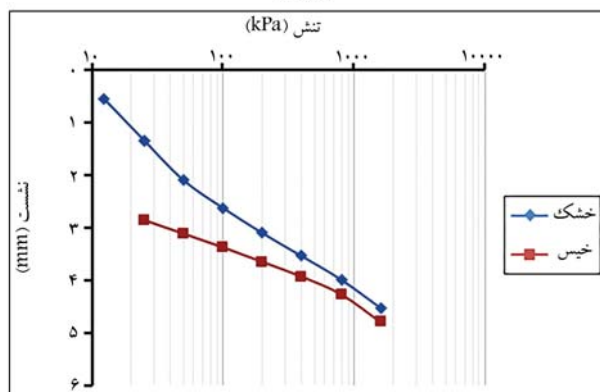
در الگوی ذکر شده‌ی نفوذ آب، پس از رسیدن به سربار  $200 \text{ kPa}$ ، آب از پایین و مرکز نمونه وارد خاک ریمبند می‌شود و به سمت بالا حرکت می‌کند تا نمونه کاملاً اشباع شود. در شکل‌های ۱۴ و ۱۵، به ترتیب نمودارهای تنش - نشست - زمان مربوط به الگوی نفوذ آب از پایین - نقطه‌یی مشاهده می‌شوند؛ که مطابق آنها، میزان پتانسیل ریمبندگی برای خاک‌های A، B و C به ترتیب ۷۵/۷، ۶۶/۳ و ۴۹/۲ است.



خاک A

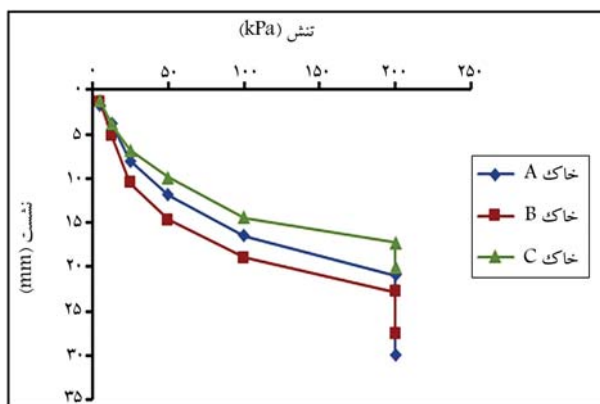


خاک B

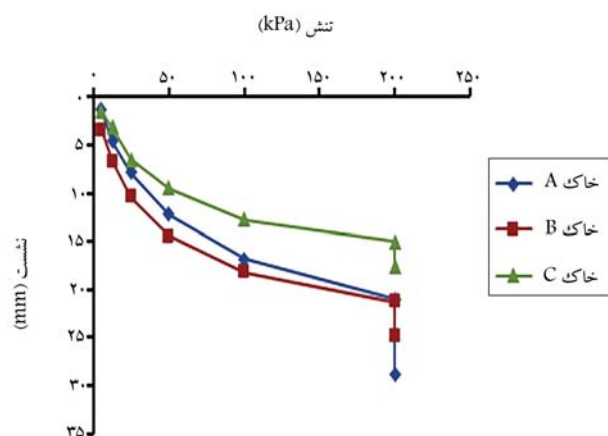


خاک C

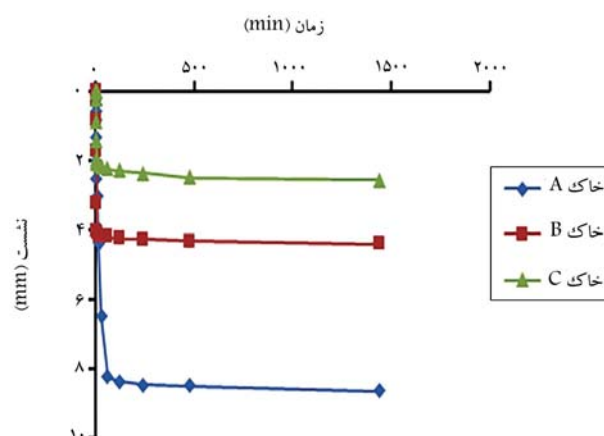
شکل ۹. نتایج آزمایش ادومتر دوگانه برای خاک‌های: A، B و C.



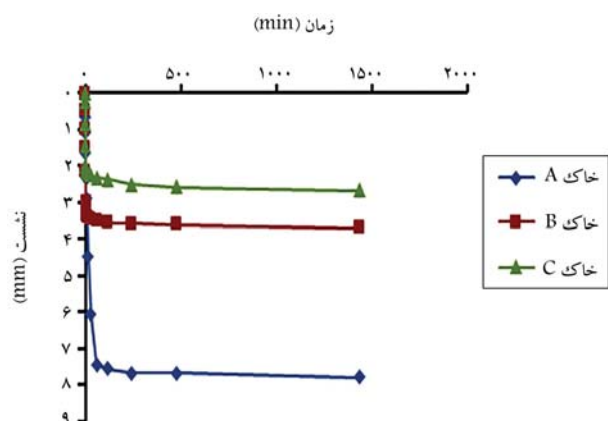
شکل ۱۰. نتایج آزمایش با الگوی نفوذ آب از بالا - نقطه‌یی.



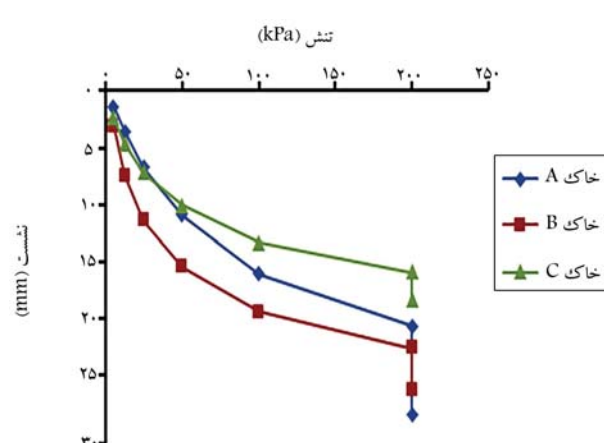
شکل ۱۶. نتایج آزمایش با الگوی نفوذ آب از پایین - گسترده.



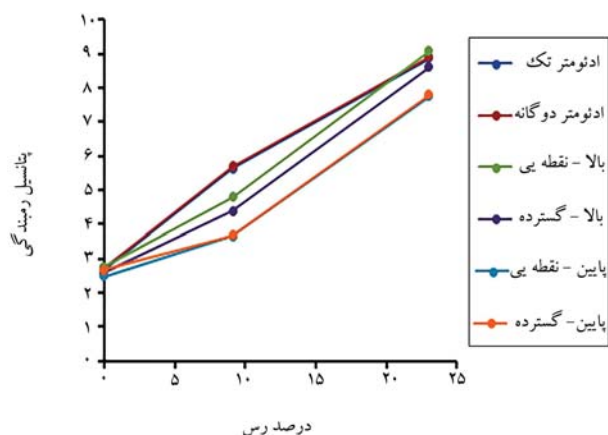
شکل ۱۳. منحنی های نشست - زمان الگوی نفوذ آب از بالا - گسترده.



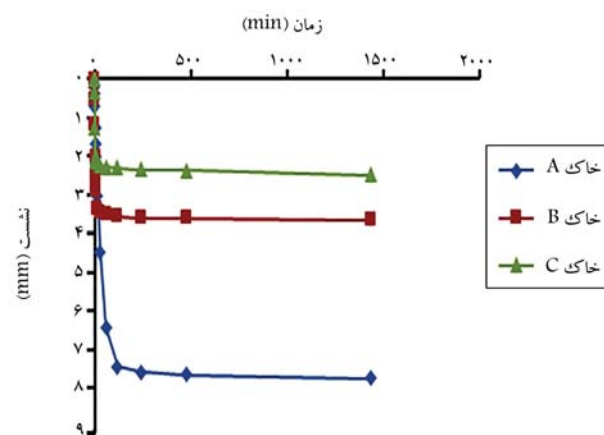
شکل ۱۷. منحنی های نشست - زمان الگو نفوذ آب از پایین - گسترده.



شکل ۱۴. نتایج آزمایش با الگوی نفوذ آب از پایین - نقطه‌یی.



شکل ۱۸. مقایسه‌ی نتایج آزمایش های ادتومتر و آزمایش های با قابلیت شبیه سازی الگوی نفوذ آب در خاک.



شکل ۱۵. منحنی های نشست - زمان الگوی نفوذ آب از پایین - نقطه‌یی.

#### ۴. آنالیز

در شکل ۱۸، تغییرات پتانسیل رمبندگی در مقابل درصد رس موجود در خاک رمبند برای آزمایش های ادتومتر تک و دوگانه و آزمایش های با قابلیت شبیه سازی الگوی نفوذ آب در خاک مشاهده می شود. براساس نتایج به دست آمده برای تمام آزمایش ها با افزایش میزان رس، پتانسیل رمبندگی افزایش یافته است. اما شیب

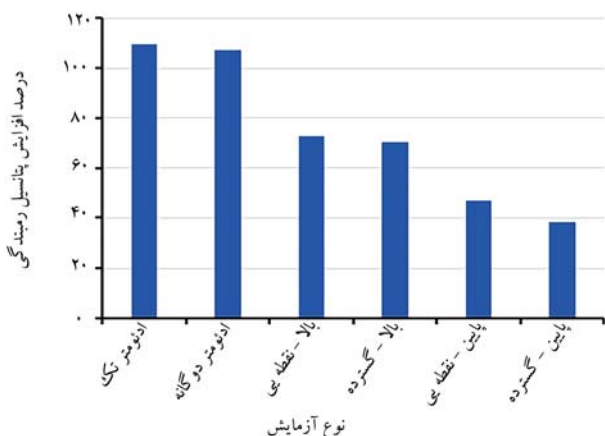
#### ۶.۳. نفوذ آب با الگوی پایین - گسترده

در شکل های ۱۶ و ۱۷، به ترتیب نمودارهای تنش - نشست و نشست - زمان مربوط به نفوذ گسترده ی آب از پایین به سمت بالا مشاهده می شوند؛ که مطابق آنها، میزان پتانسیل رمبندگی برای خاک های A، B و C به ترتیب ۷/۸، ۳/۶۹ و ۲/۶۷ است.



جدول ۵. اختلاف پتانسیل ریمبندگی خاک‌های A و B نسبت به خاک C.

نوع آزمایش	نوع خاک		نوع خاک		نوع خاک	
	پتانسیل ریمبندگی (رس ۰/۲٪)	اختلاف با خاک C (رس ۲۳٪) (%)	پتانسیل ریمبندگی (رس ۱/۹٪)	اختلاف با خاک C (رس ۱٪) (%)	پتانسیل ریمبندگی (رس ۰/۲٪)	اختلاف با خاک C (رس ۲۳٪) (%)
ادئومتر تک	۲/۶۹	۵/۶۴	۱۰/۹	۸/۸۷	۲۲۹	
ادئومتر دوبل	۲/۷۵	۵/۷	۱۰/۷	۸/۹۲	۲۲۴	
بالا - نقطه‌یی	۲/۷۷	۴/۷۹	۷/۲	۹/۰۸	۲۲۷	
بالا - گسترده	۲/۵۸	۴/۴	۷/۰	۸/۶۲	۲۳۴	
پایین نقطه‌یی	۲/۴۹	۳/۶۶	۴/۷	۷/۷۵	۲۱۱	
پایین گسترده	۲/۶۷	۳/۶۹	۳/۸	۷/۸	۱۹۲	



شکل ۱۹. میزان افزایش پتانسیل ریمبندگی خاک B نسبت به خاک C در آزمایش‌های مختلف.

تک و دوگانه، ۱۰۸٪ بوده است، در صورتی که مقدار آن برای آزمایش‌های با الگوی نفوذ آب، ۵۷٪ بوده است، که تقریباً نصف آزمایش‌های ادئومتر است. بنابراین برای پیش‌بینی دقیق‌تر رفتار خاک‌های ریمبند با میزان ۹/۱ درصدی رس موجود در نمونه، بهتر است از آزمایش‌های با الگوی نفوذ آب استفاده کرد.

در بین الگوهای نفوذ آب در خاک، بیشترین میزان افزایش پتانسیل ریمبندگی مربوط به نفوذ آب از بالا به صورت نقطه‌یی بوده است، که مقدار آن ۷۲٪ و کمترین آن مربوط به نفوذ آب از پایین به صورت گسترده با مقدار ۳۸٪ بوده است.

میزان افزایش برای الگوهای با نفوذ آب از بالا به پایین به طور متوسط ۷۱٪ و برای الگوهای نفوذ آب از پایین به بالا، ۴۲٪ بوده است، که نشان می‌دهد میزان افزایش پتانسیل ریمبندگی برای الگوهای نفوذ آب از بالا، ۱/۸۴ برابر این مقدار برای الگوهای با نفوذ آب از پایین است.

در بررسی تأثیر نحوه‌ی توزیع آب (نقطه‌یی یا گسترده) در افزایش میزان پتانسیل ریمبندگی، میزان افزایش در توزیع نقطه‌یی به طور متوسط ۵۹٪ و در توزیع گسترده ۵۴٪ بوده است، که نشان می‌دهد میزان افزایش پتانسیل ریمبندگی برای توزیع نقطه‌یی، ۱/۱ برابر توزیع گسترده است.

این نتایج نشان می‌دهند که تأثیر جهت حرکت آب در میزان افزایش پتانسیل ریمبندگی ناشی از افزایش میزان رس موجود در نمونه، بیشتر از تأثیر نحوه‌ی توزیع آب است.

در شکل ۲۰، میزان افزایش پتانسیل ریمبندگی خاک A نسبت به خاک C در آزمایش‌های مختلف مشاهده می‌شود. با افزایش ۲۳ درصدی میزان رس موجود در

افزایش و میزان پتانسیل ریمبندگی اندازه‌گیری شده در همه‌ی آزمایش‌ها یکسان نبوده است. نتایج آزمایش ادئومتر تک و دوگانه به دلیل شباهت در نوع اشباع شدن تطابق زیادی دارند. در الگوهای با نفوذ آب از پایین به صورت نقطه‌یی و گسترده نیز شباهت زیادی در نتایج مشاهده می‌شود، که نشان می‌دهد در جهت اخیر حرکت آب، نحوه‌ی توزیع آب (نقطه‌یی یا گسترده)، تأثیر زیادی در پتانسیل ریمبندگی خاک نداشته است.

در خاک C، تقریباً نتایج برای همه‌ی آزمایش‌ها نزدیک به هم بوده و الگوی نفوذ آب برای خاک‌های بدون رس، تأثیر زیادی در پتانسیل ریمبندگی نگذاشته است و می‌توان از نتایج آزمایش ادئومتر استفاده کرد.

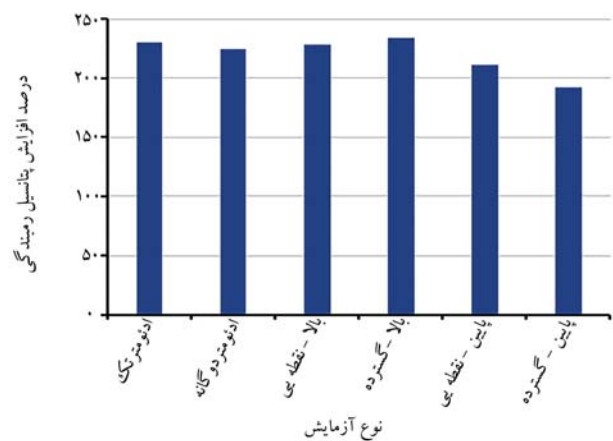
در خاک B، نتایج آزمایش ادئومتر و آزمایش‌های با الگوی نفوذ آب، تفاوت چشمگیری داشته و میزان پتانسیل ریمبندگی برای تمام الگوهای نفوذ آب، نسبت به نتایج ادئومتر کمتر بوده است. نتایج مذکور نشان می‌دهند که در خاک‌های با میزان رس حدود ۱۰٪، نتایج آزمایش ادئومتر دقت کافی را ندارند و باید از نتایج آزمایش‌های با الگوی نفوذ آب استفاده شود.

در خاک A، اختلاف بین نتایج آزمایش‌های مختلف مشاهده می‌شود، اما میزان اختلاف نسبت به خاک B کمتر بوده است. در الگوهای نفوذ آب از بالا به صورت نقطه‌یی و گسترده، نتایج نزدیک به نتایج آزمایش ادئومتر بوده است؛ حتی در الگوی نفوذ آب از بالا به صورت نقطه‌یی، میزان پتانسیل ریمبندگی مقدار کمی بیشتر از نتایج ادئومتر بوده است. اما در الگوهای با نفوذ آب از پایین به صورت نقطه‌یی و گسترده، اختلاف نتایج با آزمایش ادئومتر چشمگیر بوده است. لذا، بهتر است در جهت حرکت آب از پایین، از نتایج آزمایش با قابلیت شبیه‌سازی الگوی نفوذ آب استفاده شود.

از آن‌جا که نتایج برای خاک بدون رس (خاک C)، در آزمایش‌های مختلف نزدیک به هم هستند، از نتایج خاک C به عنوان مبنا استفاده و میزان افزایش پتانسیل ریمبندگی در اثر افزایش میزان رس موجود در خاک برای آزمایش‌های مختلف محاسبه شده است. در جدول ۵، میزان پتانسیل ریمبندگی خاک‌های A، B و C برای آزمایش‌های مختلف و میزان اختلاف نتایج خاک‌های A و B نسبت به خاک C ارائه شده است.

در شکل ۱۹، میزان افزایش پتانسیل ریمبندگی در خاک B نسبت به خاک C برای آزمایش‌های مختلف مشاهده می‌شود؛ که براساس نتایج به دست آمده با افزایش ۹/۱ درصدی میزان رس موجود در نمونه، میزان پتانسیل ریمبندگی افزایش یافته است، اما میزان آن برای تمام آزمایش‌ها یکسان نبوده است.

میزان افزایش پتانسیل ریمبندگی در آزمایش‌های ادئومتر با آزمایش‌های با قابلیت شبیه‌سازی الگوی نفوذ آب اختلاف داشته و میانگین میزان آن در آزمایش‌های ادئومتر



شکل ۲۰. میزان افزایش پتانسیل رمبندگی خاک A نسبت به خاک C در آزمایش های مختلف.

خاک رمبیده، میزان پتانسیل رمبندگی در همه ی آزمایش ها افزایش یافته است، اما میزان آن در آزمایش های مختلف یکسان نبوده است. این اختلاف نتایج آزمایش های مختلف نسبت به نمونه با رس ۹/۱٪، کمتر بوده است.

میزان افزایش پتانسیل رمبندگی در آزمایش های ادئومتر به طور متوسط ۲۲۷٪ و برای آزمایش های با الگوی نفوذ آب از بالا به پایین، ۲۳۰٪ بوده است، که نشان می دهد اختلاف ناچیزی با هم دارند و برای خاک رمبیده با میزان رس ۲۳٪، می توان برای الگوهای با نفوذ آب از بالا به پایین از نتایج ادئومتر استفاده کرد. اما در الگوهای با نفوذ آب از پایین به بالا، میزان افزایش پتانسیل رمبندگی به طور متوسط ۲۰۱٪ بوده است، که با نتایج آزمایش های ادئومتر اختلاف بیشتری دارد و بهتر است برای الگوهای نفوذ آب با مقدار ۲۳٪ رس موجود در نمونه، از آزمایش های با قابلیت شبیه سازی الگوهای نفوذ آب در خاک استفاده کرد.

در بین الگوهای نفوذ آب در خاک، بیشترین افزایش پتانسیل رمبندگی با مقدار ۲۳۴٪، مربوط به نفوذ آب از بالا و به صورت گسترده و کمترین میزان آن مربوط به نفوذ آب از پایین به صورت گسترده با مقدار ۱۹۲٪ بوده است.

بررسی تأثیر پارامتر جهت حرکت آب در میزان افزایش پتانسیل رمبندگی ناشی از افزایش میزان رس موجود در نمونه نشان می دهد که میزان افزایش پتانسیل رمبندگی در حرکت آب از بالا به پایین به طور متوسط ۲۳۰٪ و در حرکت آب از پایین به بالا به طور متوسط ۲۰۱٪ بوده است. براساس نتایج اخیر، افزایش رس به میزان ۲۳٪، در الگوهای با نفوذ آب از بالا، تأثیر بیشتری در پتانسیل رمبندگی نسبت به الگوهای با نفوذ آب از پایین گذاشته است.

در بررسی تأثیر نحوه ی توزیع آب برای نمونه ی اخیر، در الگوهای با توزیع نقطه یی میزان افزایش پتانسیل رمبندگی به طور متوسط ۲۱۹٪ و در توزیع گسترده به طور متوسط ۲۱۳٪ بوده است، که این نتایج نشان می دهد توزیع آب نقطه یی، تأثیر بیشتری در افزایش پتانسیل رمبندگی نسبت به توزیع گسترده داشته است؛ اما اختلاف آنها ناچیز بوده است و می توان از تأثیر نحوه ی توزیع آب برای خاک با ۲۳٪ رس، چشم پوشی کرد.

نتایج به دست آمده نشان می دهند که برای نمونه ی اخیر، نیز جهت حرکت آب در میزان افزایش پتانسیل رمبندگی ناشی از افزایش میزان رس موجود در نمونه، پارامتر مؤثرتری نسبت به نحوه ی توزیع آب بوده است.

براساس نتایج به دست آمده در هر دو مقدار افزایش مقدار رس به میزان ۹/۱

## ۵. نتیجه گیری

در پژوهش حاضر، تأثیر میزان رس موجود در نمونه ی خاک رمبیده در پتانسیل رمبندگی بررسی شده است. علاوه بر آزمایش های معمول، از دستگاهی استفاده شده است که قابلیت شبیه سازی الگوهای نفوذ آب در خاک را داشته است. میزان تغییر پتانسیل رمبندگی در مقابل میزان افزایش رس با دو مقدار ۹/۱ و ۲۳ درصد اندازه گیری شده و این نتایج به دست آمده است:

۱. افزایش میزان رس موجود در نمونه باعث افزایش پتانسیل رمبندگی خاک رمبیده شده است، اما میزان افزایش آن در آزمایش های مختلف یکسان نبوده است؛

۲. میزان افزایش پتانسیل رمبندگی در آزمایش های ادئومتر تک و دوگانه به دلیل ماهیت اشباع شدن یکسان، در هر دو مقدار افزایش میزان رس تطابق زیادی داشته اند؛

۳. به طور کلی در هر دو مقدار افزایش میزان رس موجود در نمونه، میزان افزایش پتانسیل رمبندگی در نتایج آزمایش های ادئومتر بیشتر از نتایج آزمایش های با قابلیت شبیه سازی الگو نفوذ آب بوده است، اما این اختلاف در افزایش میزان رس به مقدار ۹/۱٪، بیشتر از افزایش رس به میزان ۲۳٪ بوده است؛

۴. برای افزایش رس به میزان ۹/۱٪، در بین الگوهای نفوذ آب در خاک، بیشترین افزایش پتانسیل رمبندگی مربوط به الگوی نفوذ آب از بالا به صورت نقطه یی با میزان ۷۲٪ و کمترین میزان افزایش پتانسیل رمبندگی مربوط به نفوذ آب از پایین و به صورت گسترده با مقدار ۳۸٪ بوده است. برای افزایش رس موجود در نمونه به میزان ۲۳٪، بیشترین افزایش پتانسیل رمبندگی مربوط به الگوی نفوذ آب از بالا به صورت گسترده با میزان ۲۳۴٪ و کمترین میزان افزایش پتانسیل رمبندگی مربوط به نفوذ آب از پایین و به صورت گسترده با مقدار ۱۹۲٪ بوده است؛

۵. برای هر دو مقدار افزایش رس، میزان افزایش پتانسیل رمبندگی در حرکت آب از بالا به پایین بیشتر از حالت رو به بالای آب بوده است. میزان اختلاف نتایج برای افزایش رس به مقدار ۹/۱٪، بیشتر از افزایش رس به مقدار ۲۳٪ بوده است؛

۶. در نمونه با افزایش رس به مقدار ۹/۱٪، توزیع نقطه یی افزایش پتانسیل رمبندگی بیشتری نسبت به توزیع گسترده ایجاد شده است؛ اما در افزایش رس به مقدار ۲۳٪، اختلاف نتایج برای توزیع نقطه یی و گسترده ناچیز بوده است؛

۷. نتایج به دست آمده نشان می دهند که در هر دو مقدار افزایش رس (۹/۱ و ۲۳ درصد)، عامل جهت حرکت آب نسبت به نحوه ی توزیع آب در افزایش پتانسیل رمبندگی مؤثرتر بوده است.

## پانویسها

1. Single-Oedometer
2. Double-Oedometer
3. Collapse Potential
4. Collapse Index
5. Steadman
6. Lawton
7. Alwail
8. Kim
9. Hanna & Soliman

## منابع (References)

1. Mitchell, J.K. and Soga, K., 2005. Fundamentals of soil behavior. *John Wiley & Sons New York*.
2. Gaaver, K.E., 2012. Geotechnical properties of Egyptian collapsible soils. *Alexandria Engineering Journal*, 51(3), pp.205-210. <http://dx.doi.org/10.1016>
3. Murthy, V.N.S., 2003. *Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9781482275858>.
4. Rogers, C., Dijkstra, T. and Smalley, I., 1994. Hydroconsolidation and subsidence of loess: Studies from China, Russia, North America and Europe: In memory of Jan Sajgalik. *Engineering Geology*, 37(2), pp.83-113. [https://doi.org/10.1016/0013-7952\(94\)90045-0](https://doi.org/10.1016/0013-7952(94)90045-0).
5. Nouaouria, M., Guenfoud, M. and Lafifi, B., 2008. Engineering properties of loess in Algeria. *Engineering Geology*, 99(1,2), pp.85-90. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2008.01.013>.
6. Osipov, V. and Sokolov, V., 1995. *Factors and Mechanism of Loess Collapsibility*. In *Genesis and Properties of Collapsible Soils*: Springer, 468, pp.49-63.
7. Clemence, S.P. and Finbarr, A.O., 1981. Design considerations for collapsible soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 107(3), pp.305-317. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0001102>.
8. Noutash, M., Hajjalilue, B. and Cheshmdoost, M., 2010. Preponding of canals as a remediation method for collapsible soils. In *the Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Conference on Geotechnical Engineering and Soil Mechanics*, Tehran, Iran.
9. Li, P., Vanapalli, S. and Li, T., 2016. Review of collapse triggering mechanism of collapsible soils due to wetting. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 8(2), pp.256-274. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2015.12.002>.
10. Zimbardo, M., Ercoli, L. and Megna, B., 2016. The open metastable structure of a collapsible sand: Fabric and bonding. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 75(1), pp.125-139. DOI:10.1007/s10064-015-0752-7
11. Derbyshire, E., 2001. Geological hazards in loess terrain, with particular reference to the loess regions of China. *Earth-Science Reviews*, 54(1,3), pp.231-260. [https://doi.org/10.1016/S0012-8252\(01\)00050-2](https://doi.org/10.1016/S0012-8252(01)00050-2).
12. Houston, S.L., Houston, W.N., Zapata, C.E. and et al., 2001. *Geotechnical Engineering Practice for Collapsible Soils*. In *Unsaturated Soil Concepts and Their Application in Geotechnical Practice*: Springer, pp.333-355.
13. Ayadat, T., 2022. Geotechnical performance of encapsulated and stabilized stone columns in a collapsible soil. *International Journal of Geomechanics*, 22(6), p.04022057. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0002368](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0002368).
14. Jennings, J.E, Knight, K. 1975. A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure. *Proceedings of the 6th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 99-105.
15. Mahmoudian, H., Hashemi, M., Ajalloeian, R. and et al., 2020. Investigating the effect of additives' size on the improvement of the tensile and compressive strengths and deformation characteristics of collapsible soils. *Environmental Earth Sciences*, 79(13), pp.1-16. DOI:10.1007/s12665-020-09085-1.
16. ASTM D5333., 2003. *Standard Test Methods for Measurement of Collapse Potential of Soils*, Ed: Annual Book of ASTM Standards.
17. Lawton, E.C., 1986. Wetting-induced collapse in compacted soil, Ph.D. thesis, Washington State University, Pullman, Wash.
18. Lawton, E.C., Frigaszy, R.J. and Hetherington, M.D., 1992. Review of wetting-induced collapse in compacted soil. *Journal of Geotechnical Engineering*, 118(9), pp.1376-1394. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1992\)118:9\(1376\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1992)118:9(1376)).
19. Steadman, L., 1987. Collapse settlement in compacted soils of variable fines content. Master's thesis, *Washington State University*, Pullman, Wash.
20. Basma, A.A. and Tuncer, E.R., 1992. Evaluation and control of collapsible soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 118(10), pp.1491-1504. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1992\)118:10\(1491\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1992)118:10(1491)).
21. Houston, S., Houston, W. and Lawrence, C., 2002. Collapsible soil engineering in highway infrastructure development. *Journal of Transportation Engineering*, 128(3), pp.295-300. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-947X\(2002\)128:3\(295\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-947X(2002)128:3(295)).
22. Kim, D., Chung, Y., Siddiki, N.Z. and et al., 2008. Mechanical characteristics of indian loess soils for highway Embankments, Transportation Research Board 87<sup>th</sup> Annual Meeting.
23. Alonso, E.E., Gens, A. and Josa, A., 1990. A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, 40(3), pp.405-430. <https://doi.org/10.1680/geot.1990.40.3.405>.
24. Wheeler, S., Sharma, R. and Buisson, M., 2003. Coupling of hydraulic hysteresis and stress-strain behaviour in unsaturated soils. *Géotechnique*, 53(1), pp.41-54. <https://doi.org/10.1680/geot.2003.53.1.41>.
25. Pereira, J.H., Fredlund, D.G., Cardão Neto, M.P. and et al., 2005. Hydraulic behavior of collapsible compacted gneiss soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(10),

- pp.1264-1273. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2005\)131:10\(1264\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:10(1264)).
26. Medero, G., Schnaid, F. and Gehling, W., 2009. Oedometer behavior of an artificial cemented highly collapsible soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(6), pp.840-843. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2009\)135:6\(840\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2009)135:6(840)).
27. Alwail, T., Ho, C. and Fragaszy, R., 1994. Collapse mechanism of compacted clayey and silty sands. In Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, 2(40), pp.1435-1446.
28. Haeri, S.M., 2016. Hydro-mechanical behavior of collapsible soils in unsaturated soil mechanics context. *Japanese Geotechnical Society Special Publication*, 2(1), pp.25-40. <https://doi.org/10.3208/jgssp.KL-3>.
29. Hanna, A. and Soliman, S., 2017. Experimental investigation of foundation on collapsible soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 143(11), p.04017085. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001750](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001750).
30. Mohammadi, S.D. and Ajalloeian, R., 2014. Investigation of desirability of sand pluviation technique in order to sample making of sandy soils for laboratory models. (in Eng). *Modares Civil Engineering Journal*, 13(5), pp.53-63 [In Persian].



# بررسی خوردگی میلگردهای خاص در سازه‌های بتنی

حسین نوذری (دانشجوی دکتری)

ارسطو ارمغانی\* (استاد)

کمال رحمانی (استادیار)

صابر پیرونی (استادیار)

گروه مهندسی عمران، واحد مهاباد، دانشگاه آزاد اسلامی، مهاباد، ایران

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۴۰۲)  
دوری ۳۹، شماره ۳، صص. ۱۲۳-۱۳۰، (پژوهشی)

در پژوهش حاضر، میلگردهای فولادی کربن متوسط با اندازه‌های مختلف و تعدادی نمونه از میلگرد با پوشش اپوکسی و همچنین فیبری آزمایش و تأثیر خوردگی شبیه‌سازی شده در نمونه‌های اخیر پس از اندازه‌گیری خواص مکانیکی، مطالعه و بررسی شده‌اند. نتایج پژوهش حاضر نشان داد که در میلگرد سایز ۱۴ میلی‌متر، با پیشرفت خوردگی به اندازه ۶۸٪ میلی‌متر، مقدار نیروی تحمل شده به میزان ۱۶/۷٪ از (۲ KN به ۸۵ KN) کاهش داشته است. همچنین در مرحله‌ی بعدی با ۶۲٪ میلی‌متر پیشرفت خوردگی، مقدار نیروی مذکور از ۸۵ KN به ۷۶/۳ KN رسیده است (یعنی ۱۰/۲٪ کاهش). در مرحله‌ی سوم با پیشرفت ۹۶٪ میلی‌متر، مقدار نیروی تحمل شده توسط میلگرد از ۷۶/۳ KN به ۶۹/۷ KN رسیده است، که معادل کاهش ۵/۲٪ بوده است. این نتایج را می‌توان در سایزهای دیگر هم که آزمایش شده‌اند، مشاهده کرد. همچنین انجام آزمایش هالفا سل نشان داد که مقاومت میلگرد اپوکسی در مقایسه با میلگرد معمولی بسیار بیشتر بوده است.

واژگان کلیدی: خوردگی، میلگرد با پوشش اپوکسی، آزمایش هالفا سل، میلگرد فیبری.

## ۱. مقدمه

استحکام فولاد، که به عنوان ماده‌ی مهندسی استفاده شده در بتن شناخته می‌شود، در مقایسه با استحکام بتن خیلی بیشتر است. خوردگی، پدیده‌ی است که باعث از بین رفتن تدریجی مواد و اثر مواد و محیط خورنده می‌شود. خوردگی فولاد استفاده شده در بتن در اثر یک فرایند الکترو شیمیایی، یعنی هم زمانی فرایند شیمیایی و جریان الکتریکی است. دلیل اصلی توجه و انتخاب پژوهش حاضر، هزینه‌های هنگفت بازسازی و تعمیر سازه‌ها در اثر خوردگی از یک طرف و از سوی دیگر، هزینه‌های تولید و همچنین نقل و انتقال میلگردهای جایگزین از طرفی دیگر است. یکی از راه‌های ساده این است که از میلگرد با جنس فولاد آلیاژی، که در مقابل خوردگی مقاوم است، استفاده شود؛ ولی این کار از نظر اقتصادی مقرون به صرفه نیست و هزینه‌ی تمام شده‌ی سازه را خیلی افزایش می‌دهد. به همین دلیل از روش‌های دیگر، که هزینه‌ی کمتری دارند، از قبیل: استفاده از میلگرد با پوشش اپوکسی، میلگرد فیبری و یا میلگرد با پوشش گالوانیزه استفاده می‌شود. ولی هر کدام از آنها، معایب و مزایایی دارند، لذا نمی‌توان یکی از آنها را برای تمامی کاربردها

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۱۱/۱۹، اصلاحیه ۱۴۰۱/۹/۲۲، پذیرش ۱۴۰۱/۱۱/۱۰.

استاد به این مقاله:

توصیه کرد و در نتیجه، انتخاب بسته به شرایط کاربردی و همچنین اقتصادی صورت می‌گیرد. پیشگیری از خوردگی میلگردهای فولادی به کار رفته در سازه‌های بتنی مسلح و یا تأخیر در فرایند خوردگی و کاهش سرعت آن، از عوامل مهم افزایش طول عمر سازه‌ها به شمار می‌روند.<sup>[۱]</sup>

بازرسی و اندازه‌گیری خوردگی میلگردها در سازه‌های بتنی بسیار حائز اهمیت است. اگر چه روش‌های زیادی برای بازرسی، تشخیص و اندازه‌گیری خوردگی میلگردها در سازه‌های بتنی وجود دارد، با وجود این، اتفاق نظر کلی در مورد این‌که کدام یک از روش‌های مذکور، بیشترین دقت اندازه‌گیری را دارد، وجود ندارد.<sup>[۲]</sup> روش اندازه‌گیری پتانسیل مدار باز از عمده‌ترین روش‌های اندازه‌گیری خوردگی در بازرسی‌های متداول خوردگی در سازه‌های بتنی مسلح است.<sup>[۳-۵]</sup>

با توسعه‌ی حسگرهای توکار، تمایل به استفاده از سیستم‌های ارتباطی و کنترل میکروپروسسور ارزان قیمت در سازه‌های بتنی مسلح جدید افزایش یافته است. حسگرهای توکار در بتن، برای ارزیابی خوردگی بسیار مؤثر هستند.<sup>[۶-۷]</sup>

در یکی از مطالعات انجام شده، بررسی ارزیابی خوردگی میلگردهای فولادی استفاده شده در بتن از طریق نمونه‌ی میلگرد در محیط‌های متفاوت خورنده‌ی

نوذری، حسین، ارمغانی، ارسطو، رحمانی، کمال، و پیرونی، صابر، ۱۴۰۲. بررسی خوردگی میلگردهای خاص در سازه‌های بتنی. مهندسی عمران شریف، ۳۹(۳)، صص. ۱۲۳-۱۳۰.

DOI:10.24200/J30.2023.59659.3064



جدول ۱. ترکیب شیمیایی میلگردهای پوشش دار اپوکسی.

HeatNo.	C	Mn	Si	P	S	Ceq	V
۲۰۱۱۴۰۹	۰/۲۸	۰/۷۴	۰/۱۸	۰/۰۰۵	۰/۰۲۵	۰/۴۴	۰/۰۰۳

شده است. نمونه‌های به کار رفته، میلگرد از جنس فولاد ساختمانی با اندازه‌های ۱۴، ۱۶، ۱۸، ۲۰، ۲۲، ۲۵، ۲۸، ۳۲، ۳۶ و ۴۰ میلی‌متر بوده است، که به روش نورد گرم تولید و با خنک‌کننده‌ی سریع کنترل شده‌اند. همچنین میلگرد فولاد ساختمانی با پوشش اپوکسی و ترکیب شیمیایی مطابق جدول ۱ استفاده شده است:

همچنین چند میلگرد تولید شده به روش فیبری در اندازه‌های ۸/۵۷، ۱۳/۴۱ و ۱۴ برای پژوهش حاضر تهیه شده است، که در شکل‌های ۱ و ۲ تعدادی از آنها مشاهده می‌شوند.

برای هر کدام از نمونه‌ها، خواص مکانیکی، شامل: تنش تسلیم، استحکام نهایی، مقدار درصد ازدیاد طول نسبی، نسبت استحکام نهایی به تنش تسلیم و همچنین نیروی وارد شده در نقطه‌ی شکست اندازه گرفته شده است.

در آزمایش‌های مذکور از ماشین آزمون کشش یونیورسال شکل ۳ و دستگاه لیزری جهت اندازه‌گیری ابعاد هندسی میلگرد شکل ۴ استفاده شده است. در

کلریدی، کربناته و همچنین محیط تحت کنترل بدون شرایط خورنده انجام شده است. نتایج به دست آمده نشانگر سرعت خوردگی خیلی بالا در محیط کلریدی بوده و در محیط ذکر شده، درصد وزنی از دست رفته‌ی (خورده شده) میلگرد فولادی در حد خیلی بالا گزارش شده است.<sup>[۹۸]</sup>

اخیراً مواد مرکب ساخته شده از مواد فیبری در چسب رزین پلیمری شناخته شده به نام کامپوزیتی (FRD) به عنوان جایگزینی برای فولاد پیش‌تنیده در بعضی سازه‌ها معرفی شده است، که به علت داشتن خواص غیرمغناطیسی و غیرخورنده‌ی آنها، به میلگردهای مذکور توجه خاص صورت گرفته است.<sup>[۱۱۰]</sup> استفاده از میلگردهای خاص اشاره شده در اواخر قرن بیستم در آمریکا، کانادا و ژاپن شروع شده است.<sup>[۱۲]</sup> استانداردهایی نیز برای مواد مذکور ایجاد شده است، که در این جا به تعدادی از آنها اشاره شده است:

- مؤسسه‌ی استاندارد کانادا برای طراحی پل‌ها، بزرگراه‌ها و سازه‌های بتنی مسلح با میلگرد فیبری ۲۰۰۶ CAN/SAS؛

- گزارش شمع‌های بتنی مسلح میلگرد فیبری شماره‌ی ۴۰-IRO۶-ACI۴۴۰ سازه‌ی بتنی مسلح (FRD) کمیته‌ی ACI-۴۴۰ انستیتوی بتن آمریکا؛

- راهنمای مشخصات طراحی برای GFRP بتن مسلح برای عرشه‌ی سکوی پل‌ها و ریل‌گذاری راه‌ها (AASHTO LRFD ۲۰۰۹) - (AASHTO GRP)؛

- مرجع رسمی حمل و نقل و بزرگراه‌های ایالات متحده‌ی آمریکا.

اندازه‌گیری سرعت خوردگی واقعی متناسب با شرایط سازه و محیط آن، نیازمند صرف زمان طولانی (حتی سال‌ها) است، ولی در شرایط آزمایشگاهی معمولاً از روش‌های تسریع شده و شبیه‌سازی رایانه‌یی استفاده می‌شود. در این راستا، موارد مهم عبارت‌اند از:

۱. شروع خوردگی

۲. سرعت خوردگی

۳. تأثیر خوردگی در دوام و استحکام میلگرد استفاده شده.

با به تأخیر انداختن شروع خوردگی و همچنین کاهش سرعت خوردگی، می‌توان عمر میلگرد را به طور قابل‌توجهی طولانی‌تر کرد، تا بتوان به مدت طولانی‌تر از سازه استفاده کرد، بدون این‌که نیاز به تعمیر و یا بازسازی داشته باشد.

در نوشتار حاضر، به بررسی خوردگی میلگردهای خاص در سازه‌ی بتنی و مقایسه‌ی آن با میلگردهای معمولی پرداخته شده است و نتایج حاصل از آن می‌تواند در زمینه‌ی انتخاب سازه‌ی میلگرد و با توجه به نحوه‌ی تولید آن در شرایط متفاوت، مؤثر واقع شود. این نتیجه با توجه به آزمایش‌های انجام شده، به دست آمده است.

## ۲. آزمایش‌ها و روش پژوهش

در پژوهش حاضر، به کمک آزمایش‌های صورت گرفته، به مطالعه و بررسی تأثیر خوردگی ایجاد شده بر روی وزن و به عبارت دیگر، کاهش سطح مقطع و نهایتاً استحکام و دوام میلگرد به کار رفته شده در سازه‌ی بتنی و افزایش عمر آن پرداخته



شکل ۱. نمونه‌هایی از میلگرد آجدار در اندازه‌های متفاوت برای آماده‌سازی برای آزمایش‌ها.



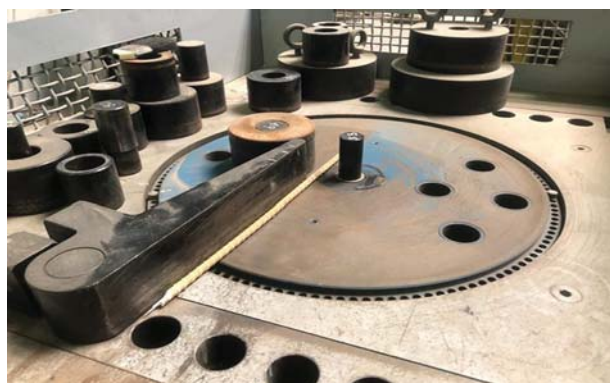
شکل ۲. نمونه‌ی میلگردهای استفاده شده برای انجام آزمایش‌های مکانیکی، که در آنها ازدیاد طول نسبی ایجاد شده و شکست اتفاق افتاده است.



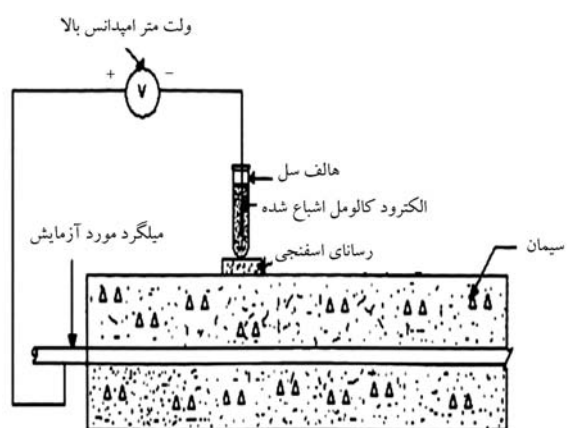
شکل ۵. اندازه‌گیری ازدیاد طول نسبی مناسب در نقطه‌ی شکست.



شکل ۶. دستگاه نشانه‌زنی میلگرد برای اندازه‌گیری و آماده‌سازی میلگرد برای آزمایش‌های کششی.



شکل ۷. دستگاه اندازه‌گیری خمش در میلگرد فیبری.



شکل ۸. اندازه‌گیری پتانسیل مدار باز به روش هالف سل.



شکل ۹. دستگاه یونیورسال اندازه‌گیری خواص مکانیکی در حین انجام آزمون مکانیکی.



شکل ۱۰. دستگاه لیزری برای اندازه‌گیری ابعاد هندسی میلگرد آجدار.

شکل ۵، نیز نحوه‌ی اندازه‌گیری ازدیاد طول نسبی مناسب در نقطه‌ی شکست و در شکل‌های ۶ و ۷، دستگاه نشانه‌زنی میلگرد جهت اندازه‌گیری و آماده‌سازی برای آزمایش‌های کششی و همچنین دستگاه اندازه‌گیری خمش در میلگرد فیبری به ترتیب مشاهده می‌شوند.

### ۳. روش اندازه‌گیری پتانسیل مدار باز (هالف سل)

تمایل فلزات به واکنش با محیط اطراف خود با مشخصه‌ی پتانسیل شناخته می‌شود، که این پتانسیل در تماس با محیط اطراف خود توسعه می‌یابد. در سازه‌ی بتنی مسلح، بتن به عنوان الکترولیت عمل می‌کند و میلگرد فولادی به کار رفته شده، این پتانسیل را متناسب با محیط اطراف بتن توسعه می‌دهد، که این پتانسیل بسته به تغییرات محیطی متفاوت است. در شکل ۸، شماتیک اندازه‌گیری پتانسیل مدار مشاهده می‌شود.

اصل این روش مبتنی بر اندازه‌گیری پتانسیل خوردگی میلگرد با توجه به الکترو استاندارد مرجع است. الکترو استاندارد مرجع، الکترودهایی از این قبیل هستند:

۱. الکترو استاندارد جیوه؛

۲. الکترو استاندارد مس و سولفات مس؛

۳. الکترو استاندارد نقره و کلرید نقره.

#### ۴. نتایج

در جدول ۲، می‌توان تغییرات بار در نقطه‌ی شکست را نسبت به سطح مقطع تغییر یافته در اثر خوردگی برای کلیه‌ی اندازه‌های میلگرد آزمایش شده مشاهده کرد. نتایج در ۴ مرحله (Round ۱؛ Rebar؛ Round ۲ و Round ۳) ارائه شده است.

با توجه به نتایج آزمایش‌های انجام شده می‌توان به این نتیجه دست یافت که درصد تغییرات در بار در نقطه‌ی شکست میلگرد بیشتر از درصد تغییرات در سطح مقطع در اثر خوردگی بوده است، یعنی درصد تغییرات در دو متغیر مذکور مساوی و یا متعادل نیست. تغییراتی که استحکام در نقطه‌ی تسلیم و استحکام نهایی در نقطه‌ی شکست پس از تغییر در قطر میلگرد ناشی از خوردگی دیده می‌شود، در بیشتر موارد

جدول ۲. اطلاعات تجمیعی نمونه‌های گرفته شده از سایز ۱۴ تا ۳۲ میلگرد.

اندازه میلگرد (mm)	شماره	WV (%)	قطر هسته	قطر واقعی (mm)	مساحت (mm <sup>2</sup> )	تنش تسلیم (اسمی)	تنش تسلیم (واقعی)	تنش کششی (اسمی)	تنش کششی (واقعی)	TS/YS	درصد تغییر طول	بار (kN)
۱۴	۱۱۲۰۰۲۸۲	-۵.۱	۱۲.۹۶	۱۳.۶۴	۱۴۶.۰۱	۵۴۱	۵۷۰	۶۶۲	۶۹۸	۱.۲۲	۱۵	۱۰۲.۰
			۱۲.۶۲	۱۲.۶۲	۱۲۵.۰۲	۵۴۰	۵۴۰	۶۸۰	۶۸۰	۱.۲۶	۱۵	۸۵.۰
			۱۲.۰۰	۱۲.۰۰	۱۱۳.۰۴	۵۳۰	۵۳۰	۶۷۵	۶۷۵	۱.۲۷	۱۴	۷۶.۳
			۱۱.۵۲	۱۱.۵۲	۱۰۴.۱۸	۵۲۶	۵۲۶	۶۶۹	۶۶۹	۱.۲۷	۱۵	۶۹.۷
۱۶	۱۱۲۰۰۸۱۱	-۴.۶	۱۵.۰۲	۱۵.۶۳	۱۹۱.۷۲	۵۵۱	۵۷۸	۶۷۶	۷۰۹	۱.۲۳	۱۵	۱۳۵.۸
		۰	۱۴.۹۲	۱۴.۹۲	۱۷۴.۷۵	۵۵۴	۵۵۴	۶۹۵	۶۹۵	۱.۲۵	۱۲	۱۲۱.۴
			۱۴.۸۰	۱۴.۸۰	۱۷۱.۹۵	۵۶۰	۵۶۰	۶۸۱	۶۸۱	۱.۲۲	۱۳	۱۱۷.۱
			۱۴.۶۶	۱۴.۶۶	۱۶۸.۷۱	۵۵۱	۵۵۱	۶۸۱	۶۸۱	۱.۲۴	۱۴	۱۱۴.۹
۱۸	۱۱۱۹۳۵۷۲	-۴.۴	۱۶.۹۲	۱۷.۶۰	۲۴۳.۱۵	۵۳۱	۵۵۵	۶۵۹	۶۸۹	۱.۲۴	۱۶	۱۶۷.۷
			۱۶.۸۰	۱۶.۸۰	۲۳۱.۵۶	۵۲۵	۵۲۵	۶۵۰	۶۵۰	۱.۲۴	۱۶	۱۴۴.۰
			۱۶.۷۱	۱۶.۷۱	۲۱۹.۱۹	۵۱۰	۵۱۰	۶۴۹	۶۴۹	۱.۲۷	۱۶	۱۴۲.۳
			۱۶.۴۵	۱۶.۴۵	۲۱۲.۴۲	۵۰۵	۵۰۵	۶۴۹	۶۴۹	۱.۲۹	۱۶	۱۳۷.۹
۲۰	۱۱۱۹۳۵۳۲	-۴.۹	۱۸.۸۱	۱۹.۵۰	۳۹۸.۶۱	۵۲۰	۵۴۷	۶۵۲	۶۸۶	۱.۲۵	۱۷	۲۰۴.۹
			۱۸.۶۰	۱۸.۶۰	۳۷۱.۵۸	۵۴۲	۵۴۲	۶۸۶	۶۸۶	۱.۲۷	۱۶	۱۸۶.۳
			۱۸.۲۲	۱۸.۲۲	۳۶۰.۶۰	۵۴۰	۵۴۰	۶۸۶	۶۸۶	۱.۲۷	۱۷	۱۷۸.۸
			۱۷.۹۶	۱۷.۹۶	۳۵۳.۲۱	۵۴۰	۵۴۰	۶۸۶	۶۸۶	۱.۲۷	۱۶	۱۷۳.۷
۲۲	۱۱۲۰۰۷۴۴	-۳.۹	۲۰.۵۶	۲۱.۵۷	۳۶۵.۱۲	۴۹۳	۵۱۳	۶۴۵	۶۷۱	۱.۳۱	۱۸	۲۴۵.۴
			۲۰.۱۵	۲۰.۱۵	۳۱۸.۷۳	۴۵۵	۴۵۵	۶۴۰	۶۴۰	۱.۴۱	۱۹	۲۰۴.۰
			۱۸.۹۰	۱۸.۹۰	۲۸۰.۴۱	۴۳۵	۴۳۵	۶۰۵	۶۰۵	۱.۳۹	۱۹	۱۶۹.۶
			۱۸.۶۸	۱۸.۶۸	۲۷۳.۹۲	۴۲۹	۴۲۹	۵۸۹	۵۸۹	۱.۳۷	۱۷	۱۶۱.۳
۲۵	۱۱۲۰۰۴۸۲۲	-۵	۲۳.۱۶	۲۴.۳۷	۴۶۶.۰۹	۵۶۷	۵۹۷	۷۰۰	۷۳۷	۱.۲۳	۱۶	۳۴۳.۴
			۲۲.۸۰	۲۲.۸۰	۴۰۸.۰۷	۵۶۸	۵۶۸	۷۱۸	۷۱۸	۱.۲۶	۱۵	۲۹۳.۰
			۲۲.۰۰	۲۲.۰۰	۳۷۹.۹۴	۵۶۰	۵۶۰	۷۱۲	۷۱۲	۱.۲۷	۱۴	۲۷۰.۵
			۲۱.۵۳	۲۱.۵۳	۳۶۳.۸۸	۵۴۸	۵۴۸	۷۰۸	۷۰۸	۱.۲۹	۱۶	۲۵۷.۶
۲۸	۱۱۲۰۰۷۵۰	-۴.۳	۲۶.۷۵	۲۷.۳۹	۵۸۸.۹۸	۵۵۶	۵۸۱	۶۹۰	۷۲۱	۱.۲۴	۱۵	۴۲۴.۷
			۲۶.۲۳	۲۶.۲۳	۵۴۰.۰۹	۵۶۷	۵۶۷	۶۹۰	۶۹۰	۱.۲۲	۱۳	۳۳۵.۳
			۲۵.۵۰	۲۵.۵۰	۵۱۰.۴۵	۵۵۰	۵۵۰	۶۹۳	۶۹۳	۱.۲۶	۱۴	۳۵۳.۷
			۲۴.۸۴	۲۴.۸۴	۴۸۴.۳۷	۵۴۲	۵۴۲	۶۹۲	۶۹۲	۱.۲۸	۱۵	۳۳۵.۲
۳۲	۱۱۲۰۰۷۷۸	-۴.۱	۳۰.۲۶	۳۱.۳۴	۷۷۰.۸۸	۵۲۷	۵۵۰	۶۶۳	۶۹۱	۱.۲۶	۱۷	۵۳۳.۲
			۲۹.۷۲	۲۹.۷۲	۶۹۳.۳۷	۵۴۵	۵۴۵	۶۹۳	۶۹۳	۱.۲۷	۱۵	۴۵۰.۶
			۲۹.۳۰	۲۹.۳۰	۶۷۳.۹۱	۵۴۰	۵۴۰	۶۹۲	۶۹۲	۱.۲۸	۱۸	۴۶۶.۳
			۲۸.۷۰	۲۸.۷۰	۶۴۶.۶۰	۵۴۰	۵۴۰	۶۹۳	۶۹۳	۱.۲۸	۱۷	۴۴۸.۱

شده توسط میلگرد از  $76/3 \text{ KN}$  به  $69/7 \text{ KN}$  رسیده است، که معادل کاهش  $5/2\%$  است. این نتایج را می‌توان در اندازه‌های دیگر هم که آزمایش شده‌اند، مشاهده کرد.

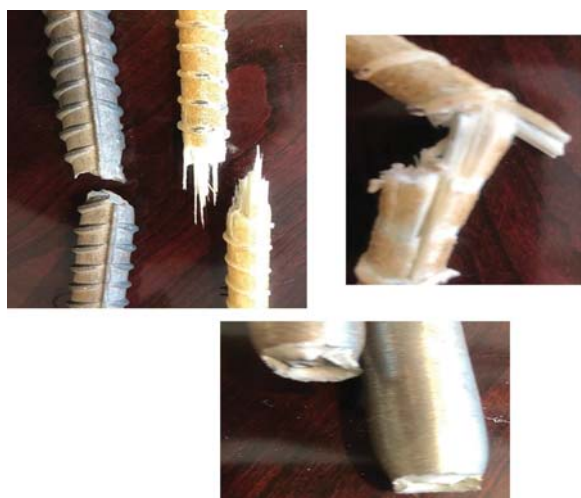
نتیجه‌ی دیگری که قابل ذکر بوده و به وضوح در آزمایش‌ها مشاهده شده است، این است که در قسمت رویی میلگرد، کاهش بیشتری در بار تحمل شده به وجود آمده و علت آن استفاده از میلگرد تولید شده به وسیله‌ی نورد گرم و استفاده از عملیات ترمودینامیکی بوده است، که این عملیات حرارتی باعث تغییر در ساختار متالورژیکی میلگرد شده و لذا خواص مکانیکی آن با مرکز میلگرد متفاوت بوده است. در نتیجه در مهندسی سازه باید به فرایند تولید میلگرد توجه شود.

بدون انجام آزمایش‌های ذکر شده، نمی‌توان این نتایج را برای اندازه‌های مختلف مشاهده کرد. چون درصد کاهش بار تحمل میلگرد با پیشرفت خوردگی در میلگردهای متفاوت، یکسان نیست. لذا باید به خواص متالورژیکی میلگرد و فرایند تولید آن نیز توجه شود.

در شکل ۹، سطح مقطع شکست در میلگرد ساختمان فولادی و میلگرد فیبری مشاهده می‌شود.

در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود که میلگرد فیبری، خیلی ترد و شکننده است و چون به صورت الیافی است، شکست در یک نقطه اتفاق نمی‌افتد و دیده می‌شود که چسب طلاپی‌مانند که برای اتصال الیاف و همچنین برای شکل آج استفاده شده است، از میلگرد جدا شده و گیرایی بتن را کم کرده است.

باید توجه داشت که یکی از ضعف‌های اساسی میلگردهای فیبری، گیرش نامناسب آنها با بتن است و گسیختگی میلگرد از بتن را باعث می‌شود و این



شکل ۹. نحوه‌ی شکست در میلگرد معمولی و فیبری.



شکل ۱۰. نحوه‌ی شکست میلگرد فیبری.

کاهش‌ی است و علت آن را می‌توان روش تولید میلگرد دانست. این یک نکته‌ی اساسی است که در هنگام طراحی باید به آن توجه شود. دلیل آن هم تغییرات در ساختار میلگرد است، که یکنواختی آن و میزان درصد فازهای تشکیل‌دهنده‌ی آن بسته به شرایط تولید میلگرد است و باید به آن توجه کرد.

نتایج حاصل از آزمایش‌های انجام شده، یادآور مشکل خوردگی در میلگرد و بروز اشکال اساسی برای سازه‌ی بتنی مسلح است. لذا خوردگی و محیط اطراف سازه‌ی بتنی باید به عنوان مورد اساسی در طراحی سازه مد نظر قرار گیرد. نتایج آزمایش‌های انجام شده برای انواع میلگردها و اندازه‌های مختلف را می‌توان به این صورت تشریح کرد:

۱. میلگرد ۱۴ میلی‌متر: با  $15/53\%$  کاهش در سطح مقطع در سه مرحله، بار تحمل آن مقدار  $31/67\%$  کاهش یافته است؛

۲. میلگرد ۱۶ میلی‌متر: با  $14/66\%$  کاهش در سطح مقطع، بار تحمل آن  $10/57\%$  کاهش یافته است؛

۳. میلگرد ۱۸ میلی‌متر: با کاهش  $12/64\%$  در سطح مقطع، بار تحمل آن  $17/79\%$  کاهش یافته است؛

۴. میلگرد ۲۰ میلی‌متر: با کاهش  $15/2\%$  در سطح مقطع، بار تحمل آن  $15/23\%$  کاهش یافته است؛

۵. میلگرد ۲۲ میلی‌متر: با کاهش  $13/39\%$  در سطح مقطع، بار تحمل آن  $34/26\%$  کاهش یافته است؛

۶. میلگرد ۲۵ میلی‌متر: با کاهش  $21/93\%$  در سطح مقطع، بار تحمل آن  $24/98\%$  کاهش یافته است؛

۷. میلگرد ۲۸ میلی‌متر: با کاهش  $17/76\%$  در سطح مقطع، بار تحمل آن  $21/08\%$  کاهش یافته است؛

۸. میلگرد ۳۲ میلی‌متر: با کاهش  $16/12\%$  در سطح مقطع، بار تحمل آن  $15/96\%$  کاهش یافته است؛

۹. میلگرد ۳۶ میلی‌متر: با کاهش  $16/41\%$  در سطح مقطع، بار تحمل آن  $25/95\%$  کاهش یافته است؛

۱۰. میلگرد ۴۰ میلی‌متر: با کاهش  $11/28\%$  در سطح مقطع، بار تحمل آن  $13/46\%$  کاهش داشته است؛

۱۱. میلگرد با پوشش اپوکسی: لایه‌ی اپوکسی میلگرد را در مقابل خوردگی تا زمانی که لایه‌ی محافظ از آن جدا نشده است، محافظت می‌کند. در صورتی که لایه‌ی اپوکسی معیوب شود و یا به هر دلیلی قسمت‌هایی از آن از روی سطح میلگرد جدا شود، خوردگی در آن نقطه و یا نقاط شروع می‌شود و نسبت به میلگرد معمولی، با سرعت بیشتری پیشرفت می‌کند. چون پدیده‌ی الکترولیز با سرعت و غلظت بیشتری در نقاط اشاره شده به طور متمرکز اتفاق خواهد افتاد؛

۱۲. میلگرد تولید شده‌ی فیبری: در سازه‌های  $8/57$ ،  $13/41$  و  $14$  میلی‌متر خوردگی اتفاق نمی‌افتد.

یا به عبارتی دیگر در میلگرد ساینز ۱۴ میلی‌متر، با پیشرفت خوردگی به اندازه‌ی  $68/0^\circ$  میلی‌متر، مقدار نیروی تحمل شده به میزان  $16/7\%$  از  $102 \text{ KN}$  به  $85$  (کاهش داشته است. همچنین در مرحله‌ی بعدی با  $62/0^\circ$  میلی‌متر پیشرفت خوردگی، مقدار نیروی تحمل شده از  $85 \text{ KN}$  به  $76/3 \text{ KN}$  رسیده است (یعنی  $10/2\%$  کاهش). در مرحله‌ی سوم با پیشرفت  $96/0^\circ$  میلی‌متر، مقدار نیروی تحمل



عدم پیوستگی بتن، کاربرد آنها را علی‌رغم مقداری از مزایای خوب، خیلی محدود می‌سازد.

مشکل اساسی‌تر میلگردهای فیبری، تردی و شکنندگی آنهاست، یعنی عدم شکل‌پذیری. نقطه‌ی شکست با نقطه‌ی تسلیم آنها یکی است و تغییرشکل اتفاق نمی‌افتد، که برای استفاده در مناطق زلزله‌خیز خیلی خطرناک است و اصلاً توصیه نمی‌شود.

کاربرد این میلگردهای خاص به دلیل هزینه‌ی بالای تولید و خاصیت‌های ویژه‌ی فیزیکی، مکانیکی و شیمیایی آنها، محدود و وابسته به شرایط خاص است. لذا نمی‌توان به صرف داشتن مقاومت در مقابل خوردگی، جایگزین میلگرد معمولی در تمام شرایط کاری شوند. طراح سازه نیز با توجه به شرایط کاربردی، از قبیل: شرایط محیطی، ویژگی‌های سازه و صرفه‌جویی اقتصادی انتخاب میلگرد را انجام می‌دهد.

## ۵. بررسی تأثیر میلگرد اپوکسی در خوردگی بتن مسلح

با توجه به این‌که در پژوهش حاضر در نظر است راجع به میلگردهای اپوکسی شده در جلوگیری از خوردگی بتن مسلح پرداخته شود، لذا در روش آزمایشگاهی حاضر، با انتخاب میلگردهای مناسب جهت انجام آزمایش‌های خوردگی، سپس اپوکسی کردن آنها با توجه به ضوابط و استانداردهای مرتبط و سپس بررسی تأثیر نمونه‌ی آب دریا و سایر عوامل محیطی در میلگردهای اپوکسی و معمولی و ارزیابی تک‌تک میلگردهای مورد آزمایش و انتخاب کمترین و بیشترین میزان احتمال خوردگی با استفاده از آزمون‌های غیرمخرب به وسیله‌ی دستگاه هالف سل، با بررسی پارامترهای مختلف بر روی میلگردها از لحاظ عوامل خورنده‌ی محیطی و انتخاب پارامترهایی که بیشترین تأثیر را دارند، به چگونگی تأثیر پوشش اپوکسی استفاده شده‌ی مورد نظر در جلوگیری از خوردگی میلگردها پرداخته شده است.

### ۱.۵. مواد مورد نیاز جهت انجام آزمایش‌ها:

- قالب چوبی مکعبی به ابعاد  $30 \times 30 \times 30$  cm.
- بتن با مقاومت ۲۸ روزه‌ی نمونه‌ی مکعبی ۳۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع.
- میلگرد اپوکسی و معمولی به قطر ۱۲ میلی‌متر.
- نمونه‌ی آب دریا با PH برابر ۸ (محیط بازی).
- دستگاه الکترومغناطیس به نام الکومتر جهت اندازه‌گیری ضخامت روکش اپوکسی.
- دستگاه آزمون‌های غیرمخرب هالف سل با استاندارد ASTM ۸۷۶ دستگاه اولتراسونیک آزمون.

### ۲.۵. روش انجام آزمایش هالف سل

آزمایش هالف سل با ساخت نمونه‌ی بتنی براساس طرح اختلاط و قرار دادن میلگردهای اپوکسی و معمولی و گذشت ۷۲ ساعت از زمان بتن‌ریزی انجام می‌شود. برای این منظور، ابتدا به ارتفاع ۱۵ سانتی‌متر از بتن تهیه شده در کف قالب ریخته و میلگردهای فولادی اپوکسی و معمولی در داخل قالب قرار داده شدند. سپس تا ارتفاع ۳۰ سانتی‌متر از بتن تهیه شده در داخل ظرف ریخته و برای آن‌که پس از ریختن بتن، فضاهای خالی کاملاً پر شوند، توسط یک تخماق در قالب ضربه زده شده است تا بتنی با ترکیب همگن حاصل شود. افزایش مقاومت مکانیکی بتن و به خصوص مقاومت فشاری آن، تابعی از زمان است. پس از گذشت مدت زمان لازم

جهت فرایند هیدراتاسیون (تقریباً ۳ روز)، مطابق استاندارد (دت ۵۰۴ نشریه‌ی ۵۵ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی) نمونه از قالب چوبی خارج شد و پس از یک روز خشک شدن در محیط آزمایشگاه، در داخل ظرف حاوی آب دریا قرار گرفت. در شکل ۱۱، مراحل انجام آزمون خوردگی و مقاومت الکتریکی بتن در نوشتار حاضر مشاهده می‌شود.

پس از گذشت ۷۲ ساعت از ریختن بتن در قالب‌ها، قالب‌های بتنی باز شدند و نمونه‌ها درون ظرف‌های پلاستیکی، که از نمونه‌های آب پر شده بودند، قرار گرفتند تا برای آزمایش‌های ۷، ۲۸، ۴۲ و ۶۰ روزه آماده شوند. روش اندازه‌گیری پتانسیل خوردگی با استفاده از دستگاه آزمون غیرمخرب هالف سل با استاندارد ASTM ۸۷۶ انجام شده است.

همچنین جهت اندازه‌گیری پتانسیل خوردگی، به یک ولت‌متر با مقاومت داخلی بالا نیاز است. برای این کار کافی است تا یک الکتروود مرجع بر روی یک اسفنج خیس و بر روی سطح بتن قرار داده شود و آن را با یک سیم کم‌مقاومت به ولت‌متر متصل کرد. از سوی دیگر، باید با یک سیم کم‌مقاومت دیگر، آرماتور را به قطب دیگر ولت‌متر وصل کرد. پتانسیلی که ولت‌متر در این حالت نشان می‌دهد، پتانسیل خوردگی فولاد است. الکتروود مرجع استفاده شده، دائماً باید با الکتروود مرجع اولیه مقایسه شود و به هنگام استفاده در نگهداری آن دقت شود، که در غیر این صورت همه‌ی نتایج زیر سؤال خواهند رفت.

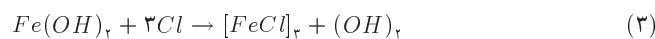
آزمایش هالف سل بر روی تمامی نمونه‌های ساخته شده انجام شده است. در ابتدا، تمامی نمونه‌ها که در شرایط آزمایشگاهی در داخل آب دریا به مدت ۷، ۲۸، ۴۲ و ۶۰ روز نگهداری شده بودند، تحت آزمایش هالف سل قرار گرفتند. همان‌طور که در شکل‌های ۱۲ و ۱۳ مشاهده می‌شود، نحوه‌ی انجام آزمایش بدین‌گونه بود که در ابتدا یک سرسیم به میلگرد وصل و سر دیگر به کمک یک الکتروود به سطح بتن مرطوب چسبانده شده و در این فاصله، ولت‌متری در مسیر قرار گرفته است. اختلاف پتانسیل بر روی صفحه نمایش دستگاه مشاهده و عدد مذکور یادداشت شد.

از بررسی کلی نمودار شکل ۱۲، ملاحظه می‌شود که در تمام نمودارهای میله‌ی مذکور، مقاومت میلگرد اپوکسی در مقایسه با میلگرد معمولی بسیار بیشتر بوده است. همچنین با گذشت زمان، بر میزان خوردگی میلگردها افزوده شده است، ولی باز هم میزان خوردگی در میلگردهای اپوکسی تقریباً نصف میلگردهای معمولی است. همچنین با بررسی نمودار شکل ۱۳ مشخص می‌شود که میزان نفوذ یون کلر و در نتیجه کاهش مقاومت الکتریکی بتن با گذشت زمان بیشتر شده و نفوذ بیشتر یون کلر در مدت ۶۰ روز، باعث شده است که میلگردها با شدت بیشتری خورده شوند. ولی باز هم مشاهده می‌شود که



شکل ۱۱. آماده‌سازی دستگاه هالف سل جهت انجام آزمون خوردگی.

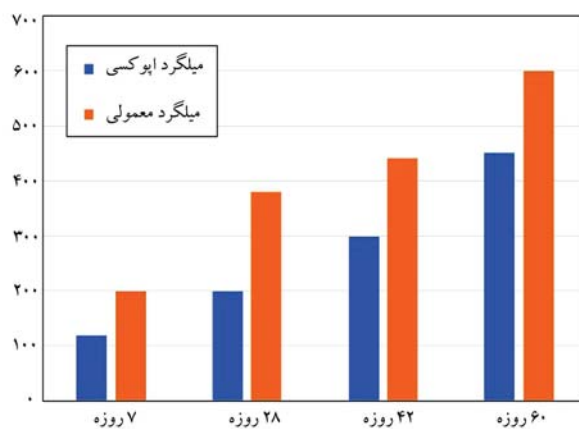
در بتن، یون‌های هیدروژن بیشتری آزاد می‌شود، لذا اسیدیته افزایش می‌یابد و در نتیجه پتانسیل‌ها در ناحیه‌ی کاتدی، منفی‌تر می‌شوند. از این رو، با افزایش غلظت یون کلر و اکسیژن در دسترس، شدت جریان خوردگی افزایش می‌یابد. با کاهش مقدار PH و نفوذ بیشتر یون کلر، امکان وقوع واکنش شیمیایی مطابق رابطه‌ی ۳ افزایش می‌یابد:



یون کلر در واکنش اخیر، نقش کاتالیزوری دارد. یون کلر با اکسید کردن آهن، یون مرکب و ناپایدار  $FeCl_2$  را تولید می‌کند، که در آب محلول است. با حل شدن یون  $FeCl_2$  در آب و انجام واکنش با یون‌های هیدروکسید موجود در آب،  $Fe(OH)_2$  تولید می‌شود. در اثر واکنش اخیر، یون آزاد  $Cl$  آزاد و آماده‌ی واکنش مجدد می‌شود. همچنین در اثر واکنش مذکور، یون‌های هیدروکسید مصرف و از قلیائیت بتن کاسته می‌شود. الکترون‌های تولید شده در اثر واکنش‌های شیمیایی از طریق میلگردها به نواحی کاتدی جریان می‌یابند. از این رو، در اثر تمرکز یون‌های کلر و کاهش موضعی PH، خوردگی ایجاد می‌شود و هیدروکسید آهن تولید شده با جذب اکسیژن، تولید ترکیب‌های  $Fe(OH)_2$ ،  $Fe_2O_3$  و  $Fe_3O_4$  تولید می‌کند. این واکنش‌ها، منجر به افزایش میزان خوردگی و کاهش پتانسیل نیم پیل میلگردها می‌شود.

## ۶. نتیجه‌گیری

دوام میلگرد به کاررفته در یک سازه‌ی بتنی به منظور استفاده‌ی مطمئن و طولانی مدت آن سازه، اهمیت زیادی دارد و لذا به همین دلیل، ریشه و علت اصلی کاهش عمر و دوام آن سازه، که خوردگی است، اهمیت زیادی دارد. لذا خوردگی میلگرد فولادی، که ریشه‌ی اصلی مشکل مذکور است و از محیط خورنده‌ی اطراف سازه ناشی می‌شود، باید بررسی شود و طراحان سازه به آن توجه کنند. خواص مکانیکی، اصلی‌ترین خاصیت میلگرد فولادی متأثر از خوردگی است، که آزمایش شده است. در اندازه‌گیری خواص مکانیکی به وسیله‌ی دستگاه یونیورسال بسته به نوع دستگاه، تغییرات جزئی مشاهده شده است. به عنوان مثال، در بعضی دستگاه‌ها، حد پایین تنش تسلیم و در بعضی از آنها، حد بالایی تنش تسلیم و در منحنی تنش - کرنش ثبت می‌شود. یادآوری می‌شود که حد بالا و پایین تنش تسلیم در اثر پدیده‌ی تشکیل باندهای لودر در فولاد است، که در مرز شروع تغییرشکل خمیری پس از تغییرشکل کشسان است و باید به آن توجه شود. به منظور اندازه‌گیری دقیق‌تر سطح مقطع میلگرد، برای آماده‌سازی میلگردها پس از خوردگی از ماشین‌کاری استفاده شده است. چون در اثر نفوذ خوردگی در مرز دانه‌ها برای اندازه‌گیری خواص مکانیکی، سطح مقطع دقیق در دسترس نیست. همچنین نتایج حاصل نشان داد که میزان خوردگی در میلگردهای فیبری تقریباً نصف میزان خوردگی در میلگردهای معمولی است، که نشانگر کارایی میلگرد فیبری است. نتایج آزمایش هالف سل نیز نشان داد که میزان نفوذ یون کلر و در نتیجه کاهش مقاومت الکتریکی بتن با گذشت زمان بیشتر شده است. همچنین، نفوذ بیشتر یون کلر در مدت ۶۰ روز، باعث شده است که میلگردها با شدت بیشتری خورده شوند. ولی باز هم مشاهده شد که مقاومت الکتریکی در نمونه‌هایی که میلگرد اپوکسی داشتند، بیشتر بوده است؛ که نشان‌دهنده‌ی مقاومت میلگردهای اپوکسی در مقابل اکسیداسیون و خوردگی است.



شکل ۱۲. مقایسه‌ی خوردگی میلگردهای معمولی و اپوکسی در مجاورت آب دریا.



شکل ۱۳. مقایسه‌ی نفوذ یون کلر در نمونه‌ی بتنی همراه با میلگردهای معمولی و اپوکسی در مجاورت آب دریا.

مقاومت الکتریکی در نمونه‌هایی که میلگرد اپوکسی داشتند، بیشتر بوده است؛ که نشان‌دهنده‌ی مقاومت میلگردهای اپوکسی در مقابل اکسیداسیون و خوردگی است.

بتن پیش از آن‌که کربناته شود، محیطی به شدت قلیایی دارد و PH آن در حدود ۱۳ است. علت این حد بالای قلیائیت، وجود هیدروکسیدهای کلسیم، پتاسیم و سدیم است، که از واکنش بین آب و سیمان تشکیل شده‌اند. در مراحل اولیه‌ی هیدراتاسیون، فیلم محافظه‌ی اکسیدی  $Fe_2O_3$  به دلیل قلیائیت بالای محیط بتن توسط یک واکنش الکتروشیمیایی شامل اکسیداسیون آهن و احیای کاتدی اکسیژن تشکیل می‌شود. اکسیژن مورد نظر همان اکسیژن موجود در خلل و فرج بتن است. این لایه‌ی نازک در عمل قادر است به‌خوبی فاز را محافظت کند. لایه‌ی اکسید چسبنده‌ی آهن، ضخامت در حدود ۰/۰۱ تا ۰/۱ میکرون دارد. این ضخامت بستگی به قلیائیت بالای بتن و پتانسیل فولاد دارد، که معمولاً بین ۲۰۰ تا ۷۰۰ میلی‌ولت است. واکنش‌های تشکیل لایه‌ی ذکر شده، مطابق روابط ۱ و ۲ هستند:



نفوذ بیشتر یون‌های کلر به نواحی آندی، موجب اسیدی‌تر شدن نواحی آندی و قلیایی‌تر شدن نواحی کاتدی می‌شود. با پیشرفت خوردگی و هیدرولیز محصولات خوردگی



## (References) منابع

1. Duong, V.B., Sahamit R., Mongol, T. and Tangter et al., 2013. Effect of leaching on carbonation resistance and steel corrosion of cement based materials. *Construction and Building Materials*, 40, pp.1066-1075. DOI:10.1016/j.conbuildmat.2012.11.042.
2. Soleymani, H.R. and Ismail, M.E., 2004. Comparing corrosion measurement methods to assess the corrosion activity of laboratory OPC and HPC concrete specimens. *Cem. Concr. Res*, 34(11), pp.2037-2044. DOI:10.1016/j.cemconres.2004.03.008.
3. Elsener B., Molina, M. and Bonhi, H., 1993. Carras. *Sci*, 35, p.1563.
4. Elsener, B., Bonhi, H., Berke, N.S. and et al., 1990. *Corrosion Retes of Steel in Concrete*, ASTM STP 1065, Philadelphia, USA, p.143.
5. Broomfield, J.P., Langford, P.E., Ewins, A.J. and et al., 1990. Corrosion retes of steel in concrete. ASTM STP 1065, Phiadelphia, USA, p.157.
6. Fnina, A. and Bayle-Boding, F., 2003. Assessment of deteriorated concrete cover by high frequency ultrasonic naces. *International Symposiom on (NDT-CE 2003)*, *Non-Destructive Testing in Civil Engineering*, pp.15-20 Berlin, Germany.
7. Hato, Y. and et al., 2003. Prediction of the resistance performance of the substance movement by using thermograph. *Proceedings of JSCE Annals Conference*, 58, pp.855-856.
8. Law, D.W. and Cairns J.J., 2003. Evaluation of corrosion loss of steel reinforcing bars in concrete using linear polarisation resistance measurement. *International Symposium (NDT-CE 2003)*, *Non-Destructive Testing in Civil Engineering*, pp.48-54 Berlin, Germany.
9. Soutsos, M.N., Bungey, J.H. and Millard, S.G., 2009. Current research on sustainable construction products at the university of liverpool. *1st International Conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries*, Oran: ENSET.
10. ACI Committee 318-2005., 2005. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-05) and commentary (318-05). *American concrete Institute, Farmington Hills, Mich* p.1430.
11. Sorensen, H.E. and Frolund, T., 2002. Monitoring of reinforcement corrosion in marine concrete structures by the galvanostatic pulse method. *Proceedings International Conference on Concrete in Marine Environment*, Hanoi, Vietnam.
12. Wang, X. and Liu, X., 2015. Bond strength modeling for corroded reinforcement of corrosion and pitting factor of steel in corroded rc beams. *Construction and Building Material*, 95, pp.231-248. DOI:10.1016/j.conbuildmat.2005.01.015.

# مقایسه‌ی نتایج آزمون پیچش و استاندارد CEB-FIP MODEL CODE جهت ارزیابی چسبندگی ملات/ فولاد و ارائه‌ی ضریب چسبندگی اصلاحی

علی صابری ورزنه \* (دکتری)

محمود نادری (استاد)

دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، قزوین

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۴۰۲)  
دوره‌ی ۳۹، شماره‌ی ۳، صص. ۱۳۱-۱۲۸، (پادداشت‌نویس)

هنگامی که بتن در ارتباط با فولاد قرار دارد، تنش‌های ناشی از جمع‌شدگی، تأثیر منفی در چسبندگی بین آنها دارد. جمع‌شدگی باعث تنش‌های کششی در بتن و تنش‌های برشی در سطح مشترک بین آنها می‌شود. همچنین برای ترمیم المان‌های بتنی گاهی در برداشتن بتن تا سطح آرماتورها اجبار وجود دارد و باید از ملات‌های تعمیر استفاده کرد، لذا بحث جمع‌شدگی ملات‌های تعمیری و چسبندگی آنها به فولاد، بسیار مهم است. مطابق استاندارد CEB-FIP، چسبندگی بین مصالح سیمانی و آرماتور ساده برابر  $\tau = \sqrt{f_c} / 3$  است. اما شرایطی برای در نظر گرفتن نوع عمل‌آوری ارائه نشده است. در پژوهش حاضر، برای این‌که هم از چسبندگی بین ملات‌های تعمیری با فولاد ارزیابی صورت گیرد و هم نتایج به دست آمده با آیین‌نامه‌ی استاندارد مقایسه شود، آزمون‌هایی روی ملات‌های تعمیری پرکاربرد در ایران انجام شده است. توسط آزمون پیچش، چسبندگی بین ملات و فولاد تحت عمل‌آوری‌های مختلف ارزیابی و نتیجه‌گیری شد که معادله‌ی اخیر در صورتی استفاده خواهد شد که نمونه تا لحظه‌ی آزمایش تحت عمل‌آوری باشد، در غیر این صورت افت زیادی در مقدار چسبندگی رخ می‌دهد، که حتی تا ۵۰٪ نیز می‌رسد.

ali.saberi@edu.ikiu.ac.ir  
profm Mahmoodnaderi@eng.ikiu.ac.ir

واژگان کلیدی: چسبندگی، آزمون پیچش، ملات، فولاد.

## ۱. مقدمه

در هر سازه‌ی که بتن و فولاد در کنار یکدیگر استفاده شده باشند، امکان دارد به دلایل مختلفی احتیاج به تعمیر وجود داشته باشد. در برخی قسمت‌های سازه، کاور بتنی اعضاء بتن مسلح، از قبیل: تیر، ستون، سقف و... دچار خردشدگی می‌شود و آرماتورها نمایان می‌شوند، که همین امر سبب زنگ‌زدگی و خوردگی آرماتورها و آسیب رساندن به مقطع بتنی می‌شود، که نیاز به تعمیر دارند و در اغلب موارد با استفاده از ملات‌های سیمانی، اقدام به اصلاح قسمت خرد شده می‌شود. چسبندگی بین بتن و فولاد هم از نظر رفتار سازه‌ی و همچنین ترک‌های به وجود آمده در اثر جمع‌شدگی بسیار مهم است. عوامل مختلفی در مقاومت چسبندگی تأثیرگذار است، از جمله: جمع‌شدگی بتن متصل به فولاد، هندسه و سطح فولاد، وجود اندکی زنگ‌زدگی

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۹/۹، اصلاحیه ۱۴۰۱/۱۱/۸، پذیرش ۱۴۰۱/۱۱/۲۵.

استاد به این مقاله:

صابری ورزنه، علی و نادری، محمود، ۱۴۰۲. مقایسه‌ی نتایج آزمون پیچش و استاندارد CEB-FIP MODEL CODE جهت ارزیابی چسبندگی ملات/ فولاد و ارائه‌ی ضریب چسبندگی اصلاحی. مهندسی عمران شریف، ۳۹(۳)، صص. ۱۳۱-۱۲۸. DOI:10.24200/J30.2023.61417.3170

جدول ۱. مشخصات مکانیکی چسب رزین اپوکسی دو جزئی.

مدول کشسانی	مقاومت فشاری ۷ روزه	مقاومت برشی	زمان گیرش	
			۳۵°C	۲۵°C
۱۲۷۵۰ مگاپاسکال	۷۰ مگاپاسکال	۱۵ مگاپاسکال	۴ ساعت	۱۰ ساعت

## ۲. کارهای آزمایشگاهی

### ۲.۱. مصالح مصرفی

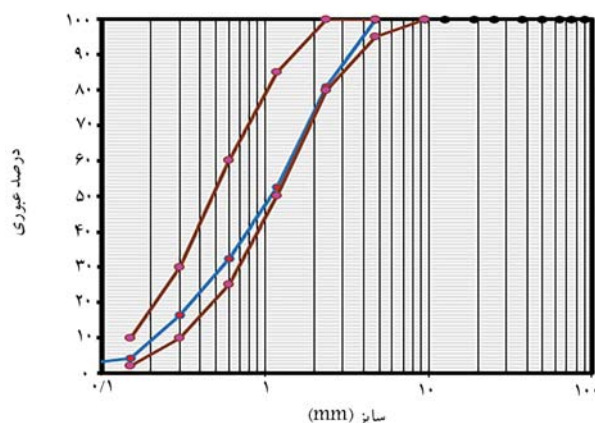
سیمان استفاده شده از نوع پرتلند تیپ II با چگالی  $3007$  کیلوگرم بر مترمکعب بوده است. ماسه با اندازه‌ی بیشینه‌ی  $4/75$  میلی‌متر استفاده شده و میزان جذب آب آن براساس استاندارد ASTM C127<sup>[۲۰]</sup> مساوی  $3/2\%$  به دست آمده است. دانه‌بندی ماسه طبق استاندارد ASTM C136<sup>[۲۱]</sup> انجام پذیرفته است. چگالی ماسه برابر  $2510$  کیلوگرم بر مترمکعب بوده است. نمودار دانه‌بندی ماسه در شکل ۱ مشاهده می‌شود.

از چسب رزین اپوکسی دو جزئی با ترکیب حجمی ۱:۱ استفاده شده است. مشخصات مکانیکی چسب رزین اپوکسی در جدول ۱ ارائه شده است. بستر فولادی استفاده شده دارای ابعاد  $200$  میلی‌متر در ضخامت  $5$  میلی‌متر بوده است.

### ۲.۲. ساخت نمونه‌ها

برای ساخت نمونه‌های مورد نیاز جهت اندازه‌گیری مقاومت چسبندگی بین ملات و فولاد با استفاده از آزمون «پیچش»، ابتدا صفحات فولادی با ابعاد  $200 \times 200$  میلی‌متر و ضخامت  $5$  میلی‌متر روی سطح زمین قرار گرفته و سپس قالب‌های فلزی روی صفحات گذاشته شده است (شکل ۲). سپس دوغاب آب سیمان سفت بر سطح یاد شده اعمال و قبل از خشک شدن آن، ملات‌های تعمیری بر بستر فولادی ریخته شده‌اند (شکل ۳).

طرح مخلوط ملات‌های تعمیری در جدول ۲ ارائه شده است.



شکل ۱. دانه‌بندی سنگ‌دانه‌ها.

جدول ۲. طرح اختلاط ملات‌های تعمیری.

ردیف	نسبت مصالح به سیمان		
	آب	ماسه	سیمان
۱	$0/5$	۳	۱
۲	$0/5$	۲	۱

مقاومت چسبندگی بین ملات و بستر است. جمع‌شدگی حاصل از خشک شدن معمولاً به دلیل خروج رطوبت از داخل ملات سخت شده اتفاق می‌افتد. از آن‌جا که در منافذ مویرگی خمیر سیمان هیدراته شده، آب وجود دارد، پس از خروج آب از منافذ مذکور و همچنین از سطح ملات، جمع‌شدگی رخ می‌دهد.<sup>[۲]</sup> روش‌های مرطوب‌سازی می‌تواند از خروج رطوبت از داخل ملات جلوگیری کند. چسبندگی بین ملات و بستر تحت عمل‌آوری مرطوب حدود  $3/5$  برابر چسبندگی در فضای آزاد است.<sup>[۴]</sup>

برای اندازه‌گیری مقاومت چسبندگی بین فولاد و مصالح سیمانی، مطالعات فراوانی انجام شده است. لین<sup>۱</sup> و همکاران ( $2019$ )، از یک لایه‌ی رزینی روی آرماتورها جهت جلوگیری از کاهش چسبندگی بین بتن و آرماتورها به دلیل ترک‌خوردگی بتن و خوردگی فولاد استفاده کرده‌اند.<sup>[۵]</sup> کولوریس<sup>۲</sup> و همکارش ( $2020$ )، در مطالعه‌ی خود دریافتند که عواملی مانند ترک‌خوردگی و خوردگی فولاد، باعث افت  $60$  درصدی چسبندگی می‌شود.<sup>[۶]</sup> آلوک و همکاران ( $2020$ )<sup>[۷]</sup> و ونزی<sup>۳</sup> و همکاران ( $2020$ )<sup>[۸]</sup> در خصوص تأثیر شرایط مختلف دمایی در مقاومت چسبندگی بین بتن و آرماتور نتیجه گرفتند که در دماهای بالا، مقاومت چسبندگی بین بتن و آرماتور معمولی بیشتر از چسبندگی بین بتن و آرماتورهای کامپوزیت است. برتیت<sup>۴</sup> و همکاران ( $2011$ )، با استفاده از روش پوش - اوت مشخص کردند که استفاده از چسب، باعث افزایش چسبندگی تا مقدار  $3/4$  مگاپاسکال می‌شود؛ اما لایه‌ی تعمیری بدون چسب، مقاومت چسبندگی اندکی در حدود  $0/8$  مگاپاسکال دارد.<sup>[۹]</sup> یوسف و همکاران ( $2020$ )، در بررسی تأثیر تنش‌های موجود در مقاومت چسبندگی بین بتن و فولاد دریافتند که چسبندگی برای المان بتنی تحت تنش، حدود  $63\%$  کمتر از المان آزاد بدون تنش است.<sup>[۱۰]</sup> در سال  $2019$ ، نیز برخی پژوهشگران در مطالعات خود دریافتند که افزودن الیاف به بتن، باعث افزایش مقاومت چسبندگی بین بتن و فولاد می‌شود.<sup>[۱۱]</sup>

یکی از روش‌های نوین برای اندازه‌گیری مقاومت چسبندگی برشی بین مصالح، آزمون پیچش<sup>[۱۲]</sup> است. در مطالعات پیشین با استفاده از آزمون پیچش مشخص شده است که اعمال پیش فشار روی ملات باعث افزایش مقاومت چسبندگی برشی بین لایه‌ی تعمیری و بتنی برابر  $36/9\%$  شده است.<sup>[۱۴]</sup> صابری و نادری ( $2022$ )، با استفاده از آزمون پیچش دریافتند که الیاف پلی‌پروپیلن باعث افزایش چسبندگی برشی حدود  $76\%$  می‌شود.<sup>[۱۵]</sup> ایشان در مطالعه‌ی دیگری ( $2021$ )، با بررسی نتایج حاصل از آزمون پیچش با آزمون استاندارد کشیدن از سطح،<sup>[۱۶]</sup> ضریب همبستگی بالای  $95\%$  بین نتایج به دست آمد، که بیان‌گر دقت بالای آزمون پیچش است.<sup>[۱۷]</sup> همچنین نتایج یکی دیگر از مطالعات ایشان در سال  $2020$ ، بر روی چسبندگی بین ملات‌های اصلاح شده با پلیمر و بتن با استفاده از آزمون پیچش نشان داده است که پلیمر باعث افزایش مقاومت چسبندگی در حدود  $3/5$  برابر شده است.<sup>[۱۸]</sup> در پژوهش حاضر، با به کارگیری آزمون نوین پیچش، اقدام به اندازه‌گیری مقاومت چسبندگی برشی بین ملات‌های تعمیری و فولاد شده است. سپس نتایج حاصل از آزمون پیچش با استاندارد CEB-FIP MODEL CODE<sup>[۱۹]</sup> مقایسه شده است. همچنین از آزمون پیچش، برای ارزیابی مقاومت فشاری ملات‌های تعمیری به صورت درجا استفاده و با آزمون استاندارد مقایسه شده است.



شکل ۴. کرگیری ملات‌ها.



شکل ۲. آماده‌سازی بستر فولادی.



شکل ۵. انجام آزمون پیچش.



شکل ۳. اعمال ملات روی بستر فولادی.



شکل ۶. کمپراتور جمع‌شدگی.

$$\tau = \frac{Tr}{J} \rightarrow J = \frac{\pi r^4}{2} \rightarrow \tau = \frac{2T}{\pi r^3} \quad (1)$$

برای به دست آوردن میزان جمع‌شدگی نمونه‌ها از استانداردهای ASTM C۸۵۷ [۲۲] و ASTM C۴۹۰ [۲۳] استفاده شده است. در شکل ۶، دستگاه اندازه‌گیری جمع‌شدگی مشاهده می‌شود.

برای ارزیابی مقاومت فشاری ملات‌ها در آزمون «پیچش»، ابتدا یک استوانه‌ای فولادی به قطر ۵۰ میلی‌متر روی سطح محل آزمون چسبانده و سپس با استفاده از یک ترکمتر به استوانه‌ای فولادی لنگر پیچشی اعمال شده است، تا نمونه‌ای آزمایشی

آزمایش‌ها در سنین ۷، ۲۲ و ۹۰ روزه انجام شده‌اند. یک سری از نمونه‌ها به مدت ۱ هفته داخل آب بوده و سپس از آب خارج شده و یک سری از نمونه‌ها از ابتدا تا زمان آزمایش در عمل‌آوری داخل آب قرار داشته‌اند.

### ۳.۲. روش‌های آزمایشگاهی

برای اندازه‌گیری مقاومت چسبندگی برشی بین ملات و فولاد، ابتدا با استفاده از دستگاه کرگیری، یک مغزه‌ی جرزنی به قطر ۵۰ میلی‌متر روی ملات تا سطح فولاد ایجاد شده است (شکل ۴).

سپس استوانه‌ی فلزی آزمون پیچش با استفاده از چسب رزین اپوکسی روی مغزه چسبانده و در انتها، با استفاده از یک ترکمتر معمولی، به استوانه لنگر پیچشی وارد شده است تا ملات از فولاد جدا شود (شکل ۵).

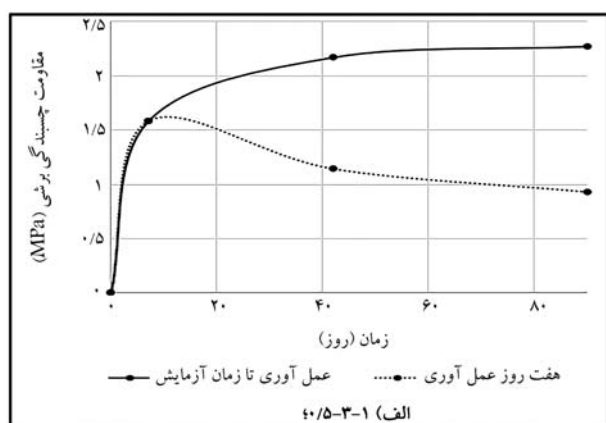
در استاندارد CEB-FIP MODEL CODE، از نیروی کششی استفاده شده و سطح مقطع درگیر نیز سطح اطراف آرماتور فولادی و بتن بوده است. سپس با تقسیم نیروی کششی بر سطح مقطع، مقدار مقاومت برشی بر حسب مگاپاسکال ارائه شده است. در پژوهش حاضر، از لنگر پیچشی استفاده شده است و سطح مقطع درگیر نیز در شکل ۵ مشاهده می‌شود. سپس با استفاده از معادله‌ی مقاومت مصالح رابطه‌ی ۱، مقدار مقاومت برشی بر حسب مگاپاسکال تبدیل شده است. هم در استاندارد مذکور و هم در پژوهش حاضر، مقدار مقاومت برشی بر حسب مگاپاسکال به دست آمده است، که ماهیت یکسانی دارند.

جدول ۳. تعداد کل نمونه‌های ساخته شده برای انجام آزمایش‌ها.

مشخصات نمونه‌ها	تعداد نمونه‌ها	نوع آزمایش‌ها
مکعبی ۵ سانتی‌مترمکعب	۱۲۰	مقاومت فشاری
مکعبی ۱۵ سانتی‌مترمکعب	۴۰	آزمون پیچش برای ارزیابی مقاومت فشاری
۲۸ × ۲/۵ × ۲/۵ سانتی‌متر	۳۰	جمع‌شدگی
۲/۵ × ۱۵ × ۱۵ سانتی‌متر	۴۸	چسبندگی

جدول ۴. مقاومت برشی حاصل از آزمون پیچش (MPa).

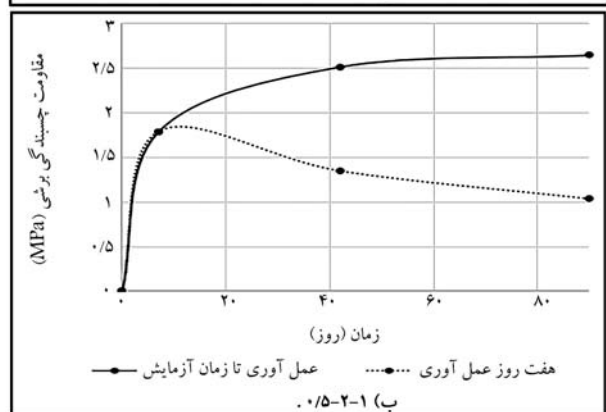
عمل‌آوری تا زمان آزمایش	۷ روز عمل‌آوری	زمان آزمون	نوع ملات
۱/۶	۱/۶	۷ روزه	۱ - ۳ - ۵/۰
۲/۱۷	۱/۱۴	۴۲ روزه	
۲/۲۷	۰/۹۳	۹۰ روزه	
۱/۸	۱/۸	۷ روزه	۱ - ۲ - ۵/۰
۲/۵۱	۱/۳۴	۴۲ روزه	
۲/۶۴	۱/۰۳	۹۰ روزه	



شکل ۷. ارزیابی مقاومت فشاری ملات‌ها.

دچار شکست شود (شکل ۷). با توجه به آسیب وارده از آزمون «پیچش»، که بسیار سطحی و جزئی است، آزمون پیچش در ردیف آزمون‌های «نیمه مخرب» یا به عبارت دقیق‌تر با خرابی جزئی قرار دارد. در آزمون پیچش، با توجه به این‌که شکست در خود نمونه‌ی مورد نظر رخ می‌دهد، نتایج آن در مقابل آزمون‌های تعیین سختی سطح یا آزمون‌هایی که به صورت غیرمستقیم مقاومت را تعیین می‌کنند، اعتبار بیشتری دارد. همچنین برای اندازه‌گیری مقاومت فشاری ملات‌ها<sup>[۲۴]</sup> و مقایسه‌ی آنها با نتایج حاصل از آزمون پیچش، متوسط ۶ نمونه‌ی مکعبی استاندارد ۵۰ میلی‌متری استفاده شده است.

برای ارزیابی مقاومت فشاری توسط آزمون پیچش، ابتدا تعدادی نمونه در زیر جک بتن‌شکن قرار گرفته و مقاومت فشاری آنها تعیین شده است. سپس تعدادی نمونه‌ی مشابه نیز با استفاده از آزمون پیچش آزمایش شده‌اند. در انتها، نمودار همبستگی بین آنها ارائه شده است. در کارهای آینده بدون این‌که نمونه در زیر جک بتن‌شکن قرار گیرد، فقط با انجام آزمون پیچش می‌توان مقدار مقاومت فشاری آن را تخمین زد. در جدول ۳، تعداد کل نمونه‌های ساخته شده برای انجام آزمایش‌ها در پژوهش حاضر ارائه شده است.



شکل ۸. مقاومت چسبندگی برشی بین ملات و صفحه‌ی فولادی حاصل از آزمون «پیچش».

با بستر فولادی حاصل از آزمون «پیچش» مشاهده می‌شود. برای بررسی دقیق داده‌ها، ابتدا نتایج مقاومت چسبندگی برشی بین ملات و فولاد حاصل از آزمون پیچش در جدول ۴ ارائه شده است.

مطابق شکل ۸ الف مشاهده می‌شود که مقاومت چسبندگی برشی بین ملات

### ۳. نتایج و تحلیل آنها

#### ۳.۱. چسبندگی برشی بین ملات و فولاد

در شکل ۸، مقاومت چسبندگی برشی بین ملات‌های تعمیر ۵-۳-۱/۰ و ۱-۲-۵/۰



است. مقدار جمع‌شدگی، برای ملات عمل‌آوری شده در آب، به میزان ۵۹٪ کمتر از جمع‌شدگی ملات‌های قرار گرفته در فضای آزاد بوده است.

همچنین مشاهده می‌شود که جمع‌شدگی ملات‌های عمل‌آوری شده در آب، کمترین مقدار را داشته و بیشترین مقدار جمع‌شدگی مربوط به نمونه‌های رها شده در فضای آزاد بوده است. جمع‌شدگی در اثر خروج رطوبت از ملات سخت شده اتفاق می‌افتد. با توجه به این‌که در منافذ موئینه‌ی سیمان هیدراته شده، آب وجود دارد؛ لذا به محض خروج آب از منافذ موئینه‌ی مذکور، آب جذب سطحی از بین می‌رود و جمع‌شدگی اتفاق می‌افتد.<sup>[۳]</sup>

زمانی که نمونه هنوز در عمل‌آوری قرار دارد، هیچ جمع‌شدگی رخ نداده و نمونه دچار ترک‌خوردگی نشده است. اما در مورد ملاتی که در عمل‌آوری قرار ندارد، به دلیل خروج آب از منافذ موئینه‌ی داخل ملات و همچنین از دست رفتن آب جذب سطحی شده، جمع‌شدگی حاصل می‌شود، که نتیجه آن ایجاد ترک در داخل ملات است.

### ۲.۳. مقایسه‌ی آزمون پیچش با استاندارد

در استاندارد CEB-FIP Model Code، مقاومت چسبندگی برشی بین آرماتور ساده و بتن مطابق رابطه‌ی ۲ است:

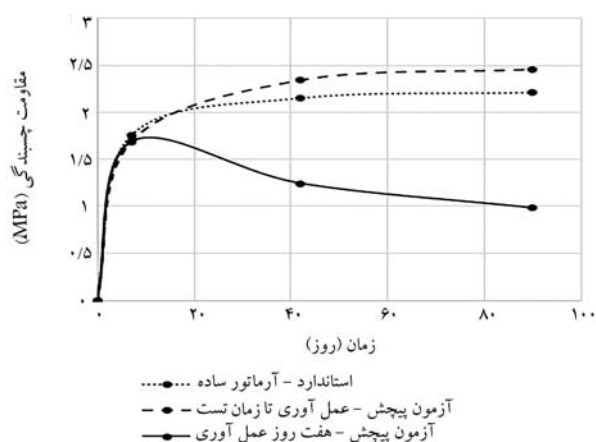
$$\tau = \frac{f_c}{3} \quad (2)$$

که در آن،  $\tau$  برابر مقاومت چسبندگی برشی بر حسب مگاپاسکال و  $f_c$  مقاومت فشاری نمونه‌ی بتن استوانه‌یی بر حسب مگاپاسکال است.

با توجه به استاندارد اشاره شده برای شرایط حاکم بر رابطه‌ی ۲، این ملاحظات اعمال شده است:

فرض شده است که مقدار کرنش بتن و فولاد در آرماتور و بتن، در مناطقی از سازه که فولاد تحت فشار یا کشش است، یکسان هستند. همچنین پارامتر ارائه شده برای فولاد تقویت‌کننده صاف است، که بسته به عوامل مؤثر اصلی، مانند: زبری سطح، میله، شرایط اتصال و مقاومت بتن معتبر است. معادله‌ی اخیر برای بتن محصور و غیرمحصور معتبر است. معادله‌ی ۲ فقط در حالت‌هایی از بارگذاری، که بتن در معرض کشش جانبی قرار نمی‌گیرد، صادق است. در پژوهش حاضر، نیز از فولاد ساده با زبری سطحی به صورت عادی استفاده شده است. همچنین به ملات قرارگرفته روی فولاد، هیچ‌گونه نیروی کششی اعمال نشده است.

در شکل ۱۰، نتایج حاصل از آزمون پیچش جهت اندازه‌گیری مقاومت چسبندگی

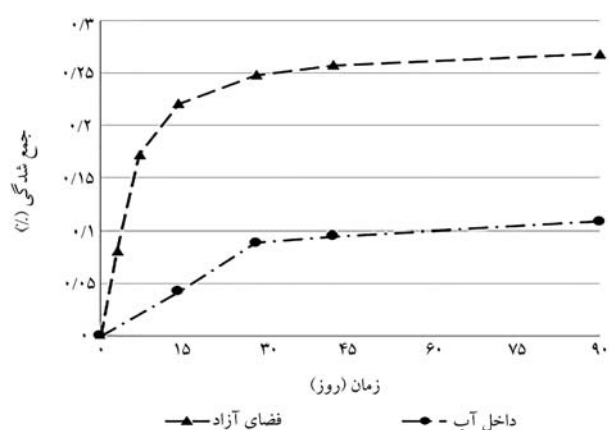


شکل ۱۰. نتایج مقاومت چسبندگی برشی حاصل از آزمون‌های پیچش و استاندارد.

تعمیری ۱-۳-۵° و بستر فولادی برای نمونه‌هایی که تا زمان آزمایش تحت عمل‌آوری قرار داشته‌اند، با گذشت زمان در حال افزایش است. مقاومت چسبندگی برشی در سنین ۷، ۴۲ و ۹۰ روز برای نمونه‌های اخیر به ترتیب برابر با ۱/۵۷۹، ۲/۱۶۹ و ۲/۲۷ مگاپاسکال بوده است. اما نمونه‌هایی که به مدت ۷ روز تحت عمل‌آوری بوده و سپس از عمل‌آوری خارج و در فضای آزاد رها شده‌اند، دچار افت مقاومت چسبندگی برشی بین ملات تعمیری و بستر فولادی در سنین ۴۲ و ۹۰ روز شده‌اند. مقاومت چسبندگی برشی نمونه‌های اخیر در سنین ذکر شده، به ترتیب برابر ۱/۱۴۱ و ۹۳° مگاپاسکال بوده است. ملاحظه می‌شود که افزایش مقاومت چسبندگی برشی نمونه‌هایی که به صورت دائم تحت عمل‌آوری بوده‌اند، نسبت به نمونه‌هایی که فقط ۷ روز عمل‌آوری شده‌اند، به مقدار ۹۰ و ۱۴۴ درصد به ترتیب در سنین ۴۲ و ۹۰ روز بوده است.

از شکل ۸ ب مشاهده می‌شود که مقاومت چسبندگی برشی بین ملات تعمیری ۱-۲-۵° و بستر فولادی برای نمونه‌هایی که تا زمان آزمایش تحت عمل‌آوری قرار داشته‌اند، با گذشت زمان در حال افزایش بوده است. مقاومت چسبندگی برشی در سنین ۷، ۴۲ و ۹۰ روزه برای نمونه‌های ذکر شده به ترتیب برابر با ۱/۷۸۵، ۲/۵۱ و ۲/۶۴ مگاپاسکال بوده است. اما نمونه‌هایی که به مدت ۷ روز تحت عمل‌آوری بوده و سپس از عمل‌آوری خارج و در فضای آزاد رها شده‌اند، دچار افت مقاومت چسبندگی برشی بین ملات تعمیری و بستر فولادی در سنین ۴۲ و ۹۰ روز شده‌اند. مقاومت چسبندگی برشی نمونه‌های اخیر در سنین ۴۲ و ۹۰ روز، به ترتیب برابر ۱/۳۴۳ و ۱/۳۲ مگاپاسکال بوده است. ملاحظه می‌شود که افزایش مقاومت چسبندگی برشی نمونه‌هایی که به صورت دائم تحت عمل‌آوری بوده‌اند، نسبت به نمونه‌هایی که فقط ۷ روز عمل‌آوری شده‌اند، به مقدار ۸۷ و ۱۵۶ درصد به ترتیب در سنین ۴۲ و ۹۰ روز بوده است. یکی از دلایل اصلی افت مقاومت چسبندگی برشی، جمع‌شدگی ملات‌های تعمیری است. در شکل ۹، مقدار جمع‌شدگی ملات‌ها مشاهده می‌شود. برای بررسی دقیق داده‌ها، ابتدا نتایج جمع‌شدگی ملات‌ها در جدول ۵ ارائه شده است.

مطابق شکل ۹، مقدار جمع‌شدگی ۹۰ روزه برای ملات‌های عمل‌آوری شده در آب و رها شده در فضای آزاد به ترتیب برابر ۱۰۸۳٪ و ۲۶۷۹٪ درصد بوده



شکل ۹. جمع‌شدگی ملات‌های تعمیری.

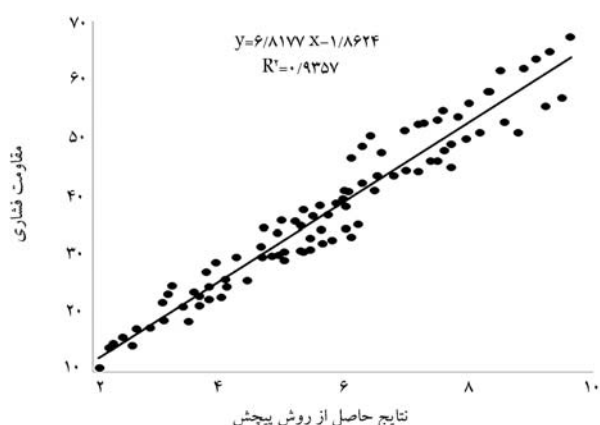
جدول ۵. جمع‌شدگی ملات‌ها (%).

نوع ملات	روزه ۱۴	روزه ۲۸	روزه ۴۲	روزه ۹۰
داخل آب	۰/۰۴۲	۰/۰۸۸	۰/۰۹۵	۰/۱۰۸
فضای آزاد	۰/۲۲۰	۰/۲۴۸	۰/۲۵۷	۰/۲۶۸



جدول ۶. مقاومت برشی حاصل از آزمون پیچش (MPa).

نوع	زمان آزمون	۷ روز عمل‌آوری	عمل‌آوری تا زمان آزمایش
۱ - ۳ - ۵ °	۷ روزه	۱/۶	۱/۶
	۴۲ روزه	۱/۱۴	۲/۱۷
	۹۰ روزه	۰/۹۳	۲/۲۷
۱ - ۲ - ۵ °	۷ روزه	۱/۸	۱/۸
	۴۲ روزه	۱/۳۴	۲/۵۱
	۹۰ روزه	۱/۰۳	۲/۶۴
	۷ روزه	۱/۷	
استاندارد	۴۲ روزه	۲/۱۵	
	۹۰ روزه	۲/۲۱	



شکل ۱۱. همبستگی میان مقاومت فشاری ملات تعمیری با نتایج حاصل از آزمون پیچش (مگاپاسکال).

و ضریب تعیین ۰/۹۳/۶ داشته است. با توجه به ضریب همبستگی بالا بین نتایج حاصل از آزمون «پیچش» و مقاومت فشاری ملات تعمیری، به راحتی می‌توان با استفاده از آزمون درجی «پیچش» و معادله‌ی  $y = 6/82x + 1/86$ ، مقاومت فشاری ملات را تعیین کرد.

#### ۴. نتیجه‌گیری

- برای حالت‌های عملی که معمولاً حدود ۷ روز عمل‌آوری انجام می‌شود، پیشنهاد می‌شود مقاومت چسبندگی برشی بین فولاد و ملات برای نمونه‌هایی که دست‌کم یک هفته تحت عمل‌آوری مرطوب قرار داشته و با شرایط مناسب تهیه و نگهداری شده‌اند، مطابق معادله‌ی  $\tau = 0/15\sqrt{f_c}$  در نظر گرفته شود؛

- نتایج مقاومت چسبندگی برشی حاصل از آزمون پیچش برای نمونه‌هایی که تا زمان آزمایش تحت عمل‌آوری داخل آب بوده‌اند، در سنن پایین، تقریباً برابر معادله‌ی ارائه شده از استاندارد CEB-FIP Model Code است؛

- در سنن بالاتر، نتایج مقاومت چسبندگی برشی حاصل از آزمون پیچش بین

برشی بین ملات و فولاد با نتایج به دست آمده از معادله‌ی استاندارد CEB-FIP Model Code برای آرماتورهای ساده مشاهده می‌شود. برای بررسی دقیق داده‌ها، ابتدا نتایج مقاومت چسبندگی برشی بین ملات و فولاد حاصل از آزمون پیچش و استاندارد مذکور در جدول ۶ ارائه شده است.

مطابق شکل ۱۰ ملاحظه می‌شود که نتایج حاصل از آزمون پیچش برای نمونه‌هایی که تا زمان آزمایش تحت عمل‌آوری داخل آب بوده‌اند، در سنن پایین تقریباً برابر معادله‌ی ارائه شده از استاندارد CEB-FIP Model Code است. اما در سنن بالاتر، نتایج حاصل از آزمون پیچش برای اندازه‌گیری مقاومت چسبندگی برشی بین ملات و فولاد به طور متوسط بیش از ۱۰٪، بیشتر از معادله‌ی ارائه شده توسط استاندارد CEB-FIP Model Code بوده است. با توجه به مقایسه‌ی انجام شده مشاهده می‌شود که معادله‌ی ارائه شده توسط استاندارد مذکور، اندکی محافظه‌کارانه است. البته لازم به ذکر است که در آزمون پیچش از روش کرگیری استفاده می‌شود و همین کرگیری مقداری تأثیر منفی در مقاومت چسبندگی برشی می‌گذارد. لذا در حالت واقعی، اختلاف نتایج بیشتر از ۱۰٪ است. همچنین برای نمونه‌هایی که به مدت یک هفته تحت عمل‌آوری بوده و سپس در فضای آزاد رها شده‌اند، مشاهده می‌شود که اختلاف زیادی بین مقاومت چسبندگی برشی حاصل از آزمون پیچش با معادله‌ی ارائه شده توسط استاندارد CEB-FIP Model Code وجود دارد. به گونه‌ی که نتایج حاصل از رابطه‌ی تئوری استاندارد حدود ۲ برابر نتایج حاصل از آزمون پیچش است. لذا برای حالت‌های عملی که معمولاً حدود ۷ تا ۱۰ روز عمل‌آوری انجام می‌شود، پیشنهاد می‌شود چسبندگی خالص بین فولاد و ملات برای نمونه‌هایی که دست‌کم یک هفته عمل‌آوری مرطوب شده و با شرایط مناسب تهیه و نگهداری شده‌اند، مطابق معادله‌ی ۳ در نظر گرفته شود.

$$\tau = 0/15\sqrt{f_c} \quad (3)$$

#### ۳.۳. ارزیابی مقاومت فشاری ملات‌ها با آزمون پیچش

در شکل ۱۱، همبستگی بین نتایج حاصل از آزمون پیچش با مقاومت فشاری ملات‌های تعمیری مشاهده می‌شود.

مطابق شکل ۱۱ مشاهده می‌شود که همبستگی بسیار بالایی بین نتایج حاصل از آزمون «پیچش» با مقاومت فشاری ملات‌های تعمیری وجود دارد، به گونه‌ی که نتایج آزمون «پیچش» با مقاومت فشاری ملات تعمیری، ضریب همبستگی ۰/۹۶/۷

۱۵۶ درصد به ترتیب در سنین ۴۲ و ۹۰ روز بوده است؛

- با به کارگیری آزمون پیچش، می‌توان نتایج حاصل از آزمون پیچش را با استفاده از معادله‌ی  $y = 6/82x + 1/86$  به مقاومت فشاری ملات‌های تعمیراتی تبدیل کرد؛
- مقدار جمع‌شدگی ۹۰ روزه برای ملات تحت عمل‌آوری در آب و رها شده در فضای آزاد به ترتیب برابر ۱۰۸۳٪ و ۲۶۷۹٪ درصد بوده است. مقدار جمع‌شدگی، برای ملات عمل‌آوری شده در آب، به میزان ۵۹٪ کمتر از جمع‌شدگی ملات رها شده در فضای آزاد بوده است.

ملات و فولاد به طور متوسط بیش از ۱۰٪ بیشتر از معادله‌ی ارائه شده توسط استاندارد CEB-FIP Model Code بوده است؛

- برای نمونه‌هایی که به مدت یک هفته تحت عمل‌آوری بوده و سپس در فضای آزاد رها شده‌اند، مشاهده می‌شود اختلاف زیادی بین مقاومت چسبندگی برشی حاصل از آزمون پیچش با معادله‌ی ارائه شده توسط استاندارد CEB-FIP Model Code وجود دارد؛
- افزایش مقاومت چسبندگی برشی نمونه‌هایی که به صورت دائم تحت عمل‌آوری بوده‌اند، نسبت به نمونه‌هایی که فقط ۷ روز عمل‌آوری شده‌اند، به مقدار ۸۷ و

## پانویس‌ها

1. Lin
2. Koulouris
3. Wanjie
4. Berthet
5. Torque Meter

## منابع (References)

1. Neville, A.M. and Brooks, J.J., 2013. *Tecnologia do Concreto*, Porto Alegre, Bookman.
2. Araujo, D.L., Danin, A.R., Melo, M.B. and et al., 2013. Influence of steel fibers on the reinforcement bond of straight steel. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais - RIEM*, 6(2), pp.307-338.
3. Neville, A.M., 2012. *Properties of Concrete*, 5th ed., Harlow, United Kingdom.
4. Naderi, M., 2008. Adhesion of different concrete repair systems exposed to different environments. *J. Adhesion*, 84(3), pp.78-104. <https://doi.org/10.1080/00218460801888433>.
5. Lin, H., Zhao, Y., Yang, J.Q. and et al., 2019. Effects of the corrosion of main bar and stirrups on the bond behavior of reinforcing steel bar. *Constr. Build. Mater.*, 225, pp.13-28. DOI:10.1016/j.conbuildmat.2019.07.156.
6. Koulouris, K. and Apostolopoulos, Ch., 2020. An experimental study on effects of corrosion and stirrups spacing on bond behavior of reinforced concrete. *Metals*, 10(10), p.1327. DOI:10.3390/met10101327.
7. Alok, A.D., Dhpande, D. and Kum0ar, R., 2020. Temperature effects on the bond behavior between deformed steel reinforcing bars and hybrid fiber-reinforced strain-hardening cementitious composite. *Cement and Concrete Composites*, 233, p.117337. DOI:10.1016/j.conbuildmat.2019.117337.
8. Wanjie, Z., Jiongfeng, L., Dawei, L. and et al., 2020. Bond behavior between steel rebar and RCA concrete after exposure to elevated temperatures. *Advances in Materials Science and Engineering*, 2020, Article ID 5230295, p.10. DOI:10.1155/2020/5230295.
9. Berthet, J.F., Yurtdas, I., Delmas, Y. and et al., 2011. Evaluation of the adhesion resistance between steel and concrete by push out test. *International Journal of Adhesion & Adhesives*, 31(2), pp.75-83. DOI:10.1016/j.ijadhadh.2010.11.004.
10. Yousef, R.A., Mahmoud, G., Aref, A.A. and et al., 2020. Bond behavior between concrete and steel rebars for stressed elements. *Ain Shams Engineering Journal*, 12(2), pp.1-9. DOI:10.1016/j.asej.2020.10.001.
11. Chu, S.H. and Kwan, A.K.H., 2019. A new bond model for reinforcing bars in steel fibre reinforced concrete. *Cement and Concrete Composites*, 104, p.103405. DOI:10.1016/j.cemconcomp.2019.103405.
12. Huang, L., Lihua, X., Chi, Y. and et al., 2019. Bond strength of deformed bar embedded in steel-polypropylene hybrid fiber reinforced concrete. *Construction and Building Materials*, 218, pp.176-192. DOI:10.1016/j.conbuildmat.2019.05.096.
13. Naderi, M., 2007. New twist-off method for the evaluation of in-situ strength of concrete. *Journal of Testing and Evaluation*, 35(6), pp.602-608. ISSN: 0090-3973.
14. SaberiVarzaneh, A. and Naderi, M., 2022. The effect of initial compression on the interface of repair/concrete and the evaluation of the compressive strength of mortars. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 9(5), pp.163-179. DOI:10.22065/JSCA.2021.252708.2260.
15. SaberiVarzaneh, A. and Naderi, M., 2022. Bond strength of fiber-reinforced mortar and concrete interface under pre-stress. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 11.2(30), pp.113-130. DOI:10.22075/JRCE.2022.25326.1572.
16. ASTM C1583., 2004. Standard test method for tensile strength of concrete surfaces and the bond strength or tensile strength of concrete repair and overlay materials by direct tension (pull-off method). West Conshohocken PA, American Society for Testing and Materials.
17. SaberiVarzaneh, A. and Naderi, M., 2021. Determination of shrinkage, tensile and compressive strength of

- repair mortars and their adhesion on the concrete substrate using "Twist-off" and "Pull-off" methods. *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 45, pp.2377-2395. DOI:10.1007/s40996-020-00548-w.
18. SaberiVarzaneh, A. and Naderi, M., 2020. Numerical and experimental study of semi-destructive tests to evaluate the compressive and flexural strength of polymer- modified mortars and their adhesion to the concrete substrate. *Revista Română de Materiale / Romanian Journal of Materials*, 50(4), pp.537-544.
19. CEB-FIP Model Code. for concrete structures. 2010. *Comité Euro-International du Béton*, , Secretariat Permanent, Case Postale 88, CH-1015 Lausanne, Wal-raven, p.318.
20. ASTM 127-15., 2015. Standard test method for relative density (specific gravity) and absorption of fine aggregate., ASTM International, Wst Conshohocken, PA.
21. ASTM C136-01., 2001. Standard test method for sieve analysis of fine and coarse aggregates. ASTM International, West Conshohocken, PA.
22. ASTM C157., 2008. Test method for length change of hardened hydraulic cement mortar and concrete. West Conshohocken PA, American Society for Testing and Materials.
23. ASTM C490., 2011. Standard practice for use of apparatus for the determination of length change of hardened cement paste, mortar, and concrete. West Conshohocken PA, American Society for Testing and Materials.
24. ASTM C109., 2013. Standard test method for compressive strength of hydraulic cement mortars (using 2-in. or [50-mm] cube specimens). American Society for Testing and Materials.

## راهنمای نگارش مقالات مجله علمی و پژوهشی

شریف

مجله علمی «شریف»، از انتشارات دانشگاه صنعتی شریف است که هدف آن فراهم آوردن بستری مناسب برای تبادل اطلاعات در زمینه پژوهش‌های علمی، فنی و تخصصی در میان استادان و دانشمندان و اعتلای سطح دانش نظری و علمی آنان و نیز تهیه مجموعه‌ی مفید است. چاپ مقالات در مجله‌ی شریف منوط به دارا بودن یکی از ویژگی‌های زیر است:

۱. مقالاتی که حاوی مطالب بدیع در زمینه‌های علمی و فنی بوده و در مجله‌ی دیگری به چاپ نرسیده باشند؛ مقاله‌های ارائه شده در کنفرانس، از این امر مستثنی هستند و مانند سایر مقالات، ارزیابی شده و در صورت تایید به چاپ می‌رسند.

۲. مقالات مبتنی بر تحقیقات نظری و علمی پیشرفته، دارای یکی از مشخصات زیر:

۱.۲. با نقد و بررسی در موضوعات فنی و مهندسی، به طرح نظرهای جدیدی پرداخته و به نتایج تازه‌ی دست یافته باشند.

۲.۲. به اختصار و در زمینه‌های فنی، صنعتی و پژوهشی تدوین شده باشند.

۳.۲. پژوهش، تلخیص و استنتاج از برخی آثار برجسته‌ی علمی و فنی باشند.

### \* مشخصات مقالات ارسالی:

مقاله به صورت دوتونی (طول سطر ۸/۵ سانت) در قالب نرم افزار Word با قلم نازنین پوینت ۱۲ با فاصله سطر مناسب (تمامی معادلات، علائم ریاضی، رابطه‌ها الزاماً فقط در محیط Mathtype ارائه شود) و منضم به نامه معرفی مقاله از سوی استاد راهنما به نشانی سایت مجله <http://journal.sharif.ir> به دفتر مجله ارسال شود.

\* ضمن معرفی نویسنده مسئول مقاله، نشانی رایانامه سازمانی کلیه نویسندگان قید شود.

\* صفحه عنوان شامل: عنوان مقاله، اسامی نویسندگان و ذکر نویسنده مسئول، درج آخرین درجه علمی کلیه نویسندگان، نشانی پست الکترونیکی ایشان، چکیده فارسی بین ۱۳۰ تا ۱۵۰ کلمه و چکیده انگلیسی بین ۸۰۰ تا ۱۰۰۰ کلمه با قلم Times ارائه شود.

\* سایر اجزای اصلی مقاله، نظیر مقدمه، عناوین بخش‌های اصلی، زیربخش‌ها و نتیجه‌گیری به صورت شماره بندی و کاملاً مشخص باشد، حجم مقاله نیز بین ۷ - ۱۵ صفحه -- با احتساب شکل و نمودار -- باشد.

\* کلیه عبارات، اصطلاحات و اعداد و ارقام در جداول، نمودارها و شکل‌ها باید به فارسی باشد و موضوع جداول در بالای آنها و موضوع شکل‌ها و نمودارها در زیر آنها درج شود.

**نکته:** از آنجا که مطالب مجله در ستون‌های ۸/۵ سانتی‌متری آراسته می‌شوند، لازم است اصل (اورژینال) شکل و نمودار در عرض ۸ یا ۱۶ سانتی‌متر با ضخامت کادر Apx و خط نمودار ۶ px تهیه شوند. پذیرش اصل شکل‌ها و نمودارها فقط در محیط فتوشاپ با Resolution 600 یا پسوند JPG یا Tif امکان‌پذیر است.

\* از به کار بردن کلمات و اصطلاحات لاتین که دارای معادل متداول فارسی می‌باشند، اجتناب شود. در صورت ضرورت استفاده از واژه‌ی لاتین، معادل انگلیسی آن نیز داده شود.

**یادآوری مهم و ضروری:** با توجه به یکسان سازی شکل‌های کلیه مقالات در محیط فتوشاپ، لازم است اعداد تصاویری که دارای راهنمای رنگی و کانتور (فشار، سرعت، تنش و...) هستند، با فرمت جنرال (عدد معمولی) ارائه شود (طبق شکل‌های نمونه) و از آوردن اعداد به صورت نماد علمی و سایر نمادها جدا خودداری شود.

\* کلیه منابع مورد استفاده، شماره‌بندی (از شماره یک و به‌طور مسلسل) و در متن مقاله در داخل کروشه [ ] مشخص شود. در بخش مراجع کلیه منابع مورد استفاده به زبان و با فرمت Harvard باتوجه به مثال‌های زیر نوشته شوند. (مراجع فارسی نیز به انگلیسی ترجمه شده و در انتها واژه [In Persian] داخل براکت قید شده و سال آنها نیز به میلادی برگردان شوند).

Examples:

Journals:

Mirghafoori, S.H., Sadeghi Arani, Z. and Jafarnejad, A., 2011. Forecasting success of commercialization of innovative ideas using artificial neural networks; The case of inventors and innovations in Yazd province. *Journal of Science and Technology Policy*, 4(1), pp.63-76 [In Persian].

Journals:

Johnson, W. and Mamalis, A.G., 1990. The preformation of circular plat with four sided pyramidally - headed square-section punches. *Int. J. of Mech. Sci.*, 20(3), pp.801-820.

Book:

Hindmarsh, J., 1975. *The Electrical-Circuit Viewpoint*, In *Electrical Machines and their Applications*, P. Hammond, Ed., 4th Edn., pp.57-130, Pergamon Press, Oxford, UK.

Proceedings and reports:

Walker, L.K. and Morgan, J.R. "Field performance of firm silty clay", *9th Int. Conf. on Soil Mech. And Found. Engrg.*, 1, Tokyo, Japan, pp.341-346 (1977).

Barksdale, R.D. and Bachus, R.C. "Design and construction of stone columns", Report SCEGIT 83-10, Georgia Inst. of Tech., Atlanta, GA, submitted to Fed. Highway Admin (1983).

Bhandari, R.K.M. "Behavior of tank founded on soil reinforced with stone columns", *VIII European Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, Helsinki (1983).

were seen depending on the type of device. In order to measure the rebar cross section more accurately, machining has been used to prepare the rebars after corrosion. The results of this research also showed that in 14 mm size rebar, with the progress of corrosion up to 0.68 mm, the amount of force tolerated decreased by 16.7% (from 102 KN to 85 KN). Also, in the next step, with 0.62 mm of corrosion progress, the amount of this force has reached 76.3 KN from 85 KN (i.e., 10.2% reduction). In the third stage, with the progress of 0.96 mm, the amount of force borne by the rebar has reached 69.7 KN from 76.3 KN, which is equivalent to a 2.5% decrease. Finally, considering the economic and various application conditions, suggestions have been made to improve the performance and increase the durability and long-term use of the structures with more confidence.

**Key Words:** Corrosion of bars, reinforced concrete structures, Half-Cell test, fiber bars, chemical composition of bars.

## COMPARING THE TWIST-OFF RESULTS AND THE CEB-FIP MODEL CODE STANDARD TO EVALUATE THE ADHESION OF MORTAR/STEEL AND PROVIDE A CORRECTION COEFFICIENT

**A. Saberi Varzaneh**(corresponding author)

ali.saberi@edu.ikiu.ac.ir

**M. Naderi**

profm Mahmoodnaderi@eng.ikiu.ac.ir

**Faculty of Technical and Civil Engineering  
Imam Khomeini International University  
DOI:10.24200/J30.2023.61417.3170**

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 39, Issue 3, Page 131-138, Research Note

© Sharif University of Technology

- Received 30 November 2022; received in revised form 28 January 2023; accepted 14 February 2023.

## Abstract

In most buildings, concrete and steel are used side by side, and according to the type of loads, various stresses are created at their interface. When the repair layer is in direct contact with the steel or reinforcement, the stresses caused by the shrinkage of the mortars as well as temperature changes have a negative effect on the adhesion between the repair mortar and the steel. According to the CEB-FIP MODEL CODE standard, the shear adhesion between mortar and simple reinforcement is equal to  $\tau = 0.3\sqrt{f_c}$ . But it has not provided conditions to consider the type of implementation. Considering that shrinkage causes shear stresses at the interface of mortar and steel, therefore, in this article, by using the in-situ twist-off test, the shear adhesion strength between mortar and plain steel has been evaluated under different processing conditions. The results of the twist-off test show that the above equation is used if the sample is under processing until the moment of the test, otherwise there will be a big drop in the amount of adhesion, which even reaches 50%. The results of the shear adhesion strength obtained from the twist-off test for the samples that were processed in water until the time of the test, at a young age are almost equal to the equation provided by the CEB-FIP Model Code standard. At older ages, the shear bond strength results from the twist-off test between mortar and steel are on average more than 10% higher than the equation provided by the CEB-FIP Model Code standard. For the samples that were processed for a week and then left in the open space, it is observed that there is a big difference between the shear adhesion strength obtained from the twist-off test and the equation provided by the CEB-FIP Model Code standard. For practical cases where processing is usually done for about seven days, it is suggested that the shear adhesion strength between steel and mortar is measured for samples that have been subjected to wet processing for at least one week and prepared and stored under appropriate conditions. According to the equation,  $\tau = 0.15\sqrt{f_c}$  should be considered. The amount of 90-day shrinkage for mortar treated in water and left in open space is 0.1083 and 0.2679%, respectively. The amount of shrinkage for mortar processed in water is 59% less than the shrinkage of mortar left in the open space.

**Key Words:** Adhesion, twist-off test, mortar, steel.

## EVALUATION THE EFFECT OF CLAY ON COLLAPSE POTENTIAL OF SOILS IN DIFFERENT WATER INFILTRATION PATTERNS

**J. Mahmoudi**

mahmoudijavad70@gmail.com

**R. Pourhosseini** (corresponding author)

r\_porhoseini@yazd.ac.ir

**Dept. of Civil Engineering**

**Yazd University**

**DOI:10.24200/J30.2023.61519.3179**

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 39, Issue 3, Page 111-121, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 12 December 2022; received in revised form 5 February 2023; accepted 14 February 2023.

### Abstract

Collapsible soils are one of the moisture sensitive soils that experience sudden and significant settlements due to wetting. These soils are widely distributed and constitute about 10% of the total land area of the world, which are typically located in arid and semi-arid areas. In foundation engineering, the most important issue in dealing with these soils is to measure their collapse potential with different water infiltration patterns. The effect of parameters such as initial soil conditions, loading conditions and gradation quality on the behavior of these soils has been investigated. The amount of clay in the soil is considered as an important factor in the behavior of the collapsible soils. Water enters the soil from different sources, but the existing devices and tests to measure the collapse potential are not capable of modeling water infiltration patterns. In this study, an apparatus was used that simulates different water infiltration patterns based on the direction of water movement (from top or bottom) and type of water distribution (point or wide). The results show that in oedometer tests and tests with the ability to simulate the water infiltration patterns, with the increase in the amount of clay in the sample, the collapse potential increases, but the amount of increase is not the same in different tests. The amount of increase in collapse potential due to the increase of clay in the sample is greater in single and double oedometer tests than in tests with the ability to simulate the water infiltration patterns, and for a more accurate prediction of the collapse potential, tests with the ability to simulate the water infiltration patterns should be used. Among the different water infiltration patterns in the soil, for the sample with 9.1, clay compared to the sample without clay, the highest increase in collapse potential is related to the top-point water infiltration pattern ( $C_p = 4.79$ ) and the lowest increase is related to

the bottom-wide water infiltration pattern ( $C_p = 3.69$ ). But for the sample with 23% clay compared to the sample without clay, the highest increase in collapse potential is related to the top-wide water infiltration pattern ( $C_p = 8.62$ ) and the lowest increase is related to the bottom-wide water infiltration pattern ( $C_p = 7.8$ ).

**Key Words:** Clay percent, collapse potential, water infiltration pattern, experimental apparatus, collapsible soil.

## INVESTIGATION OF THE CORROSION OF PARTICULAR BARS IN REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

**H. Nozari**

nozarihossein671@gmail.com

**A. Armaghani** (corresponding author)

armaghaniarastoo@gmail.com

**K. Rahmani**

mohandes\_so@yahoo.com

**S. Piroti**

s.piroti@iau-mahabad.ac.ir

**Dept. of Civil Engineering**

**Mahabad Branch, Islamic Azad University**

**DOI:10.24200/J30.2023.59659.3064**

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 39, Issue 3, Page 123-130, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 8 February 2022; received in revised form 13 December 2022; accepted 30 January 2023.

### Abstract

The durability of the rebar used in a concrete structure is very important for the safe and long-term use of that structure, and therefore, the root and the main cause of reducing the life and durability of that structure, which is corrosion, is of great importance. In this study, medium carbon steel bars with a diameter of 14 to 40 mm and a number of epoxy coated and fiber bars have been tested and the effect of simulated corrosion on the samples has been investigated by measuring the mechanical properties. The results obtained from this research can be effective in the field of rebar size selection according to its production method in different conditions. This result has been obtained according to the experiments. Mechanical properties are the main properties of steel rebar affected by corrosion that have been tested in this paper. In the measurement of mechanical properties by universal device, slight changes



a middle plate is proposed in this study to be placed between the two columns to connect them. The plate is butt-welded to both the lower and the upper portions of the column. Although this type of splice has been used occasionally in steel structures, its behavior is mainly unknown and research and code specifications regarding this type of splice are very limited. The current research studied the overall behavior of columns connected by this type of splice and obtained the minimum plate thickness required for typical columns to meet codes provisions. To provide the possibility of filling potential hollow sections with concrete, it is recommended to use a hollow plate in box-shaped columns. This study conducted finite element analysis on box- and H-shaped columns with different upper column depths. The influence of the plate thickness and shape on the strength and stiffness of splice in each combination was studied and minimum plate thickness was obtained. The splice exhibited satisfactory strength and stiffness in regular combinations. In combination with an upper column depth reduction of less than 5cm in box-shaped profiles and less than 7.5cm in the H-shaped profiles, the splice plate with a thickness of 5cm or more meets the criteria for both strength and stiffness. Decreasing the upper column depth increases the demand on the splice plate and a thicker plate is needed. Moreover, the shape of the splice plate, i.e., hollow plate or regular plate, had a large impact on the column behavior as the required thickness was greater in hollow plates. Results of stiffness analysis showed that decreasing the upper column depth and overall height of the column decreases the axial stiffness of the column.

**Key Words:** Column splice, middle plate, minimum thickness, hollow plate.

## MODIFICATION OF SUBSTITUTE FRAME FOR STEEL MOMENT FRAMES WITH IRREGULAR BAY LENGTHS

**A. Ahmadian**

a.ahmadian1996@outlook.com

**H. Khosravi**(corresponding author)

khosravi@nit.ac.ir

**Faculty of Civil Engineering**

**Noshirvani University of technology**

**A.R. Banihashem**

a.banihashem@iau-tnb.ac.ir

**Dept. of Civil Engineering and  
Surveying Engineering**

**North Tehran Branch**

**Islamic Azad University**

**S. Farzaneh**

sar.farzaneh@gmail.com

**Faculty of Civil Engineering**

**Noshirvani University of technology**

**DOI:10.24200/J30.2023.61537.3180**

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 39, Issue 3, Page 97-110, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 10 December 2022; received in revised form 7 February 2023; accepted 19 February 2023.

### Abstract

Mass nonlinear dynamic analysis is unavoidable in many fields of earthquake and structural engineering, such as incremental dynamic analysis, probabilistic performance-based design, and optimization approaches. Using simplified models with fewer degrees of freedom instead of detailed original models to a great extent reduces the computational cost and prevents extremely time-consuming analysis. Among different simplified models for steel moment frames, stick models (such as shear beam models) only use the global story stiffness to estimate the original model responses, which do not consider the structural configuration. The stick models are only suitable for obtaining the general responses of the structure, such as global and interstory drift. However, simplified frame models are the more accurate simplified models that consider the details of the original frame, such as beam and column elements, nonlinear plastic hinge springs, and joint rotations. Substitute Frame is one of these models, which is a one-bay frame that predicts the structural responses for concrete and steel moment frames with very high accuracy. The purpose of this research is to develop a substitute frame model for steel moment frames with unequal bay lengths. For this purpose, the beam stiffness and nonlinear behavior of rotational springs were modified based on linear and nonlinear structural analysis approaches and the proposed model is called Modified Substitute Frame. In the following, to evaluate the accuracy of the proposed model, three types of 12-story buildings with unequal bay lengths were designed using ASCE7-16 and AISC 341-16 criteria and subjected to three different ground motion data sets, i.e., far field, near field with pulse and without pulse ground motions. The nonlinear time history analysis results showed that the Modified Substitute Frame predicts the original frame responses with very high accuracy. Moreover, the Modified Substitute Frame prediction was more precise than the Improved FishBone model which was recently presented for moment frames with unequal bay lengths.

**Key Words:** Modified substitute frame, simplified models, steel moment frame, nonlinear dynamic analysis.

the stress created in the nails decreases in higher cycles than in lower cycles. Then, the effect of applying three freezing cycles based on a hypothetical critical temperature on the soil nail wall was investigated by comparing the highest stress created in the nails under the mentioned conditions with the rupture threshold Steel, it was concluded that the soil nail wall does not break. In the following, by examining the effect of tension cut-off on the behavior of the soil nail wall, it was found that the soil nail wall experiences an increase in displacement as well as an increase in the stress in the nails.

**Key Words:** Freezing and thawing cycle-Abaqus-soil nail wall-finite element simulation- field operations.

## LABORATORY INVESTIGATION OF DAMAGE DETECTION OF TRUSS BRIDGE JOINTS USING VIBRATION RESPONSES UNDER MOVING LOAD

A. Kordi

abed.kordi@gmail.com

M. Mahmoudi Sahebi (corresponding author)

m.mahmoudi@sru.ac.ir

Dept. of Civil Engineering

Shahid Rajaee Teacher Training University

DOI:10.24200/J30.2023.61428.3173

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 39, Issue 3, Page 71-81, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 30 November 2022; received in revised form 6 February 2023; accepted 15 February 2023.

### Abstract

During operation, a variety of factors, including earthquakes, wind, fatigue, the environment, and many others, can always cause damage to structures and the characteristics of the structure change as a result of the damage. The availability of low-cost methods for detecting damage in truss bridges makes it possible to examine a greater number of operating bridges and ultimately reduces future losses and risks. As a result, researchers' pursuit of suitable methods for detecting damage in structures has grown significantly over time. Bridges have always been the focus of researchers' efforts to comprehend their behavior and develop methods for identifying damage because of their significance as the infrastructure of every nation. In this study, an eight-span truss bridge was subjected to a moving load in a laboratory process, and the vertical displacement response of only one desired point of the truss lower chord

is measured, in the damaged and intact condition. On the other hand, the influence line diagrams of all truss members have been extracted during the modeling in finite element software. The efficacy of this method in detecting damage in truss bridge screw connections has been evaluated using fourteen distinct damage scenarios. The results show that if damage occurs in the bridge connections, the difference diagram of displacement responses of two healthy and damaged states and the influence line diagram of the member whose connections are damaged will match in terms of shape and can be an indicator to identify the damage. This method works for all of the truss bridge's members, and it has worked even when more than one member was damaged. Considering that this method has been numerically validated in the previous study, using a more accurate displacement sensor with less noise and using conditions closer to those of the numerical analysis improves the accuracy of the results.

**Key Words:** Damage detection, displacement response, influence line, truss bridge, connections.

## PROPOSING A METHOD FOR SPLICING STEEL COLUMNS TO IMPROVE FORCE PATH AND FACILITATE CONSTRUCTION

S. Mahdlooyi

shiva.mahdlooyi@ut.ac.ir

A.R. Ghiami Azad (corresponding author)

rgahami@ut.ac.ir

S.R. Mirghaderi

rmirghaderi@ut.ac.ir

School of Civil Engineering

College of Engineering

University of Tehran

DOI:10.24200/J30.2023.61435.3174

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 39, Issue 3, Page 83-96, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 3 December 2022; received in revised form 14 January 2023; accepted 30 January 2023.

### Abstract

Current methods of splicing columns with different depth sizes have a long total load path as well as large and expensive details. These details are sometimes overly complicated and hard to fabricate. To shorten the load path and make fabrication easier and more economical,

**A.A. Zad**(corresponding author)

a.zad@iauctb.ac.ir

**Dept. of Civil Engineering**

**Islamic Azad University**

**Central Tehran Branch**

**A. Noorzad**

a\_noorzad@sbu.ac.ir

**Faculty of Civil, Water and**

**Environmental Engineering**

**Shahid Beheshti University**

**M. Yazdi**

m.yazdi@gmail.com

**Dept. of Civil Engineering**

**Islamic Azad University**

**Central Tehran Branch**

**DOI:10.24200/J30.2023.61135.3151**

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 39, Issue 3, Page 51-60, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 29 October 2022; received in revised form 7 January 2023; accepted 14 February 2023.

#### Abstract

The advancement of technology with an increasing population has led to the requirement for high-speed mobility trains. High-speed transportation by trains requires passing through soft soil conditions, which requires stability. High-speed trains are used nowadays in developed countries to reduce travel time. When the train moves at a critical speed, it can significantly increase the dynamic responses of the components on the railway lines. The present study examines the results of 3D numerical modeling, considering the impact of the high-speed train passing through the mechanical earth wall stabilized by plate anchors. Numerical modeling was carried out using Plaxis 3D finite element software. The impact of various factors such as the speed of the train (180, 200 & 250 Km/h), the number of plates (single, double, and triple), and the number of train tracks (1 & 2 tracks) have been investigated. The Hardening soil with small strain model has been used for modeling the behavior of the backfill soil. In this study, the geometrical characteristics of the Thalys high-speed train were used to model the train passing through the walls of 6 meters that were stabilized with plate anchors. From the results, it was concluded that Increasing train speed from 160 to 250 Km/h increases the settlement under the rails by 11% and increases the horizontal displacement of the wall by 13%. It was confirmed that increasing train speed will result in an increase in the settlement under the rails and increases the horizontal displacement of the wall in all investigated cases. Increasing the number of plates along with decreasing their dimensions has a positive effect on the wall's performance with regard to the horizontal displacement of the wall. Also, it should be mentioned that

by increasing the number of train tracks from 1 to 2, the settlement under the rails increased by 5%, and the horizontal displacement of the wall increased by 20%.

**Key Words:** Thalys high-speed train, retaining wall, plate anchor, numerical modeling, vibration, reinforced soil, finite element method, PLAXIS 3D.

## NUMERICAL STUDY OF FREEZING EFFECT ON SOIL NAIL WALL

**M.S. Vilaei**(corresponding author)

saeidv1991@yahoo.com

**M. Sharifpour**

sharifpour@razi.ac.ir

**A.H. Akhaveissy**

akhaveissy@razi.ac.ir

**Faculty of Engineering**

**Razi University, Kermanshah**

**DOI:10.24200/J30.2023.61444.3175**

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 39, Issue 3, Page 61-70, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 21 November 2022; received in revised form 15 January 2023; accepted 19 February 2023.

#### Abstract

One of the methods of stabilizing soil slopes or excavated pits is soil nailing. The use of this method is common in different parts of the world and has a history of about four decades. However, the use of this method in cold regions is more limited than other regions with normal temperature conditions due to insufficient studies and lack of necessary information about the response of the soil nail wall under freezing conditions. Therefore, in this study, in order to help better understand the behavior of soil nail wall due to frost activity, using Abacus finite element software, a complete thermal-mechanical analysis coupling on a case soil nail wall in the Brunswick area Located in Maine, USA. In order to validate the numerical model, the results obtained from this simulation are matched with the results of field operations performed by Duchenne (2003) on the same soil nail wall. In the continuation, by applying successive freezing and thawing cycles on the mentioned soil wall, the amount of stress created in the nails strengthening the soil wall in different cycles were compared and the stability or instability of the soil wall was investigated. The results of the study of the amount of stress created in the nails due to the applying of three freezing cycles with normal temperature of the Brunswick region to the soil body show that with increasing the number of cycles,

within the first two days of concreting is approximately 5%. However, as time progresses, the tensile strain capacity decreases to stabilize at a constant value of 3%, a level considerably higher than that of ordinary concrete. Moreover, ECC exhibits exceptional durability in sulfate, chloride, tropical environments, as well as resistance against freeze-thaw cycles. Its significance characteristics, including strain-hardening behavior, multiple cracking, and ductile behavior, distinguish it from the other types of concrete. To produce engineered cementitious composite, special materials such as fly ash and polyvinyl alcohol (PVA) fibers are required, but they are not available in the country. In this research, 13 different engineered cementitious composite mix designs were developed using locally available materials such as slag, limestone powder, industrial pozzolan, silica fume and polypropylene fibers. Then, the mechanical properties of different engineered cementitious composite mix designs, including compressive strength, modulus of rupture, energy absorption, and toughness indices have been investigated. The experimental results showed that optimizing the use of silica fume, and slag at rates of 10% and 28% by weight of cement, respectively, along with the inclusion of industrial pozzolan at a rate of 22% by weight of cement, improves the mechanical properties of engineered cementitious composite. Finally, the best engineering cement composite mix design was reinforced with glass grids (one and three layers) and subjected to a four-point bending and direct tensile tests. According to the results obtained from the four-point bending test of glass grid reinforced engineered cementitious composite panels, it can be concluded that increasing the number of glass grid layers enhances flexural strength, the area under the load-deflection curve, and energy absorption. For instance, the flexural strength of engineered cementitious composite panel reinforced with three layers of glass grid increased by 47.5% and 275%, respectively, compared to the flexural strength of an engineered cementitious composite panel reinforced with one layer of glass grid and an unreinforced engineered cementitious composite panel.

**Key Words:** Engineered cementitious composite (ECC), micro-silica, industrial pozzolan, mechanical properties.

## STUDY ON THE PERFORMANCE OF BLAST WAVE ABSORBER PANEL IN PROTECTING BUILDINGS AND FACILITIES

**A. Ebrahimzadeh**

ali.ebrahimzade@ut.ac.ir

**M. Fayyaz**(corresponding author)

m.fayyaz@modares.ac.ir

**Faculty of Civil Engineering**

**Imam Hossein University**

**M. Dehghan Nezhad Sani Abadi**

mahdi.deh1378@gmail.com

**Faculty of Civil Engineering**

**Ivanki University**

**DOI:10.24200/J30.2023.60842.3124**

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 39, Issue 3, Page 37-50, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 10 October 2022; received in revised form 30 November 2022; accepted 31 January 2023.

### Abstract

The retrofitting plan is effective when, in addition to being cost-effective, it minimizes casualties, reduces infrastructure damage, and limits the extent and scope of damages as much as possible. The design and construction of most explosion-resistant barriers in all types of structures are not optimal due to the high cost on the one hand and the low probability of explosion during the life of the structure on the other hand. In this research, the proposal of using the combined method of restraining net along with the blast wave absorber panel as a new model in protecting the building against external explosions has been studied. The rocket is restrained at a certain distance from the main structure by a resistant net and the panel absorbs the wave caused by the explosion. By conducting studies and experiments on various absorbent materials, the selected panel was introduced and its behavior against threats at different distances was evaluated numerically and in the field. The results of the simulations were in good agreement with the field tests, which can be generalized for different amounts of charge.

**Key Words:** Absorbent panel, concrete fabric, Abaqus, numerical modeling, explosion wave, Absorbing energy.

## NUMERICAL MODELING OF MECHANICALLY EARTH WALLS STABILIZED BY PLATE ANCHORS UNDER THE VIBRATION OF HIGH-SPEED TRAIN

**A.S. Moradi Andarab**

amir.saeid.moradi@gmail.com

it was found that adding 1% of polymer resin at the age of 1 day causes a decrease in compressive strength compared to samples without polymer resin. But with increasing age of samples in high sand-cement ratios, an increase in compressive strength is observed. The highest compressive strength at ages 7, 14, 28, 42, 56 and 90 is for the sand-cement ratio of 4.75 and the highest flexural strength was observed at the sand-cement ratio of 4.5.

**Key Words:** Mortar, mechanical behavior, polymer resin, sand to cement ratio.

## A NUMERICAL STUDY ON EFFECTIVE PARAMETERS ON THE THERMAL INTERACTION OF ENERGY PILE GROUP

**M.I. Danish**

ibrahim.danish@modares.ac.ir

**M.A. Kiani Fordoei**

m\_kianifordoei@modares.ac.ir

**M. Oliaei**(corresponding author)

m.olyaei@modares.ac.ir

**Faculty of Civil Engineering**

**Tarbiat Modares University**

**DOI:10.24200/J30.2023.61069.3145**

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 39, Issue 3, Page 13-24, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 18 September 2022; received in revised form 7 January 2023; accepted 31 January 2023.

### Abstract

Global population growth and industrialisation over the past two centuries have been increased the tendency toward increased use of fossil fuels. The rising trend in greenhouse gas emissions brought on by the usage of fossil fuels has contributed to global warming and, as a result, increased environmental hazards. Geothermal energy is a substantial source of clean, sustainable, and renewable energy that is utilized extensively for building heating and cooling and has a big impact on reducing greenhouse gas emissions. Energy piles as a convenient and efficient energy geo-structure receiving a lot of attention worldwide for use in building heating and cooling. Investigating the variables influencing the thermal interaction between the group of energy piles and its impact on reducing the extracted energy from the energy pile group is the goal of this study. The soil porosity, mass flow rate of the circulating fluid, pile diameter,

pile length, and pile position have all been investigated using the COMSOL Multiphysics Software. The analysis of the simulation data reveals that as energy piles' diameters increase, so does the amount of extracted energy. The amount of energy extracted is significantly influenced by the soil's porosity, which causes thermal interaction to decrease and energy extraction to increase as porosity increases. It was found that the amount of energy extracted is not significantly affected by the mass flow rate of the fluid circulating in the pipe. If the amount of extracted energy calculated with respect to the pile length, as the length of the pile increases, the average energy extracted per meter of the pile decreases and tends to a constant value. When the pile diameter is kept constant, pile interaction tends to be reduced by increasing the ratio of the pile diameter to the pile spacing (s/D), and as a result, the amount of energy extracted increased. In the group of energy piles, it has also been found that the corner piles are the most and the center piles are the least effective piles.

**Key Words:** Geothermal energy, energy pile group, extracted energy, interaction, heat transfer in soil, comsol.

## MANUFACTURING ENGINEERING CEMENTITIOUS COMPOSITES (ECC) WITH AVAILABLE MATERIALS IN IRAN AND REINFORCING THEM USING GLASS GRIDS

**E. Sadeghi**

imansadeghi7373@yahoo.com

**D. Mostofinejad**

dmostofi@iut.ac.ir

**A. Saljoughian** (corresponding author)

a.saljoughian@iut.ac.ir

**Dept. of Civil Engineering**

**Isfahan University of Technology (IUT)**

**DOI:10.24200/J30.2023.60839.3127**

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 39, Issue 3, Page 25-35, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 9 October 2022; received in revised form 16 December 2022; accepted 14 February 2023.

### Abstract

Engineered cementitious composite is a cement-based composite material that exhibits significantly higher flexural, tensile, and compressive strength compared to ordinary concrete. The initial tensile strain capacity of ECC

# Abstracts of Papers in English

## LABORATORY INVESTIGATION OF MECHANICAL CHARACTERISTICS OF POWDER MORTAR CONTAINING POLYMER RESIN

**A. Heidari**(corresponding author)

heidari@sku.ac.ir

**E. Ghorbani Samani**

elnaz.ghorbani.sa.76@gmail.com

**Dept of Civil Engineering**

**Faculty of Technical and Engineering**

**Shahrekord University**

**DOI:10.24200.J30.2023.60959.3132**

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 39, Issue 3, Page 3-12, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 7 September 2022; received in revised form 21 January 2023; accepted 14 February 2023.

### Abstract

Mortars are heterogeneous construction materials whose raw materials, manufacturing processes and application

conditions have continuously evolved throughout time . Mortars are artificial construction materials that consist of one or more mineral adhesives whose main function is to connect loose grains using different chemical changes in their mass, aggregates that are used to create volume stability on the mortar mass and water that is used to mix the mortar components into a sticky dough. Materials must be carefully measured and mixed to give the desired balance to bring out its essential properties. Therefore, in this research, 11 mixing plans for mortar, which is a kind of reactive powder concrete, with sand to cement ratios of 4.5, 4.75, 5, 5.25, 5.5, 5.75, 6, 25 6.5, 6.5, 6.75, and 7 were made and the effect of increasing the ratio of sand to cement was evaluated, and by analyzing the results of compressive strength, it was observed that the highest compressive strength was at the age of 1, 7, 14, and 28 days of the sample with a sand-cement ratio of 4.75 and at the ages of 42, 56 and 90 days, it corresponds to the sample with a sand-to-cement ratio of 4.5 and by analyzing the flexural strength results, it was also observed that the highest flexural strength is related to the sample with a sand-to-cement ratio of 4.5. Then the effect of adding 1% of polymer resin to 11 sand-cement ratio was investigated. From the analysis of the results,



## Civil Engineering

**Sharif**

Fall  
2023

Editor-in-Chief: Mirmosadegh Jamali

This Journal is published under the auspices of Sharif University of technology, Office of the Vice-Chancellor-in-Charge of Research.

The Journal is published quarterly in Farsi language, aims at establishing a relationship between scientists active in different branches of science and technology and, in particular, at providing a forum for exchange of knowledge between scientists and technologists related to scientific problems prevailing in contemporary society. The journal also strives to present practical and theoretical analyses of these issues and facilitates the circulation of modern scientific findings by scientists and researchers for practical application. In addition, “**Sharif**” publishes original papers focusing on issues of specific concern to universities, including research, technological advancements, and topics related to matters of higher education.

**P.O.BOX 11155-8639 AZADI AVENUE, TEHRAN, I.R. IRAN**

**Phone: (98-21) 66005419 - 66164093 Fax: (98-21) 66012983**

**Web: <http://journal.sharif.ir/> [http:// www. globalsciencejournals.com](http://www.globalsciencejournals.com)**

**E-mail: [pajouhesh@sharif.edu](mailto:pajouhesh@sharif.edu)**

## CONTENTS

- 3    **LABORATORY INVESTIGATION OF MECHANICAL CHARACTERISTICS OF POWDER MORTAR CONTAINING POLYMER RESIN**  
A. Heidari and E. Ghorbani Samani
- 13   **A NUMERICAL STUDY ON EFFECTIVE PARAMETERS ON THE THERMAL INTERACTION OF ENERGY PILE GROUP**  
M.I. Danish, M.A. Kiani Fordoei and M. Oliaei
- 25   **MANUFACTURING ENGINEERING CEMENTITIOUS COMPOSITES (ECC) WITH AVAILABLE MATERIALS IN IRAN AND REINFORCING THEM USING GLASS GRIDS**  
E. Sadeghi, D. Mostofinejad and A.R. Saljoughian
- 37   **STUDY ON THE PERFORMANCE OF BLAST WAVE ABSORBER PANEL IN PROTECTING BUILDINGS AND FACILITIES**  
A. Ebrahimzadeh, M. Fayyaz and M. Dehghan Nezhad Sani Abadi
- 51   **NUMERICAL MODELING OF MECHANICALLY EARTH WALLS STABILIZED BY PLATE ANCHORS UNDER THE VIBRATION OF HIGH-SPEED TRAIN**  
A.S. Moradi Andarab, A.A. Zad, A. Noorzad and M. Yazdi
- 61   **NUMERICAL STUDY OF FREEZING EFFECT ON SOIL NAIL WALL**  
M.S. Vilaei, M. Sharifipour and A.H. Akhaveissy
- 71   **LABORATORY INVESTIGATION OF DAMAGE DETECTION OF TRUSS BRIDGE JOINTS USING VIBRATION RESPONSES UNDER MOVING LOAD**  
A. Kordi and M. Mahmoudi Sahebi
- 83   **PROPOSING A METHOD FOR SPLICING STEEL COLUMNS TO IMPROVE FORCE PATH AND FACILITATE CONSTRUCTION**  
S. Mahdlooyi, A.R. Ghiami Azad and S.R. Mirghaderi
- 97   **MODIFICATION OF SUBSTITUTE FRAME FOR STEEL MOMENT FRAMES WITH IRREGULAR BAY LENGTHS**  
Ahmadian, H. Khosravi, A.R. Banihashem and S. Farzaneh
- 111   **EVALUATION THE EFFECT OF CLAY ON COLLAPSE POTENTIAL OF SOILS IN DIFFERENT WATER INFILTRATION PATTERNS**  
J. Mahmoudi and R. Pourhosseini
- 123   **INVESTIGATION OF THE CORROSION OF PARTICULAR BARS IN REINFORCED CONCRETE STRUCTURES**  
H. Nozari, A. Armaghani, K. Rahmani and S. Piroti

## RESEARCH NOTE:

- 131   **COMPARING THE TWIST-OFF RESULTS AND THE CEB-FIP MODEL CODE STANDARD TO EVALUATE THE ADHESION OF MORTAR/STEEL AND PROVIDE A CORRECTION COEFFICIENT**  
A. Saberi Varzaneh and M. Naderi

## APPENDIX

- 147   **ABSTRACTS OF PAPERS IN ENGLISH**