

**مقالات پژوهشی:**

- بررسی رفتار قاب خمشی فولادی با اتصال‌های صلب کوتاه‌مرتبه به هنگام زلزله در دو حالت آسیب‌دیده در آتش پیش از زلزله و آتش‌سوزی پس از زلزله
محمدرضا درودی، فریبرز ناطقی الهی و امیرحسین حسینی
- تأثیر سیمان و زئولیت در مقاومت برشی زهکشی‌نشده‌ی خاک متورم شونده
جلند احمدی، سیدحمید لاجوردی، حسین ملاعباسی و علی شیرکوند
- ارزیابی آزمایشگاهی تأثیر الیاف‌های فولادی و پلی‌پروپیلن و سنگدانه‌های بازیافتی در مقاومت مکانیکی بتن ساقی فاسمی، جلیل شفاei و مینم جلالی
- توسعه‌ی مدل ریسک لرزه‌یی زبان ناشی از توقف تولید در واحدهای پالایشگاهی گاز (مطالعه‌ی موردی: پالایشگاه گازی پارسیان)
مهدی انصاری، سید مهدی موسوی و اسماعیل ایزدی زمان‌آبادی
- بررسی اثر پیش‌بارگذاری در مشخصات مکانیکی بتن ژئوپلیمری حاوی الیاف
علی صدر ممتازی، کامیاب قلی‌پور و رضا کهنی خشکبیجار
- افزایش دقت رویکرد پردازش تصویر دوفعده‌ی جهت تخمین منحنی‌های تنش - کرنش در آزمایش‌های سه‌محوری
حسین جهان‌خواه، سپهر نظری و جواد جلیلی

یادداشت فنی:

- ارزیابی رویکرد استاتیکی خطی در طراحی لرزه‌یی قاب‌های خمشی فولادی براساس عملکرد
منیره قندهاری، محمود اکبری، مجتبی حنطه و امید پناهی
- بررسی عملکرد سیستم چندلایه‌ی پوشش عایق شبروانی لندفیل تحت بارگذاری هیدرواستاتیکی خارجی
مجتبی چغری کرمانی‌پور و سید مرتضی مرندی

ORIGINAL ARTICLES:

- Investigation of the Behavior of Short Moment-Resisting Steel Frames with Rigid Connections During Earthquake Damage in Two Cases of Post-Earthquake Fire and Post-Fire Earthquake
M. Doroudi, F. Nateghi Alahi and A.H. Hasani
- The Effect of Cement and Zeolite on Undrained Shear Strength of the Expansive Clay
H. Ahmadi Chenardoni, S.H. Lajevardi, H. MolaAbasi and A. Shirkavand
- Experimental Evaluation of the Effect of Steel and Polypropylene Fibers and Recycled Aggregates on the Mechanical Properties of Concrete
S. Ghasemi, J. Shafaei and M. Jalali
- Extending a Model of Loss Seismic Risk Resulting from Production Interrupt at Gas Refinery Units (Case Study: Parsian Gas Refinery)
M. Ansari, M. Mousavi and E. Izadi Zamanabadi
- Investigation of the Effect of Preload on the Mechanical Properties of Fiber-Reinforced Geopolymer Concrete
A. Sadr Montazi, K. Gholipour and R. Kohari
- Increasing the Accuracy of Two-Dimensional Image Processing Techniques to Estimate Stress-Strain Curves in Triaxial Tests
H. Jahankhah, S. Nazari and J. Jalili

RESEARCH NOTES:

- Evaluation of Linear Static Approach in Performance-Based Design of Steel Bending Frames
M. Ghandehary, M. Akbari, M. Hanteh and O. Panahi
- Evaluation of the Performance of a Multi-Layer Landfill Side Slope Insulation System Under External Hydrostatic Loading
M. Jafari Kermani Pour and S.M. Marandi

صاحب امتیاز: دانشگاه صنعتی شریف

مدیر مسئول: دکتر علی اکبر صالحی

سرمدیر: دکتر محسن قائمیان

سرمدیر هیأت تحریریه: دکتر سعید سهراب‌پور

مدیر داخلی: پوران خیرمندی

مدیر اجرایی: پریسا مروتی

مسئول روابط عمومی: محمدرضا یوسف‌خان

ویرایش: رزیتا رستخیز پادار

حروف‌چینی: ساناز نادری، راضیه قربانی و مریم علی کرمی

صفحه‌آرایی: غزل احمدی میرقائد

امور اجرایی: شیمیا آل اسداله، مریم پورابراهیمی باوفا

طراح لوگو: زنده‌یاد مرتضی ممیز

طرح روی جلد و ساختار صفحه‌آرایی: مصطفی اسداللهی

نظارت فنی و چاپ: پیمان فرگاهی

نقل مندرجات این مجله با ذکر مأخذ آزاد است.

مجله در ویرایش مطالب آزاد است.

نشانی: تهران / صندوق پستی ۸۶۳۹-۱۱۱۵۵

دفتر مجله‌ی علمی و پژوهشی شریف

تلفن: ۶۶۰۰۵۴۱۹-۶۶۱۶۴۰۹۳

پست تصویری: ۶۶۰۱۲۹۸۳

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

سایت اسپرینگر: www.globalsciencejournals.com

پست الکترونیکی: pajouhesh@sharif.edu

چاپ: کارگاه گرافیک فرگاهی، <http://www.fargahi.com>

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 خویی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر محمد دلنواز

دانشکده فنی و مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه خوارزمی

دکتر حسین رحامی

دانشکده علوم مهندسی، 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 محمدجواد کتابداری

دانشکده مهندسی دریا، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

دکتر محمد کرمانشاه

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر موسی محمودی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی

دکتر حسن میرزابزرگ

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه‌نصیرالدین 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 برخوردار

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران

دکتر حسین پورزاهدی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر مسعود تهریشی

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 رحیم‌زاده

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 سعادت‌پور

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی اصفهان

دکتر عیسی سلاجقه

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه باهنر کرمان

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 یشری

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست - دانشگاه تربیت مدرس

هیأت مشاوران

دکتر امیر ساعدی داریان

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه شهیدبهشتی

دکتر نوید سیاه‌پلو

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی قم

دکتر یزدان شمس ملکی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی کرمانشاه

دکتر حمید صفاری

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه شهیدبهشتی

دکتر ابوالفضل عرب‌زاده

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه تربیت مدرس

دکتر مسعود عامل سخی

گروه آموزشی عمران - موسسه آموزشی عالی جهاد دانشگاهی خوزستان، اهواز

دکتر مجید قلهکی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه سمنان

دکتر علیرضا مرتضایی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه آزاد اسلامی واحد سمنان

دکتر علیرضا معززی مهر طهران

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر علی منصوری

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه قوچان

دکتر یعقوب محمدی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه محقق اردبیلی

دکتر سید محمود واعظی‌نژاد

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه ولی عصر رفسنجان

دکتر علی اکبر یحیی‌آبادی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه چنورد

مطالب این شماره

مقالات پژوهشی:

- ۳ بررسی رفتار قاب خمشی فولادی با اتصال‌های صلب کوتاه مرتبه به هنگام زلزله در دو حالت آسیب دیده در آتش پیش از زلزله و آتش سوزی پس از زلزله
محمد رضا درودی، فریبرز ناطقی الهی و امیرحسین حسینی
- ۱۱ تأثیر سیمان و ژئولیت در مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی خاک متورم شونده
حامد احمدی، سیدحمید لاجوردی، حسین ملا عباسی و علی شیرکوند
- ۲۱ ارزیابی آزمایشگاهی تأثیر الیاف‌های فولادی و پلی پروپیلین و سنگدانه‌های بازیافتی در مقاومت مکانیکی بتن
صادق قاسمی، جلیل شفا‌ئی و میثم جلالی
- ۳۳ توسعه‌ی مدل ریسک لرزه‌یی زیان ناشی از توقف تولید در واحدهای پالایشگاهی گاز (مطالعه‌ی موردی: پالایشگاه گازی پارس‌یان)
مهدی انصاری، سید مهدی موسوی و اسماعیل ایزدی زمان آبادی
- ۴۳ بررسی اثر پیش بارگذاری در مشخصات مکانیکی بتن ژئوپلیمری حاوی الیاف
علی صدر ممتازی، کامیاب قلی‌پور و رضا کهنی خشکبیجار
- ۵۵ افزایش دقت رویکرد پردازش تصویر دو بُعدی جهت تخمین منحنی‌های تنش - کرنش در آزمایش‌های سه محوری
حسین جهان خواه، سپهر نظری و جواد جلیلی

یادداشت فنی:

- ۶۷ ارزیابی رویکرد استاتیکی خطی در طراحی لرزه‌یی قاب‌های خمشی فولادی براساس عملکرد
منیره قندهاری، محمود اکبری، مجتبی حنطه و امید پناهی
- ۷۹ بررسی عملکرد سیستم چندلایه‌ی پوشش عایق شیروانی لندفیل تحت بارگذاری هیدرواستاتیکی خارجی
مجتبی جعفری کرمانی‌پور و سید مرتضی مرنندی

ضمائم:

- ۹۳ چکیده مقالات به انگلیسی

بررسی رفتار قاب خمشی فولادی با اتصالات های صلب کوتاه مرتبه به هنگام زلزله در دو حالت آسیب دیده در آتش پیش از زلزله و آتش سوزی پس از زلزله

محمدرضا درودی* (دانشجوی کارشناسی ارشد)

فریبرز ناطقی الهی (استاد)

امیرحسین حسینی (دانشجوی دکتری)

پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۴۰۱)
دردی ۲ - ۳۸، شماره ۳/۲، ص. ۱۰-۳، (پژوهشی)

بارگذاری آتش سوزی و زلزله به عنوان دو تهدید جدی در ساختمان ها هستند، که ایمنی جانی ساکنان را تهدید می کنند. مطالعات زیادی راجع به تأثیر بارهای لرزه ای در سازه ها انجام شده است، اما مطالعات کمی در مورد تأثیر هم زمان تهدیدهای مذکور به خصوص آتش سوزی قبل از رخداد زلزله انجام شده است. از طرفی، ساختمان های زیادی وجود دارند که بعد از رخداد آتش سوزی همچنان بدون مقاوم سازی خاصی استفاده می شوند و مانند سازه های سالم تحت اثر زلزله های آتی قرار می گیرند. در پژوهش حاضر، رفتار قاب خمشی فولادی در دو حالت آسیب دیده در آتش سوزی پیش از زلزله و آتش سوزی پس از زلزله بررسی شده است. سازه مطابق با ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ طراحی و ۱۰ سناریوی آتش سوزی برای تحلیل حرارتی در نظر گرفته شده است. نتایج پژوهش نشان دادند که در حالت آتش سوزی پیش از زلزله، در صورتی که سازه پیشینه ای دمایی، که طبق منحنی EuroCode در سناریوهای مختلف آتش سوزی تجربه کرده است، در محدوده ۶۰۰-۷۰۰ درجه سانتی گراد باشد، پس از بارگذاری لرزه ای پایدار خواهد بود. در حالت آتش سوزی پس از زلزله، پیشینه ای دمایی پایداری، طبق منحنی ISO ۸۳۴ پس از بارگذاری لرزه ای در سناریوهای مختلف آتش سوزی، در محدوده ۶۰۰-۸۰۰ درجه سانتی گراد قرار دارد. در حالت اول، با افزایش دما از ۶۰۰ درجه سانتی گراد با کاهش سختی و مقاومت فولاد، و در حالت دوم در دمایی بین ۶۵۰-۸۰۰، خیز تیرها به سرعت به سمت پایین افزایش یافته اند.

واژگان کلیدی: سیستم قاب خمشی فولادی، زلزله، سناریوهای آتش سوزی، پایداری.

mr.dorudi@iiees.ac.ir
nateghi@iiees.ac.ir
amirhosein.hasani88@gmail.com

۱. مقدمه

در ۶ ماهه ی نخست سال ۱۳۹۸، مرگ های ناشی از سوختگی در ایران غریب به ۱۰۰۰ نفر بوده است که بخش بزرگی از آتش سوزی های صورت گرفته مربوط به منازل مسکونی بوده است.

ضوابط ارائه شده در آیین نامه ها برای طراحی سازه در برابر آتش، بر روی عضو انجام می شود؛ حال آنکه در سازه ی واقعی به دلیل بازتوزیع بار، اندرکنش اعضا با یکدیگر و نحوه ی اتصال اعضا، شرایط متفاوت است و نتایج آزمایش های تمام مقیاس آتش سوزی، که بر روی یک ساختمان ۸ طبقه ی فولادی کامپوزیت در آزمایشگاه مطالعاتی کاردینگتون در بریتانیا (۱۹۹۶) انجام شده است، نشان می دهد زمانی که اعضاء مذکور، سازه را تشکیل می دهند، عملکرد بهتری از خود نشان می دهند. با

زلزله های نورتریج^۱ امریکا (۱۹۹۴) و کوبه ی^۲ ژاپن (۱۹۹۵)، باعث شکست در خطوط انتقال گاز شهری، آسیب به شبکه ی برق رسانی و به دنبال آن وقوع آتش سوزی های گسترده و انفجارهای مهیبی در سطح شهر و نیز کشته، زخمی و بی خانمان شدن هزاران نفر شده اند. آتش سوزی در ساختمان، پیش از وقوع زلزله نیز می تواند به صورت سهوی یا عمدی، از جمله اشکال در تأسیسات مکانیکی و برقی، نگهداری نادرست از مواد قابل اشتعال، آشوب های اجتماعی و ... رخ دهد.

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۹/۱، اصلاحیه ۱۴۰۱/۴/۷، پذیرش ۱۴۰۱/۵/۲۰.

DOI:10.24200/J30.2022.59237.3036

وجود اینکه در انتهای آزمایش اخیر، فقط ۳٪ از مقاومت اعضا باقی مانده است، اما سازه هنوز دچار فروریزش نشده است.^[۱]

حسام^۳ و همکارانش (۲۰۰۴)، در مطالعه‌ی بر روی مدل‌های عددی و آزمایشگاهی بر روی قاب‌های فولادی یک طبقه و چنددهانه که در معرض آتش پس از زلزله قرار گرفته بودند، المان‌های محافظت نشده را در تحلیل خود در نظر گرفتند. با این حال، هر دهانه توسط پوشش‌های ضدحریق برای کاهش خسارت در آتش‌سوزی محافظت شد. پوشش‌های ضدحریق مذکور برای کنترل آتش در داخل محفظه و برای جلوگیری از گسترش به سایر بخش‌ها اختصاص یافت و نشان داد که نوع خرابی، فروریزش به سمت داخل یا بیرون، و مقاومت مدل‌ها تا حد زیادی وابسته به سناریوهای آتش‌سوزی و بارهای ثقیلی هستند.^[۲] دلاکورت^۴ و همکارانش (۲۰۰۵)، در مطالعه‌ی سازه‌های فولادی قاب خمشی در برابر آتش‌سوزی پس از زلزله، به بررسی تأثیر زلزله به صورت تغییرشکل‌های ماندگار در قاب‌ها پرداخته‌اند. آسیب مکانیکی نیز به صورت کاهش مدول کشسانی و تنش تسلیم برخی از قسمت‌های سازه در نظر گرفته شده و تأثیر آتش به صورت تحلیل ترمومکانیک در مدل‌سازی اعمال شده است. نتایج به دست آمده نشان داده است که فلسفه‌ی طراحی لرزه‌ی سازه‌های فولادی قاب خمشی، تأثیر چشمگیری در عملکرد سازه به هنگام آتش‌سوزی پس از زلزله داشته است.^[۳] زهاریا و پینتا^۵ (۲۰۰۹) در مطالعات بیشتر بر روی قاب‌های فولادی، دو قاب فولادی مختلف طراحی شده برای دوره‌های بازگشت ۲۴۷۵ و ۴۷۵ ساله را بررسی و سپس پاسخ لرزه‌ی هر سازه با تحلیل بارافزون که توسط فاجر^۶ (۱۹۹۶) طراحی شده بود، را ارزیابی کرده‌اند. اگرچه قاب طراحی شده برای دوره‌ی بازگشت ۲۴۷۵ ساله در تحلیل پوش‌آور کشسان باقی مانده بود، اما قاب ضعیف‌تر طراحی شده برای دوره‌ی بازگشت ۴۷۵ ساله، در یفت میان‌طبقه‌ی قابل ملاحظه‌ی را متحمل شده است. سپس آن‌ها تحلیل آتش‌سوزی را بر روی هر دو قاب انجام دادند، که تأیید می‌کرد مقاومت در برابر آتش سازه‌هایی که تغییرشکل ماندگار تحت زلزله داشتند، از سازه‌هایی که تغییرشکل قبلی پیش از اعمال آتش نداشته‌اند، کمتر بوده است.^[۴] بهنام و رونق (۲۰۱۴)، رفتار سازه‌های بلندمرتبه‌ی قاب خمشی فولادی در معرض یک آتش‌سوزی بعد از زلزله را، که به سمت بالا گسترش می‌یابد، بررسی کردند و دریافتند که قاب‌های تحت حرارت با ۵ دقیقه زمان تأخیر انتقال و گسترش به دیگر طبقات، نسبت به قاب‌های با زمان تأخیر ۲۵ دقیقه، مقاومت کمتری دارند. همچنین ملاحظه کردند که قاب‌های در معرض آتش‌سوزی با ۵ دقیقه تأخیر، در فاز گرم‌شدن منحنی آتش، گسیخته و خراب شدند، ولی در قاب‌های با ۲۵ دقیقه تأخیر در فاز سردشدن منحنی آتش، دچار فروریزش شدند.^[۵]

کاظمی و همای (۱۳۹۴)، نیز در طراحی براساس عملکرد ساختمان‌های قاب خمشی فولادی با در نظر گرفتن آتش‌سوزی پس از زلزله، دو قاب ۳ و ۹ طبقه را در نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی کردند و تحت اثر سناریوهای مختلف آتش قرار دادند. آن‌ها دریافتند که با قرار گرفتن سازه در معرض آتش و در نتیجه کاهش سختی و مدول کشسانی فولاد، زمینه‌ی بازتوزیع گشتاور خمشی در سازه فراهم می‌شود که نتیجه‌ی آن افزایش تعداد مفاصل خمیری و در نهایت ناپایداری سازه است. همچنین متوجه شدند که در اثر آتش‌سوزی در طبقات پایین‌تر و در نتیجه‌ی آن کاهش سختی، طبقات مذکور به سازه اجازه‌ی تغییرمکان بیشتری را می‌دهند. بنابراین در حالت کلی، میزان خسارت هنگامی که آتش در طبقات پایین‌تر قرار دارد، بیشتر از هنگامی است که موقعیت قرارگیری آتش در طبقات بالاتر باشد.^[۶] در سال ۲۰۱۱، پاکینوتی^۷ و همکارانش، عملکرد اتصال‌های کامپوزیت فولاد - بتن را هنگامی که تنش‌های لرزه‌ی و به دنبال آن بارهای آتش ایجاد شدند، را بررسی کردند و با استفاده از

تحلیل‌های عددی و آزمون‌های تجربی نشان دادند که اتصال‌های کامپوزیتی طراحی شده برای آتش یا زلزله به طور جداگانه نمی‌توانند کمینه‌ی مقاومت مورد نیاز تحت آتش‌سوزی پس از زلزله را برآورده سازند. آن‌ها سپس پیشنهاد دادند که کمینه‌ی مقاومت ۱۵ دقیقه‌ی باید در مورد آتش‌سوزی پس از زلزله ارائه شود و بر این اساس یک روش طراحی پیشنهاد دادند.^[۷]

مرادی^۸ و همکاران (۲۰۲۰)، نیز در مقایسه‌ی دوام قاب‌های بتنی و فولادی تحت سناریوهای آتش‌سوزی و آتش‌سوزی بعد از زلزله، ابتدا قاب‌ها را تحت بارگذاری حرارتی قرار دادند و هدایت گرمایی قاب‌ها را مقایسه کردند. سپس قاب‌ها را تحت بارگذاری آتش‌سوزی و آتش‌سوزی بعد از زلزله قرار دادند و نتایج مطالعات ایشان نشان داد که در قاب‌های بتنی به دلیل کاهش مقاومت و ایجاد ترک‌ها به دلیل بار لرزه‌ی، دوام قاب‌ها در آتش‌سوزی بعد از زلزله کاهش قابل توجهی داشته است، اما در قاب‌های فولادی، تأثیر اشاره‌شده قابل توجه نبوده است.^[۸] سواندا^۹ و همکاران (۲۰۱۸)، در بررسی تأثیر زلزله در رفتار قاب‌های کامپوزیت فولادی در هنگام آتش‌سوزی نتیجه گرفتند که زلزله باعث کاهش مقاومت قاب‌های کامپوزیت در برابر آتش‌سوزی می‌شود.^[۹] عبدالله‌زاده و شالیکار (۲۰۱۷)، نیز با استفاده از تحلیل دینامیکی برای قاب‌هایی که قبلاً تحت آتش دچار ریزش پیش‌رونده شده بودند، اثر مقاوم‌سازی قاب خمشی فولادی با مهاربندهای X و واگرای V را بررسی کردند و دریافتند که قاب خمشی بدون مهاربندی، فاقد مکانیزمی مؤثر برای انتقال بار از اعضاء شکست‌خورده به اعضاء مجاور و فروریختن کامل قاب به دلیل عمل چرخشی تحت بارگذاری آتش در دهانه‌ی مرکزی آن است. در حالی که با ترکیب سیستم مهاربندی خرابی و سیستم مهاربندی عمودی، می‌توان مسیرهای جدیدی برای توزیع مجدد نیروهایی که توسط ستون‌های شکست‌خورده در قاب شکل می‌گیرد، ایجاد کرد.^[۱۰]

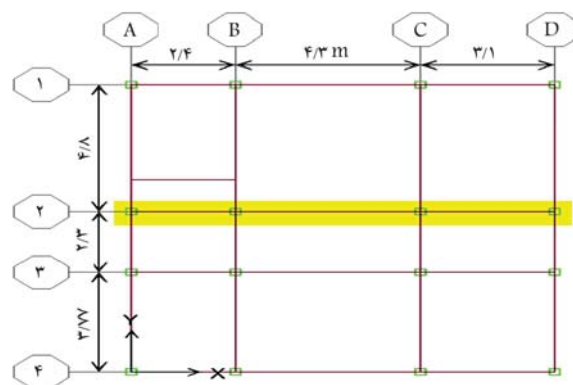
همچنین خوانساری^{۱۰} و همکاران (۲۰۱۸)، یک مدل سه‌بعدی نیمه‌مقیاس را آزمایش کرده‌اند، که شامل قاب‌های خمشی مجهز به اتصال‌های صفحه‌ی انتهایی در یک جهت و قاب‌های مهاربندی شده در سمت دیگر بوده است که در معرض آتش‌سوزی استاندارد ISO۸۳۴ قرار گرفته است. پیشینه‌ی دمای به دست آمده، ۱۰۵۵ درجه سانتی‌گراد بود و نتایج نشان داد که سازه برای مدت زمان قابل توجهی قبل از ریزش، دماهای بالا را تحمل می‌کند. علاوه بر این، برای صفحات انتهایی ضخیم که ایشان مطالعه کرده‌اند، فروپاشی با شکست پیچ آغاز شده است، که باعث ایجاد ایده‌ی استفاده از پیچ‌های قوی‌تر و صفحات انتهایی ضعیف‌تر برای به تأخیر انداختن فروپاشی کلی سازه شده است.^[۱۱]

با توجه به مطالعات پیشین، راجع به آتش‌سوزی و زلزله مشاهده شد که در خصوص سازه‌های فولادی که پیش از زلزله، آتش‌سوزی را تجربه کرده‌اند و هم اکنون برای بارهای ثقیلی، قابلیت بهره‌برداری را دارند، مطالعه‌ی صورت نگرفته و مطالعات اندکی در این زمینه بر روی اعضاء بتنی صورت گرفته است. از طرفی، در پژوهش‌های پیشین، رفتار کلی سازه تحت سناریوهای محدود آتش‌سوزی بررسی و کمتر به سیستم سازه‌ی قاب‌های خمشی با دهانه‌ها و ارتفاع طبقات متفاوت توجه شده است. همچنین در آیین‌نامه‌های داخلی نیز بیشتر سازه‌ها برای بارهای ثقیلی و لرزه‌ی طراحی شده و آثار آتش‌سوزی در طراحی‌ها لحاظ نشده است. با توجه به خلأ مطالعاتی در این زمینه، پژوهش حاضر با هدف ارزیابی سازه‌های فولادی به هنگام زلزله در دو شرایط آسیب‌دیده در آتش پیش از زلزله و آتش‌سوزی پس از زلزله انجام شده است. به همین منظور، یک ساختمان ۴ طبقه‌ی فولادی با آیین‌نامه‌های داخلی، طراحی و رفتار آن تحت سناریوهای مختلف آتش و خرابی در اجزاء سازه بررسی شده است.

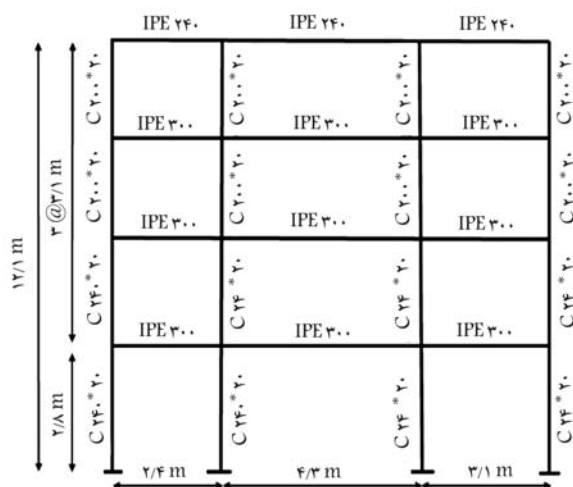
۲. طراحی اولیه و مدل سازی در OpenSees

مدل استفاده شده در نوشتار حاضر، برای تحلیل های آتش سوزی و لرزه ای، یک قاب میانی ساختمان ۴ طبقه ی فولادی با سیستم سازه ای قاب خمشی معمولی و با ابعاد پلان $10/8 \times 8/7$ مترمربع و ارتفاع طبقات ۳/۱ متر بوده است که براساس ویرایش سوم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران و استاندارد ۲۸۰۰ به روش استاتیکی معادل طراحی شده است (ابعاد پلان در شکل ۱ و مقاطع اعضاء قاب در شکل ۲ مشاهده می شود). کاربری سازه، مسکونی بوده و بارهای زنده و مرده ی طبقات، با در نظر گرفتن سربار معادل تیغه ها به ترتیب ۲۰ و ۷۳۵ کیلوگرم بر مترمربع و بارهای زنده و مرده ی بام به ترتیب ۱۵ و ۶۱۵ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده اند. [۱۳، ۱۲]

ساختمان در شهر تهران با خطر لرزه ایی نسبی خیلی زیاد و بر روی خاک نوع II قرار گرفته و در نرم افزار ۹، ۷، ۴ ETABS به صورت سه بعدی مدل سازی شده و پس از اعمال بارگذاری ثقلی و جانبی براساس ویرایش سوم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان طراحی و مقاطع اعضا به دست آمده است. مقاطع تیرها به صورت I شکل و مقاطع ستون ها به صورت قوطی های مربعی شکل در نظر گرفته شده اند. پای ستون ها در تراز پایه، گیردار فرض شده و از اندرکنش خاک - فونداسیون - سازه چشم پوشی شده است. پس از طراحی سازه و نهایی شدن مقاطع آن، قاب میانی



شکل ۱. پلان ساختمان ۴ طبقه ی فولادی به همراه قاب مدل سازی شده در نرم افزار OpenSees.



شکل ۲. ابعاد و مقاطع قاب بررسی شده با سیستم قاب خمشی.

سازه در امتداد شرق - غرب برای تحلیل های آتش سوزی و لرزه ایی به صورت دوتبعی در نرم افزار OpenSees مدل سازی شده است. بارگذاری ثقلی و جانبی برای قاب مذکور مطابق با توزیع بار در نرم افزار ETABS انجام شده است. آثار مرتبه ی دوم بارهای ثقلی ($P - \Delta$) نیز در تحلیل لحاظ شده است.

مصالص استفاده شده در مدل سازی ذکر شده، فولاد حرارتی (Thermal Steel) بوده است، که مقاومت و مدول کشسانی آن با افزایش دما کاهش می یابد. [۱۴] برای تعریف مقاطع تیرها و ستون ها از فایبرهای حرارتی (Fiber Thermal) و برای تعریف المان های تیرستون حرارتی (DispBeam Thermal Column) استفاده شده است. همچنین برای بالا بردن دقت تحلیل ها، هر یک از المان های تیر و ستون به ترتیب به ۶ و ۸ المان کوچک تر تقسیم شده اند. همچنین در مدل های اخیر، اتصال های تیرها به ستون ها مدل سازی نشده و فرض شده است که تیرها و ستون ها با گره صلب به یکدیگر متصل شده اند. در تحلیل ها، توزیع دما و درجه حرارت در طول المان ها و در امتداد مقطع عرضی و فایبرهای تیرها و ستون ها یکسان و ثابت در نظر گرفته شده است. تحلیل های حرارتی به صورت غیرخطی و از نوع نیرو - کنترل با استفاده از منحنی آتش پارامتری EuroCode [۱۵] برای حالت آتش سوزی پیش از زلزله و منحنی آتش ISO۸۳۴ [۱۶] برای حالت آتش سوزی پس از زلزله انجام شده است. منحنی پارامتری EuroCode مطابق با رابطه های ۱ الی ۱۰، از دو فاز گرم و سرد شدن تشکیل شده است.

۱. فاز گرم شدن

$$\theta_g = 1325(1 - 0/324e^{-0/2t^*} - 0/204e^{-1/7t^*} + 0/472e^{-1/4t^*}) + 20 \quad (1)$$

که در آن، t^* به صورت رابطه ی ۲ تعریف می شود:

$$t^* = t \cdot \Gamma \quad (2)$$

که در آن، Γ به صورت رابطه ی ۳ محاسبه می شود:

$$\Gamma = \left(\frac{O}{b}\right)^2 + \left(\frac{0/04}{1160}\right)^2 \quad (3)$$

که در آن، O و b مطابق روابط ۴ و ۵ تعریف می شوند:

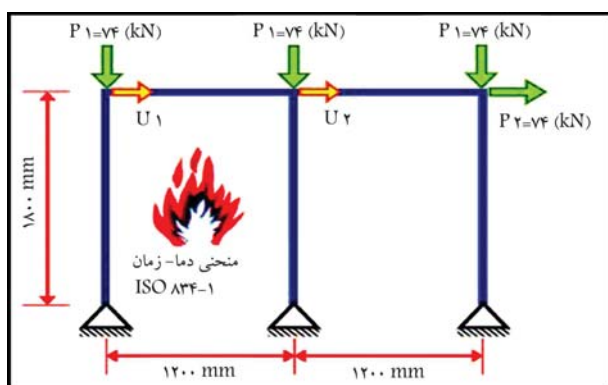
$$O = \frac{A_v}{A_t} \sqrt{h_{eq}} \quad (4)$$

$$b = \sqrt{\rho c \lambda} \quad (5)$$

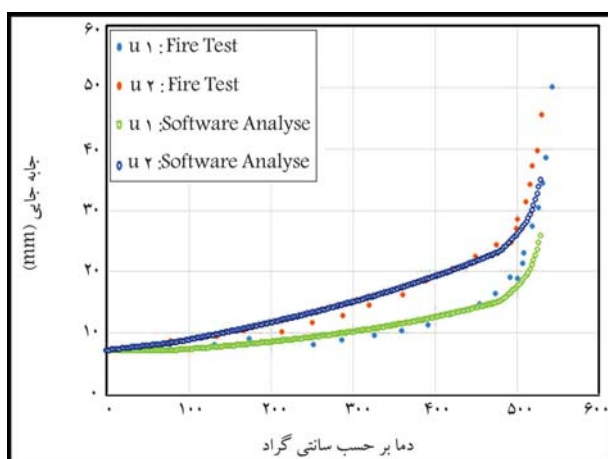
همچنین h_{eq} مطابق رابطه ی ۶ محاسبه می شود:

$$h_{eq} = \frac{h_w L_w + h_d L_d}{L_w + L_d} \quad (6)$$

که در آن ها، O ضریب بازشو برابر با $4/108$ ، b اینرسی گرمایی مرز بخش برابر با 714 به دست آمده است. همچنین، A_v برابر با $7/9$ مترمربع مساحت کل بازشوها قائم بر روی تمامی دیوارها، A_t مساحت کل محیط تحت حریق ۴ مترمربع، h_{eq} میانگین وزنی ارتفاع بازشوها دیوار برابر با $2/08$ ، ρ چگالی مصالح اتاقک حریق 600 کیلوگرم بر مترمکعب، c گرمای ویژه 1700 و λ رسانایی حرارتی مصالح اتاقک حریق برابر با $0/5$ و L_w و L_d به ترتیب طول بازشوی پنجره و در هستند که برابر با $1/5$ و 1 فرض شده اند.



شکل ۴. قاب مدل‌سازی شده در نوشتار (ZSR Frame). [۱۵ و ۱۶]



شکل ۵. نمودار مقایسه‌ی نتایج آزمایشگاهی نوشتار با نتایج حاصل از نرم‌افزار OpenSees.

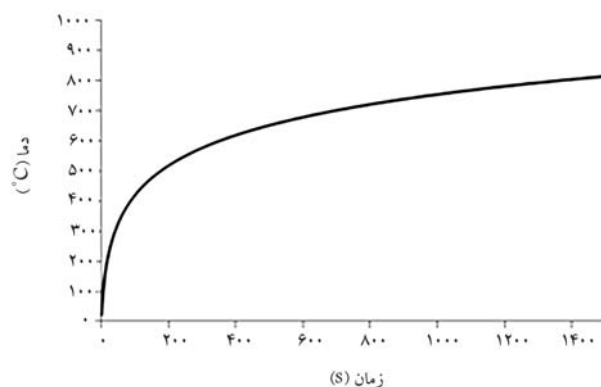
تیر- ستون حرارتی (DispBeam-ColumnThermal) تقسیم شده‌اند. همچنین نیروهای متمرکز P1 برابر ۷۴ کیلو نیوتن و P2 برابر ۲/۸۵ کیلو نیوتن در گره‌ی اتصال تیرها به ستون‌ها (مطابق شکل ۴) اعمال شده‌اند. سپس تیر و ستون‌های دهانه‌ی سمت چپ قاب تحت اثر منحنی آتش استاندارد ISO ۸۳۴ قرار گرفته و تحلیل حرارتی غیرخطی انجام شده است. اتصال تیر به ستون در قاب مورد نظر گیردار بوده است.

با رسم نمودار جابه‌جایی‌های U1 و U2 به دست آمده از تحلیل‌های نرم‌افزار بر حسب دما و مقایسه‌ی آن‌ها با نمودارهای حاصل از مدل‌سازی آزمایشگاهی مشاهده می‌شود (شکل ۵)، و نتایج حاصل از نرم‌افزار OpenSees اختلاف کمی با نتایج آزمایشگاهی داشته است که بیانگر دقت نرم‌افزار اخیر در انجام تحلیل‌های حرارتی است.

با توجه به آنکه تحلیل حرارتی نرم‌افزار تا دمای ۵۳۰ درجه سانتی‌گراد ادامه یافته است، ظرفیت محوری کاهش‌یافته‌ی ستون‌های تحت حرارت قاب ZSR را مطابق روابط بخش آتش ۱۶-۳۶۰ AISC در دمای ۵۳۰ درجه سانتی‌گراد محاسبه کرده و مقادیر آن با مقادیر نیروی محوری حاصل از نرم‌افزار برای هر یک از ستون‌ها در دمای مذکور مقایسه شده است (جدول ۲). با توجه به مقادیر اندک درصد اختلاف‌های به دست آمده در جدول اخیر نتیجه گرفته می‌شود که بخش تحلیل حرارتی نرم‌افزار OpenSees تطابق خوبی با روابط بخش آتش آیین‌نامه‌ی ۱۶-۳۶۰ AISC داشته و با انجام تحلیل‌های

جدول ۱. مقادیر t_{lim} (از جدول ۲-۱-۱۹۹۱-EN, E5). [۱۴]

نرخ رشد آتش	کاربری	$t_{lim}(min)$
آرام	حمل و نقل (اماکن عمومی)	۲۵
متوسط	مسکونی، بیمارستان (اتاق)، هتل (اتاق)، اداره، کلاس مدرسه	۲۰
سریع	کتابخانه، مرکز خرید، تئاتر (سینما)	۱۵



شکل ۳. منحنی بار آتش براساس آیین‌نامه‌ی ISO ۸۳۴.

۲. فاز سرد شدن

$$\theta_g = \theta_{max} - 625(t^* - t_{max,x}^*) \quad t_{max}^* \leq 0.5h \quad (7)$$

$$\theta_g = \theta_{max} - 250(3 - t_{max}^*)(t^* - t_{max,x}^*) \quad 0.5h < t_{max}^* \leq 2h \quad (8)$$

$$\theta_g = \theta_{max} - 250(t^* - t_{max,x}^*) \quad t_{max}^* > 2h \quad (9)$$

که در آن‌ها، θ_{max} بیشینه دمای است که در طول فاز گرم شدن به دست می‌آید و $t_{max} (= t_{max}^* \cdot \Gamma)$ به صورت رابطه‌ی ۱۰ تعریف می‌شود:

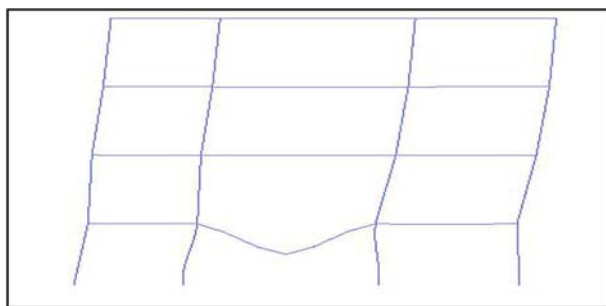
$$t_{max} = \max \left[\frac{0.2 \times 10^{-2} q_{t,d}}{\Gamma}; t_{lim} \right] \quad (10)$$

که در آن، t_{lim} به نرخ رشد آتش بستگی دارد. مقادیر t_{lim} در جدول ۱ ارائه شده است. منحنی ISO ۸۳۴ مطابق با رابطه‌ی ۱۱ به صورت یک تابع لگاریتمی با زمان افزایش می‌یابد، که در آن، t بر حسب دقیقه و T بر حسب درجه‌ی سانتی‌گراد هستند. منحنی بار آتش نیز در شکل ۳ مشاهده می‌شود.

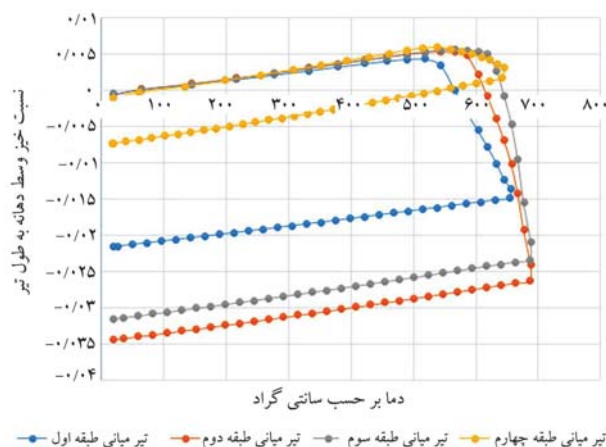
$$T = T_0 + 345 \log_{10}^{(t+1)} \quad (11)$$

۳. راستی‌آزمایی تحلیل‌های حرارتی

در راستی‌آزمایی انجام شده، از مدل آزمایشگاهی موجود در نوشتار رابرت و اسپامن^{۱۱} (۱۹۸۶)، [۱۷] استفاده شده است. مدل مذکور، شامل یک قاب یک طبقه‌ی دو دهانه به نام ZSR بوده است که مشخصات آن در شکل ۴ مشاهده می‌شود. تمامی مقاطع تیرها و ستون‌ها به صورت فایبرهای حرارتی^{۱۲} و با ابعاد IPE ۸۰ و مصالح مصرفی آن‌ها برای جنس فولاد حرارتی از نوع Seel^{۱۳} Thermal بوده است. همچنین برای افزایش دقت تحلیل‌ها، هر یک از آلما‌های تیر و ستون به ۴ آلما کوچک‌تر از نوع



شکل ۶. تغییر شکل سازه پس از بارگذاری های ثقلی، حرارتی و لرزه ای در سناریو آتش ۱.



شکل ۷. نمودار نسبت خیز وسط دهانه به طول تیر برای تیرهای دهانه میانی در سناریوهای آتش ۱ و ۳ و ۵ و ۷ (اعداد منفی بیانگر خیز تیر به سمت پایین است).

۵. نتایج تحلیل

برای بررسی نتایج تحلیل نرم افزار OpenSees، خروجی های خیز تیرها و تغییر مکان جانبی نسبی قاب مطالعه شده اند.

۱.۱.۵. حالت آتش سوزی پیش از زلزله

۱.۱.۵.۱. نمودار خیز تیرها با تغییرات دما

در شکل ۶، تغییر شکل سازه تحت اثر سناریوی آتش ۱ و بارگذاری جانبی مشاهده می شود. نتایج نشان می دهند که ابتدا در اثر افزایش دما، تیر تمایل به انبساط حرارتی و افزایش طول داشته است، اما سختی ستون های اطراف آن، جلوی این انبساط حرارتی را گرفته و باعث ایجاد نیروی محوری زیادی در تیر شده است. اما با افزایش بیشتر دما و کاهش مقاومت و مدول کشسانی فولاد، مقاومت تیر کاهش و خیز آن افزایش یافته است. همچنین به عنوان نمونه، نمودارهای خیز تیرها تحت سناریوهای آتش سوزی ۱ الی ۸ در شکل های ۷ و ۸ مشاهده می شوند. در این نمودارها خیز وسط تیرها به طول تیرها مقیاس شده اند. مطابق این نمودارها، تیرها تحت بار ثقلی و در دمای اولیه تحلیل دارای خیز در محدوده مجاز هستند. همچنین با توجه به این نمودارها در می یابیم که ابتدا در اثر افزایش دما، و انبساط طولی تیر تحت حرارت و ممانعت از این انبساط توسط ستون نیروی محوری زیادی در تیر ایجاد می شود. این نیروی فشاری باعث تغییر شکل تیر به سمت بالا می شود. با افزایش بیشتر دما و کاهش سختی و مقاومت فولاد، خیز تیر به سمت پایین تغییر جهت می دهد.

جدول ۲. مقایسه ای مقادیر ظرفیت محوری کاهش یافته ی ستون ها با مقادیر نیروی محوری به دست آمده از نرم افزار OpenSees.

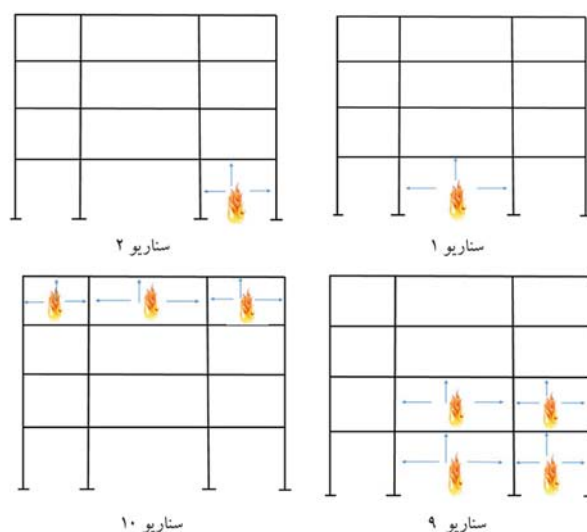
توضیحات	ستون	
	وسط	اول از سمت چپ
ظرفیت محوری کاهش یافته ی ستون در دمای $53^{\circ}C$ از روابط بخش آتش ۱۶- AISC 360	۷۲۱۴۳/۴ N	۷۰۵۸۱ N
نیروی محوری ستون در دمای $53^{\circ}C$ (خروجی نرم افزار OpenSees)	۷۹۱۵۷/۹ N	۷۴۵۳۹/۳ N
درصد اختلاف نیروی محوری ستون با ظرفیت محوری کاهش یافته ی آن در دمای $53^{\circ}C$	۹/۷٪	۵/۶٪

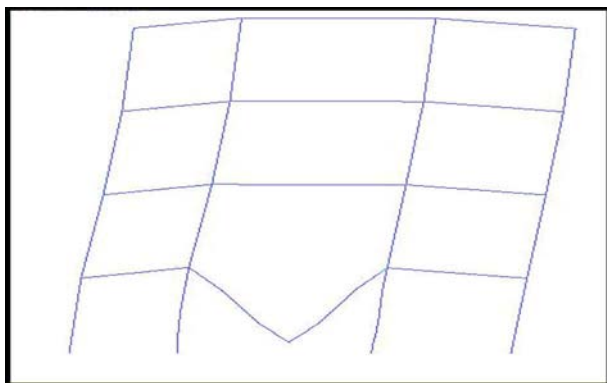
حرارتی با نرم افزار OpenSees، نتایج خوب و قابل استنادی به دست آمده است.

۴. سناریوهای آتش تحلیل های حرارتی

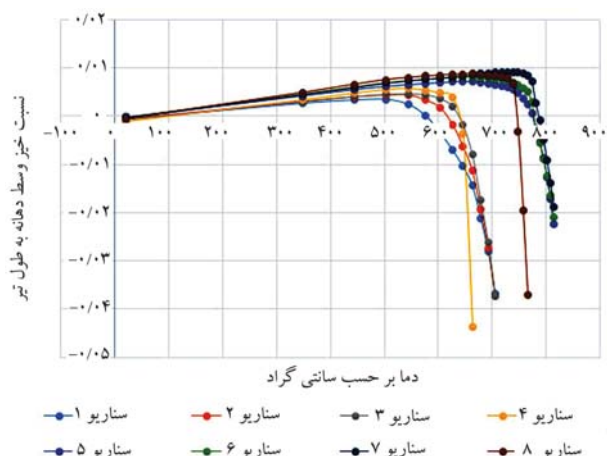
در بخش حاضر، ۱۰ سناریوی آتش سوزی (نحوه ی اعمال آتش به دهانه های مورد نظر) به این صورت در نظر گرفته شده است.

- سناریو ۱: تیر و ستون های دهانه ی میانی طبقه ی اول،
- سناریو ۲: تیر و ستون های دهانه ی سمت راست طبقه ی اول،
- سناریو ۳: تیر و ستون های دهانه ی میانی طبقه ی دوم،
- سناریو ۴: تیر و ستون های دهانه ی سمت راست طبقه ی دوم،
- سناریو ۵: تیر و ستون های دهانه ی میانی طبقه ی سوم،
- سناریو ۶: تیر و ستون های دهانه ی سمت راست طبقه ی سوم،
- سناریو ۷: تیر و ستون های دهانه ی میانی طبقه ی چهارم،
- سناریو ۸: تیر و ستون های دهانه ی سمت راست طبقه ی چهارم،
- سناریو ۹: تیر و ستون های دهانه های میانی و سمت راست طبقه های اول و دوم،
- سناریو ۱۰: کلیه ی تیر و ستون های طبقه ی چهارم.





شکل ۱۰. تغییر شکل سازه پس از بارگذاری های ثقلی، لرزه‌یی، و حرارتی در سناریو آتش ۱.



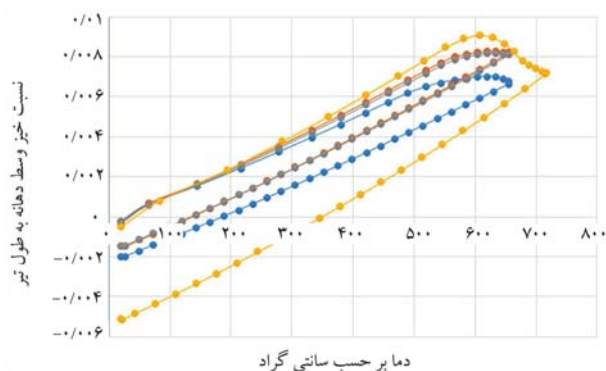
شکل ۱۱. مقایسه‌ی نمودار نسبت خیز وسط دهانه به طول تیر برای تیرهای سناریوهای (۱-۳-۵-۷) با (۲-۴-۶-۸).

است، که مربوط به آتش‌سوزی دهانه‌ی میانی قاب است. لذا در بیشتر سناریوها، سازه پس از آتش‌سوزی به خوبی بار جانبی را تحمل و سطح عملکرد ایمنی جانبی را تأمین می‌کند.

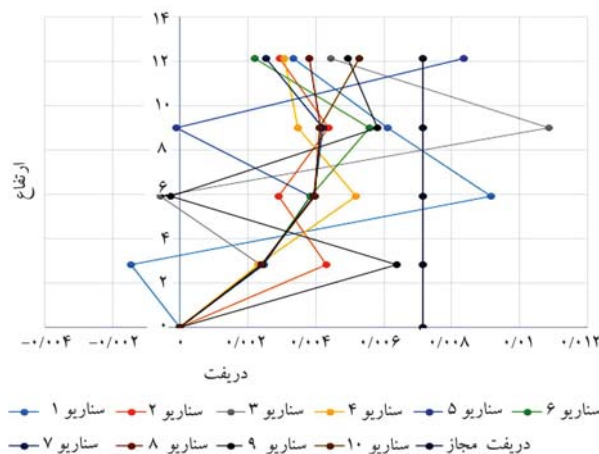
۲.۵. حالت آتش‌سوزی پس از زلزله

۲.۵.۱. نمودار خیز تیرها با تغییرات دما

در شکل ۱۰، تغییر شکل سازه پس از بارگذاری جانبی و به دنبال آن، سناریوی آتش ۱ مشاهده می‌شود. در سناریو ۱، تیر و ستون‌های دهانه‌ی میانی قاب در طبقه‌ی اول تحت اثر آتش و سایر اعضا در دمای محیط قرار گرفته‌اند. نتایج نشان می‌دهند تیرهایی که تحت حرارت نبوده‌اند، با افزایش دما و انبساط اعضا تحت حرارت، دچار خیز مثبت شده و با کاهش دما و رسیدن به دمای محیط، به خیز اولیه به هنگام بارگذاری ثقلی رسیده‌اند. برای تیر تحت حرارت شرایط متفاوت است؛ در ابتدا، با افزایش دما و انبساط طولی تیر، نیروی محوری - فشاری باعث ایجاد خیز مثبت شده است، اما با رسیدن دما به مقدار ۵۵۰ درجه‌ی سانتی‌گراد، به دلیل کاهش سختی و مقاومت فولاد و وجود بار ثقلی، خیز تیر به سمت پایین حرکت کرده و با شدت زیادی تا دمای ۷۰۰ درجه سانتی‌گراد ادامه پیدا کرده است. همچنین نمودارهای خیز تیرها با تغییرات دما برای سناریوهای آتش ۱ الی ۸ در شکل ۱۱ مشاهده می‌شود، که در آن‌ها، خیز وسط تیرها به



شکل ۸. نمودار نسبت خیز وسط دهانه به طول تیر برای تیرهای دهانه‌ی سمت راست در سناریوهای آتش ۲، ۴، ۶ و ۸ (اعداد منفی بیانگر خیز تیر به سمت پایین است).



شکل ۹. نمودار تغییر مکان جانبی نسبی قاب برای سناریوهای آتش ۱ الی ۱۰.

با مقایسه سناریوهای آتش (۱-۳-۵-۷) و (۲-۴-۶-۸) مشاهده می‌شود که در تیرهای با دهانه‌های بلند، خیز به مراتب بیشتر از دهانه‌های کوچک است؛ دلیل این امر سختی خمشی کمتر تیرهای با طول بلند نسبت به تیرهای با دهانه کوچک است. در تمام سناریوها تأثیر بارگذاری لرزه‌یی بر خیز تیرها، بسیار ناچیز است. (تأثیر کمتر از ۲ درصد)

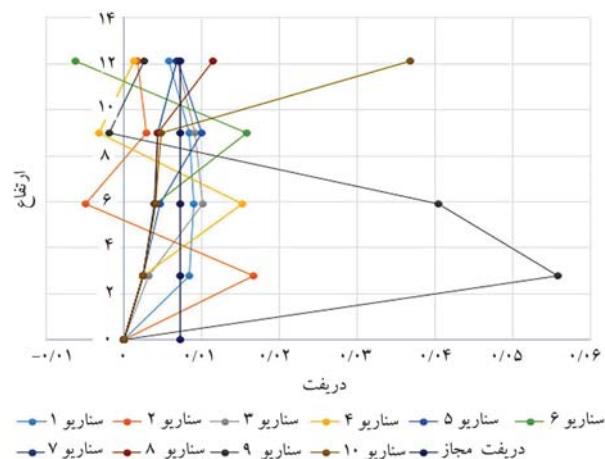
۲.۵.۱.۵. نمودار تغییر مکان جانبی نسبی قاب

نتایج تغییر مکان جانبی نسبی در تمام سناریوها در شکل ۹ مشاهده می‌شود که مطابق با نمودارهای تغییر مکان جانبی نسبی در سناریوهای (۱-۳-۵-۷) مشاهده می‌شود که در طبقاتی که دهانه‌های میانی تحت آتش قرار گرفته‌اند، تغییر مکان جانبی نسبی طبقه کاهش و در طبقه‌ی بالای آن تغییر مکان جانبی نسبی به شدت افزایش داشته است؛ علت این موضوع رفتار کابلی تیرهای تحت حرارت به دلیل کاهش سختی و مقاومت و تشکیل مفاصل خمیری در آن‌ها در دماهای بالا و همچنین وجود بار ثقلی است، که باعث جابه‌جایی بالای ستون‌های طبقه به سمت داخل قاب می‌شود. این مفاصل خمیری تشکیل شده منجر به کاهش سختی طبقه و افزایش شدید تغییر مکان جانبی نسبی در طبقه‌ی بالایی آن می‌شود. فقط در ۳ سناریو مقدار تغییر مکان جانبی نسبی، از مقدار مجاز استاندارد ۲۸۰ تجاوز کرده

درجه سانتی‌گراد است، اما مقدار تغییر مکان جانبی نسبی از مقدار مجاز بیشتر است.

۶. نتیجه‌گیری

در نوشتار حاضر، ابتدا یک ساختمان ۴ طبقه با سیستم سازه‌ای قاب خمشی معمولی براساس ویرایش سوم می‌جست ششم مقررات ملی ساختمان ایران و استاندارد ۲۸۰۰ برای بارهای ثقلی و جانبی به روش استاتیکی معادل طراحی و سپس یکی از قاب‌های سازه، در راستای شرق - غرب پلان در نرم‌افزار OpenSees مدل شده است. پس از مدل‌سازی، قاب در دو حالت آسیب‌دیده در آتش پیش از زلزله و آتش‌سوزی پس از زلزله بررسی شده است. در هر ۱۰ حالت سناریو، آتش دهانه‌ها و طبقات مختلف اعمال شده و نتایج تحلیل‌های ثقلی، لرزه‌ای و حرارتی به دست آمده‌اند. نتایج پژوهش حاضر نشان می‌دهد که در حالت آتش‌سوزی پیش از زلزله، در صورتی که سازه بیشینه‌ی دمایی که طبق منحنی EuroCode ۱ در سناریوهای مختلف آتش‌سوزی تجربه کرده است، در محدوده‌ی ۶۰۰-۷۰۰ درجه سانتی‌گراد باشد، پس از بارگذاری لرزه‌ای پایدار خواهد بود. در اغلب سناریوها، تغییر مکان جانبی نسبی سازه پس از بارگذاری لرزه‌ای در محدوده‌ی مجاز قرار دارد، لذا سازه پس از آتش‌سوزی و تجربه‌ی دمایی در محدوده‌ی ۶۰۰-۷۰۰ درجه سانتی‌گراد، توانسته است بخشی از سختی و مقاومت از دست رفته‌ی خود را برای مقابله با بارهای جانبی در دمایی محیط باز یابد. نمودارهای نسبت خیز تیرها به طول آن‌ها بر حسب دما نشان می‌دهند از دمایی حدود ۶۰۰ درجه سانتی‌گراد با کاهش سختی و مقاومت فولاد، خیز تیرها به سمت پایین به سرعت افزایش یافته است. افزایش اخیر خیز در دهانه‌های بلند به دلیل سختی خمشی کمتر نسبت به دهانه‌های کوچک شدیدتر بوده است. در حالت آتش‌سوزی پس از زلزله، نتایج پژوهش حاکی از آن است که بیشینه‌ی دمایی پایداری، طبق منحنی ISO ۸۳۴ پس از بارگذاری لرزه‌ای در سناریوهای مختلف آتش‌سوزی در محدوده‌ی ۸۰۰-۶۰۰ درجه سانتی‌گراد قرار داشته است؛ لذا نرخ مقاومت در برابر آتش در سناریوهای مختلف ۹ الی ۲۵ دقیقه بوده است. در بیشتر سناریوها، تغییر مکان جانبی نسبی سازه پس از بارگذاری حرارتی از محدوده‌ی مجاز تجاوز کرده است. با توجه به تغییر مکان جانبی سازه پس از بارگذاری لرزه‌ای و وجود بارهای ثقلی، پس از آتش‌سوزی و کاهش سختی و مقاومت اعضاء تحت حرارت، سازه دچار تغییر مکان جانبی نسبی زیادی به خصوص در طبقات تحت آتش شده است. نمودارهای نسبت خیز تیرها به طول آن‌ها بر حسب دما نشان می‌دهند از دمایی حدود ۶۰۰-۷۵۰ درجه سانتی‌گراد با کاهش سختی و مقاومت فولاد، خیز تیرها به سمت پایین به سرعت افزایش یافته است. در دهانه‌های بلند به دلیل سختی خمشی کمتر، افزایش خیز نسبت به دهانه‌های کوچک، بیشتر و در دمایی پایین‌تری رخ داده است.



شکل ۱۲. نمودار تغییر مکان جانبی نسبی قاب برای سناریوهای آتش ۱ الی ۱۰.

طول تیرها مقیاس شده‌اند. مشاهده می‌شود که در تمام سناریوها، ابتدا در اثر افزایش دما، تیر تحت حرارت تمایل به انبساط طولی داشته است، اما به دلیل اتصال‌های گیردار تیر به ستون قاب مذکور، جلوی این افزایش طول گرفته شده و نیروی محوری فشاری زیادی در تیر ایجاد شده است، که باعث خیز تیر به سمت بالا شده است. با افزایش بیشتر دما و کاهش سختی و مقاومت فولاد و وجود بار ثقلی، خیز تیر به سمت پایین افزایش یافته است، تا جایی که ظرفیت باربری خود را از دست داده است. از مقایسه‌ی سناریوهای آتش (۱-۳-۵-۷) و (۲-۴-۶-۸) نتیجه گرفته می‌شود که در تیرهای با دهانه‌های بلند، خیز به مراتب بیشتر از دهانه‌های کوچک است و در دمایی کمتری که تقریباً ۶۰۰ درجه سانتی‌گراد است، حرکت به سمت پایین شروع شده است؛ در حالی که دمایی اخیر برای دهانه‌ی کوچک‌تر، تقریباً ۷۵۰ درجه سانتی‌گراد بوده است. علت پدیده‌ی اخیر، سختی خمشی بالای تیرهای با دهانه‌ی کوتاه نسبت به تیرهای با دهانه‌ی بلند است.

۲.۲.۵. نمودار تغییر مکان جانبی نسبی قاب

نتایج تغییر مکان جانبی نسبی قاب برای سناریوهای آتش ۱ الی ۱۰ در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود. نتایج نشان می‌دهند که در سناریوهای (۱-۳-۵-۷)، در طبقاتی که دهانه‌های میانی تحت آتش قرار گرفته‌اند، سختی طبقه کاهش و تغییر مکان جانبی نسبی به شدت افزایش داشته است. همچنین در سناریوهای (۲-۴-۶-۸) نیز به دلیل فشار ناشی از انبساط طولی تیر و تشکیل مفصل خمیری پای ستون بیرونی دهانه‌ی سمت راست، افزایش تغییر مکان جانبی نسبی طبقه مشاهده می‌شود. در ۹ سناریو، مقدار تغییر مکان جانبی نسبی از مقدار مجاز استاندارد ۲۸۰۰ تجاوز کرده است؛ لذا نتایج نشان می‌دهند که در شرایط آتش‌سوزی پس از زلزله، با توجه به اینکه دمایی پایداری در سناریوهای مختلف آتش ۶۶۳-۸۱۵

پانویس‌ها

1. Northridge

2. Kube
3. Hosam
4. Della Corte
5. Zaharia & Pineta

6. Fagfar
7. Pucinotti
8. Moradi
9. Suwondo
10. Khonsari
11. Rubert & Schaumann
12. Fiber Thermal

منابع (References)

1. Usmani, A.S., Drysdale, D.D. and et al. Lamont, S. "Behaviour of steel framed structures under fire conditions", Main Report, University of Edinburgh, Edinburgh (2000).
2. Ali, H.M., Senseny, P.E. and Alpert, R.L. "Lateral displacement and collapse of single-story steel frames in uncontrolled fire", *Engineering Structures*, **26**(5), pp. 593-607 (2004).
3. Della Corte, G., Faggiano, G. and Mazzolani, F. "On the structural effects of fire following earthquake", *COST C12 Final Conference Proceedings*, Innsbruck, Austria (2005).
4. Zaharia, R. and Pintea, D. "Fire after earthquake analysis of steel moment resisting frames", *International Journal of Steel Structures*, **9**, pp. 275-284 (Dec 2009).
5. Behnam, B. and Ronagh, H.R. "Behavior of moment-resisting tall steel structures exposed to a vertically traveling post-earthquake fire", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **23**(14), pp. 1083-1096 (2014).
6. Kazemi, S. and Homami, P. "Design based on the performance of steel moment frame buildings with regard to post-earthquake fire", M.Sc. Thesis, Faculty of Engineering, Kharazmi University (Feb., 2016).
7. Pucinotti, R., Bursi, O.S. and Demonceau, J.F. "Post-earthquake fire and seismic performance of welded steel-concrete composite beam-to-column joints", *Journal of Constructional Steel Research*, **67**(9), pp. 1358-1375 (2011).
8. Moradi, M., Tavakoli, H.R. and Abdollahzadeh, Gh. "Comparison of steel and reinforced concrete frames' durability under fire and post-earthquake fire Scenario", *Civil Engineering Infrastructures Journal*, **54**(1), pp. 145-168 (2021).
9. Suwondo, M., Gillie, M. and Cunningham, L. B. "Effect of earthquake damage on the behaviour of composite steel frames in fire", *Advances in Structural Engineering*, **21**(16), pp. 2589-2604 (2018).
10. Abdollahzadeh, G.R. and Shalika, R. "Retrofitting of steel moment-resisting frames under fire loading against progressive collapse", *International Journal of Steel Structures*, **17**(4), pp. 1597-1611 (2017).
11. Khonsari, S.V., Vosough Grayli, P., Ghorbani, A. and et al. "Behaviour of end-plate connections in 3D frames under fire conditions: Experimental study", *International Journal of Steel Structures*, **18**(3), pp. 734-749 (2018).
12. Iranian Building Codes And Standards, "Iranian code of practice For Seismic Resistant Design Of Buildings", Standard No. 2800, 3th Edition (2005).
13. Iranian National Building Code, Part 10th, "Design and Construction of steel buildings", (2005).
14. Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H. and et al. "OpenSees version 2.4.5 user manual", Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), University of California, Berkeley (2009).
15. Eurocode 3, "Design of steel structures, part 1-2: General rules, structural fire design", EN 1993-1-2 European Committee for Standardization, CEN (2005).
16. ISO 834-2, "Fire-resistance tests-elements of building construction" (2019).
17. Rubert, A. and Schaumann, P. "Structural steel and plane frame assemblies under fire action", *Fire Safety Journal*, **10**, pp. 173-184 (1986).

تأثیر سیمان و زئولیت در مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی خاک متورم‌شونده

حامد احمدی چنار بنی (دکتری)

سید حمید لاجوردی (استادیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد اراک

حسین ملا عباسی* (استادیار)

دانشکده‌ی فنی مهندسی، دانشگاه گنبد کاووس

علی شیرکوند (استادیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد بوشوا

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۴۰۱)
دوری ۲ - ۳۸، شماره ۳/۲، ص. ۱۱-۱۰، (پژوهشی)

سالانه بسیاری از سازه‌ها بر خاک‌های متورم‌شونده ساخته می‌شوند، که دچار صدمه‌های جزئی، مانند انواع ترک‌های وارد شده و صدمات غیرقابل ترمیم می‌شوند. در پژوهش حاضر، از سیمان به عنوان تثبیت‌کننده‌ی خاک پایه و از زئولیت به عنوان ماده‌ی پوزولانی جایگزین بخشی از سیمان استفاده شده است. از این رو، درصد‌های مختلف سیمان (۶، ۸، ۱۰ و ۱۲ درصد) با مقادیر مختلف جایگزینی آنها با درصد‌های مختلف زئولیت (۱۰، ۳۰، ۵۰، ۷۰ و ۹۰ درصد) برای ساخت نمونه‌ها استفاده شده است در ادامه، با استفاده از نتایج آزمون‌ها می‌توان بیان کرد که بهترین خواص ژئوتکنیکی در این آزمون‌ها از قبیل مقاومت فشاری محصورنشده و سه‌محوری تحکیم‌نیافته‌ی زهکشی‌نشده در نمونه‌ی تثبیت شده با ۱۲٪ سیمان و جایگزینی ۳۰٪ زئولیت پس از ۲۸ روز عمل‌آوری حاصل شد. از سویی دیگر می‌توان بیان کرد که ۳۰٪ مقدار بهینه‌ی جایگزینی سیمان با زئولیت است. همچنین، افزایش زمان عمل‌آوری موجب تأثیر بیشتر سیمان و جایگزینی زئولیت در بهبود پارامترهای مقاومتی شده است. تصاویر میکروسکوپ الکترونی نیز تصدیقی بر بهبود خواص مکانیکی نمونه‌های تثبیت شده است.

واژگان کلیدی: تثبیت، رس متورم‌شونده، سیمان، زئولیت، مقاومت برشی
زهکشی‌نشده.

۱. مقدمه

خاک‌های متورم‌شونده، گروهی از خاک‌های مسئله‌دار رسی هستند، که بخش عمده‌ی ساختار آنها راکانی‌های رسی، مانند مونت‌موریلونیت و ایلیت تشکیل می‌دهند و رفتار آنها به شدت تحت تأثیر شرایط محیطی، از جمله: تغییرات دما، فشار، رطوبت و نوع سیال درون ساختار آنهاست. رفتار تورمی خاک‌های متورم‌شونده ارتباط مستقیمی با تغییر رطوبت دارد، که با افزایش رطوبت، خاک متورم و با کاهش آن دچار انقباض می‌شود.^[۱] خاک‌های متورم‌شونده، سطح ویژه‌ی بالا و قابلیت تبادل کاتیونی زیادی دارند و عمده‌تاً تحت تأثیر مقدار و نوع کانی‌های رسی هستند، که بیشتر در نواحی نیمه‌خشک و خشک دنیا یافت می‌شوند.^[۲]

برای درک بهتر میزان خسارت‌های ناشی از خاک‌های متورم‌شونده می‌توان بیان کرد که در سال ۱۹۹۳ میلادی، کشور آمریکا خسارت ناشی از رفتار مخرب خاک‌های

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۹/۲۴، اصلاحیه ۱۴۰۱/۵/۱۲، پذیرش ۱۴۰۱/۵/۳۰.

DOI:10.24200/J30.2022.59536.3059

متورم‌شونده در خصوص بزرگراه‌ها، معابر، فرودگاه‌ها، پوشش تونل‌ها، کانال‌های آبیاری و دیگر سازه‌ها را به میزان ۹۰۰۰ میلیون دلار برآورد کرد، که به تنهایی بزرگ‌تر از خسارت‌های ناشی از بلایای طبیعی، از قبیل سیل، طوفان و زلزله بوده است.^[۳] در استان خوزستان در کشور ایران، طبق بررسی‌های ژئوتکنیکی انجام گرفته می‌توان بیان کرد که خاک سطحی استان خوزستان، پتانسیل تورمی دارد و شاخص خمیری آن بالاست.^[۴] لذا بررسی خاک‌های متورم‌شونده ضروری است.

تثبیت شیمیایی از روش‌های مرسوم جهت تثبیت سطحی و همچنین نیمه‌عمیق خاک‌های با شاخص خمیری بالا، جهت ارتقاء خواص ذاتی است. افزودنی‌هایی مانند سیمان و آهک، جزء رایج‌ترین مواد جهت بهبود خواص مکانیکی و مقاومتی خاک‌های مذکور هستند، که در این راستا، نیز در پژوهش‌های بسیاری به بررسی تأثیر آنها در خصوصیات مکانیکی آنها پرداخته شده است. در پژوهش حاضر، سیمان به عنوان افزودنی پایه‌ی استفاده شده جهت تثبیت خاک متورم‌شونده در نظر گرفته شده است. خمیسا و محمدی (۲۰۱۴)، با استفاده از آزمون‌های تراکم، متیلن بلو^۱ (وابسته

به مقدار سطح ویژه ذرات خاک)، سی. بی. آر (CBR)^۲ و برش مستقیم زهکشی نشده، آثار ترکیب آهک و سیمان را در خواص مهندسی خاک رس متورم شونده پیش تحکیم یافته بررسی کردند و دریافته اند که افزودن ترکیب آهک و سیمان به خاک مذکور، باعث کاهش شاخص خمیری و خواص تورمی و در نتیجه تراکم بهتر آن، افزایش CBR خاک تثبیت شده و افزایش مقاومت برشی آن می شود.^[۵] آزمون های تأثیر سرباره ی فولاد و نوع سیمان در خواص ژئوتکنیکی دو نوع خاک متورم شونده با تورم حجمی توسط ماهدی و همکاران (۲۰۱۸) بر روی ۳۱۲ نمونه با ۱۸ اختلاط مختلف انجام شد و نشان داد که حد روانی (LL) ۳ و حد خمیری (PL) ۴ خاک با افزودن سیمان تا ۱۰٪ کاهش می یابد و برای مقادیر بیشتر از ۱۰٪، روند آن افزایشی می شود. همچنین تثبیت خاک با سیمان سبب افزایش pH خاک می شود، که افزایش اشاره شده برای سیمان های نوع I و II بیشتر و برای نوع IV کمتر بوده است. افزودن سیمان به خاک، نیز موجب بهبود مقاومت فشاری محصور نشده ی (UCS)^۵ خاک شده است.^[۶]

با توجه به اهمیت حفظ محیط زیست و کاهش تولید آلاینده های مرتبط با فرایند تولید سیمان، از جمله گازهای گلخانه ای، استفاده از پوزولان های طبیعی، مانند ژئولیت برای جایگزینی بخشی از سیمان می تواند توسط کاهش مصرف سیمان و جایگزینی آن با مواد بازیافتی از فرایندهای صنعتی یا مواد دوست دار محیط زیست، سبب کاهش مصرف بی رویه ی منابع طبیعی، کاهش مصرف انرژی و حفظ محیط زیست شود.^[۷] ملاعباسی و همکاران (۲۰۱۶، ۲۰۱۷، ۲۰۲۰)، تأثیر افزودنی سیمان پرتلند نوع II و ژئولیت در خاک های ماسه ای را با انجام آزمون مقاومت فشاری محصور نشده و سه محوری بررسی کردند و دریافته اند که خصوصیات مقاومتی و گسیختگی خاک با جایگزینی ژئولیت به جای سیمان با گذشت زمان عمل آوری بهبود پیدا می کند. آزمون خواست شیمیایی اکسیژن (COD)^۶ نیز برای نمونه های حاوی مقادیر مختلف افزودنی ها به عنوان یک ارزیابی زیست محیطی انجام و مشاهده شد که مقدار COD با افزایش جایگزینی سیمان با ژئولیت افزایش یافته است.^[۸-۱۰]

احمدی و همکاران (۲۰۲۱)، در بررسی رفتار مکانیکی خاک متورم شونده ی تثبیت شده با سیمان و ژئولیت دریافته اند که افزایش جایگزینی سیمان با ژئولیت، سبب کاهش وزن مخصوص بیشینه ی خاک خشک و همچنین درصد رطوبت بهینه ی ترکیب خاک، سیمان و ژئولیت می شود.^[۱۱] شهریارکیان و همکاران (۲۰۲۱)، نیز در بررسی تأثیر سیمان و ژئولیت در رفتار مکانیکی خاک با شاخص خمیری پایین حاوی ماسه، سیلت و رس تحت چرخه های یخبندان - ذوب دریافته اند که افزودن ۳٪ ژئولیت به نمونه های سیمانی سبب افزایش مقاومت فشاری محصور نشده و کرنش گسیختگی نسبت به نمونه های تثبیت شده با سیمان شده است.^[۱۲]

در پژوهش حاضر به بررسی هم زمان اثر سیمان و ژئولیت در افزایش خصوصیات مقاومتی خاک متورم شونده از طریق انجام بررسی های آزمایشگاهی سه محوری پرداخته شده است. به این منظور درصدهای مختلفی از سیمان و مقادیر مختلفی ژئولیت به منظور جایگزینی بخشی از سیمان مصرفی برای تثبیت خاک متورم شونده استفاده و آزمون های آزمایشگاهی مقاومت فشاری محصور نشده و سه محوری تحکیم نیافته ی زهکشی نشده در زمان های عمل آوری ۷ و ۲۸ روزه انجام و نتایج آن بررسی شده است.

۲. مواد و روش ها

در بخش حاضر، ابتدا به معرفی خاک پایه و مصالح مصرفی پرداخته و سپس روند انجام آزمون های آزمایشگاهی مختصراً شرح داده شده است. تمامی استانداردهای

استفاده شده در آزمون های پژوهش حاضر در جدول ۱ ارائه شده است.

• رس متورم شونده (خاک پایه)

خاک بررسی شده در پژوهش حاضر از بندر ماهشهر استان خوزستان تهیه و برای تعیین دانه بندی خاک مورد نظر، از روش تر استفاده شده است. منحنی دانه بندی حاصل از آزمون های الک و هیدرومتری در شکل ۱ مشاهده می شود. ضریب فشردگی خاک مذکور بر اساس آزمون ادنومتري انجام شده برابر ۴۸٪ و ضریب تورم آن ۱۱٪ بوده و تورم آزاد آن نیز از آزمون تحکیم، ۴۲٪ به دست آمده است. همچنین آزمون حد خمیری و روانی (به روش جام کاسگرانده) بر روی خاک پایه انجام شده است، که مقادیر آنها به ترتیب ۲۹ و ۷۳ درصد و در نتیجه شاخص خمیری (PI)^۷ برابر ۴۴٪ شده است.

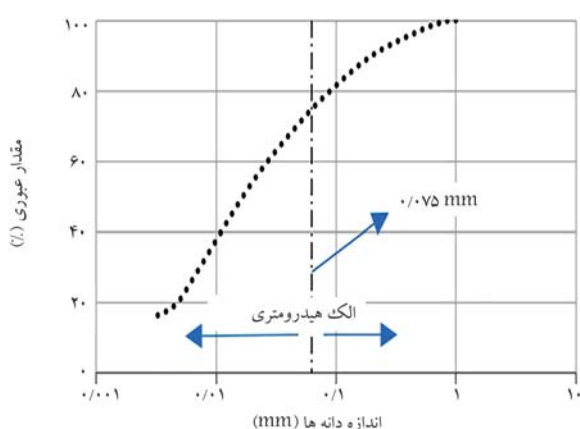
بر اساس نتایج به دست آمده از آزمون های حدود اتربرگ، دانه بندی و با توجه به روش طبقه بندی خاک متحد^۸، خاک پایه، رس با شاخص خمیری بالا (CH) بوده است. با توجه به شاخص خمیری خاک های گروه اخیر عموماً (PI > ۴۰) و همچنین با استفاده از طبقه بندی استینن^[۱۳] می توان آنها را در گروه خاک های با پتانسیل تورمی بالا قرار داد. درصد رطوبت بهینه و بیشینه ی وزن مخصوص خشک به ترتیب ۲۲٪ و ۱۵/۶ کیلو نیوتن بر مترمکعب بر اساس آزمون تراکم استاندارد به دست آمده است.

• سیمان (تثبیت کننده)

سیمان استفاده شده در پژوهش حاضر از نوع سیمان پرتلند نوع II بوده است، که وزن مخصوص آن ۳/۱۱ گرم بر سانتی مترمکعب، نرمی بلین^۹ آن بیش از ۲۸۰۰ سانتی مترمربع برگرم و انبساط اتوکلاو آن کمتر از ۰/۶٪ بوده است. سایر مشخصات

جدول ۱. استانداردهای استفاده شده در پژوهش حاضر.

آزمون	استاندارد
دانه بندی	ASTM D۴۲۲ ^[۱۴]
ادنومتري	ASTM D۲۴۳۵
تورم آزاد	ASTM D۵۸۹ ^۵
حدود اتربرگ	ASTM D۴۳۱۸ ^[۱۵]
طبقه بندی متحد	ASTM D۲۴۸۷ ^[۱۶]
پروکتور استاندارد	ASTM D۶۹۸ ^[۱۷]
مقاومت فشاری محصور نشده	STM D۲۱۶۶ ^[۱۸]
مقاومت سه محوری (UU)	ASTM D۲۸۵۰ ^[۱۹]



شکل ۱. منحنی دانه بندی خاک پایه (به روش الک و هیدرومتری).

شیمیایی و فیزیکی سیمان استفاده شده نیز در جدول ۲ ارائه شده است، که مطابق آن، بیشتر ذرات تشکیل دهنده سیمان، اکسیدکلسیم (CaO) است، که در واکنش های هیدراتاسیون شرکت می کنند.^[۱۱]

• ژئولیت (افزودنی)

بر اساس سیستم طبقه بندی متحد، ژئولیت در گروه ML قرار می گیرد. در پژوهش حاضر، ژئولیت معدنی با مشخصات ارائه شده در جدول ۳ از نوع کلینوپتیلولیت با فرمول شیمیایی مطابق رابطه ۱ است.^[۱۱]

$$(Na, K)_2O \cdot Al_2O_3 \cdot 10SiO_2 \cdot 6H_2O \quad (1)$$

جدول ۲. مشخصات شیمیایی و فیزیکی سیمان استفاده شده.^[۱۱]

آنالیز شیمیایی	
اکسیدها	درصد استفاده شده
Na_2O	۰/۱۸
Al_2O_3	۴/۶۸
SiO_2	۲۱/۴
SO_2	۲/۳
K_2O	۰/۵۱
CaO	۶۲/۹
Fe_2O_3	۳/۷۵
MgO	۴/۱
L.O.I	۰/۸۱
خصوصیات فیزیکی و مقاومت	
$< 20^\circ$	۳ روز
$< 31^\circ$	۷ روز
$< 38^\circ$	۲۸ روز
$< 120^\circ$	Initial (min)
$3:30^\circ$	Final (hr)
	آزمون ویکات

جدول ۳. مشخصات شیمیایی و فیزیکی ژئولیت استفاده شده.^[۱۱]

آنالیز شیمیایی	
اکسیدها	درصد استفاده شده (%)
Na_2O	۲/۳۱
Al_2O_3	۱۳/۶۲
SiO_2	۶۶/۹۳
SO_2	۱/۳۶
K_2O	۲/۳۸
CaO	۴/۴۱
Fe_2O_3	۲/۹
MgO	۲/۵۴
L.O.I	۳/۸۲
ویژگی های فیزیکی	
1000°	سطح ویژه (g/mc^2)
۲/۶	ظرفیت تبادل کاتیونی (meq/g)

۳. طرح اختلاط و ساخت نمونه ها

برای انجام آزمون مکانیکی در پژوهش حاضر، با توجه به ریزدانه بودن خاک پایه، نسبت های سیمان ۶، ۸، ۱۰ و ۱۲ درصد سیمان و برای ژئولیت، مقادیر جایگزینی ۰، ۱۰، ۳۰، ۵۰، ۷۰ و ۹۰ درصد از هر مقدار مشخص سیمان در نظر گرفته شده است (جدول ۴). برای وزن مخصوص خشک نمونه ها از نتایج آزمون های تراکم ارائه شده در پژوهش احمدی و همکاران (۲۰۱۱)،^[۱۱] که در جدول ۳ ارائه شده، استفاده شده است. بدین صورت که برای هر طرح اختلاط مورد نظر از خاک - سیمان - ژئولیت، با دانستن وزن مخصوص خشک بیشینه (γ_{dmax}) و رطوبت بهینه (w_{opt}) مربوط به هر طرح و استفاده از روابط وزنی - حجمی، مقادیر مورد نظر مصالح و میزان آب برای درجه ی تراکم (Rd) برابر ۹۸٪، جهت اختلاط و ساخت هر نمونه به دست آمده است.

$$\gamma_d = (R_d = 98\%) \times \gamma_{dmax} \quad (2)$$

شایان ذکر است که درجه ی تراکم ۹۸٪ برای نمونه سازی های آزمون های فشاری محصورنشده و سه محوری تحکیم نیافته ی زهکشی نشده استفاده شده است.

برای ساخت نمونه ها، مقدار وزن مصالح بر اساس رابطه ی ۲ محاسبه شده و مقدار آب مختص آنها با توجه به حجم مشخص قالب هر طرح اختلاط به صورت همگن با هم مخلوط شده و تمامی مقدار ذکر شده در سه لایه ی هم اندازه، به روش تراکم استاتیکی با میله ی فلزی با ضربات آهسته کوبیده شده است، به طوری که همگنی خاک تحت تأثیر قرار نگیرد. پس از کوبیدن هر لایه، جهت ایجاد درگیری در سطح و به وجود آوردن اتصال بین دو لایه، خراش هایی زده شده است. سپس نمونه ها جهت حفظ رطوبت در زمان عمل آوری، در کیسه های زببی قرار گرفتند تا در دامی اتاق ۲۱ تا ۲۴ درجه ی سانتی گراد و رطوبت بالای ۹۰٪، تحت عمل آوری قرار گیرند. برای تمامی آزمون ها، نمونه هایی برای دو زمان عمل آوری ۷ و ۲۸ روزه ساخته شدند. ذکر این نکته ضروری است که نمونه های آزمون های مقاومتی در قالب هایی استوانه یی با قطر ۴۵ میلی متر و ارتفاع ۹۵ میلی متر تهیه شده اند.

• آزمون فشاری محصورنشده

هدف از انجام آزمون فشاری محصورنشده، به دست آوردن درصد ژئولیت بهینه به ازاء مقادیر مختلف سیمان برای انجام آزمون های سه محوری است. آزمون مذکور، برای تعیین تقریبی و سریع مقاومت فشاری بدون هیچ فشار جانبی است. سرعت بارگذاری در آزمون فشاری محصورنشده به گونه یی تنظیم شده است که در هر دقیقه، ۱٪ کرنش محوری در نمونه ایجاد شود. به ازاء تغییر شکل های معین، مقدار نیروی وارده، یادداشت و بارگذاری نیز تا زمان گسیختگی و یا زمانی که ۱۵٪ کرنش در نمونه ایجاد شود، ادامه یافته است. در کل ۴۸ آزمون مقاومت فشاری انجام شده است.

• آزمون سه محوری تحکیم نیافته ی زهکشی نشده (UU)

تعداد ۴۸ آزمون سه محوری تحکیم نیافته ی زهکشی نشده، بر روی نمونه های خاک رس متورم شونده ی تثبیت شده با سیمان و ترکیب سیمان - ژئولیت بهینه انجام و نتایج حاصل از آنها، به صورت جدول و نمودارهای تغییرات زاویه ی اصطکاک داخلی (φ) و چسبندگی (C)، کرنش گسیختگی و سختی ارائه شده است. آزمون های انجام شده ی سه محوری، همانند آزمون فشاری محصورنشده تا کرنش محوری ۱۵٪ ادامه یافته است؛ اگرچه گسیختگی نمونه ها در کرنش های کمتری صورت گرفته است. در روند آزمون تحکیم نیافته ی زهکشی نشده باید اشاره کرد که هنگام اعمال فشار محفظه یی ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلو پاسکال به نمونه، اجازه ی زهکشی داده نمی شود.

جدول ۴. طرح اختلاط و مقادیر حاصل از آزمون‌های پروکتور استاندارد.

افزودنی	سیمان (%)	رطوبت بهینه (w_{opt}) (%)	وزن مخصوص خشک بیشینه (γ_{dmax}) (kN/m^3)
۰	۰	۲۲	۱/۵۶
۰	۰	۲۷/۱	۱۵/۲۹
۱۰	۰	۲۵/۳	۱۵/۰۹
۳۰	۶	۲۴/۸	۱۴/۸۰
۵۰	۶	۲۴	۱۴/۷۰
۷۰	۶	۲۳/۲	۱۴/۵۰
۹۰	۶	۲۱/۷	۱۴/۴۱
۰	۸	۲۸/۴	۱۵/۴۸
۱۰	۸	۲۷/۶	۱۵/۳۹
۳۰	۸	۲۵/۷	۱۵/۰۹
۵۰	۸	۲۴/۶	۱۴/۸۰
۷۰	۸	۲۴/۱	۱۴/۷۰
۹۰	۸	۲۲/۳	۱۴/۴۱
۰	۱۰	۳۰/۶	۱۵/۷۸
۱۰	۱۰	۲۸/۷	۱۵/۴۸
۳۰	۱۰	۲۷/۷	۱۵/۲۹
۵۰	۱۰	۲۶/۴	۱۴/۹۹
۷۰	۱۰	۲۵/۹	۱۴/۹۰
۹۰	۱۰	۲۳/۸	۱۴/۵۰
۰	۱۲	۳۱/۵	۱۵/۸۸
۱۰	۱۲	۲۹/۶	۱۵/۵۸
۳۰	۱۲	۲۸/۳	۱۵/۴۸
۵۰	۱۲	۲۸	۱۵/۱۹
۷۰	۱۲	۲۷/۱	۱۴/۹۹
۹۰	۱۲	۲۵/۹	۱۴/۷۰

سه محوری UU بر روی نمونه‌های حاوی درصد‌های مختلف سیمان و ژئولیت انجام شده است. لازم به ذکر است که نمونه‌ها برای آزمون‌های مقاومتی، برای دو دوره‌ی زمانی ۷ و ۲۸ روزه تحت عمل‌آوری قرار گرفتند. در ادامه، نتایج حاصل از آزمون‌های اخیر به تفسیر ارائه شده‌اند.

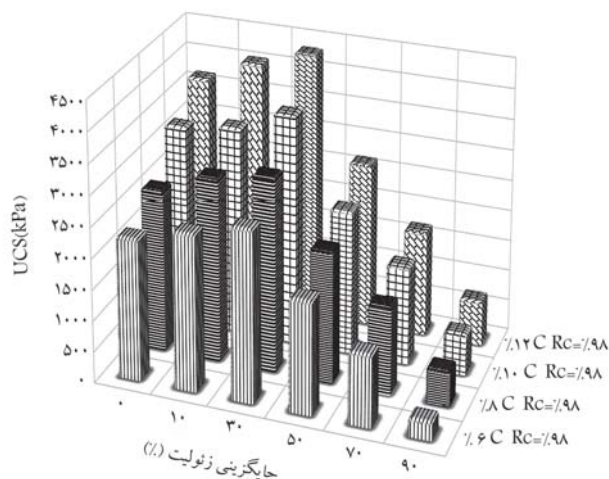
۱.۴. نتایج آزمون فشاری محصورنشده

مقادیر مقاومت فشاری محصورنشده‌ی (UCS) نمونه‌های تثبیت شده با سیمان و ژئولیت در دو زمان عمل‌آوری ۷ و ۲۸ روزه، در شکل‌های ۳ و ۴ مشاهده می‌شوند، که مطابق آنها، افزایش مقدار سیمان از ۶ به ۱۲ درصد، سبب افزایش پارامتر مقاومتی UCS شده است، که می‌توان آن را نتیجه‌ی افزایش میزان واکنش هیدراتاسیون سیمان در ترکیب خاک - سیمان دانست. در ادامه، در هر درصد مشخص سیمان، جایگزینی ۱۰ تا ۹۰ درصد از سیمان مصرفی با ژئولیت، کاهش UCS نمونه‌ها در زمان عمل‌آوری ۷ روزه مشهود بوده است. با توجه به زمان‌بر بودن واکنش پوزولانی،

برای انجام آزمون‌ها، ابتدا غشاء توسط دو اورینگ (حلقه لاستیکی مخصوص) به پایه‌ی پایینی متصل و پس از جایگذاری نمونه به همراه کاغذهای صافی و سنگ‌های متخلخل بر پایه‌ی پایینی و قرار دادن غشا بر روی نمونه، انجام اتصال‌های آن به کلاهک بالایی توسط دو اورینگ انجام شده و محفظه بر روی مجموعه‌ی مذکور قرار گرفته است. سپس پیستون اعمال بار، به آرامی به کلاهک نمونه متصل شد تا اطمینان حاصل شود که کلاهک و پیستون هم‌راستا هستند و در نهایت محفظه تحت فشار همه‌جانبه و نیروی محوری قرار گرفت. در شکل ۲، نمای دستگاه سه‌محوری به کار برده شده برای آزمون‌های پژوهش حاضر مشاهده می‌شود.

۴. تجزیه و تحلیل نتایج

در پژوهش حاضر، خواص مکانیکی خاک رس متورم‌شونده‌ی تثبیت شده با سیمان و ژئولیت بررسی شده است. به این منظور، آزمون‌های فشاری محصورنشده و



شکل ۴. تغییرات مقاومت فشاری محصورنشده بر حسب تغییرات سیمان و زئولیت با ۲۸ روز عمل آوری.

افزایش بیشتر مقاومت نمونه‌ها حاصل شده است. این در حالی است که جایگزینی مقادیر بیشتر از ۳۰٪ سیمان با زئولیت، موجب افزایش بیش از حد سیلیکا و آلومینا نسبت به $Ca(OH)_2$ شده است، لذا $Ca(OH)_2$ کاملاً مصرف شده و قسمت اعظم زئولیت در واکنش پوزولانی شرکت نکرده و مقاومت نهایی نمونه‌ها کاهش یافته است.^[۲۱] همچنین، تغییرات ریزساختاری شیمیایی مشاهده شده در پژوهش ایزدپناه و همکارانش (۲۰۲۰)،^[۲۲] نیز موارد مطرح شده در خصوص مقدار تولید ژل‌های سیمانی زئولیت در گذر زمان را اثبات می‌کنند. شایان ذکر است که بیشترین مقدار UCS در نمونه‌ی تثبیت شده با ۱۲٪ سیمان و میزان جایگزینی سیمان با زئولیت ۳۰٪ به دست آمده است.

۲.۴. نتایج آزمون سه‌محوری

۱.۲.۴. رفتار تنش - کرنش نمونه‌ها تا کرنش ۱۵٪

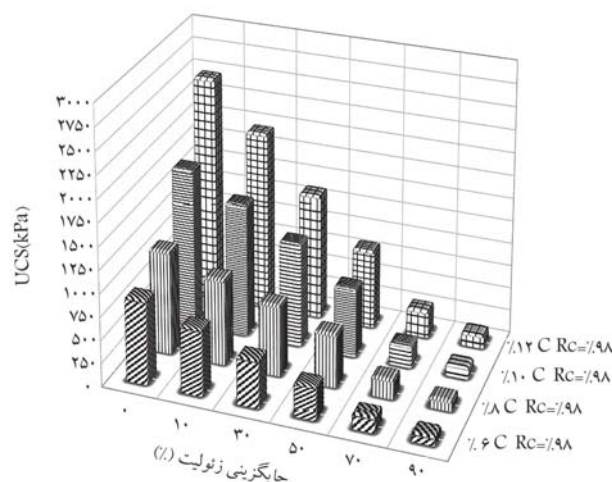
نمودارهای تنش انحرافی - کرنش (به صورت نمونه برای ۱۰٪ سیمان) حاصل از آزمون‌های سه‌محوری انجام شده، بر روی نمونه‌های سیمانی و سیمانی - زئولیتی در شکل‌های ۵ و ۶ مشاهده می‌شود، که با توجه به آنها، افزایش تنش در نمونه‌ی تحت اثر بار انحرافی کرنش‌های آغازین مشهود است، به طوری که با شیئی تقریباً ثابت افزایش یافته‌اند. در نمونه‌ها قابل مشاهده است که با نزدیک شدن به کرنش گسیختگی، شیب نمودار تنش - کرنش کاهش یافته و سپس، گسیختگی رخ داده است. این کاهش مقاومت ناشی از رفتار ترد و شکننده‌ی خاک سیمانی است. با توجه به رفتارهای مشاهده شده می‌توان دریافت که نمونه‌های سیمانی، رفتاری شکننده و ترد و نمونه‌های سیمانی - زئولیتی رفتاری انعطاف‌پذیر در مقایسه با نمونه‌های سیمانی از خود بروز می‌دهند. با بررسی نمودارهای تنش - کرنش در نمونه‌های مختلف و دو زمان عمل‌آوری ۷ و ۲۸ روزه، می‌توان دریافت که افزایش فشار همه‌جانبه از ۵۰ به ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلو پاسکال، سبب تمایل نقاط گسیختگی به سمت بالا و راست شده است، که در نتیجه‌ی آن افزایش کرنش گسیختگی به دست آمده است. با استفاده از نمودارهای تنش - کرنش، پارامترهای مقاومت پیشینه و سختی نمونه‌ها در ادامه بررسی شده‌اند.

۲.۲.۴. تأثیر افزودن سیمان، سیمان - زئولیت و زمان عمل‌آوری در مقاومت پیشینه

با بررسی نتایج حاصل از آزمون‌های سه‌محوری بر روی نمونه‌های سیمانی و



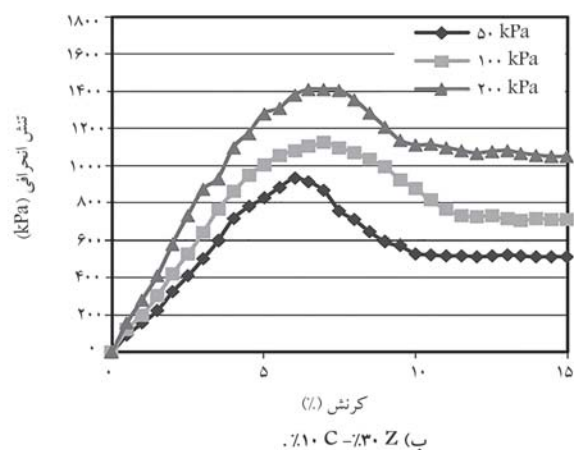
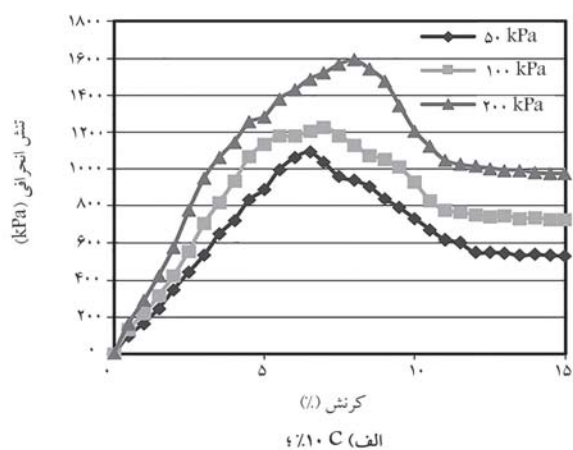
شکل ۲. نمای دستگاه سه‌محوری.



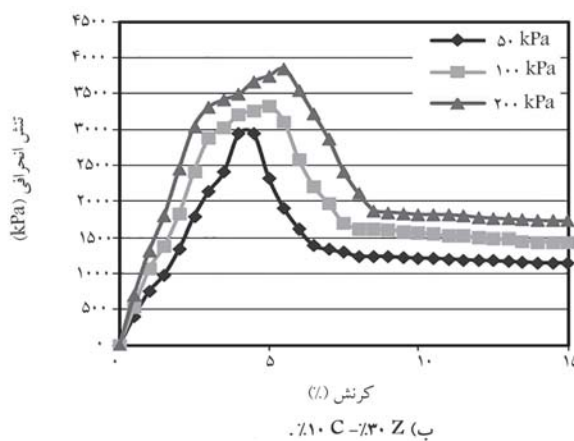
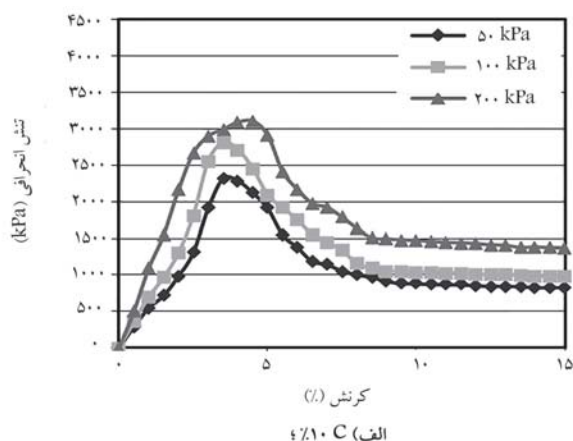
شکل ۳. تغییرات مقاومت فشاری محصورنشده بر حسب تغییرات سیمان و زئولیت با ۷ روز عمل آوری.

می‌توان بیان کرد که زمان عمل‌آوری ۷ روزه برای شروع واکنش اخیر کافی نخواهد بود. بنابراین جایگزینی سیمان با هر مقدار از زئولیت در زمان عمل‌آوری ۷ روزه، سبب کاهش مقدار سیمان برای واکنش هیدراتاسیون می‌شود؛ که در نتیجه، مقادیر ژل کلسیم - سیلیکات - هیدرات (C-S-H) تولید شده در واکنش پوزولانی کاهش و UCS نمونه‌ها کاهش شدیدی یافته‌اند.^[۲۰]

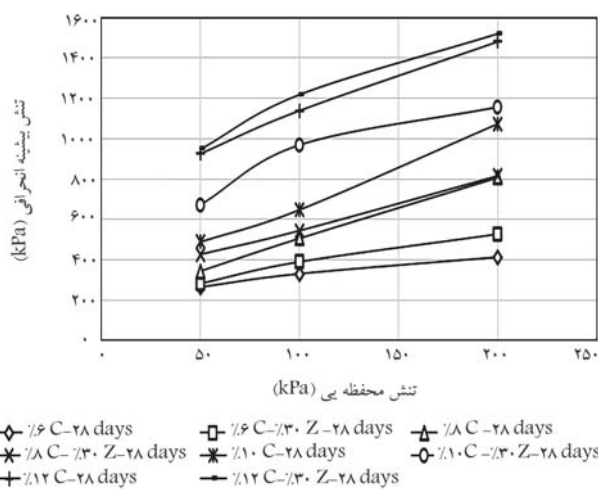
پس از ۲۸ روز عمل‌آوری، جایگزینی سیمان با زئولیت تا ۳۰٪ سبب افزایش محسوس UCS نمونه‌های تثبیت شده است. اما جایگزینی مقادیر بیشتر از آن تا ۹۰٪، سبب کاهش چشمگیر UCS نمونه‌ها شده است. لذا ۳۰٪ جایگزینی سیمان با زئولیت به عنوان مقدار بهینه برای انجام آزمون‌های سه‌محوری استفاده شده است. با توجه به نتایج به دست آمده می‌توان گفت که در نمونه‌ی مذکور، مقدار $Ca(OH)_2$ حاصل از واکنش هیدراتاسیون سیمان، با مقادیر سیلیکا و آلومینای موجود در زئولیت به تعادل رسیده و سبب شده است که تمامی مواد اخیر با گذشت زمان در واکنش پوزولانی شرکت کنند و باعث تولید ژل‌های C-S-H و C-A-H^{۱۱} شوند و در نتیجه،



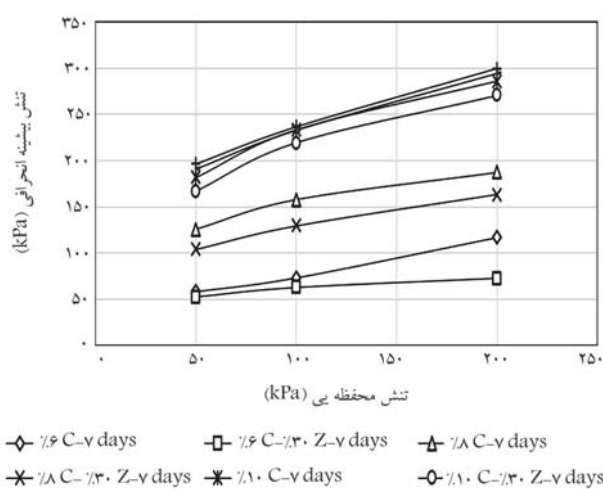
شکل ۵. نمودار تنش - کرنش با ۷ روز عمل‌آوری برای.



شکل ۶. نمودار تنش - کرنش با ۲۸ روز عمل‌آوری برای.



شکل ۸. نمودار تنش پیشینه انحرافی - تنش محفظه‌بی برای نمونه‌های با ۲۸ روز عمل‌آوری.



شکل ۷. نمودار تنش پیشینه انحرافی - تنش محفظه‌بی برای نمونه‌های با ۷ روز عمل‌آوری.

مقاومت نمونه‌های سیمانی پس از ۲۸ روز عمل‌آوری نسبت به نمونه‌های ۷ روزه چشمگیر بوده است. نتایج مربوط به روند مقاومت پیشینه منطبق بر مشاهدات مربوط به نتایج مقاومت فشاری محصور نشده است. بدین ترتیب که در زمان عمل‌آوری ۷ روزه، نمونه‌های سیمانی مقاومت بیشتری را تجربه کرده و برای

شکل‌های ۷ و ۸ مشاهده می‌شود که افزودن سیمان سبب افزایش مقاومت پیشینه‌ی نمونه شده است. افزایش مقدار سیمان نیز موجب به وجود آمدن روندی افزایشی در مقاومت نمونه‌ها شده است. روند اخیر، به دلیل افزایش فرآورده‌های واکنش هیدراتاسیون سیمان در خاک حاصل شده است. افزایش

نسبت به نمونه‌های سیمانی شده است. افزایش قابل توجه مقادیر E_{50} نمونه‌های سیمانی - ژئولیتی به دلیل کافی بودن زمان مورد نیاز برای شروع و پیشرفت واکنش پوزولانی است. در این مدت، زمان کافی برای انجام واکنش بین سیلیکا و آلومینای موجود در ژئولیت با $Ca(OH)_2$ حاصل از فرایند هیدراتاسیون سیمان فراهم شده است. لازم به ذکر است که تأثیر زمان عمل‌آوری در نمونه‌های سیمانی - ژئولیتی بیشتر از نمونه‌های سیمانی بوده است. نتایج حاصل از آزمون‌های اخیر را می‌توان تأییدی بر نتایج حاصل از آزمون‌های مقاومت محصورنشده دانست. افزایش فشار همه‌جانبه از ۵۰ به ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوپاسکال نیز موجب پیدایش روند افزایشی در E_{50} نمونه‌های سیمانی - ژئولیتی شده است. این مشاهدات با یافته‌های ملاءباسی و همکاران (۲۰۲۰)^[۱۰] انطباق دارد.

۴.۲.۴. تأثیر مقادیر افزودنی‌ها و زمان عمل‌آوری بر پارامترهای مقاومت برشی (UU)

در جدول ۵، پارامترهای مقاومت برشی نمونه‌ها (مقادیر چسبندگی (C) و زاویه اصطکاک داخلی (ϕ)) به دست آمده از نمودارهای دواير موه‌ر آزمون‌های سه‌محوری انجام شده بر روی نمونه‌های تثبیت شده سیمانی و سیمانی - ژئولیتی ارائه شده است. با مقایسه مقادیر ارائه شده می‌توان دریافت که افزودن سیمان سبب افزایش چشمگیر چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی خاک پس از ۷ روز عمل‌آوری شده است. افزایش مقدار سیمان نیز سبب شکل‌گیری روند افزایشی ϕ در نمونه‌ها شده است. همچنین افزایش زمان عمل‌آوری تا ۲۸ روز نیز، سبب شدت گرفتن این روند افزایشی شده است. جایگزینی سیمان با درصد بهینه‌ی ژئولیت پس از ۷ روز عمل‌آوری، سبب کاهش چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی خاک شده است، که به دلیل کم بودن زمان عمل‌آوری ۷ روزه برای شروع روند واکنش پوزولانی ژئولیت بوده است. اما پس از ۲۸ روز عمل‌آوری، چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی نمونه‌های سیمانی - ژئولیتی افزایش بیشتری نسبت به نمونه‌های سیمانی از خود نشان داده‌اند، که بیان‌گر کافی بودن زمان عمل‌آوری ۲۸ روزه برای پیشروی و اثرگذاری واکنش پوزولانی در تثبیت نمونه‌هاست. چنین رفتاری در پژوهش ملاءباسی و همکاران (۲۰۲۰)^[۱۰] در بررسی تأثیر سیمان و ژئولیت در رفتار سه‌محوری خاک ماسه‌بی مشاهده شده است.

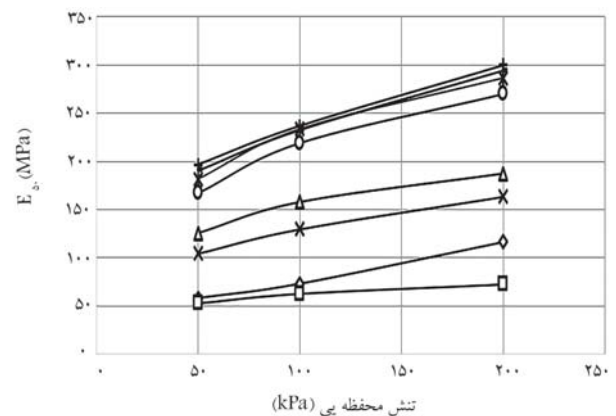
۵. بررسی ریزساختار نمونه‌های سیمانی و سیمانی - ژئولیتی بهینه

در پژوهش حاضر، برای بررسی ریزساختار نمونه‌ها، از تصاویر حاصل از میکروسکوپ الکترونی روبشی (SEM) استفاده شده است. بررسی رفتار ریزساختاری خاک از آن جهت نقش مهمی در درک رفتار خاک دارد که مقاومت برشی خاک از تماس ذرات آن انتقال پیدا می‌کند. در حقیقت، ضعیف‌ترین ناحیه در عوامل محدودکننده مقاومت خاک، ناحیه انتقال (فضاهای خالی بین ذرات) است. حجم و اندازه‌ی فضاهای خالی نواحی انتقال، مقاومت آن را مشخص می‌کند. با توجه به نوع افزودنی استفاده شده در تثبیت خاک، مقاومت نواحی انتقال ممکن است از توده‌ی خاک پایه بیشتر شود. طی واکنش هیدراتاسیون، در ابتدای زمان عمل‌آوری، اندازه‌ی حفره‌های خالی بزرگ و نواحی انتقال حجم بزرگ‌تری دارند، که سبب می‌شود نمونه مقاومت پایین‌تری از خود نشان دهد. اما با گذشت زمان عمل‌آوری، محصولات واکنش هیدراتاسیون، حجم نواحی انتقال را کاهش می‌دهند. همچنین محصولات واکنش هیدراتاسیون عموماً مقاومت بیشتری از توده‌ی خاک دارند. کریستاله شدن

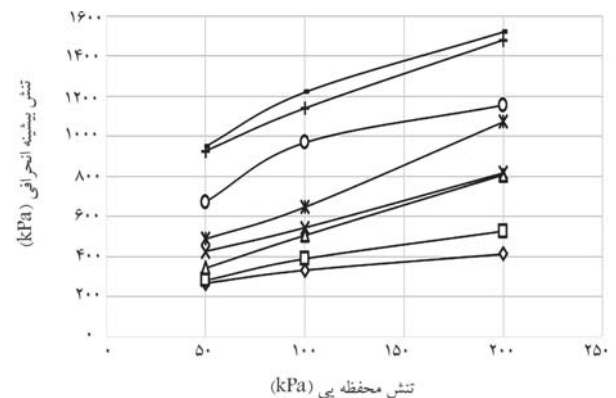
زمان ۲۸ روزه، نمونه‌های حاوی ژئولیت، بهینه‌ی مقاومت بیشتری از خود نشان داده‌اند.

۳.۲.۴. سختی (مدول کشسانی سکانت E_{50})

مدول کشسانی سکانت E_{50} (۱۲)، به عنوان ضریب سختی خاک بررسی می‌شود، که از تعیین شیب خط واصل مبدأ مختصات، به کرنش معادل تنش برابر ۵۰٪ تنش نهایی حاصل می‌شود. مقادیر E_{50} نمونه‌های تثبیت شده با سیمان و سیمان - ژئولیت نسبت به تغییرات فشار همه‌جانبه در دو زمان عمل‌آوری ۷ و ۲۸ روزه به ترتیب در شکل‌های ۹ و ۱۰ مشاهده می‌شوند، که با توجه به آنها می‌توان دریافت که با افزودن سیمان و افزایش مقدار آن در زمان عمل‌آوری ۷ روزه، مقادیر E_{50} نمونه‌ها افزایش یافته است. همچنین روند افزایشی مشابه با افزایش فشار محفظه‌ی حاصل شده است. افزایش زمان عمل‌آوری به ۲۸ روز نیز سبب افزایش بیشتر مقادیر E_{50} نمونه‌ها شده است. نمونه‌های سیمانی - ژئولیتی پس از ۷ روز عمل‌آوری، مقادیر کمتری نسبت به نمونه‌های سیمانی از خود نشان دادند که می‌توان دلیل آن را کم بودن زمان عمل‌آوری برای شروع واکنش پوزولانی و ضعیف بودن پیوندهای سیمانی ناشی از آن دانست. با توجه به شکل ۱۰ می‌توان مشاهده کرد که افزایش زمان عمل‌آوری به ۲۸ روز، سبب پیشی گرفتن مقادیر E_{50} نمونه‌های سیمانی - ژئولیتی



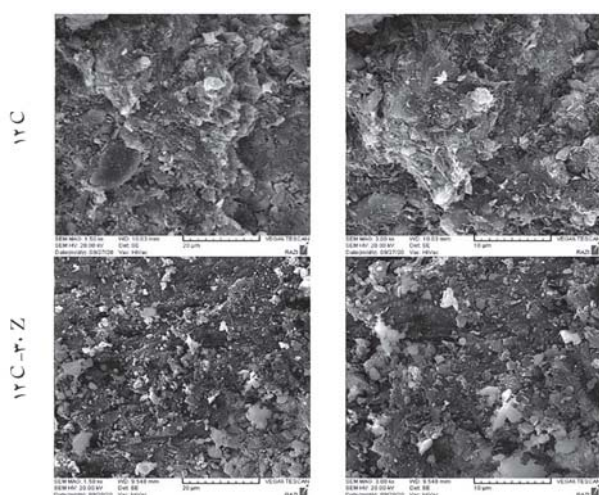
شکل ۹. تغییرات E_{50} تنش محفظه‌ی نمونه‌ها با ۷ روز عمل‌آوری.



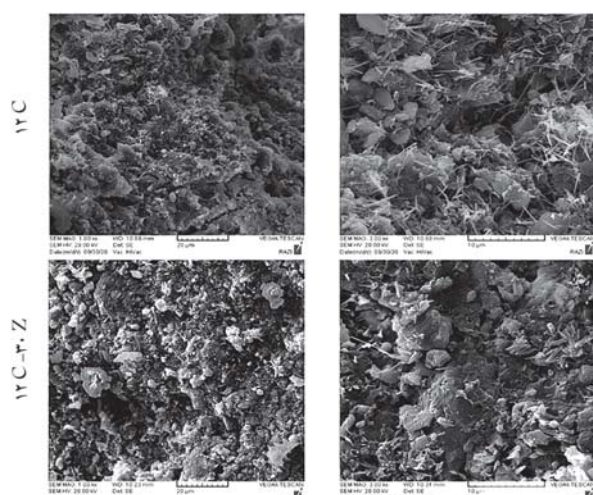
شکل ۱۰. تغییرات E_{50} تنش محفظه‌ی نمونه‌ها با ۲۸ روز عمل‌آوری.

جدول ۵. مقادیر C و ϕ در دو زمان عمل آوری ۷ و ۲۸ روز.

سیمان (%)	جایگزینی زئولیت (%)	چسبندگی (C) زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) (kPa)	چسبندگی (C) زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) (kPa)
۲۸ روزه	۷ روزه		
۰	۰	۱۳۵	۴۱/۶
۶	۰	۲۷/۴	۱۳۷/۳
۸	۳۰	۲۵/۹	۱۲۵/۲
۱۰	۰	۳۳/۴	۱۵۳/۹
۱۲	۳۰	۳۲/۷	۱۳۲/۷
	۰	۳۸/۱	۲۲۶/۳
	۳۰	۳۷/۷	۱۹۰/۳
	۰	۳۹/۸	۲۰۱/۱
	۳۰	۳۸/۸	۱۸۴/۹



شکل ۱۱. تصاویر میکروسکوپ الکترونی (SEM) نمونه‌های سیمانی و سیمانی زئولیتی بهینه پس از ۷ روز عمل آوری.



شکل ۱۲. تصاویر میکروسکوپ الکترونی (SEM) نمونه‌های سیمانی و سیمانی زئولیتی بهینه پس از ۲۸ روز عمل آوری.

محصولات جدید در نواحی انتقال ممکن است از واکنش بین سیمان و ذرات خاک باشد، که تشکیل ژل سیلیکات کلسیم هیدراته را منجر می‌شود. ژل پدید آمده از پیدایش مقدار بیشتر هیدروکسید کلسیم در نواحی انتقال جلوگیری و افزایش مقاومت را حاصل می‌کند.^[۲۳] با تصاویر SEM می‌توان تغییراتی از جمله تغییر در اندازه‌ی ذرات، سیمانی شدن بافت خاک توسط ژل C-S-H، را که تأثیر مستقیم در مقاومت نمونه دارد، بررسی کرد. بررسی تصاویرهای شکل ۱۱ نشان می‌دهد که افزودن ۱۲٪ سیمان به خاک رس متورم‌شونده پس از ۷ روز سبب حاصل شدن ژل سیلیکات کلسیم هیدراته و کوچک‌تر شدن نواحی انتقال شده است. اما در نمونه‌ی حاوی زئولیت، به سبب کم بودن زمان عمل آوری برای شروع واکنش پوزولانی، ذرات زئولیت وارد واکنش نشده و بافت خاک دستخوش تغییرات مشهودی نسبت به نمونه‌ی سیمانی نشده است. اما مشاهده‌ی تصاویر میکروسکوپی شکل ۱۲ نشان می‌دهد که با افزایش زمان عمل آوری تا ۲۸ روز، نمونه‌های حاوی زئولیت پیشرفت چشمگیری در کاهش حجم نواحی انتقال از خود نشان داده‌اند، به طوری که فرآورده‌های واکنش‌های هیدراتاسیون و پوزولانی به مقدار قابل توجهی نسبت به نمونه‌ی سیمانی افزایش یافته و افزایش میزان ژل سیلیکات کلسیم هیدراته سبب کاهش تخلخل نمونه شده است.

۶. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر به بررسی آثار استفاده از ماده‌ی معدنی زئولیت، به عنوان جایگزین بخشی از سیمان در بهبود رفتار ژئوتکنیکی خاک رس متورم‌شونده پرداخته شده است. استفاده از ماده‌ی پوزولانی زئولیت، سبب کاهش مصرف سیمان در بهسازی خاک متورم‌شونده می‌شود، که هم از لحاظ زیست‌محیطی و هم از جنبه‌ی اقتصادی حائز اهمیت است. جهت بررسی آثار جایگزینی سیمان با زئولیت در رفتار ژئوتکنیکی خاک رس متورم‌شونده، از آزمون‌های مقاومت فشاری محصورنشده، سه‌محوری تحکیم‌نیافته‌ی زهکشی‌نشده و عکس‌های SEM استفاده شده است؛ که در ادامه نتایج حاصل از آنها ارائه شده است:

- افزایش مقادیر سیمان از ۶ تا ۱۲ درصد، سبب بروز روند افزایش مقاومت نمونه‌های مقاومت فشاری محصورنشده و سه‌محوری شده است.

- پارامترهای مقاومتی برشی (UU) نمونه‌های با درصد جایگزینی ۳۰٪ سیمان با ژئولیت پس از ۷ روز عمل‌آوری نسبت به نمونه‌ی سیمانی کمتر بوده است. اما در نمونه‌های ۲۸ روزه‌ی سیمانی - ژئولیتی، پارامترهای UU، مقادیر بیشتری را نسبت به نمونه‌های سیمانی از خود نشان داده‌اند.
- افزایش فشار همه‌جانبه از ۵۰ به ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلو پاسکال سبب افزایش پارامترهای مقاومتی سه‌محوری شده است.
- تصاویر SEM بهبود ریزساختار نمونه‌های تثبیت شده با سیمان و ژئولیت را نشان داده‌اند.
- پیشنهاد می‌شود جهت ادامه‌ی پژوهش‌ها در زمینه‌ی استفاده از ژئولیت و سیمان، به انجام آزمون‌های دوام و دینامیکی تحت تأثیر الیاف و مدل‌سازی عددی پرداخته شود.

- در هر درصد مشخص سیمان، جایگزینی سیمان مصرفی با ژئولیت و افزایش مقدار جایگزینی، سبب کاهش مقاومت فشاری محصورنشده نمونه‌های با زمان عمل‌آوری ۷ روزه شده است.
- جایگزینی سیمان با ژئولیت تا ۳۰٪ پس از ۲۸ روز عمل‌آوری، موجب افزایش محسوس مقاومت فشاری محصورنشده‌ی نمونه‌های سیمانی - ژئولیتی و جایگزینی بیشتر از آن تا ۹۰٪، سبب کاهش چشمگیر مقاومت نمونه‌های مذکور شده است.
- افزودن مقدار سیمان موجب به وجود آمدن روندی افزایشی در پارامترهای مقاومتی برشی (UU) نمونه‌ها شده است. افزایش مقاومت نمونه‌های سیمانی پس از ۲۸ روز عمل‌آوری نسبت به نمونه‌های ۷ روزه چشمگیر بوده است.

پانوشته‌ها

1. Methylene Blue
2. California bearing ratio
3. liquid limit
4. plastic limit
5. unconfined compression strength
6. chemical oxygen demand
7. plasticity index
8. unified classification system
9. Blaine
10. calcium-silicate-hydrate
11. calcium-aluminate-hydrate
12. secant modulus of elasticity

منابع (References)

1. Al-Rawas, A.A. and Goosen, M.F.A. "Expansive soils: recent advances in characterization and treatment", *T&F* (2006).
2. Mola-Abasi, H., Kordtabar, B. and Kordnaeij, A. "Effect of natural zeolite and cement additive on the strength of sand", *Geotechnical and Geological Engineering*, **34**, pp. 1539-1551 (2016).
3. Gourley, C.S., Newill, D. and Schreiner, H.D. "Engineering characteristics of arid soils", *CRC Press* (1993).
4. Baroutkoub, S. and Rahimi, H. "Evaluating the reasons of concrete cover deterioration in Khouzestan province", *Uni. Tehran* (1374).
5. Khemissa, M. and Mahamedi, A. "Cement and lime mixture stabilization of an expansive overconsolidated clay", *Apply Clay Science*, **95**, pp. 104-110 (2014).
6. Mahedi, M., Cetin, B. and White, D.J. "Performance evaluation of cement and slag stabilized expansive soils", *Transportation Research Records*, **2672**, pp. 164-173 (2018).
7. MolaAbasi, H., Saberian, M. and Li, J. "Prediction of compressive and tensile strengths of zeolite-cemented sand using porosity and composition", *Construction and Building Materials*, **202**, pp. 784-795 (2019).
8. Mola-Abasi, H. and Shooshpasha, I. "Influence of zeolite and cement additions on mechanical behavior of sandy soil", *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, **8**(5), pp. 746-752 (2016).
9. Mola-Abasi, H., Kordtabar, B. and Kordnaeij, A. "Parameters controlling strength of zeolite-cement-sand mixture", *International Journal of Geotechnical Engineering*, **11**(1), pp. 72-79 (2017).
10. Molaabasi, H., Semsani, S.N., Saberian, M. and et al. "Evaluation of the long-term performance of stabilized sandy soil using binary mixtures: A micro- and macro-level approach", *Journal of Cleaner Production*, **267**, p.122209 (2020).
11. Ahmadi, H., Hamid, S., Molaabasi, H. and et al. "The effect of zeolite and cement stabilization on the mechanical behavior of expansive soils", *Construction and Building Materials*, **272**, p. 121630 (2021).
12. ShahriarKian, M.R., Kabiri, S. and Bayat, M. "Utilization of zeolite to improve the behavior of cement-stabilized soil", *International Journal of Geosynthetic and Ground Engineering*, **7**, pp. 1-11 (2021).
13. Djedid, A., Bekkouche, A. and Mamoune, S.M. "Identification and prediction of the swelling behavior of some soils from the tlemcen region of algeria", *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **233**, pp. 69-77 (2001).
14. ASTM D422-63 (Reapproved), "Standard test method for particle-size analysis of soils", *ASTM International*, **63**, pp. 1-8 (2007).
15. ASTM D 4318-10, "Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils", *ASTM International*, **04**, pp. 1-14 (2005).
16. ASTM D2487-11, "Standard practice for classification of soils for engineering purpose (unified soil classification system)", *ASTM International*, **8**:1-12 (2011).DOI:10.1520/D2487-11.

17. ASTM D698 - 12, "Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort (12,400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³))", *ASTM International*, 3:1-13 (2012).DOI.orag/10.1520/D0698-12E01.1.
18. ASTM D2166, "Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive soil", *ASTM International*, 13:1-7 (2013).DOI.orag/10.1520/D2166.
19. ASTM D2850, "Standard test Method for unconsolidated-undrained triaxial compression test on cohesive soils", *ASTM International*, 5:1-7 (2007).
20. Sharma, A.K. and Sivapullaiah, P.V. "Ground granulated blast furnace slag amended fly Ash as an expansive soil stabilizer", *Soils and Foundations*, **56**(2), pp. 205-212 (2016).
21. Mola-Abasi, H. and Shooshpasha, I. "Influence of zeolite and cement additions on mechanical behavior of sandy soil", *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, **8**(5), pp. 746-752 (2016).
22. Izadpanah, S., Shooshpasha, I. and Hajiannia, A. "The impact of zeolite on mineralogy changes and compressive strength development of cement-treated sand mixtures through microstructure analysis", *Scientia Iranica*, **28-3**(3), pp. 1182-1194 (2020).
23. MolaAbasi, H. "The experimental evaluation of the behavior of babolsar sand stabilized with zeolite and cement", *Ph.D. Thesis*, Babol Noshirvani Uni. Tech (1395).

ارزیابی آزمایشگاهی تأثیر الیاف های فولادی و پلی پروپیلین و سنگدانه های بازیافتی در مقاومت مکانیکی بتن

صادق قاسمی (دانشجوی کارشناسی ارشد)

جلیل شفائی* (استادیار)

میثم جلالی (استادیار)

دانشکده ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، سمنان

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۴۰۱)
دوره ی ۲ - ۳۸، شماره ی ۲/۳، ص. ۲۱-۳۳، (پژوهشی)

در سال های اخیر، نوع جدیدی از بتن مسلح با الیاف متشکل از چند نوع الیاف مختلف که به بتن مسلح به الیاف هیبریدی شهرت گرفته، مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته است. هدف نوشتار حاضر، بررسی تأثیر نسبت جایگزینی سنگدانه های بازیافتی با سنگدانه های طبیعی در مشخصات مکانیکی بتن مسلح به الیاف هیبریدی (الیاف فولادی و پلی پروپیلین) بوده است. به همین منظور، بر روی بتن های مسلح به الیاف هیبریدی با نسبت های حجمی $0/5$ ، $1/5$ و درصد الیاف فولادی $0/4$ و $0/5$ درصد الیاف پلی پروپیلین و نسبت جایگزینی $25/0$ و $50/0$ درصد سنگدانه های بازیافتی با سنگدانه های طبیعی، آزمایش های مقاومت فشاری، کشش برزیلی و خمشی توسط آزمون های خمش چهار نقطه ای انجام شده است. نتایج نشان داده اند که افزایش نسبت جایگزینی سنگدانه ی بازیافتی منجر به کاهش مقاومت های فشاری، کششی و خمشی شده است. در صورت افزودن الیاف پلی پروپیلین و فولادی به بتن حاوی سنگدانه های بازیافتی، مقاومت های فشاری، کششی و خمشی بتن افزایش پیدا کرده است که الیاف فولادی در مقایسه با الیاف پلی پروپیلین کارایی بیشتری در بهبود مقاومت های کششی و خمشی بتن داشته است. ترکیب الیاف پلی پروپیلین با الیاف فولادی موجب افزایش میزان جذب انرژی و افزایش طاقوت خمشی بتن حاوی سنگدانه ی بازیافتی شده است. همچنین بتن مسلح به الیاف هیبریدی بعد از شکسته شدن از هم گسیخته نشده و الیاف هیبریدی در حفظ پیوستگی بتن نقش مهمی داشته است.

واژگان کلیدی: بتن بازیافتی، سنگدانه ی بازیافتی، بتن حاوی الیاف هیبریدی، الیاف فولادی، الیاف پلی پروپیلین.

۱. مقدمه

بتن، مخلوطی از سنگدانه های طبیعی، ماسه، سیمان، آب و مواد افزودنی است که با توجه به مزایایی همچون: شکل پذیری، دسترسی آسان، مقاومت در برابر حریق، و مقاومت فشاری بالا به عنوان دومین ماده ی پر مصرف دنیا بعد از آب شناخته می شود.^[۱] افزایش مصرف بتن در ساخت و ساز، منجر به افزایش استفاده از ذخایر معادن طبیعی سنگدانه ها می شود. از طرفی، عواملی همچون: جنگ، سیل، زلزله و تغییر کاربری ساختمان های منجر به تولید بتن ضایعاتی می شود. جمع آوری و انبار حجم زیاد بتن های ضایعاتی پس از جنگ و زلزله، مشکلاتی از قبیل: کمبود

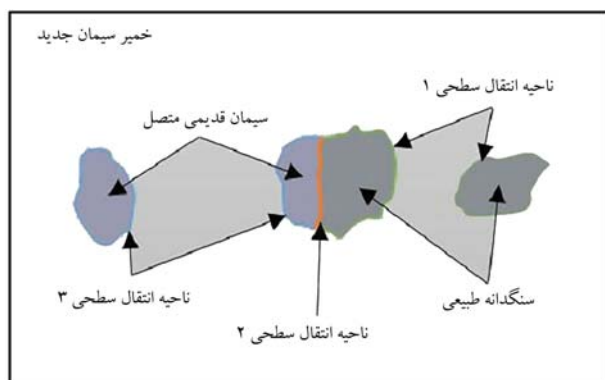
* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۱۲/۴، اصلاحیه ۱۴۰۰/۳/۳۱، پذیرش ۱۴۰۱/۶/۱۴.

DOI:10.24200/J30.2022.56347.3074

مکان های انبار، تولید گرد و غبار، آلودگی محیط زیست و چشم اندازهای ناخوشایند را ایجاد می کند.^[۲]

ساخت و ساز منجر به تولید 30% از گازهای دی اکسید کربن جهان و استفاده از 50% منابع طبیعی می شود. از سوی دیگر، ساخت و ساز در تولید زباله، نقش قابل توجهی دارد. برای مثال، میزان تولید زباله ی ساخت و ساز در اتحادیه ی اروپا تقریباً 25 الی 30 درصد از کل زباله های شهری است. همچنین اتحادیه ی اروپا، سالانه 461 میلیون تن ضایعات ساختمانی تولید می کند که حدود 60 الی 70 درصد از ضایعات مذکور، متعلق به ضایعات بتنی است.^[۳] حال اگر این حجم بالای مصالح سنگی می توانست بازیافت شود، دیگر معادن شن و ماسه به سرعت رو به کاهش نمی رود و به حفظ محیط زیست کمک شایانی می شود. امکان سنجی استفاده ی



شکل ۱. نمایش ریزساختار بتن حاوی سنگدانه‌ی بازآفرینی [۹].

سطحی ۳) است. [۹] نقص بتن حاوی سنگدانه‌های بازآفرینی در اتصال ضعیف فیزیکی و شیمیایی بین سنگدانه‌های طبیعی و خمیر سیمان قدیمی (ناحیه‌ی انتقال سطحی ۲) است. که باعث کاهش خواص مکانیکی و دوام می‌شود. [۹] علاوه بر این، ملات متصل نیز بخش ضعیف در بتن حاوی سنگدانه‌ی بازآفرینی است. وجود ملات متصل باعث افزایش تخلخل بتن حاوی سنگدانه‌ی بازآفرینی نسبت به بتن حاوی سنگدانه‌ی طبیعی می‌شود. [۹]

با توجه به اهمیت مسئله‌ی محیط‌زیست و هزینه‌ی ساخت بتن، می‌توان با جایگزینی سنگدانه‌های بازآفرینی با سنگدانه‌های طبیعی به دو هدف موردنظر رسید. اما جایگزینی سنگدانه‌های بازآفرینی با سنگدانه‌های طبیعی باعث کاهش خواص مکانیکی بتن می‌شود. برای جبران کاهش خواص مکانیکی بتن ناشی از جایگزینی سنگدانه‌ها از افزودن ترکیب الیاف فولادی و پلی‌پروپیلن استفاده شده است. الیاف فولادی و پلی‌پروپیلن، پرمصرف‌ترین الیاف مورد استفاده در بتن محسوب می‌شوند که به منظور کنترل ترک‌های به وجود آمده به واسطه‌ی تغییرات حجمی ناشی از افت بتن و نیز جهت بهبود مشخصات مکانیکی بتن اعم از مقاومت‌های کششی و خمشی و ... استفاده می‌شود. در پژوهش حاضر، سعی بر آن است گامی هر چند کوچک در راستای حفظ منابع مالی و محیط‌زیست برداشته شود.

۲. روش انجام پژوهش

در پژوهش حاضر، به ارزیابی آزمایشگاهی تأثیر الیاف فولادی و پلی‌پروپیلن و سنگدانه‌های بازآفرینی در مشخصات مکانیکی بتن پرداخته شده است. بنابراین، ابتدا سنگدانه‌های بازآفرینی از خرد کردن و سرند کردن بتن مادر با مقاومت ۳۵ تا ۴۵ مگاپاسکال با بیشینه‌ی سایز ۱۲/۵ میلی‌متر تولید شده‌اند. سپس آزمایش‌هایی برای تعیین خواص مکانیکی سنگدانه‌های بازآفرینی و مقایسه‌ی آن‌ها با سنگدانه‌های طبیعی صورت گرفته است. سه نسبت جایگزینی سنگدانه‌های بازآفرینی با سنگدانه‌های طبیعی (۲۵، ۵۰ و ۷۵ درصد وزنی) همراه سه مقدار مختلف حجم الیاف فولادی (۰/۵، ۱ و ۲ درصد) و دو مقدار مختلف حجم الیاف پلی‌پروپیلن (۰/۵ و ۰/۴ درصد) برای ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی پژوهش حاضر استفاده شده است. در مجموع، بر روی ۱۲ نمونه‌ی طرح اختلاط در سن ۲۸ روزه، آزمایش‌های مقاومت فشاری، کشش برزیلی و خمشی چهارنقطه‌یی صورت گرفته است. در ادامه، مصالح مصرفی در پژوهش حاضر، طرح اختلاط نمونه‌ها، شرایط ساخت و عمل‌آوری نمونه‌های بتنی و تفسیر نتایج آزمایش‌ها تشریح شده است.

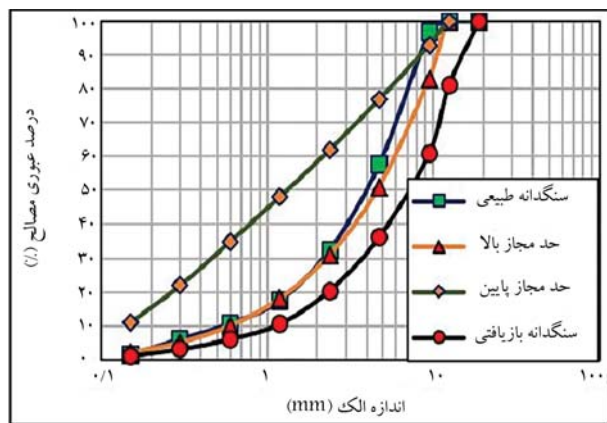
مجدد از ضایعات بتنی، اولین بار توسط خلف و همکارانش (۲۰۰۷)، بعد از جنگ جهانی دوم انجام گرفت و بعد از آن به دلیل نیاز دنیا به بتن مقرون به صرفه، بررسی امکان استفاده‌ی مجدد از بتن‌های ضایعاتی در کشورها مختلف گسترش یافت. [۱] طوقا والد احمد و همکارانش (۲۰۲۰)، در مطالعه‌ی تأثیر الیاف پلی‌پروپیلن بر بتن حاوی سنگدانه‌های بازآفرینی و میکروسیلیس، سنگدانه‌های بازآفرینی با نسبت ۰/۵٪، ۱/۵٪، ۲/۵٪، ۳/۵٪، ۴/۵٪، ۵/۵٪، ۶/۵٪، ۷/۵٪، ۸/۵٪، ۹/۵٪ درصد حجمی از الیاف پلی‌پروپیلن به بتن را بررسی کردند و دریافتند که افزودن ۰ تا ۰/۶ درصد الیاف پلی‌پروپیلن به بتن حاوی سنگدانه‌های بازآفرینی باعث افزایش مقاومت مکانیکی می‌شود و افزودن بیشتر از ۰/۶٪ الیاف پلی‌پروپیلن باعث کاهش مقاومت فشاری می‌شود. [۵]

حسن جلیلان‌فر و همکارانش (۲۰۱۶)، در بررسی تأثیر الیاف فولادی بر بتن حاوی سنگدانه‌ی بازآفرینی، نتایج آزمایش‌های بتن با نسبت جایگزینی ۰، ۳۰، ۵۰ و ۱۰۰ درصد سنگدانه‌های بازآفرینی و افزودن ۰/۵٪، ۱، ۱/۵ درصد الیاف فولادی را ارائه کرده‌اند. افزودن ۰/۵٪ تا ۱ درصد الیاف فولادی به بتن حاوی سنگدانه‌های بازآفرینی باعث افزایش مقاومت مکانیکی و افزودن بیشتر از ۱٪ الیاف فولادی باعث کاهش مقاومت فشاری شده است. همچنین با افزایش درصد جایگزینی سنگدانه‌های بازآفرینی به دلیل افزایش خلل و فرج، مقاومت فشاری بتن کاهش یافته است. [۶]

اندرو و مایرین (۲۰۱۴)، در بررسی تأثیر نسبت جایگزینی سنگدانه‌های بازآفرینی در بتن با کارایی بالا، بتن مذکور را با استفاده از جایگزینی ۲۰، ۵۰ و ۱۰۰ درصد سنگدانه‌های بازآفرینی با سنگدانه‌ی طبیعی تولید کردند. ایشان از سه نوع سنگدانه‌ی بازآفرینی که از خرد کردن بتن مادر با مقاومت فشاری ۱۰۰، ۶۰ و ۴۰ مگاپاسکال به‌دست آمده بودند، استفاده و خصوصیات فیزیکی، مکانیکی و دوام بتن‌های بازآفرینی و بتن با کارایی بالا را بررسی کردند. نتایج نشان داد که با توجه به خصوصیات مکانیکی، در صورت تولید سنگدانه‌های بازآفرینی از بتن مادر با کمینه‌ی مقاومت فشاری ۶۰ مگاپاسکال می‌توان از ۱۰٪ جایگزینی سنگدانه‌های بازآفرینی با سنگدانه‌های طبیعی را در تولید بتن با کارایی بالا استفاده کرد. هنگامی که خواص دوام در نظر گرفته می‌شود، می‌توان بیشینه‌ی ۵٪ سنگدانه‌ی بازآفرینی با سنگدانه‌ی طبیعی را در تولید بتن با کارایی بالا جایگزین کرد. [۷]

نتایج مطالعات کوتالمیس آکشا و همکارانش (۲۰۱۵)، نشان می‌دهد که تأثیر اضافه کردن الیاف پلی‌پروپیلن در بتن حاوی سنگدانه‌های بازآفرینی در مقاومت فشاری نسبت به مقاومت کششی و خمشی بتن کمتر است. اضافه کردن الیاف پلی‌پروپیلن به بتن حاوی سنگدانه‌ی بازآفرینی باعث کاهش کارایی و امکان قالب‌ریزی بتن می‌شود. [۸] سنگدانه‌های بازآفرینی را می‌توان از جمع‌آوری و خرد کردن بتن‌های قدیمی در اندازه‌های مختلف تولید کرد. بتن حاوی سنگدانه‌های بازآفرینی (RAC) ^۱ از جایگزینی کامل یا نسبی سنگدانه‌های بازآفرینی (RCA) با سنگدانه‌ی طبیعی (NA) ^۲ در بتن تولید می‌شود. سنگدانه‌ی بازآفرینی از دو بخش سنگدانه‌ی طبیعی و ملات متصل تشکیل شده است. مطابق شکل ۱، بتن حاوی سنگدانه‌های بازآفرینی دارای ۳ ناحیه‌ی انتقال سطحی (ITZ) ^۳ به این شرح است:

- الف) ناحیه‌ی انتقال سطحی بین سنگدانه‌های طبیعی و خمیر سیمان جدید (ناحیه‌ی انتقال سطحی ۱)؛
- ب) ناحیه‌ی انتقال سطحی بین سنگدانه‌ی طبیعی و خمیر سیمان قدیمی (ناحیه‌ی انتقال سطحی ۲)؛
- ج) ناحیه‌ی انتقال سطحی بین خمیرهای سیمانی جدید و قدیمی (ناحیه‌ی انتقال



شکل ۲. منحنی دانه بندی سنگدانه های طبیعی و باز یافتی. [۱۰]

جدول ۳. مشخصات فیزیکی و مکانیکی الیاف های مصرفی.

جنس الیاف	فولادی	پلی پروپیلن
نوع الیاف	دو سر قلاب	ساده
طول (mm)	۳۵	۱/۸
قطر (mm)	۰/۸	۰/۲
نسبت طول به قطر * (L/D)	۶۲/۵	۹۰
چگالی (Kg/cm)	۷/۸۵	۰/۹۱
تنش تسلیم (MPa)	۲۱۰۰	۲۰
مدول کشسانی (MPa)	۲۰۰۰۰۰	۱۱۴۰

*Length/Diameter



شکل ۳. شماتیک الیاف فولادی.

در شکل های ۳ و ۴ به ترتیب، شماتیک الیاف های فولادی و پلی پروپیلن مصرفی مشاهده می شود.

۴. طرح اختلاط

در پروژه آزمایشگاهی حاضر، طرح اختلاط نمونه های بتنی براساس طرح ملی بتن ایران به روش وزنی و برای سنگدانه های طبیعی محاسبه شده است. برای جایگزینی سنگدانه ها از نسبت وزنی و برای افزودن الیاف به نمونه ها، از نسبت حجمی استفاده شده است. در جدول ۴، جزئیات طرح اختلاط بتن شاهد ارائه شده است. با توجه به اینکه سنگدانه های مصرفی در پروژه حاضر در هنگام اختلاط در سطح رطوبت کارگاهی بوده و در وضعیت اشباع با سطح خشک قرار نداشته اند و همچنین

جدول ۱. مشخصات شیمیایی سیمان مصرفی.

SiO ₂	MgO	CaO	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	So ₂
%۲۱/۱۱	%۱/۳۷	%۶۳/۶۳	%۱۴/۴۸	%۳/۹۱	%۲/۵۸

جدول ۲. مشخصات فیزیکی سیمان مصرفی.

چگالی (g/cm ³)	سطح مخصوص (cm ² /g)	مقاومت فشاری (MPa)
۳/۱	۳۱۵۵	۴۳۵

۳. مصالح مصرفی

مصالح مصرفی در پژوهش حاضر: آب، سیمان، سنگدانه ها، الیاف های فولادی و پلی پروپیلن بوده است. ویژگی مصالح مصرفی به این شرح بوده است:

۱.۳. آب

آب استفاده شده در طرح اختلاط بتن، آب شرب شهرستان شاهرود بوده است. همچنین آب مصرفی جهت عمل آوری نمونه های بتنی، آب بدون طاق با مقدار ۴۰ گرم آهک در هر مترمکعب بوده است.

۲.۳. سیمان

سیمان مصرفی در پژوهش حاضر، سیمان تیپ II (اصلاح شده) شاهرود است که مشخصات شیمیایی و فیزیکی آن به ترتیب در جدول های ۱ و ۲ ارائه شده است.

۳.۳. سنگدانه ها

در پژوهش حاضر از دو نوع سنگدانه های طبیعی و باز یافتی استفاده شده است. سنگدانه های طبیعی (NA) مصرفی در پروژه حاضر از معادن سنگ شاهرود تهیه شده است. ماسه مصرفی از نوع ماسه رودخانه ای (۴/۷۵ - ۰ میلی متر) و شن مصرفی از نوع شن طبیعی با بیشینه سایز ۱۲/۵ میلی متر بوده است. همچنین مدول نرمی ماسه مصرفی ۳/۹ بوده است. سنگدانه های باز یافتی (RCA)، از خرد کردن و سرنده کردن بتن مادر با مقاومت ۳۵ تا ۴۵ مگاپاسکال و نمونه های مکعبی و استوانه ای به ترتیب با ابعاد ۱۵×۱۵×۱۵ و ۳۰×۱۵ سانتی متری تولید شده است. نمونه های بتنی مادر، ابتدا توسط چکش به بیشینه ی بعد ۷ سانتی متر شکسته، سپس توسط ماشین سنگ شکن فکی خرد و در آخر توسط دستگاه شیکر لرزاننده الک شده اند. در شکل ۲، منحنی دانه بندی سنگدانه های باز یافتی و طبیعی مصرفی مشاهده می شود که مطابق آن، درصد عبوری سنگدانه های باز یافتی کمتر از سنگدانه های طبیعی بوده است؛ که نشان می دهد بافت سنگدانه های باز یافتی، نسبت به سنگدانه های طبیعی خشن تر بوده و همچنین منحنی دانه بندی سنگدانه های باز یافتی در خارج از محدوده ی استاندارد ASTM C۳۳/C۳۳M قرار گرفته است. [۱۰] لازم به ذکر است شکل ۲، نشان دهنده ی منحنی دانه بندی سنگدانه های باز یافتی بعد از خرد و سرنده کردن است و منحنی دانه بندی سنگدانه های باز یافتی استفاده شده در پژوهش حاضر مطابق دانه بندی سنگدانه های طبیعی اصلاح شده است.

۴.۳. الیاف

در پژوهش حاضر از دو نوع الیاف (ماکرو فولادی و میکرو پلی پروپیلن) استفاده شده است، که مشخصات فیزیکی و مکانیکی آن ها در جدول ۳ ارائه شده است. همچنین

جدول ۴. طرح اختلاط بتن شاهد.

نمونه	آب (Kg)	سیمان (Kg)	W/C	درشت دانه (Kg)		ریزدانه (Kg)	
				طبیعی	بازیافتی	طبیعی	بازیافتی
R ^۰	۱۸۵	۴۰۰	۰/۴۳	۵۳۰	۰/۰	۷۹۴	۰/۰
R ^{۲۵}	۱۸۹	۴۰۰	۰/۴۳	۳۹۷	۱۳۳	۷۹۴	۰/۰
R ^{۵۰}	۱۹۳	۴۰۰	۰/۴۳	۲۶۵	۲۶۵	۷۹۴	۰/۰



شکل ۵. وسایل استفاده شده برای ساخت نمونه‌ها.



شکل ۴. شمایک الیاف پلی پروپیلن.

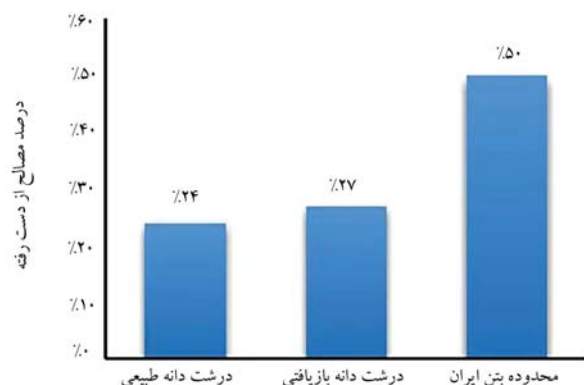
خشک شده‌اند، تا از عاری بودن آن‌ها از گرد و غبار اطمینان حاصل شود. به مدت ۲ دقیقه، سنگدانه‌های ریز و درشت در میکسر مخلوط شده‌اند. سپس سیمان به مخلوط سنگدانه اضافه و به مدت دو دقیقه مخلوط شده است. آب به آرامی به مخلوط اضافه شده است، تا از کلوخه شدن آن جلوگیری شود. بعد از اضافه کردن کل آب به مخلوط، عمل اختلاط به مدت ۳ دقیقه درون میکسر انجام شده است. سپس الیاف‌ها، به صورت پراکنده و به آرامی به مخلوط اضافه و به مدت ۵ دقیقه درون میکسر مخلوط شده‌اند. بعد از مخلوط کردن مصالح در میکسر، مصالح از میکسر خارج شده، در سطلی ریخته، و درون سطل بتن با بیله‌چ مخلوط شده‌اند، تا از یکنواخت پخش شدن مصالح اطمینان حاصل شود.

برای هر آزمایش، سه نمونه‌ی آزمایشی ساخت شده و نتایج ارائه شده در بخش بعدی، حاصل میانگین سه نمونه‌ی آزمایشی است. برای ساخت نمونه‌های فشاری و کششی از قالب‌های استوانه‌یی ۲۰۰×۱۰۰ میلی‌متری، همچنین برای ساخت نمونه‌های خمشی از منشورهایی به طول ۳۵۰ میلی‌متر و مقطع ۱۰۰×۱۰۰ میلی‌متر استفاده شده است. ابتدا وجه‌های داخلی قالب‌های استوانه‌یی و منشوری با روغن قالب، روغن‌کاری شده است. سپس قالب در دو لایه، بتن‌ریزی و هر لایه با تخمات، ۲۵ ضربه کوبیده شده است. در هر لایه، دو ضربه با چکش لاستیکی به هر وجه بیرونی بدنه‌ی قالب زده شد، تا حباب هوای موجود در بتن خارج شود. بعد از اتمام عملیات تراکم و قالب‌ریزی، سطح قالب‌ها با گونی مرطوب جهت جلوگیری از تبخیر آب نمونه‌ها پوشانده شد. نمونه‌های بتنی بعد از ۲۴ ساعت از قالب خارج شدند و به مدت ۲۸ روز در حوضچه‌ی عمل‌آوری آب قرار گرفتند. همچنین نمونه‌های بتنی پس از خارج شدن از حوضچه‌ی عمل‌آوری، به مدت ۱ ساعت در هوای آزاد قرار گرفتند و سپس آزمایش شدند. برای گپاینت^۶ سطح ناصف نمونه‌ها در آزمایش فشاری از گچ در ترکیب خمیر سیمان در یک لایه‌ی نازک (ضخامت ۱ الی ۲ سانتی‌متر) استفاده شده است. لازم به ذکر است گچ فقط برای تنظیم زمان گیرش خمیر سیمان استفاده شده و همچنین نتایج گپاینت^۶ ترکیب خمیر سیمان و گچ با گپاینت^۶ گوگرد مقایسه شده است، که نتایج مشابه‌یی به دست آمده است.

سنگدانه‌های بازیافتی درصد جذب آب بیشتر (۴/۴۵٪) جذب آب سنگدانه‌های بازیافتی و ۹۵/۰٪ جذب آب سنگدانه‌های طبیعی) و درصد رطوبت کارگاهی کمتری (۰/۰۰٪ رطوبت سنگدانه‌های بازیافتی و ۹۵/۰٪ رطوبت سنگدانه‌های طبیعی) نسبت به سنگدانه‌های طبیعی داشته‌اند؛ بنابراین، جایگزینی سنگدانه‌های بازیافتی با سنگدانه‌های طبیعی موجب کاهش کارایی بتن می‌شود. برای رفع مشکل اشاره شده و همچنین اشباع با سطح خشک قرار دادن سنگدانه‌های بازیافتی در نمونه‌های بتنی ۲۵ و ۵۰ درصد سنگدانه‌های بازیافتی، مقدار آب آزاد بتن اصلاح شده است که به ترتیب ۴ و ۸ کیلوگرم آب در مترمکعب به آب آزاد بتن شاهد جهت اشباع کردن سنگدانه‌های بازیافتی و جلوگیری از کاهش کارایی بتن اضافه شده است. نماد طرح اختلاط بتن حاوی درشت‌دانه‌ی بازیافتی مسلح به الیاف هیبریدی به صورت (عدد S - عدد P - عدد R) است. عدد R، نشان‌دهنده‌ی درصد وزنی جایگزینی درشت‌دانه‌ی بازیافتی با سنگدانه‌ی طبیعی، عدد P نشان‌دهنده‌ی درصد حجمی الیاف پلی‌پروپیلن و عدد S نشان‌دهنده‌ی درصد حجمی الیاف فولادی است. به عنوان مثال، S_{۵۰} - P_۴ - R_{۲۵} نشان‌دهنده‌ی نمونه‌ی بتنی حاوی ۲۵٪ درشت‌دانه‌ی بازیافتی با ۴٪ الیاف پلی‌پروپیلن و ۵٪ الیاف فولادی است. لازم به ذکر است در پژوهش حاضر، جایگزینی سنگدانه‌های بازیافتی با سنگدانه‌های طبیعی فقط در محدوده‌ی درشت‌دانه‌ها انجام شده است. به عنوان مثال، بتن با نسبت جایگزینی ۲۵٪ سنگدانه‌ی بازیافتی به این معناست که: بتن حاوی ۱۰۰٪ ریزدانه‌ی طبیعی، ۷۵٪ درشت‌دانه‌ی طبیعی و ۲۵٪ درشت‌دانه‌ی بازیافتی است.

۵. شرایط ساخت و عمل‌آوری نمونه‌های بتنی

در برنامه‌ی آزمایشگاهی ذکر شده، ساخت و عمل‌آوری آزمونه‌ها مطابق با استاندارد ملی ایران شماره‌ی ۵۸۱ انجام شده است. برای ساخت نمونه‌های بتنی، ابتدا مصالح مصرفی توزین و مطابق شکل ۵، وسایل ساخت و عمل‌آوری فراهم شده است. سپس وسایل، اعم از: میکسر، بیله‌چ، تخمات، سطل و ... شسته و در معرض هوا



شکل ۶. منحنی درصد سایش درشت دانه‌ها.



شکل ۷. درشت دانه‌ها پس از آزمایش لس آنجلس.

۳.۱.۶. درصد سایش درشت دانه

مطابق آیین‌نامه‌ی ASTM C۱۳۸/C۱۳۸M، درصد سایش درشت دانه‌های مصرفی اندازه‌گیری شده است.^[۱۳] نتایج آزمایش درصد سایشی درشت دانه‌های مصرفی در شکل ۶ مشاهده می‌شود. نتایج آزمایش نشان می‌دهند که شن‌های بازیافتی، ۱۳/۹٪ نسبت به شن‌های طبیعی، درصد سایش بیشتری داشته‌اند که علت آن کمتر بودن مقاومت سایشی ملات متصل در درشت دانه‌های بازیافتی نسبت به درشت دانه‌های طبیعی است. همچنین درصد مصالح از دست رفته‌ی سنگدانه‌های بازیافتی در محدوده‌ی مجاز آیین‌نامه‌ی بتن ایران (کمتر از ۵۰ درصد) بوده است. در نتیجه، امکان استفاده از سنگدانه‌های بازیافتی از نقطه‌نظر سایشی در اعضاء سازه‌ی بلامانع است. همچنین مطابق شکل ۷ و بازدید عینی، شن‌های بازیافتی نسبت به شن‌های طبیعی خردتر شده‌اند، اما از الک ۷ میلی‌متر عبور نکرده‌اند.

۲.۶. تفسیر نتایج آزمایش نمونه‌های بتن

۱.۲.۶. وزن مخصوص بتن تازه

با توجه به اینکه وزن مخصوص بتن‌های بدون الیاف و بتن‌های حاوی بیشینه‌ی ۲٪ حجمی الیاف مشابه است، مطابق با استاندارد ASTM C۱۳۸/C۱۳۸M، برای محاسبه‌ی وزن مخصوص بتن تازه می‌توان از رابطه‌ی ۱ استفاده کرد:^[۱۴]

$$T = \frac{W - D}{V} \quad (۱)$$

که در آن، T وزن مخصوص بتن تازه بر حسب کیلوگرم بر مترمکعب، W وزن قالب حاوی بتن تازه بر حسب کیلوگرم، D وزن قالب بدون بتن تازه بر حسب کیلوگرم و V

جدول ۵. درصد جذب آب و وزن مخصوص سنگدانه‌ها.

شرح	طبیعی		شن بازیافتی
	ماسه	شن	
جرم مصالح خشک در هوا (Kg)	۱/۱۱	۵/۲۱	۴/۵۱
چگالی توده‌ی مصالح خشک (Kg/m^3)	۱۶۸۱/۱۱	۱۵۶۴/۳۷	۱۳۳۸/۹۸
چگالی توده‌ی مصالح اشباع با سطح خشک (Kg/m^3)	۱۷۹۴/۷۵	۱۵۶۱/۰۶	۱۴۰۰
درصد جذب آب	۶/۷۶٪	۰/۹۵٪	۴/۴۵٪

جدول ۶. درصد رطوبت سنگدانه‌ها.

سنگدانه	وزن خالص (Kg)		درصد رطوبت
	مرطوب	خشک	
ماسه طبیعی	۲/۰۹۷	۱/۹۸۱	۵/۸۵٪
شن طبیعی	۴/۱۹۴	۴/۱۶۸	۰/۶۲٪
شن بازیافتی	۴/۱۰۰	۴/۱۰۰	۰/۰٪

۶. تفسیر نتایج آزمایش

در بخش کنونی، به بررسی نتایج آزمایش‌های انجام شده بر روی سنگدانه‌ها و نمونه‌های بتنی پرداخته شده است.

۱.۶. تفسیر نتایج آزمایش سنگدانه‌ها

۱.۱.۶. نتایج آزمایش جذب آب و چگالی سنگدانه‌ها

مطابق آیین‌نامه‌ی ASTM C۲۹/C۲۹M، درصد جذب آب و وزن مخصوص سنگدانه‌های مصرفی اندازه‌گیری شده است.^[۱۱] نتایج آزمایش درصد جذب آب و چگالی توده‌ی سنگدانه‌ها در جدول ۵ ارائه شده است. با توجه به اینکه ملات متصل در سنگدانه‌های بازیافتی، وزن مخصوص کمتر و خلل فرج بیشتری نسبت به سنگدانه‌های طبیعی داشته‌اند، ملات متصل در سنگدانه‌های بازیافتی باعث کاهش ۱۴٪ چگالی خشک، کاهش ۱۰٪ چگالی اشباع با سطح خشک، و افزایش ۳۶۸٪ جذب آب سنگدانه‌های بازیافتی نسبت به طبیعی شده است.

۲.۱.۶. نتایج آزمایش رطوبت کلی سنگدانه‌ها

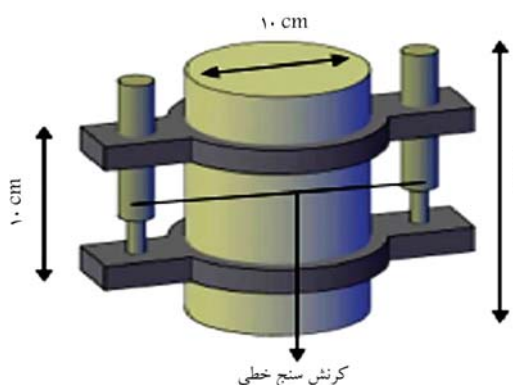
برای محاسبه‌ی آب آزاد در طرح اختلاط بتن، محاسبه‌ی درصد رطوبت سنگدانه‌ها، امری ضروری است. به همین دلیل مطابق آیین‌نامه‌ی ASTM C۵۶۶/C۵۶۶M، درصد رطوبت کلی سنگدانه‌های مصرفی اندازه‌گیری شده است.^[۱۲] نتایج آزمایش درصد رطوبت سنگدانه‌ها در شرایط کارگاهی در جدول ۶ ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهند که سنگدانه‌های بازیافتی در شرایط کارگاهی در حالت تقریباً خشک بوده و سنگدانه‌های طبیعی بیش از ۵۰٪ رطوبت داشته‌اند. علت خشک بودن سنگدانه‌های بازیافتی در شرایط کارگاهی به دو دلیل است: ۱) بتن مادر سنگدانه‌های بازیافتی در حالت خشک بوده، و ۲) سنگدانه‌های بازیافتی ۱ سال در آزمایشگاه نگهداری شده‌اند.

جدول ۷. وزن مخصوص بتن تازه.

نمونه	وزن مخصوص (kg/m^3)	تغییرات نسبت به بتن شاهد (%)
R ^o - P ^o - S ^o	۲۳۹۵/۴۲۹	
R ^o - P ^o /۴ - S ^o	۲۳۷۱/۴۲۹	-۱/۰۰
R ^o - P ^o /۴ - S ^o /۴	۲۳۸۰/۸۵۷	-۰/۶۰۸
R ^o - P ^o /۴ - S ^o /۱	۲۴۳۵/۷۱۴	۱/۶۸
R ^{۲۵} - P ^o - S ^o	۲۳۷۴/۸۵۷	-۰/۸۵۹
R ^{۲۵} - P ^o /۴ - S ^o	۲۳۶۶/۸۵۷	-۱/۱۹۳
R ^{۲۵} - P ^o /۴ - S ^o /۵	۲۳۸۰/۰۰۰	-۰/۶۴۴
R ^{۲۵} - P ^o /۴ - S ^o /۱	۲۴۳۳/۴۲۹	۱/۵۸۶۴
R ^{۵۰} - P ^o - S ^o	۲۳۶۵/۷۱۴	-۱/۲۴
R ^{۵۰} - P ^o /۴ - S ^o	۲۳۰۸/۵۷۱	-۳/۶۲۶
R ^{۵۰} - P ^o /۴ - S ^o /۵	۲۳۷۷/۱۴۳	-۰/۷۶۳
R ^{۵۰} - P ^o /۴ - S ^o /۱	۲۳۸۸/۵۷۱	-۰/۲۸۶

جدول ۸. مقاومت فشاری.

نمونه	نیرو (N)	مقاومت فشاری (MPa)	تغییرات نسبت به بتن شاهد (%)
R ^o - P ^o - S ^o	۲۸۵۰۱۳	۳۶/۲۹	
R ^o - P ^o /۴ - S ^o	۲۸۹۳۳۲	۳۶/۸۴	۱/۵۲
R ^o - P ^o /۴ - S ^o /۵	۲۷۲۶۰۴	۳۴/۷۱	-۴/۳۵
R ^o - P ^o /۴ - S ^o /۱	۲۹۵۳۰۱	۳۷/۶	۳/۶۱
R ^{۲۵} - P ^o - S ^o	۲۴۳۶۲۳	۳۱/۰۲	-۱۴/۵۲
R ^{۲۵} - P ^o - S ^o	۲۴۷۳۹۳	۳۱/۵	-۱۳/۲۰
R ^{۲۵} - P ^o /۴ - S ^o /۵	۲۶۲۷۰۸	۳۳/۴۵	۷/۸۳
R ^{۲۵} - P ^o /۴ - S ^o /۱	۲۵۴۲۲۵	۳۲/۳۷	-۷/۶۹
R ^{۵۰} - P ^o - S ^o	۲۴۱۸۹۶	۳۰/۸	-۱۵/۱۳
R ^{۵۰} - P ^o /۴ - S ^o	۲۴۵۰۳۷	۳۳/۵۵	-۸/۰۳
R ^{۵۰} - P ^o /۴ - S ^o /۵	۲۵۵۴۸۲	۳۲/۵۳	-۱۰/۳۶
R ^{۵۰} - P ^o /۴ - S ^o	۲۱۱۱۰۹	۲۶/۸۸	-۲۵/۹۳



شکل ۸. نصب کرش سنج خطی بر روی نمونه‌ی آزمایشگاهی درمدول کشسانی.

۳.۲.۶. بررسی مدول کشسانی و منحنی تنش - کرش

مطابق آیین‌نامه‌ی ASTM C۴۶۹/C۴۶۹M، مدول کشسانی رابطه‌ی بین تنش - کرش، معیاری برای صلبیت مواد جامد است. می‌توان مدول کشسانی را مطابق رابطه‌ی ۲ محاسبه کرد. [۱۵]

$$E = \frac{s_2 - s_1}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1 / 0.0005} \quad (2)$$

که در آن، s_2 تنش متناظر با ε_2 ، s_1 تنش اولیه و ε_1 کرنش متناظر با تنش s_2 هستند. برای محاسبه‌ی دقیق کرنش از دو کرنش سنج خطی^۷ (LVDT) با دقت ۰/۰۰۵ میلی‌متر مطابق شکل ۸ استفاده شده است که دو کرنش سنج خطی توسط دو ابزار ثابت به فاصله‌ی ۱۰ سانتی‌متر از هم در پهلوی نمونه نگه داشته و نمونه به‌صورت تغییرمکان کنترل (DC) با سرعت بارگذاری ۱ میلی‌متر بر دقیقه، تحت بار فشاری بارگذاری شده است.

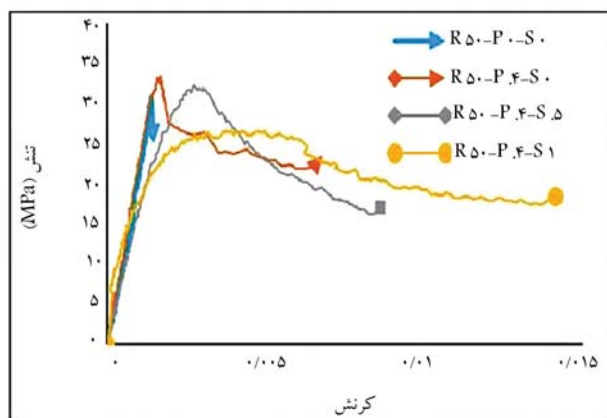
در شکل ۹، منحنی‌های تنش - کرش نمونه‌های فشاری بتن الیافی بدون سنگدانه‌ی بازیافتی مشاهده می‌شود که مطابق آن، افزودن ۰/۴ الیاف پلی‌پروپیلن، تأثیر چندانی در مقاومت فشاری بتن نمونه‌ی شاهد نگذاشته است. همچنین افزودن همزمان ۰/۴ الیاف پلی‌پروپیلن با ۰/۵ درصد الیاف فولادی به ترتیب باعث کاهش حدود ۴٪ و افزایش ۳٪ مقاومت فشاری نسبت به بتن شاهد شده است، که نشان می‌دهد افزودن الیاف فولادی و پلی‌پروپیلن، تأثیر قابل توجهی در مقاومت فشاری بتن ندارد.

حجم قالب بر حسب مترمکعب است. نتایج وزن مخصوص بتن تازه در جدول ۷ ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهند که وزن مخصوص اجزاء مصرفی بتن در وزن مخصوص بتن تازه، تأثیر مستقیم دارد. به عنوان مثال، در صورت جایگزینی سنگدانه‌های بازیافتی با سنگدانه‌های طبیعی، چون سنگدانه‌های بازیافتی وزن مخصوص کمتری دارند، باعث کاهش وزن مخصوص بتن تازه می‌شوند. همچنین در صورت استفاده از الیاف فولادی که وزن مخصوص بالاتری نسبت به بقیه‌ی اجزاء بتن دارند، وزن مخصوص بتن تازه افزایش می‌یابد. همچنین نتایج نشان می‌دهند که نسبت جایگزینی سنگدانه‌های بازیافتی با سنگدانه‌های طبیعی تا ۵۰٪ و افزودن الیاف (الیاف فولادی یا پلی‌پروپیلن) تا ۱٪، باعث افزایش یا کاهش کمتر از ۵٪ وزن مخصوص بتن تازه می‌شود، که قابل صرف‌نظر است.

۳.۲.۶. مقاومت فشاری

یکی از مرسوم‌ترین و مهم‌ترین معیارها برای بررسی کیفیت بتن، آزمایش مقاومت فشاری است. همچنین عواملی همچون: نسبت آب به سیمان، خواص مکانیکی و فیزیکی سنگدانه‌ها و سیمان و... در مقاومت فشاری بتن، تأثیر فراوانی دارد. نتایج آزمایش مقاومت فشاری بتن در جدول ۸ ارائه شده است. مطابق نتایج به‌دست آمده، جایگزینی ۲۵٪ و ۵۰ درصد سنگدانه‌ی بازیافتی به ترتیب باعث کاهش ۱۴/۵۲٪ و ۱۵/۳ درصد مقاومت فشاری شده است.

افزودن ۰/۴ الیاف پلی‌پروپیلن به نمونه‌ی شاهد و حاوی ۲۵٪ سنگدانه‌ی بازیافتی به ترتیب باعث افزایش ۱/۵۲٪ و ۱/۵۴ درصد مقاومت فشاری بتن شده است که نشان می‌دهد الیاف پلی‌پروپیلن، تأثیر ناچیزی در مقاومت فشاری بتن دارند. همچنین افزودن همزمان ۰/۴ الیاف پلی‌پروپیلن با ۰/۵ درصد الیاف فولادی به بتن حاوی ۲۵٪ سنگدانه‌ی بازیافتی به ترتیب ۷/۸٪ و ۴/۴۵ درصد مقاومت فشاری را بهبود بخشیده است. لازم به ذکر است افزودن ۱٪ الیاف فولادی به همراه ۰/۴ الیاف پلی‌پروپیلن به بتن باعث کاهش کارایی بتن می‌شود و امکان پدیده‌ی گلوله شدن (بالینگ) را افزایش می‌دهد. نتایج نشان می‌دهند که جایگزینی سنگدانه‌ی بازیافتی تأثیر بیشتری نسبت به الیاف در مقاومت فشاری بتن دارد و نمی‌توان با افزودن همزمان الیاف پلی‌پروپیلن و فولادی، تأثیر سنگدانه‌ی بازیافتی را در مقاومت فشاری جبران کرد.



شکل ۱۱. منحنی‌های تنش - کرنش نمونه‌های فشاری حاوی ۵٪ سنگدانه‌ی بازافتی.

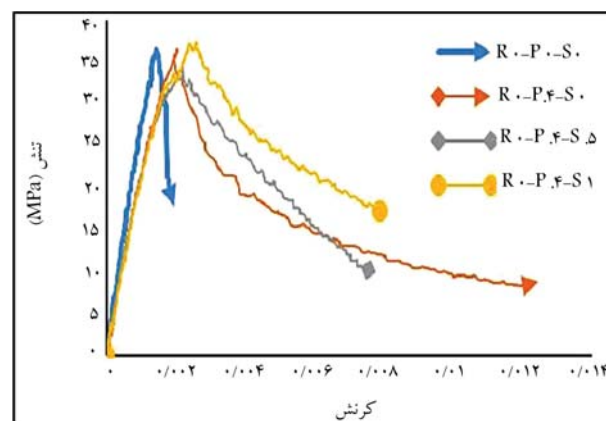
جدول ۹. مدول کشسانی.

تغییرات نسبت به بتن شاهد (%)	مدول کشسانی (MPa)	نمونه
	۲۹۰۰۰	R ^۰ - P ^۰ - S ^۰
-۲۰/۶۹	۲۳۰۰۰	R ^۰ - P ^۰ ۴ - S ^۰
-۱۵/۶۷	۲۴۴۵۴	R ^۰ - P ^۰ ۴ - S ^۰ ۵
-۱۹/۴۴	۲۳۳۶۲	R ^۰ - P ^۰ ۴ - S ^۱
-۲۳/۰۷	۲۲۳۱۰	R ^{۲۵} - P ^۰ - S ^۰
-۱۱/۸۶	۲۵۵۶۰	R ^{۲۵} - P ^۰ ۴ - S ^۰
-۱۳/۵۲	۲۵۰۷۷	R ^{۲۵} - P ^۰ ۴ - S ^۰ ۵
-۴۵/۴۰	۱۵۸۳۳	R ^{۲۵} - P ^۰ ۴ - S ^۱
-۳۵/۵۱	۱۸۷۰۰	R ^{۵۰} - P ^۰ - S ^۰
-۲۲/۳۲	۲۲۲۳۵	R ^{۵۰} - P ^۰ ۴ - S ^۰
-۴۱/۲۶	۱۷۰۳۳	R ^{۵۰} - P ^۰ ۴ - S ^۰ ۵
+۴/۷۲	۳۰۳۷۱	R ^{۵۰} - P ^۰ ۴ - S ^۱

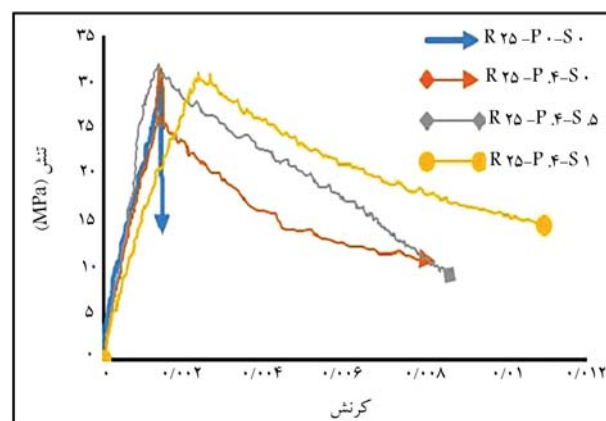
که جایگزینی سنگدانه‌های بازافتی و افزودن الیاف، باعث کاهش مدول کشسانی بتن شده است. جایگزینی ۲۵ و ۵۰ درصد سنگدانه‌ی بازافتی به ترتیب باعث کاهش ۲۳ و ۳۵ درصد مدول کشسانی بتن شده است. همچنین افزودن ۰/۴٪ الیاف پلی‌پروپیلن به بتن شاهد، باعث کاهش ۲۰٪ مدول کشسانی شده است. ترکیب افزودن همزمان ۰/۴٪ الیاف پلی‌پروپیلن با ۵/۰٪ و ۱ درصد الیاف فولادی به بتن شاهد به ترتیب باعث کاهش ۱۵ و ۱۹ درصدی مدول کشسانی شده است.

۴.۲.۶. آزمایش مقاومت شکافت کششی (کشش برزلی) بتن

نتایج آزمایش مقاومت کشش برزلی بتن در جدول ۱۰ ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهند که جایگزینی سنگدانه‌های بازافتی، تأثیر کمتری در کاهش مقاومت کشش برزلی نسبت به مقاومت فشاری داشته است. به عنوان مثال، جایگزینی ۲۵٪ سنگدانه‌های بازافتی با سنگدانه‌های طبیعی، باعث کاهش ۵۲/۴٪ مقاومت فشاری می‌شود؛ اما باعث کاهش ۳/۶۵٪ مقاومت کششی می‌شود. الیاف پلی‌پروپیلن تأثیر کمتری نسبت به الیاف فولادی در بهبود مقاومت کششی دارند. به عنوان مثال، افزودن ۰/۴٪ الیاف پلی‌پروپیلن به بتن شاهد، باعث افزایش ۱/۴۶٪ مقاومت کششی می‌شود. در صورتی که افزودن ۱٪ الیاف فولادی به بتن بدون سنگدانه‌ی بازافتی حاوی ۰/۴٪ الیاف پلی‌پروپیلن باعث افزایش ۲۶/۴۳٪



شکل ۹. منحنی تنش - کرنش نمونه‌های فشاری بدون سنگدانه‌ی بازافتی.

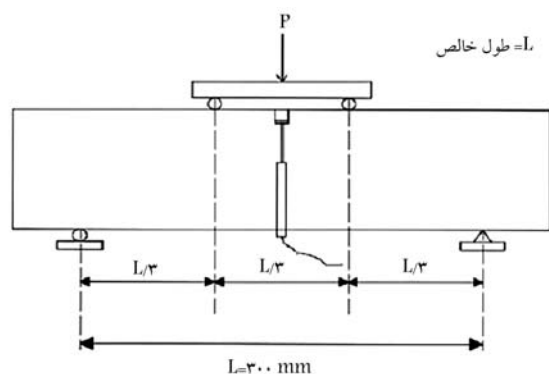


شکل ۱۰. منحنی‌های تنش - کرنش نمونه‌های فشاری حاوی ۲۵٪ سنگدانه‌ی بازافتی.

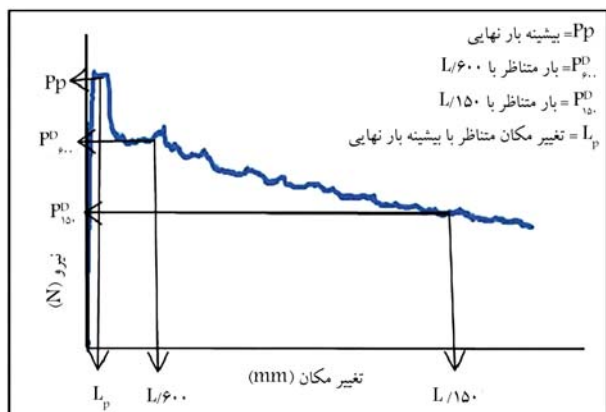
در شکل ۱۰، منحنی‌های تنش - کرنش نمونه‌های فشاری بتن الیافی حاوی ۲۵٪ سنگدانه‌های بازافتی مشاهده می‌شود که مطابق آن، افزودن ۰/۴٪ الیاف پلی‌پروپیلن، تأثیر چندانی در مقاومت فشاری بتن حاوی ۲۵٪ سنگدانه‌های بازافتی ندارد. همچنین افزودن همزمان ۰/۴٪ الیاف پلی‌پروپیلن با ۵/۰٪ و ۱ درصد الیاف فولادی به ترتیب باعث افزایش ۷/۸٪ و ۴ درصد مقاومت فشاری بتن حاوی ۲۵٪ سنگدانه‌های بازافتی می‌شود.

در شکل ۱۱، منحنی‌های تنش - کرنش نمونه‌های فشاری بتن الیافی حاوی ۵۰٪ سنگدانه‌های بازافتی مشاهده می‌شود که مطابق آن، افزودن ۰/۴٪ الیاف پلی‌پروپیلن باعث افزایش ۷/۸٪ مقاومت فشاری بتن حاوی ۵۰٪ سنگدانه‌های بازافتی شده است. همچنین ترکیب ۰/۴٪ الیاف پلی‌پروپیلن با ۵/۰٪ و ۱ درصد الیاف فولادی به ترتیب باعث افزایش ۵/۶٪ و کاهش ۱۴/۶ درصدی مقاومت فشاری بتن حاوی ۵۰٪ سنگدانه‌های بازافتی شده است. کاهش ۶/۱۴ درصدی مقاومت فشاری نمونه‌ی حاوی ۵۰٪ سنگدانه‌ی بازافتی و ۱٪ الیاف فولادی با ۰/۴٪ الیاف پلی‌پروپیلن، احتمالاً به‌خاطر پدیده‌ی گلوله شدن الیاف‌هاست.

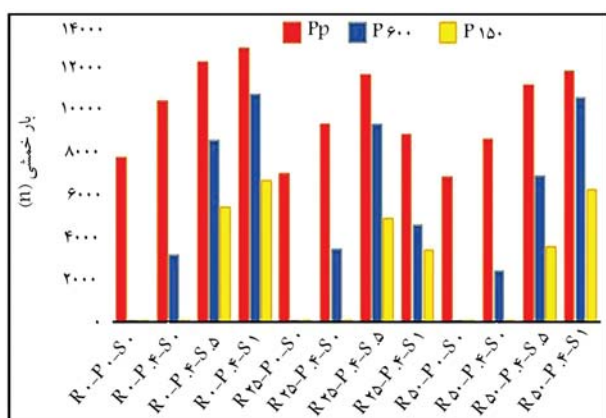
مطابق شکل‌های ۹ الی ۱۱، مسلح کردن بتن حاوی سنگدانه‌های بازافتی به الیاف هیبریدی (الیاف‌های فولادی و پلی‌پروپیلن)، تأثیری در مقاومت فشاری بتن نداشته است، اما باعث بهبود رفتار پس از ترک بتن شده است، که نشان می‌دهد الیاف فولادی نسبت به الیاف پلی‌پروپیلن، کارایی بهتری دارند. نتایج بررسی مدول کشسانی نمونه‌های بتنی در جدول ۹ ارائه شده است. بررسی نتایج نشان می‌دهد



شکل ۱۳. نحوه‌ی نصب کرنش سنج خطی در دو وجه تیر.



شکل ۱۴. شماتیک منحنی نیرو تغییر- مکان. [۱۶]



شکل ۱۵. نمودار بار خمشی در مراحل مختلف بارگذاری.

در آزمایش خمش چهار نقطه‌ای، رفتار کششی نمونه‌ها تحت خمش محض در وسط تیر (وسط تیر بدون برش است) ارزیابی می‌شود. نتایج آزمایش خمش چهار نقطه‌ای در شکل ۱۵ مشاهده می‌شود. نتایج نشان می‌دهند که جایگزینی سنگدانه‌های بازیافتی باعث کاهش بیشینه‌ی بار خمشی در بتن‌های فاقد الیاف و حاوی ۰/۴٪ الیاف پلی‌پروپیلن شده است. همچنین تأثیر کمتری در بیشینه‌ی بار خمشی نمونه‌های حاوی ۰/۴٪ الیاف پلی‌پروپیلن و ۱ و ۵ درصد الیاف فولادی داشته است. همچنین افزایش جایگزینی سنگدانه‌های بازیافتی با سنگدانه‌های طبیعی باعث کاهش تغییر شکل متناظر با بیشینه‌ی بار خمشی شده است. استفاده از الیاف پلی‌پروپیلن در نمونه‌های بتنی فقط باعث افزایش بیشینه‌ی بار خمشی

جدول ۱۰. مقاومت کششی.

نمونه	نیرو (N)	مقاومت کششی (MPa)	تغییرات نسبت به بتن شاهد (%)
R ^o - P ^o - S ^o	۱۳۷۰۰۰	۱/۹۴	
R ^o - P ^o ۴ - S ^o	۱۳۹۰۰۰	۱/۹۷	٪۱/۴۶
R ^o - P ^o ۴ - S ^o ۵	۱۴۰۰۰۰	۱/۹۸	٪۲/۱۹
R ^o - P ^o ۴ - S ^o ۱	۱۷۳۲۱۰	۲/۴۵	٪۲۶/۴۳
R ^{۲۵} - P ^o - S ^o	۱۳۲۰۰۰	۱/۸۷	٪ - ۳/۶۵
R ^{۲۵} - P ^o ۴ - S ^o	۱۳۸۰۰۰	۱/۹۵	٪۰/۷۳
R ^{۲۵} - P ^o ۴ - S ^o ۵	۱۳۴۰۷۱	۱/۹۰	٪ - ۲/۱۴
R ^{۲۵} - P ^o ۴ - S ^o ۱	۱۵۰۶۰۰	۲/۱۳	٪۹/۹۳
R ^{۵۰} - P ^o - S ^o	۱۱۸۰۸۰	۱/۶۷	٪ - ۱۳/۸۱
R ^{۵۰} - P ^o ۴ - S ^o	۱۳۲۰۰۰	۱/۸۷	٪ - ۳/۶۵
R ^{۵۰} - P ^o ۴ - S ^o ۵	۱۳۳۰۰۰	۱/۸۸	٪ - ۲/۹۲
R ^{۵۰} - P ^o ۴ - S ^o ۱	۱۵۹۰۸۵	۲/۲۵	٪۱۶/۱۲



شکل ۱۲. تأثیر الیاف بر پیوستگی بتن.

مقاومت کشش برزیلی می‌شود. مطابق شکل ۱۲، افزودن الیاف فولادی به بتن در آزمایش کشش برزیلی به حفظ پیوستگی بتن کمک می‌کند و مانع از گسیختگی آن می‌شود.

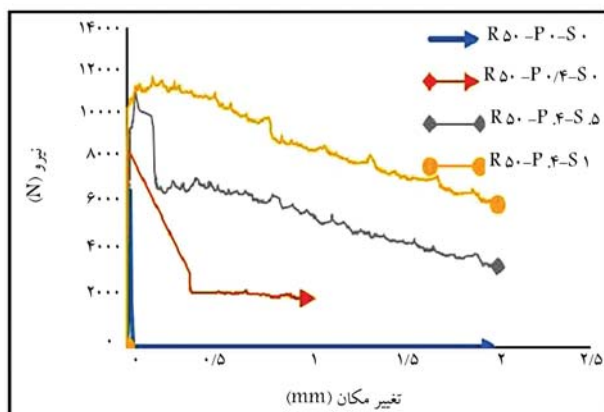
۵.۲.۶. بررسی آزمایش خمش چهار نقطه‌ای

مطابق آیین‌نامه‌ی ASTM C۱۶۰۹/C۱۶۰۹M، آزمایش مقاومت خمشی بتن الیافی اندازه‌گیری شده است. [۱۶] برای محاسبه‌ی دقیق تغییر مکان وسط تیر از دو LVDT با دقت ۰/۰۵ میلی‌متر در دو وجه کناری تیر مطابق شکل ۱۳ استفاده شده است که آن‌ها در هر ثانیه، تغییر مکان وسط تیر را ثبت می‌کردند و تغییر مکان ارائه شده در نمودار، از میانگین تغییر مکان ثبت شده توسط LVDTها به دست آمده است. همچنین برای حذف برش و ایجاد خمش ثابت در میانه‌ی تیر از محور بارگذاری دو نقطه‌ای در طول ۱/۵ و ۲/۳ استفاده شده است. نمونه به صورت تغییر مکان کنترل تا جابه‌جایی L/۱۵۰ بارگذاری شده است. با برداشت نیرو از ماشین آزمایش و تغییر مکان از سیستم ثبت اطلاعات، منحنی نیرو - تغییر مکان ترسیم شده است. مطابق شکل ۱۴، می‌توان بیشینه‌ی بار نهایی $P_{p,0.6}^D$ (Pp) بار متناظر با L/۶۰۰ و $P_{p,0.15}^D$ بار متناظر با L/۱۵۰ را برداشت کرد. لازم به ذکر است در پژوهش حاضر، طول تیر ۳ برابر عرض مقطع به اضافه‌ی ۵۰ میلی‌متر (۳۵۰ میلی‌متر طول تیر و ۳۰۰ میلی‌متر طول خالص) انتخاب شده است که طول L/۶۰۰ برابر ۵ میلی‌متر و طول L/۱۵۰ برابر ۲ میلی‌متر بوده است.

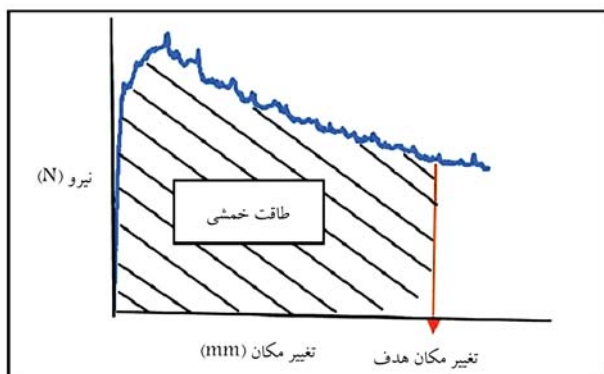
و کاهش ۱۷۵٪ میلی متری تغییرشکل متناظر با بیشینه ی بار خمشی نسبت به بتن شاهد شده است. همچنین افزودن همزمان ۴٪/۵٪ الیاف پلی پروپیلن با ۵٪ و ۱ درصد الیاف فولادی به بتن حاوی ۲۵٪ سنگدانه های باز یافتی به ترتیب باعث افزایش ۵ و ۱۳ درصد بیشینه ی بار خمشی و افزایش ۱۴٪ و ۶٪ میلی متر تغییرشکل متناظر با بیشینه ی بار خمشی نسبت به بتن شاهد شده است. نمودار نیرو - تغییرشکل متناظر با بیشینه ی بار خمشی ۵٪ سنگدانه های باز یافتی در شکل ۱۸ مشاهده می شود. نتایج نشان می دهند که جایگزینی ۵٪ سنگدانه های باز یافتی به بتن شاهد، باعث کاهش ۱۲ درصدی بیشینه ی بار خمشی و ۱۲۵٪ میلی متری تغییرشکل متناظر با بیشینه ی بار خمشی شده است. افزودن ۴٪ الیاف پلی پروپیلن به بتن حاوی ۵٪ سنگدانه های باز یافتی باعث افزایش ۱۱ درصدی بیشینه ی بار خمشی و کاهش ۱۷۵٪ میلی متری تغییرشکل متناظر با بیشینه ی بار خمشی نسبت به بتن شاهد شده است. همچنین افزودن همزمان ۴٪ الیاف پلی پروپیلن با ۵٪ و ۱ درصد الیاف فولادی به بتن حاوی ۵٪ سنگدانه های باز یافتی به ترتیب باعث افزایش ۴۳ و ۵۲ درصدی بیشینه ی بار خمشی و ۱۷۵٪ و ۱۱٪ میلی متری تغییرشکل متناظر با بیشینه ی بار خمشی نسبت به بتن شاهد شده است.

۶.۲.۶. بررسی طاقتم خمشی

طاقتم خمشی $(T_b)^1$ اصطلاحی است که قابلیت جذب انرژی بتن را بیان می کند. مطابق شکل ۱۹، طاقتم خمشی از مساحت زیر نمودار نیرو - تغییرشکل تا تغییرشکل هدف محاسبه می شود. طاقتم خمشی به طول تیر بستگی دارد. برای محاسبه ی طاقتم T_b^D منشور $100 \times 100 \times 350$ میلی متر منشور زیر نمودار نیرو - تغییرشکل تا تغییرشکل ۲ میلی متر و برای طاقتم $T_{P_{60}}$ مساحت زیر نمودار نیرو - تغییرشکل



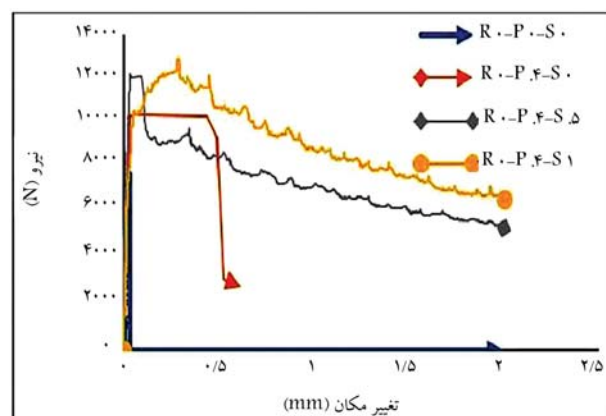
شکل ۱۸. نمودار نیرو - تغییرشکل بتن حاوی ۵٪ سنگدانه ی باز یافتی.



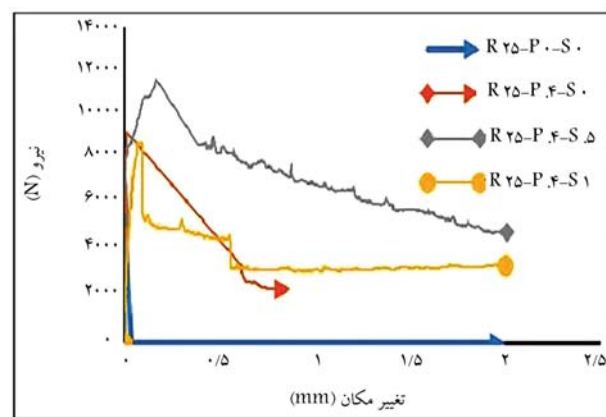
شکل ۱۹. شماتیک طاقتم خمشی. [۱۷]

می شود و تأثیر زیادی در بهبود رفتار شکننده ی بتن ندارد. همچنین نمونه های حاوی الیاف پلی پروپیلن در ناحیه ی پست - ترک به کمتر از ۲۵٪ بیشینه ی بار خمشی رسیده اند، و ادامه ی بارگذاری توسط دستگاه آزمایش قطع شده اند. و بار متناظر با $L/150$ کمتر از ۲۵٪ بیشینه ی بار خمشی بوده است. استفاده از الیاف فولادی طاقت خمشی و بیشینه ی بار خمشی را بهبود می بخشد و از رفتار ترد بتن بعد از بار نهایی جلوگیری به عمل می آورد و در حفظ پیوستگی بتن بعد از ترک کمک می کند. در نمودار اخیر، P_P بیشینه ی بار خمشی، P_{60} بار خمشی متناظر با $L/60$ و P_{150} بار خمشی متناظر با $L/150$ است. نمودار نیرو - تغییرشکل نمونه های فاقد سنگدانه های باز یافتی در شکل ۱۶ مشاهده می شود. نتایج نشان می دهند که افزودن ۴٪ الیاف پلی پروپیلن به بتن شاهد، باعث افزایش ۳۳٪ بیشینه ی بار خمشی و ۲۵٪ میلی متر تغییرشکل متناظر با بار نهایی نسبت به بتن شاهد شده است. همچنین افزودن همزمان ۴٪ الیاف پلی پروپیلن با ۵٪ و ۱٪ درصد الیاف فولادی به بتن شاهد به ترتیب باعث افزایش ۵۷ و ۶۶ درصدی بیشینه ی بار خمشی و افزایش ۶۵٪ و ۲۲۵٪ میلی متری تغییرشکل متناظر با بار نهایی نسبت به بتن شاهد شده است.

نمودار نیرو - تغییرشکل نمونه های حاوی ۲۵٪ سنگدانه های باز یافتی در شکل ۱۷ مشاهده می شود. نتایج نشان می دهند که جایگزینی ۲۵٪ سنگدانه های باز یافتی به بتن شاهد، باعث کاهش ۱۰ درصدی بیشینه ی بار خمشی و ۲۲۵٪ میلی متری تغییرشکل متناظر با بیشینه ی بار خمشی شده است. افزودن ۴٪ الیاف پلی پروپیلن به بتن حاوی ۲۵٪ سنگدانه های باز یافتی باعث افزایش ۲۰٪ بیشینه ی بار خمشی



شکل ۱۶. نمودار نیرو - تغییرشکل بتن بدون سنگدانه ی باز یافتی.



شکل ۱۷. نمودار نیرو - تغییرشکل بتن حاوی ۲۵٪ سنگدانه ی باز یافتی.

جدول ۱۱. طاقت خمشی.

نمونه	$T_{6\%}^D$ (J)	تغییرات نسبت به بتن شاهد (درصد)	$T_{15\%}^D$ (J)	تغییرات نسبت به بتن شاهد (درصد)	تغییرات $T_{6\%}^D$ نسبت به $T_{6\%}^D$ (درصد)
$R^0 - P^0 - S^0$	۰/۱۸۰	۰	۰/۱۸۰	۰	۰
$R^0 - P^{0.4} - S^0$	۵/۱۵۲	۲۷۶۲	-	-	-
$R^0 - P^{0.4} - S^{0.5}$	۴/۱۸۰	۲۵۷۲	۱۴/۹۱۰	۸۱۸۳	۲۱۰
$R^0 - P^{0.4} - S_1$	۵/۶۱	۳۰۱۶	۱۸/۳۲۸	۱۰۰۸۲	۲۲۶/۷۲
$R^{25} - P^0 - S^0$	۰/۱۲۶	-۲۹/۹۲	۰/۱۲۶	-۲۹/۹۲	۰
$R^{25} - P^{0.4} - S^0$	۳/۹۴۵	۲۰۹۱	-	-	-
$R^{25} - P^{0.4} - S^{0.5}$	۴/۸۵۷	۲۵۹۸	۱۴/۶۵۰	۸۰۳۸	۲۰۱/۶
$R^{25} - P^{0.4} - S_1$	۲/۶۵۰	۱۳۷۲	۷/۶۵۰	۴۱۵۰	۱۸۸/۷۲
$R^{50} - P^0 - S^0$	۰/۱۱۲	-۳۷/۵۸	۰/۱۱۲	-۳۷/۵۸	۰
$R^{50} - P^{0.4} - S^0$	۲/۳۸۹	۱۲۲۸	-	-	-
$R^{50} - P^{0.4} - S^{0.5}$	۳/۹۱۳	۲۰۷۴	۱۱/۷۱۵	۶۴۰۸	۱۹۹/۳۵
$R^{50} - P^{0.4} - S_1$	۵/۵۸۹	۳۰۰۵	۱۷/۹۰۷	۹۴۴۸	۲۲۰/۳۹

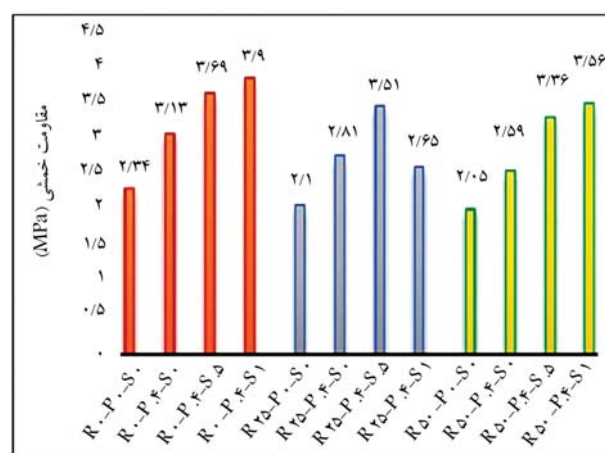
بررسی تغییرات $T_{15\%}^D$ نسبت به $T_{6\%}^D$ نشان می‌دهد که بتن بدون الیاف با یا بدون سنگدانه‌های باز یافتی، رفتار شکننده دارد و بعد از بیشینه بار خمشی، دو نیم می‌شود. افزودن الیاف به بتن به حفظ پیوستگی بتن کمک می‌کند. افزودن ۴٪ الیاف پلی‌پروپیلن به نمونه‌ی بدون و حاوی ۲۵ و ۵۰ درصد سنگدانه‌های باز یافتی در ناحیه‌ی پست ترک به بار کمتر از ۲۵٪ بیشینه بار خمشی خود رسیده است. همچنین افزودن همزمان ۴٪ الیاف پلی‌پروپیلن با ۵٪ الیاف فولادی به نمونه‌ی شاهد و نمونه‌های حاوی ۲۵ و ۵۰ درصد سنگدانه‌های باز یافتی به ترتیب باعث افزایش ۲۱۰، ۲۰۱ و ۱۹۹ درصدی طاقت خمشی در ناحیه‌ی پست ترک شده است، که نشان می‌دهد الیاف فولادی، کارایی بهتری نسبت به الیاف پلی‌پروپیلن در ناحیه‌ی پست ترک دارند.

۷.۲.۶. بررسی مدول گسیختگی

مطابق آیین‌نامه‌ی ASTM C ۱۶۰۹ C/۱۶۰۹ M، مدول گسیختگی MOR را می‌توان با توجه به رابطه‌ی ۳ محاسبه کرد: [۱۶]

$$MOR = \frac{PL}{BD^2} \quad (3)$$

که در آن، MOR مدول گسیختگی بر حسب مگاپاسکال، P بیشینه بار نهایی بر حسب نیوتن، L طول نمونه بر حسب میلی‌متر، B عرض نمونه بر حسب میلی‌متر و D ارتفاع نمونه بر حسب میلی‌متر است. نتایج بررسی مدول گسیختگی نمونه‌های آزمایشگاهی در شکل ۲۰ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، با جایگزینی ۲۵ و ۵۰ درصد سنگ‌دانه‌های باز یافتی با سنگدانه‌های طبیعی باعث کاهش به ترتیب ۱۰ و ۱۲ درصدی مدول گسیختگی شده است. با افزودن ۴٪ الیاف پلی‌پروپیلن به نمونه‌های حاوی ۲۵ و ۵۰ درصد سنگدانه‌ی باز یافتی به ترتیب می‌توان مدول گسیختگی را ۲۰ و ۱۱ درصد نسبت به بتن شاهد افزایش داد. همچنین افزایش ۴٪ الیاف پلی‌پروپیلن به بتن بدون سنگ‌دانه‌ی باز یافتی باعث افزایش ۳۳ درصدی مدول گسیختگی بتن شاهد شده است، که نشان می‌دهد افزودن الیاف پلی‌پروپیلن در افزایش مدول گسیختگی نسبت به تأثیر جایگزینی سنگدانه‌ی باز یافتی



شکل ۲۰. مدول گسیختگی بتن.

تا تغییر شکل ۵/۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. [۱۶] می‌توان با بررسی تغییرات $T_{6\%}^D$ نسبت به $T_{6\%}^D$ ، افزایش جذب انرژی در ناحیه‌ی پست - ترک را بررسی کرد. نتایج بررسی طاقت خمشی نمونه‌های آزمایشگاهی در جدول ۱۱ ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهند که بتن بدون الیاف، طاقت خمشی خیلی کمی دارد و جایگزینی ۲۵ و ۵۰ درصد سنگدانه‌های باز یافتی با طبیعی به ترتیب باعث کاهش ۲۹ و ۳۵ درصدی طاقت خمشی نمونه بدون الیاف نسبت به بتن شاهد شده است. افزودن ۴٪ الیاف پلی‌پروپیلن به نمونه‌ی بدون سنگدانه‌های باز یافتی و حاوی ۲۵ و ۵۰ درصد سنگدانه‌های باز یافتی به ترتیب باعث افزایش ۲۷، ۲۰ و ۱۲ برابری طاقت خمشی متناظر با $L/600$ نسبت به بتن شاهد شده است. همچنین افزودن همزمان ۴٪ الیاف پلی‌پروپیلن با ۵٪ الیاف فولادی به بتن طبیعی به ترتیب باعث افزایش ۸۱ و ۱۰۰ برابری طاقت خمشی متناظر با $L/150$ نسبت به بتن شاهد شده است.

با سنگدانه‌ای طبیعی مؤثرتر است و تأثیر کاهش جایگزینی سنگدانه‌های بازیافتی با سنگدانه‌های طبیعی را در بیشینه‌ی بار نهایی و مدول گسیختگی جبران می‌کند. افزودن ترکیب ۱٪ الیاف فولادی و ۴٪ الیاف پلی‌پروپیلن به نمونه‌ها نسبت به ۵٪ الیاف فولادی و ۴٪ الیاف پلی‌پروپیلن باعث افزایش بیشینه‌ی بار نهایی و افزایش شکل‌پذیری بتن شده است، اما خطر بالینگ را به شدت افزایش داده است. در بررسی آزمایشگاهی انجام شده، نمونه‌ی $S1 - P0.4 - R25$ در اثر بالینگ، بیشینه‌ی بار نهایی کمتری تحمل کرده است.

۷. نتیجه‌گیری

در مطالعه‌ی حاضر، به بررسی خواص مکانیکی بتن مسلح به الیاف هیبریدی (الیاف فولادی و پلی‌پروپیلن) و حاوی سنگدانه‌های بازیافتی پرداخته شده و این نتایج به دست آمده است:

۱. سنگدانه‌ی بازیافتی نسبت به سنگدانه‌ی طبیعی، ۳۶٪ جذب آب بیشتر و ۱٪ چگالی اشباع با سطح خشک کمتری دارند.

۲. شن بازیافتی ۱۳/۹٪ نسبت به شن طبیعی، درصد سایش بیشتری دارد.
۳. نسبت جایگزینی سنگدانه‌های بازیافتی با سنگدانه‌های طبیعی تا ۵٪ و ترکیب الیاف فولادی (تا ۱٪) الیاف پلی‌پروپیلن (تا ۴٪) باعث افزایش یا کاهش کمتر از ۵٪ وزن مخصوص بتن تازه شده است، که قابل صرف نظر است.
۴. جایگزینی ۲۵ و ۵۰ درصد سنگدانه‌ی بازیافتی به ترتیب باعث کاهش ۱۴/۵۹ و ۱۵/۳۹ درصد مقاومت فشاری، ۳ و ۱۳ درصد مقاومت کشش برزیلی، کاهش ۲۳ و ۳۵ درصد مدول کشسانی و کاهش ۱۰ و ۱۲ درصد بیشینه‌ی بار نهایی شده است.
۵. جایگزینی سنگ‌دانه‌ی بازیافتی، تأثیر کمتری در کاهش مقاومت کشش برزیلی نسبت به مقاومت فشاری داشته است.
۶. افزودن ۴٪ الیاف پلی‌پروپیلن به نمونه‌ی بدون سنگدانه‌ی بازیافتی و حاوی ۲۵ و ۵۰ درصد سنگدانه‌ی بازیافتی به ترتیب باعث افزایش ۲۷، ۲۰ و ۱۲ برابری طاقت خمشی متناظر با $L/600$ نسبت به بتن شاهد شده است. همچنین افزودن همزمان ۴٪ الیاف پلی‌پروپیلن با ۵٪ و ۱ درصد الیاف فولادی به بتن طبیعی به ترتیب باعث افزایش ۸۱ و ۱۰۰ برابری طاقت خمشی متناظر با $L/150$ نسبت به بتن شاهد شده است.

پانویس‌ها

1. recycled aggregate concrete (RAC)
2. recycled concrete aggregate (RCA)
3. natural aggregate (NA)
4. interfacial transition zone (ITZ)
5. natural aggregate concrete (NAC)
6. Gaping
7. linear variable differential transformer (LVDT)
8. displacement-control
9. peak load
10. flexural toughness
11. modulus of rupture

منابع (References)

1. Mostofinejad, D., *Technology and Concrete Mixing Design*, Forty-Third Edition, Arkan Danesh Publishing Institute (In Persian) (2015).
2. De Melo, A.B., Goncalves, A.F. and Martins, I.M. "Construction and demolition waste generation and management in Lisbon (Portugal)", *Resour. Conserv. Recycl.*, **55**(12), pp. 1252-1264 (2011).
3. Pedro, D., De Brito, J., Evangelista, L. and et al. "Technical specification proposal for use of high-performance recycled concrete aggregates in high-performance concrete production", *J. Mater. Civ. Eng.*, **30**(12), pp. 19-38 (2018).
4. Rao, A., Jha, K.N. and Misra, S. "Use of aggregates from recycled construction and demolition waste in concrete", *Resour. Conserv. Recycl.*, **50**(1), pp. 71-81 (2007).

5. Ahmed, T.W., Ali, A.A.M. and Zidan, R.S. "Properties of high strength polypropylene fiber concrete containing recycled aggregate", *Constr. Build. Mater.*, **241**, p. 118010 (2020).
6. Jalilifar, H., Sajedi, F. and Kazemi, S. "RETRACTED: Investigation on the mechanical properties of fiber reinforced recycled concrete", *Civ. Eng. J.*, **2**(1), pp. 13-22 (2016).
7. Andreu, G. and Miren, E. "Experimental analysis of properties of high performance recycled aggregate concrete", *Constr. Build. Mater.*, **52**, pp. 227-235 (2014).
8. Akca, K.R., Cakir, O. and Ipek, M. "Properties of polypropylene fiber reinforced concrete using recycled aggregates", *Constr. Build. Mater.*, **98**, pp. 620-630 (2015).
9. Wang, R., Yu, N. and Li, Y. "Methods for improving the microstructure of recycled concrete aggregate: A review", *Constr. Build. Mater.*, **242**, pp.63-89 (2020).
10. ASTM C33/C33M, "Standard specification for concrete aggregates", i(c), pp. 1-11 (2010).
11. C29/C29M-09, "Standard test method for bulk density ('Unit Weight') and voids in aggregate", *ASTM Int.*, i(c), pp. 1-5 (2009).
12. C566/C566M, "Standard test method for total evaporable moisture content of aggregate by drying", Reported by ACI Comm. 544, 97(Reapproved 2004), pp. 1-3 (2016).
13. C131/C131M, "Standard test method for resistance to degradation of large-size coarse aggregate by abrasion and impact in the Los Angeles machine 1", i, pp. 24-26 (2010).

14. Astm:C138/C138M-13, "Standard test method for density (Unit Weight), yield, and air content (Gravimetric)", *ASTM Int*, **1**, pp. 23-26 (2013).
15. C496/C496M, *Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens*, Man. Hydrocarb. Anal., 6th Ed., pp. 545-545-3 (2008).
16. C1609/C1609M, "Standard test method for flexural performance of fiber-reinforced concrete (using beam with third-point loading) 1", *Astm*, **1**(C), 1609/C 1609M-05, pp. 1-8 (2005).
17. Jamshidi Avanaki, M., Abedi, M., Hoseini, A. and et al. "Effects of fiber volume fraction and aspect ratio on mechanical properties of hybrid steel fiber reinforced concrete", *New Approaches Civ. Eng.*, **2**(2), pp. 49-64 (2018).

توسعه‌ی مدل ریسک لرزه‌ی زیان ناشی از توقف تولید در واحدهای پالایشگاهی گاز (مطالعه‌ی موردی: پالایشگاه گازی پارسین)

مهدی انصاری (دانشجوی دکتری)

سید مهدی موسوی* (دانشیار)

اسماعیل ایزدی زمان آبادی (استادیار)

گروه مهندسی عمران، واحد نجف آباد، دانشگاه آزاد اسلامی، نجف آباد، ایران

مهندسی عمران شریف، پاییز ۱۴۰۱
دردی ۲ - ۳۸، شماره ۳/۲، ص. ۳۰۳-۳۰۴، (پژوهشی)

توسعه‌ی مدل‌های پیش‌بینی‌کننده‌ی زیان‌های اقتصادی ناشی از توقف تولید پس از زلزله در واحدهای بزرگ صنعتی، یکی از پیش‌نیازهای کلیدی در اخذ تصمیم‌های هوشمندانه‌ی مدیریتی به منظور کاهش پیامدهای زلزله در واحدهای مذکور است. مطالعه‌ی حاضر با هدف توسعه‌ی یک مدل زیان اقتصادی ناشی از توقف تولید در پالایشگاه گازی پارسین در اثر زلزله انجام شده است. برای دستیابی به هدف مذکور، براساس یک مدل خطر لرزه‌ی شناخته شده، کاتالوگ مصنوعی در یک بازه‌ی ۵۰ هزار ساله به روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو توسعه یافته و میدان جنبش زمین در گستره‌ی قرارگیری اجزاء مختلف پالایشگاه اعم از: میدان‌های برداشت، واحدهای پالایشی، مخازن ذخیره‌سازی، ایستگاه پمپاژ و ایستگاه تقویت فشار شبیه‌سازی شده است. سیستم پالایشگاهی به ۱۰ مسیر تولیدی تجزیه و هر مسیر به‌عنوان یک زیرسیستم تجزیه و تحلیل شده است. مؤلفه‌های سازنده‌ی هر زیرسیستم، شناسایی شده و منحنی‌های شکنندگی و بازایی متناسب هر مسیر براساس الگوهای ارائه شده طبق HAZUS تخصیص یافته است. در نهایت، توابع پیش‌بینی زیان ناشی از توقف تولید در هر سناریوی دلخواه زلزله توسعه یافته و با تلفیق مدل خطر لرزه‌ی، مدل نهایی پیش‌بینی زیان ناشی از توقف تولید حاصل شده است.

واژگان کلیدی: خطر لرزه‌ی، ریسک لرزه‌ی، توقف تولید، زیان، بیمه‌ی پارامتریک، شبیه‌سازی مونت‌کارلو، آغازگر.

mehdiiust78@gmail.com
meh.mousavi61@gmail.com
e.izadi@pci.iaun.ac.ir

۱. مقدمه

زلزله به عنوان یک سانحه‌ی طبیعی، پدیده‌ی است با احتمال رویداد کم، اما پیامدهای بسیار سنگین اقتصادی، اجتماعی و حتی سیاسی یا زیان‌های جانی که به صورت مرگ و میر یا جراحت‌ها شهروندان را متأثر می‌سازد، باعث شده است تا در شمار دردآورترین سوانح طبیعی جلوه کند. زیان‌های اقتصادی ناشی از پدیده‌ی طبیعی زلزله نیز در ابعاد گوناگون جوامع را متأثر می‌سازد؛ به طوری که در صورت بروز یک زلزله نسبتاً بزرگ، نشان داده شده است که به طور متوسط تولید ناخالص ملی کشور زلزله‌زده به میزان ۱/۶٪ در طول ۸ سال بعد از زلزله کاسته می‌شود.^[۱]

بروز زلزله در مجاورت نواحی صنعتی که در بردارنده‌ی تعداد زیادی از واحدهای بزرگ و راهبردی صنعتی است، می‌تواند پیامدهای اقتصادی کلانی را برای هر کشوری به دنبال داشته باشد. برای نمونه، زلزله‌ی کجالی^۱ (۱۹۹۹) ترکیه، پهنه‌ی از آنجا

را لرزاند که بیش از ۴۰ درصد واحدهای بزرگ صنعتی کشور ترکیه در آن قرار داشتند.^[۲] اردیک^۲ و همکاران (۲۰۰۸)،^[۳] مطالعه‌ی جامعی برای برآورد زیان‌های اقتصادی حاصل از زلزله‌ی اخیر را بر روی واحدهای صنعتی انجام دادند و دریافتند که زیان‌های اقتصادی ناشی از آسیب فیزیکی مستحقات و تجهیزات فقط بخشی از کل زیان و زیان‌های غیرمستقیم ناشی از توقف تولید و نیز از دست رفتن بازار، بخش دیگری از زیان‌های زلزله‌ی مذکور بوده‌اند. کاجیتانی و تانانو^۳ (۲۰۱۴)،^[۴] نیز به بررسی کلان زیان اقتصادی ناشی از کاهش ظرفیت تولیدی در واحدهای صنعتی ژاپن بعد از زلزله‌ی ۲۰۱۱ پرداخته‌اند.

ایران به عنوان یک کشور در حال توسعه، در یکی از پرمخاطره‌ترین مناطق لرزه‌خیز دنیا قرار گرفته است. صنایع نفت و گاز به‌عنوان یکی از مزیت‌های رقابتی برتر ایران، بار اصلی تولید ناخالص ملی را به دوش می‌کشند. بنابراین کاملاً طبیعی است که موضوع پیامدهای زلزله بر صنایع مختلف نفت و گاز کشور، مستحق توجه ویژه‌ی مدیریت کلان کشور باشد. تمرکز بر روی بخش بزرگی از صنایع پالایش و

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۱/۱۴، اصلاحیه ۱۴۰۱/۳/۳۰، پذیرش ۱۴۰۱/۴/۱۵.

DOI:10.24200/J30.2022.59884.3077

پتروشیمی کشور در نواحی لرزه‌خیز زاگرس جنوبی که یکی از کانون‌های لرزه‌خیزی کشور است،^[۵] این توجه را دوچندان می‌کند. صنایع نفت و گاز واقع در منطقه‌ی ویژه‌ی عسلویه و یا پالایشگاه‌های گازی پارسین در جنوب استان فارس از نمونه‌های صنایع واقع در پهنه‌ی زاگرس جنوبی است.

مطالعه‌ی دقیق و شناخت رفتار لرزه‌ی اجزاء یک سیستم صنعتی در معرض زلزله و تلفیق آن با مدل‌های واقع‌بینانه‌ی خطر لرزه‌ی، پیش‌نیاز اساسی در تصمیم‌گیری کلان‌کاهش پیامدهای اقتصادی بروز زلزله در واحدهای صنعتی است.^[۷، ۶] از ترکیب مدل ریاضی پیامدهای اقتصادی، سناریوهای گوناگون زلزله بر یک واحد صنعتی با مدل تحلیل خطر ناحیه‌ی مدنظر، در نهایت مدل ریسک به‌دست خواهد آمد.^[۸] که ریسک زمینه‌ساز اخذ تصمیم‌های مدیریت کلان با هدف کاهش پیامدهای زلزله می‌شود. بدون وجود یک مدل ریسک واقع‌بینانه، انتظار اتخاذ تصمیم‌های هوشمندانه در سطوح بالا از مدیران اجرایی دور از ذهن به نظر می‌رسد.

انتقال ریسک به شرکت‌های بیمه‌گر، یکی از راهکارهای مدیریتی برای کاهش پیامدهای زلزله است.^[۹] وجود یک مدل ریسک واقع‌بینانه، پیش‌نیازی اساسی برای عقد یک قرارداد هوشمندانه با شرکت‌های مذکور است. مکانیسم‌های بیمه را می‌توان به دو دسته‌ی مهم تقسیم‌بندی کرد: سازوکار سنتی و سازوکار مدرن پارامتریک. در سازوکار سنتی، پرداخت خسارت براساس ارزیابی‌های میدانی میزان زیان رخ داده بعد از زلزله است. در سوی مقابل، در سازوکار مدرن پارامتریک، پرداخت خسارت فقط براساس پارامترهای فیزیکی زلزله، اعم از شدت زلزله و یا بزرگای خواهد بود.^[۱۰] بسیاری از افراد، بیمه‌ی پارامتریک^۴ زلزله را یکی از زمینه‌های مهم پیشرفت‌های آتی می‌دانند.^[۱۱، ۹] مزیت مهم دیگر پوشش‌های بیمه‌ی پارامتریک، قابلیت تبدیل آن‌ها به صورت اوراق قرضه^۵ و یا مشتقات مالی و معامله در بازارهای مالی است.^[۱۲]

اگر چه موضوع بیمه‌ی پارامتریک و انتقال ریسک به بیمه‌های اتکایی و با بازارهای مالی در کشور ما تقریباً ناشناخته است، اما به‌نظر می‌رسد در سال‌های آتی بیش از پیش به آن توجه شود. استفاده از سازوکار پارامتریک و یا سازوکار سنتی بیمه برای انتقال ریسک زلزله در واحدهای صنعتی مستلزم وجود یک مدل ریسک دقیق است. مطالعه‌ی حاضر تلاشی است برای ساخت یک مدل ریسک لرزه‌ی ناشی از توقف تولید^۶ در واحدهای صنعتی نفت و گاز که به‌عنوان مطالعه‌ی موردی، پالایشگاه‌های گازی پارسین انتخاب شده است. واحد پالایشگاه‌های گازی پارسین با تولید ۱۷٪ از گاز مصرفی کشور، دومین پالایشگاه گاز ایران است و اهمیت راهبردی دارد. زبان‌های احتمالی وارد بر واحد پالایشی پارسین را می‌توان به دو بخش زیان اقتصادی ناشی از آسیب‌دیدگی اجزا و زیان اقتصادی ناشی از توقف در فرایند تولید تقسیم‌بندی کرد. مطالعه‌ی حاضر فقط زیان ناشی از توقف تولید را دنبال کرده و در نهایت به جست‌وجوی مدل زیان لرزه‌ی ناشی از توقف تولید پرداخته است.

۲. معرفی واحد صنعتی مورد مطالعه

پالایشگاه گاز پارسین با ظرفیت اسمی تولید ۷۶ میلیون مترمکعب گاز طبیعی در روز و ۸۳۰۰ تن انواع میعانات گازی، دومین پالایشگاه گاز ایران است، که تأمین حدود ۱۷٪ از گاز مصرفی و ۱۱٪ از سید انرژی کشور را بر عهده دارد. پالایشگاه گاز پارسین در جنوب استان فارس، در ۳۰ کیلومتری شمال‌غربی لامرد و ۱۲ کیلومتری جنوب‌شرقی مهر در دشت میان آخرین رشته‌کوه‌های فلات ایران (زاگرس جنوبی) بر کناره‌ی بزرگراه لامرد - مهر - عسلویه قرار گرفته است.

۱.۲. اجزاء کلیدی پالایشگاه

۱.۱.۲. واحدهای تأمین خوراک پالایشگاه

خوراک واحد پالایشگاهی پارسین از چهار میدان گازی تأمین می‌شود. میدان تابناک با ظرفیت تولید ۴۴ میلیون مترمکعب در روز، خوراک واحدهای پالایشگاهی ۴۰۰، ۵۰۰ و ۸۰۰ را تأمین می‌کند. انتقال گاز خام از میدان تابناک با دو خط لوله‌ی ۳۰ اینچی و طول ۲۸ کیلومتر انجام می‌گیرد. میدانی گازی وراوی، شانول و هما به ترتیب با ظرفیت تولید فعلی ۸، ۱۱/۸ و ۱۹/۷ میلیون مترمکعب در روز، دیگر منابع تأمین خوراک پالایشگاه ذکر شده است. گاز خام ورودی از این حوزه‌ها در واحدهای نم‌زدایی پارسین ۲ که مشتمل بر چهار ردیف نم‌زدایی و یک واحد تثبیت است، فرآورش می‌شود. گاز حوزه‌ی گازی وراوی از طریق یک خط لوله‌ی ۱۶ اینچی به طول ۱۲ کیلومتر به پالایشگاه انتقال می‌یابد. گاز و مایعات حوزه‌های شانول و هما نیز پس از جداسازی مواد زائد در مرکز تفکیک خیرگو از طریق دو خط لوله‌ی ۳۶ و ۶ اینچ به طول ۵۶ کیلومتر به پالایشگاه منتقل می‌شود.

۲.۱.۲. واحدهای اصلی پالایشی

واحدهای اصلی پالایشی عبارت‌اند از: واحد ۴۰۰ با ظرفیت فرآورش ۲۱/۵ میلیون مترمکعب و ۱۰۰۰ بشکه‌ی میعانات گازی، واحد ۸۰۰ با فرآورش ۳ میلیون مترمکعب، واحد ۵۰۰ با ظرفیت فرآورش ۲۱/۵ میلیون مترمکعب و ۱۰۰۰ بشکه‌ی میعانات گازی، واحد ۱۰۴ با فرآورش ۳۷/۵ میلیون مترمکعب در روز؛ واحد ۱۰۳ با ظرفیت تولید ۱۷۰۰۰ بشکه میعانات گازی میدانی وراوی، شانول و هما.

۳.۱.۲. واحد ذخیره و صدور میعانات گازی

واحد ذکر شده شامل ۲ مخزن، هر کدام با ظرفیت ۱۸۰۰۰ مترمکعب، ۵ دستگاه پمپ انتقال مایعات به مخازن ساحلی واقع در منطقه‌ی ساحلی عسلویه به ظرفیت مجموع ۴۵۰ مترمکعب است.

۴.۱.۲. ایستگاه تقویت فشار گاز

واحد تقویت فشار گاز، شامل ۳ ردیف توربوکمپرسورگازی است که فشار گاز تولیدی مجموعه‌ی پارسین یک را افزایش می‌دهد و به خط سراسری چهارم گاز ایران تزریق می‌کند.

۵.۱.۲. مزرعه‌ی مخازن ذخیره‌سازی ساحلی

مخازن ذخیره‌سازی ساحلی، شامل یک مخزن ذخیره‌ی پروپان با ظرفیت ۲۵۰۰۰ مترمکعب، یک مخزن ذخیره‌ی بوتان با ظرفیت ۲۲۰۰۰ مترمکعب، و مخازن ذخیره‌ی بنزین با ظرفیت ۹۶۰۰۰ مترمکعب در منطقه‌ی ویژه‌ی پارس جنوبی به‌منظور ذخیره‌سازی قبل از صادرات ساخته شده است. میعانات تولیدی توسط یک خط لوله‌ی ۱۰ اینچ به مخازن ارسال می‌شود.

شکل ۱ ارتباط بین اجزای مختلف سیستم پالایشگاه و توزیع جغرافیایی اجزای مختلف را نشان می‌دهد.

۲.۲. محصولات تولیدی پالایشگاه

گاز طبیعی به میزان ۷۵ میلیون مترمکعب در روز پس از فرایند تقویت فشار به خط چهارم سراسری گاز ایران تحویل می‌شود. اتان، پروپان، بوتان و بنزین طبیعی، دیگر محصولات اصلی پالایشگاه پارسین هستند، که به ترتیب به میزان ۱۴۰۰، ۱۰۰۰ و ۳۲۰۰ تن در روز تولید می‌شوند. براساس قیمت‌های جهانی در اکتبر ۲۰۲۱، ارزش روزانه‌ی تولید پالایشگاه پارسین در جدول ۱ ارائه شده است، که مطابق آن، توقف تولید روزانه‌ی پالایشگاه پارسین منجر به زیان حدود ۲۴ میلیون

جدول ۱. ارزش گذاری تولیدات روزانه پالایشگاه پارسیان.

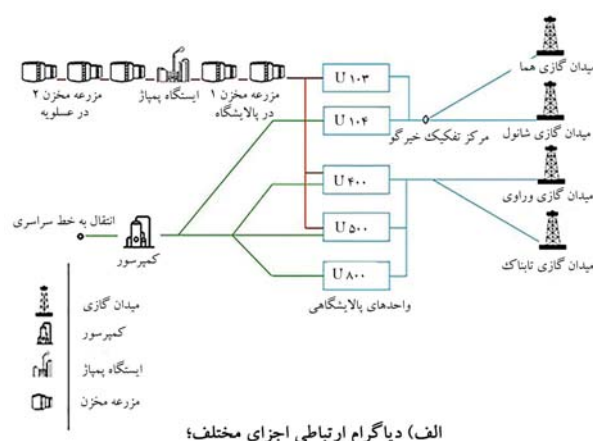
محصول	میزان تولید روزانه	قیمت جهانی واحد (دلار)	درآمد روزانه (میلیون دلار)
گاز طبیعی	۷۶ میلیون مترمکعب	۰/۱۹	۱۴/۴۴
انان	۲۷۰۰ تن	۹۱۰	۲/۴۵۷
پروپان	۱۴۰۰ تن	۷۱۰	۰/۹۹۴
بوئان	۱۰۰۰ تن	۶۸۰	۰/۶۸۰
بنزین طبیعی (C_6^+)	۳۲۰۰ تن	۱۶۵۰	۵/۲۸
مجموع			۲۳/۸۵

برای محاسبات چشمه های لرزه‌زا و یا هر ترکیب متفاوت از روابط کاهندگی در تحلیل خطر امکان پذیر است، اما تأثیری در روش ارائه شده در نوشتار حاضر ندارد.

در مطالعه‌ی حاضر، جهت تحلیل خطر از روش شبیه سازی مونت کارلو^۸ در محاسبات خطر استفاده شده است.^[۱۴] برای این منظور، مدل های چشمه‌ی لرزه‌زا و روابط کاهندگی اشاره شده به عنوان ورودی به بستر^۹ نرم افزار OpenQuake مدنظر قرار گرفته و از مازول تحلیل رویداد محور^{۱۰} استفاده شده است.^[۱۵] با استفاده از بستر ذکر شده، کاتالوگ مصنوعی در یک دوره‌ی زمانی بسیار طولانی با بهره‌گیری از روش شبیه سازی مونت کارلو تولید شده است. واضح است که الگوی لرزه‌خیزی حاکم بر کاتالوگ مصنوعی تولید شده منطبق بر مدل بازگشتی زلزله‌ی منطقه است که این مدل بازگشتی برای منطقه‌ی خاورمیانه در پروژه‌ی EMME از رابطه‌ی گوتنبرگ - ریشتر و ضرایب مرتبط با هرگسل استفاده شده است. در ادامه، میدان جنبش زمین متناظر با هر رویداد واقع در کاتالوگ مصنوعی برای گستره‌ی جغرافیایی مدنظر بر مبنای مدل های جنبش زمین^{۱۱} تعریف شده، بازتولید شده است. در تولید میدان جنبش زمین در هر رویداد لازم است از مدل های همبستگی مکانی مناسب استفاده شود.^[۱۶] که در پژوهش حاضر از مدل همبستگی مکانی^{۱۲} JB^{۰۹} استفاده شده است.^[۱۷] در مطالعه‌ی حاضر، ۱۱۰۰۰ رویداد^{۱۳} شناسایی شده است که تعداد اخیر معرف فعالیت لرزه‌ی منطقه‌ی مورد مطالعه در یک دوره‌ی زمانی فرضی ۵۰ هزار ساله است. در شکل (الف) توزیع مکانی کانون رویدادهای مختلف شبیه سازی و در شکل (ب) گستره‌ی بزرگای زلزله‌های شبیه سازی شده به همراه فراوانی هر یک مشاهده می‌شود. در شکل ۳، نیز میدان جنبش زمین (در اینجا PGA^{۱۴}) برای یک رویداد موردی از کاتالوگ مشاهده می‌شود که در آن می‌توان موقعیت جغرافیایی کانون زلزله‌ی با بزرگای $M_w = 6/35$ ریشتر به همراه مقادیر شتاب پیشینه‌ی زمین در گستره‌ی پالایشگاه اعم از چاه‌های برداشت^{۱۵}، واحدهای پالایشی^{۱۶}، مزرعه‌ی مخزن^{۱۷}، ایستگاه پمپاژ^{۱۸} و ایستگاه تقویت فشار (کمپرسور)^{۱۹} را مشاهده کرد.

به عنوان کنترل نهایی بر راستی آزمایی محاسبات خطر، منحنی خطر برآمده از تحلیل حاضر در نرم افزار OpenQuake برای مرکز پالایشگاه براساس پروژه‌ی EMME و نیز سایت تحلیل خطر EFERH.org مقایسه و در شکل ۴ ترسیم شده است. ملاحظه می‌شود که نتایج به خصوص در محدوده‌ی شتاب‌های $0/1g$ تا $0/5g$ با دقت خوبی، یکسان هستند.

۴. توسعه‌ی مدل ریسک توقف تولید در سیستم پالایشگاه
جهت توسعه‌ی مدلی قابل اطمینان برای سنجش زیان حاصل از توقف تولید بعد از رویداد زلزله در سیستم پالایشگاه پارسیان (موضوع مطالعه‌ی حاضر)، این مراحل طی شده است.



شکل ۱. اجزاء مختلف سامانه‌ی پالایشگاهی پارسیان.

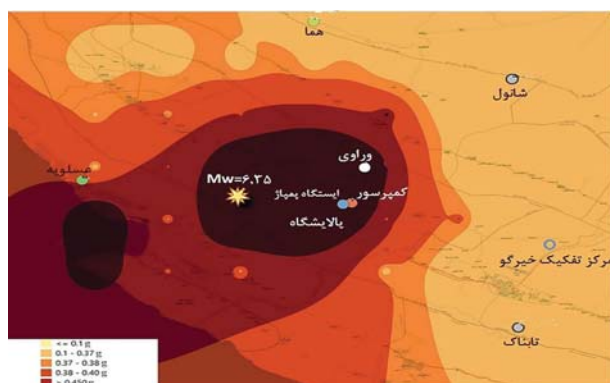
دلاری خواهد بود. بیمه‌ی سنتی زلزله عموماً پوشش دهنده‌ی خسارت‌های ناشی از آسیب به تجهیزات و سازه‌های پالایشگاهی است و خسارت اشاره شده را به صورت کامل پوشش نمی‌دهند. در مطالعه‌ی حاضر، مدلی برای برآورد ریسک توقف امر تولید ناشی از زلزله ساخته و بر مبنای آن، پارامترهای آغازگر^۷ بیمه طراحی شده‌اند.

۳. مدل خطر زلزله در سیستم پالایشگاه

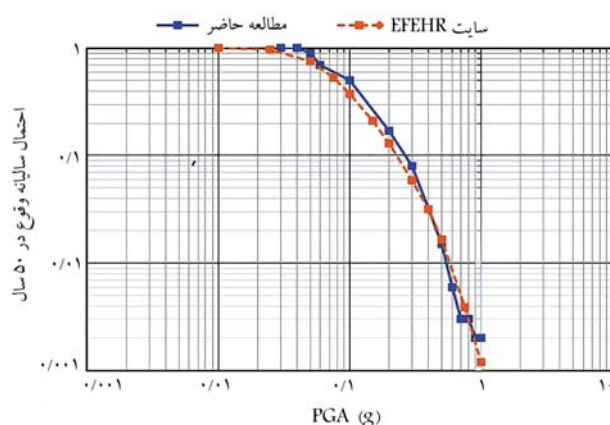
در مطالعه‌ی حاضر، برای محاسبه‌ی چشمه‌های لرزه‌زای منطقه از نتایج پروژه‌ی EMME (۲۰۱۴) که مختص منطقه‌ی خاورمیانه در سال‌های ۲۰۱۰ تا ۲۰۱۴ توسعه یافته، استفاده شده است.^[۱۳] در پروژه‌ی اخیر، تلفیقی از مدل چشمه‌های سطحی با وزن (۰/۴) و چشمه‌های خطی با وزن (۰/۶) استفاده شده است. پالایشگاه پارسیان در ناحیه‌ی با مشخصات تکنیکی فعال با زلزله‌های پوسته‌ی کم عمق قرار دارد. بر این اساس، در پروژه‌ی EMME از ۴ مدل جنبش زمین با وزن‌های متفاوت استفاده شده است. لازم به ذکر است استفاده از هر مدل دیگر

جدول ۲. ارزش‌گذاری تولیدهای روزانه‌ی پالایشگاه پارسیان به میلیون دلار.

شماره	مسیر تولید	تولید		ارزش دلاری روزانه محصول
		محصول	حجم روزانه	
۱	کمپرسور → U۴۰۰ تابناک → میدان گازی	گاز طبیعی	۲۱Mm ^۳ /day	۳/۹۹M\$
۲	مخزن مزرعه ۲ → ایستگاه پمپاژ → مخزن مزرعه ۱ → U۴۰۰ میدان گازی → تابناک	میعانات گازی	۲۳۵ ^۰ ton/day	۲/۶۶۵M\$
۳	کمپرسور → U۴۰۰ تابناک → میدان گازی	گاز طبیعی	۲۱Mm ^۳ /day	۳/۹۹M\$
۴	مخزن مزرعه ۲ → ایستگاه پمپاژ → مخزن مزرعه ۱ → U۵۰۰ میدان گازی → تابناک	میعانات گازی	۲۳۵ ^۰ ton/day	۲/۶۶۵M\$
۵	میدان گازی مزرعه مخزن ۲ → ایستگاه پمپاژ → مخزن مزرعه ۱ → U۱۰۳ → وراوی	میعانات گازی	۳۵ ^۰ ton/day	۰/۳۹۶M\$
۶	کمپرسور → U۸۰۰ تابناک → میدان گازی	گاز طبیعی	۲Mm ^۳ /day	۰/۳۸M\$
۷	کمپرسور → U۱۰۴ → خیرگو → میدان گازی شانول	گاز طبیعی	۱۲Mm ^۳ /day	۲/۲۸M\$
۸	مخزن مزرعه ۲ → ایستگاه پمپاژ → مخزن مزرعه ۱ → U۱۰۳ → خیرگو → میدان گازی شانول	میعانات گازی	۱۲۵ ^۰ ton/day	۱/۴۱۷M\$
۹	کمپرسور → U۱۰۴ → میدان گازی هما	گاز طبیعی	۲ ^۰ Mm ^۳ /day	۳/۸۰M\$
۱۰	مزرعه مخزن ۲ → ایستگاه پمپاژ → مزرعه مخزن ۱ → U۱۰۳ → خیرگو → میدان گازی هما	میعانات گازی	۲۰۰ ^۰ ton/day	۲/۶۶۵M\$
مجموع				۲۳/۸۵M\$



شکل ۳. توزیع شدت زلزله در یک سناریوی مشخص بزرگای $M_w = 6/35$ در مختصات نشان داده شده.

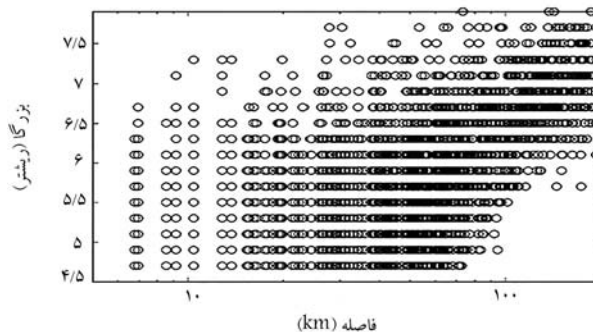


شکل ۴. منحنی خطر زلزله برای شتاب پیش‌بینی زمین در مرکز پالایشگاه.

گاز و انتقال گاز از میدان تابناک، واحد پالایشی U۴۰۰، مجموعه‌ی مخازن واقع در پالایشگاه، ایستگاه پمپاژ، مزرعه‌ی مخازن واقع در عسلویه» است. با فرض عملکرد کامل هریک از زیرسیستم‌ها در این مسیر، تولید روزانه‌ی ۲/۶۶۵ میلیون دلار میعانات گازی محقق می‌شود.



الف) توزیع مکانی رویدادهای شبیه سازی شده در منطقه؛

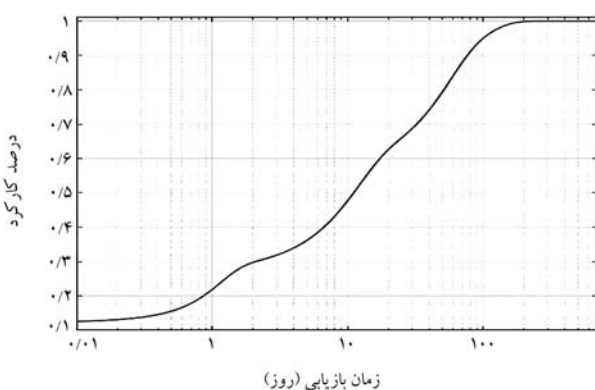
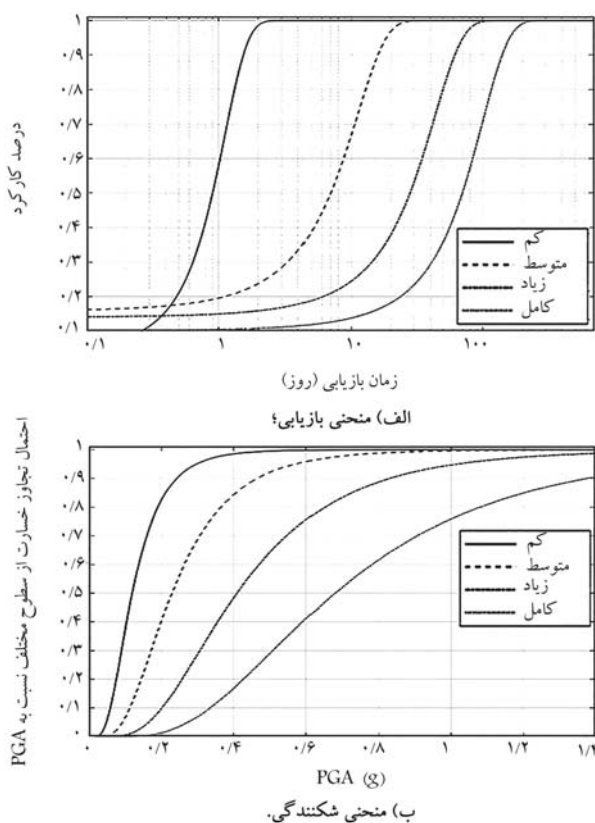


ب) گستره بزرگای زلزله‌های شبیه سازی شده و فراوانی هر یک از آنها نسبت به مرکز پالایشگاه.

شکل ۲. توزیع مکانی رویدادهای شبیه‌سازی شده در منطقه، سناریوی ۶/۳۵ ریشتری با ستاره مشخص شده است.

۱.۴. تجزیه‌ی سیستم

به منظور داشتن ۴ میدان گازی مستقل تأمین خوراک، ۵ واحد پالایشی و ۲ رده‌ی محصول تولیدی (گاز طبیعی و میعانات گازی)، مطابق شکل ۱، سیستم به ۱۰ مسیر تولید مجزا تجزیه (جدول ۲) و میزان مشارکت هر مسیر در تولید کل پالایشگاه درج شده است. هریک از مسیرهای تولیدی اشاره شده متشکل از چند زیرسیستم مجزاست. به عنوان مثال، مسیر تولید شماره‌ی ۲ متشکل از «تجهیزات جمع‌آوری



از چند مخزن، آسیب‌دیدگی کامل را تجربه می‌کند، ۳۵٪ آسیب‌دیدگی شدید، ۳۵٪ آسیب‌دیدگی متوسط و ۱۵٪ نیز در وضعیت آسیب‌دیدگی کم است. با تلفیق احتمال‌های اخیر با منحنی‌های بازایی نشان داده شده در شکل (۵الف)، منحنی بازایی نهایی زیرسیستم اخیر برای شدتی معادل شتاب بیشینه $g/4$ مطابق شکل ۶ به دست می‌آید. شایان ذکر است که هرچند استفاده از منحنی‌های اشاره شده در کشور ایران در حالت خوش‌بینانه است، ولی از لحاظ الگوی پیشنهادی قابل استفاده هستند.

برای هر کدام از زیرسیستم‌های واقع بر هر مسیر تولید می‌توان منحنی بازایی مشابهی را توسعه داد. در یک مسیر تولید دلخواه، زیرسیستم‌های متنوع با منحنی بازایی متفاوت قرار می‌گیرند. منحنی‌های بازایی زیرسیستم‌های واقع بر مسیر

۲.۴. تخصیص منحنی بازایی برای هر مسیر تولید متناظر با هر سناریوی زلزله

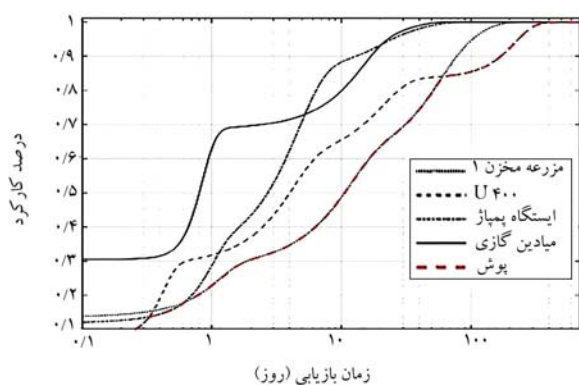
با فرض رخداد یک سناریوی فرضی از زلزله همانند سناریوی نشان داده شده در شکل ۳، هر یک از زیرسیستم‌ها نظیر مسیر تولید شماره ۲، تراز مشخصی از شدت زلزله (در اینجا بیشینه‌ی شتاب زمین) را تجربه خواهند کرد. آسیب‌دیدگی احتمالی یک زیرسیستم باعث خروج از سرویس دهی به مدت چند روز خواهد شد. تعداد روزهای بازایی در یک شدت مشخص از زلزله، عدم قطعیت ذاتی دارد و با یک منحنی موسوم به «منحنی بازایی» مدل می‌شود.

پیچیدگی ذاتی در رفتار لرزه‌ی زیرسیستم‌های پالایشگاهی و فقدان داده‌های تجربی کافی از آسیب‌پذیری اجزاء مذکور در زلزله‌های گذشته باعث می‌شود تا استفاده از قضاوت خبرگان امر مهندسی زلزله، تنها راهکار معقول برای نیل به حل مسئله‌ی حاضر باشد. از سویی دیگر، فقر نسبی کشور در دسترسی به مهندسان زلزله‌ی خبره در این امر، دیگر محدودیت پیش روی پروژه‌ی حاضر است. برای رهایی از این بن‌بست، بهره‌گیری از تجارب بین‌المللی، تصمیمی معقول است. به‌عنوان مهم‌ترین منبع در دسترس برای مسئله‌ی اخیر، گزارش مدون ATC۱۳ مدنظر قرار گرفته است.^[۱۸] استفاده از مدل‌های ATC۱۳ در پروژه‌ی حاضر، توجیه‌پذیر است، زیرا سامانه‌های پالایش نفت و گاز در سراسر دنیا، ساختار تقریباً یکسانی دارند. نتایج گزارش مذکور، مرجع اصلی سامانه‌ی جامع برآورد خسارت آمریکا (HAZUS) است، که توسط آژانس فدرال مدیریت اضطرار (FEMA) ۲۰ توسعه یافته است.^[۱۹] شایان ذکر است که استفاده از مدل‌های ATC۱۳ در پروژه‌های کشورهای مختلف، دارای سابقه است.^[۲۰-۲۳]

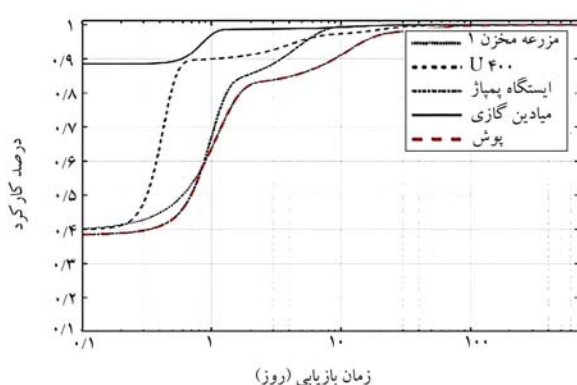
در مدل ATC۱۳، سامانه‌های پالایشگاهی به زیرسیستم‌های مختلف تجزیه می‌شوند و مدل‌های پیش‌بینی زمان بازایی^{۲۱} براساس تابعی از شدت زلزله به آن‌ها تخصیص می‌یابند. به عنوان نمونه، در شکل (۵الف)، احتمال بازگشت عملکرد به سیستمی متشکل از چند مخزن (مزرعه‌ی مخزن) مهار نشده^{۲۲} به صورت تابعی از روزهای بازایی و براساس حالت‌های مختلف آسیب‌دیدگی (کم، متوسط، زیاد و کامل) مشاهده می‌شود. مثلاً از منحنی مذکور می‌توان دریافت که ۱۰ روز پس از زلزله، اگر آسیب‌دیدگی مخازن متوسط باشد، به احتمال ۶۵٪ مجموعه‌ی مخازن به مدار عملکرد بازگشته‌اند؛ اما اگر آسیب‌دیدگی کامل باشد، فقط ۱۵٪ احتمال دارد آن مجموعه‌ی مخزن به مدار تولید باز گردد. در مدل ATC۱۳، هر یک از سطوح آسیب‌دیدگی تعریف شده، توصیف نسبتاً کاملی دارد. به عنوان مثال، آسیب‌دیدگی متوسط برای سیستم متشکل از چند مخزن این‌گونه توصیف شده است: از دست رفتن سامانه‌ی برق‌رسانی، آسیب جدی به ابزارهای دقیق، و یا خرابی قابل ملاحظه‌ی مخازن. اما منظور از آسیب‌دیدگی کامل برای مجموعه‌ی مخزن اشاره شده چنین است: شکست کامل همه‌ی لوله‌های قرارگرفته در ارتفاع یا فروریزش مخازن.^[۲۲]

منحنی نمایش داده شده در شکل (۵الف)، ماحصل نظرات خبرگان است و به‌طور طبیعی نظرات مذکور، واجد پراکندگی هستند. طبیعت احتمالاتی شکل اخیر نیز برای پوشش دادن این عدم قطعیت ذاتی است. در سوی مقابل، منحنی‌های شکنندگی نمایانگر همبستگی آماری بین سطوح مختلف آسیب‌دیدگی یک سیستم و شدت جنبش زمین هستند. توسعه‌ی روابط شکنندگی برای سیستم‌های نفتی و پالایشگاهی در مدل ATC۱۳ بر مبنای قضاوت کارشناسی خبرگان تدوین شده است. در شکل (۵ب)، منحنی‌های شکنندگی^{۲۳} برای سیستمی متشکل از مجموعه‌ی مخازن مهارنشده براساس شتاب بیشینه‌ی زمین مشاهده می‌شود.

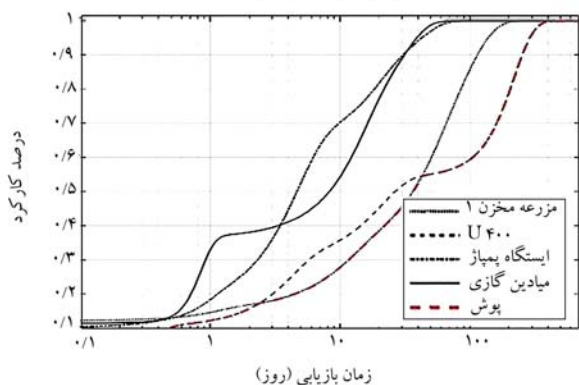
برای نمونه، اگر شتابی برابر $g/4$ رخ دهد، احتمال ۱۵٪ سیستم مذکور متشکل



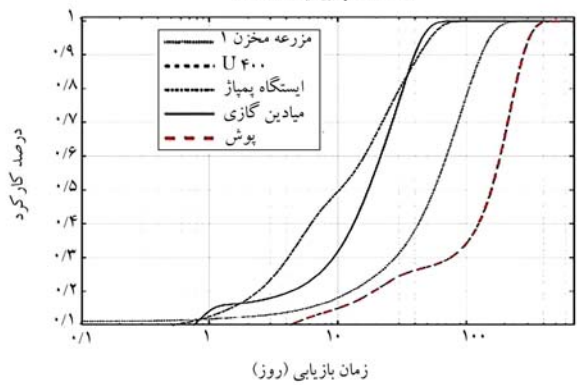
زمان بازیابی (روز)
(ب) شتاب بیشینه ۰/۴g



زمان بازیابی (روز)
(الف) شتاب بیشینه ۰/۱۵g

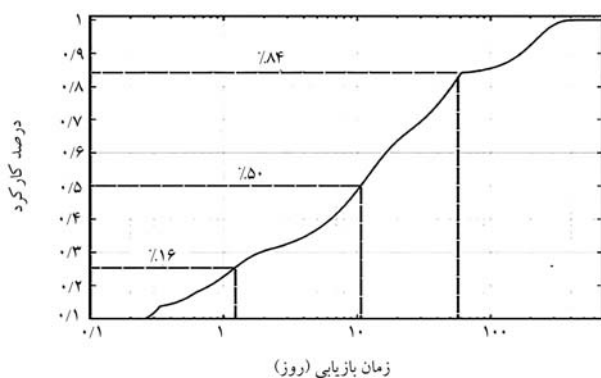


زمان بازیابی (روز)
(د) شتاب بیشینه ۰/۱g

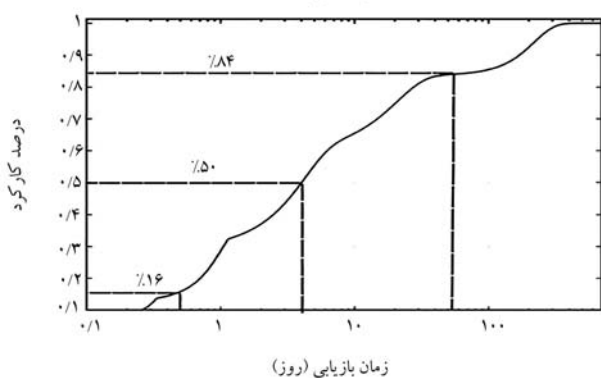


زمان بازیابی (روز)
(ج) شتاب بیشینه ۰/۶۵g

شکل ۷. منحنی بازیابی ۴ زیرسیستم مسیر ۲ تولیدی در شتاب‌های بیشینه‌ی مختلف.



الف) مسیر بازیابی شماره ۱



ب) مسیر بازیابی شماره ۲

شکل ۸. منحنی بازیابی مسیرهای تولیدی براساس سناریوی فرضی شکل ۳.

تولیدی شماره‌ی ۲ به ازاء مقادیر مختلف شتاب بیشینه در شکل ۷ مقایسه شده‌اند. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در هر یک از چهار شتاب مدنظر، وضعیت منحنی‌های بازیابی متفاوت‌اند. در شتاب‌های کمتر، به‌طور عمده مخازن ذخیره‌سازی زیرسیستم بحرانی هستند و کنترل‌کننده، تعداد روزهای بازیابی مسیر تولید است و در شتاب‌های بالاتر واحد پالایشی زیرسیستم بحرانی است. منحنی بازیابی مسیر تولیدی اخیر را می‌توان پوش حاصل از ۴ زیرسیستم اشاره‌شده تعریف کرد. منحنی بازیابی مسیر ۲ در شکل ۷ برای شتاب‌های مختلف ترسیم شده است.

لازم به ذکر است با توجه به توزیع جغرافیایی اجزاء تشکیل‌دهنده‌ی یک مسیر تولیدی، مقادیر شتاب زلزله در زیرسیستم‌های واقع در مسیر تولیدی یکسان نیستند و بسته به بزرگ‌ا و کانون قرارگیری هر سناریوی دلخواه، مقادیر شتاب در هر زیرسیستم متفاوت است و باید در محاسبه‌ی منحنی بازیابی مسیر تولیدی مدنظر قرار گیرد. به‌عنوان مثال، براساس سناریوی فرضی اشاره‌شده در شکل ۳، منحنی بازیابی مسیرهای شماره‌ی ۱ و ۲ تولیدی، محاسبه و در شکل ۸ ارائه شده‌اند.

۳.۴. تجمیع مسیرهای تولیدی و استخراج مدل خسارت سیستم

پالایشگاه در یک سناریوی دلخواه

با در نظر گرفتن منحنی بازیابی توسعه داده‌شده برای هر مسیر تولیدی، زمان بازیابی موردانتظار هر مسیر برآورد شده است. برای مثال، در یک سناریوی فرضی نظیر شکل ۳، زمان بازیابی موردانتظار برای مسیرهای ۱ و ۲ به ترتیب ۴ و ۱۰ روز به‌دست آمده است. بنابراین با در نظر گرفتن زیان روزانه‌ی ناشی از توقف مسیرهای تولیدی ۱ و ۲ از جدول ۲ با توجه به قیمت جهانی اشاره‌شده، خسارت موردانتظار در مسیرهای

جدول ۳. خسارت موردانتظار در مسیرهای مختلف تولیدی در سناریوی فرضی.

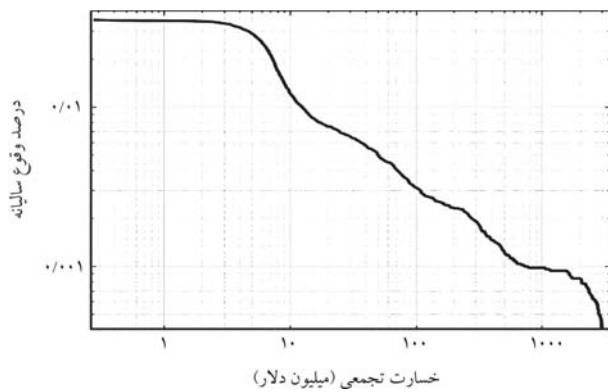
شماره مسیر تولیدی	ارزش مورد انتظار زیان توقف تولید (میلیون دلار)
۱	۱۳/۵۷
۲	۲۲/۹۲
۳	۱۳/۵۷
۴	۲۲/۹۲
۵	۳/۴۰
۶	۱/۲۹
۷	۷/۷۵
۸	۱۲/۱۸
۹	۱۲/۹۲
۱۰	۱۹/۴۹
مجموع	۱۳۰/۰۱

مذکور در سناریوی مد نظر به ترتیب ۱۳/۵۷ و ۲۲/۹۲ میلیون دلار می شود. در جدول ۳، زیان های موردانتظار مربوط به هر مسیر تولیدی برای سناریوی زلزله موردنظر ارائه شده است، که مطابق آن می توان نتیجه گرفت کل زیان موردانتظار پالایشگاه از سناریوی فرضی اشاره شده در شکل ۳، ۱۳۰ میلیون دلار است.

۴.۴. برآورد احتمالاتی ریسک

برای برآورد احتمالاتی ریسک، لازم است میدان جنبش زمین حاصل از مدل خطر لرزه ای با مدل ریسک توسعه یافته در گام پیشین تلفیق شود. برای بازتولید میدان جنبش زمین از روش تحلیل خطر رویداد محور^{۲۴} بستر در نرم افزار OpenQuake استفاده شده است. در بستر ذکر شده، یک کاتالوگ مصنوعی از زلزله های فرضی در یک بازه زمانی بسیار طولانی (مثلاً ۵۰ هزار سال) به روش شبیه سازی مونت کارلو تولید می شود. باید توجه داشت که کاتالوگ تولید شده با مدل بازگشتی چشمه های لرزه ای منطقه انطباق داشته باشد. سپس متناظر با هر رویداد فرضی و براساس یک مدل دلخواه جنبش زمین، مقادیر جنبش زمین دلخواه (در اینجا PGA) در کل محدوده مد نظر به صورت تصادفی شبیه سازی می شود. در شبیه سازی میدان جنبش زمین در هر سناریوی دلخواه، منظور داشتن همبستگی مکانی^{۲۵} پارامترهای شدت زلزله ضروری است.^[۱۶] در جدول ۴، می توان ۲۶۰۰ رویداد شبیه سازی شده را به صورت شماتیک ملاحظه کرد. متناظر با هر رویداد، مقادیر شتاب موردانتظار در هر یک از زیرسیستم های پالایشگاه پارسین ارائه شده است که در آن، مقدار زیان موردانتظار هر سناریو بر حسب میلیون دلار براساس مدل ریسک توسعه داده شده در مرحله ۳ و نیز مختصات جغرافیایی هر یک از سناریوها با توجه به موقعیت مکانی هر یک از زیرسیستم های پالایشگاه مشاهده می شود. فاصله ی کانونی مذکور، معیار تعیین سناریوهای هدف در سطوح مختلف زیان خواهد بود. برای استخراج منحنی ریسک نهایی (λ_{Lo}) توقف تولید پالایشگاه گاز پارسین می توان از رابطه ی ۱ استفاده کرد:

$$\lambda_{Lo} = \frac{n(Lo > L_o)}{n_{sim} \times m_{catalogperiod}} \quad (1)$$



شکل ۹. نرخ فراگذشت سالیانه ی سطوح مختلف زیان حاصل از توقف تولید در پالایشگاه پارسین.

که در آن، $n(Lo > L_o)$ مؤید تعداد رویدادهایی است که طی آن مقدار کمینه ی زیانی برابر Lo حاصل شده است، n_{sim} تعداد کل رویدادهاست (در اینجا برابر ۲۶۰۰) و $m_{catalogperiod}$ دوره ی زمانی شبیه سازی کاتالوگ است که در پژوهش حاضر، ۵۰ هزار سال است. λ_{Lo} ریسک زیان ناشی از توقف تولید پس از زلزله است که معمولاً به فرم درصد بیان می شود و احتمال وقوع زیانی بالاتر از زیان مشخص را نشان می دهد. در شکل ۹، نرخ فراگذشت سالیانه ی زیان یا همان ریسک لرزه ای زیان ناشی از توقف تولید در پالایشگاه پارسین مشاهده می شود.

مدل ریسک حاصل شده می تواند برای تصمیم گیری های مدیریتی استفاده شود. به عنوان مثال، زیان موردانتظار با احتمال ۱٪ در سال برابر ۱۲ میلیون دلار است و با احتمال ۰/۰۰۱ درصد زیانی تا ۷۰۰ میلیون دلار دور از انتظار نیست. لذا با وجود مدل زیان اشاره شده، می توان به صورتی آگاهانه و با نرخی معقول موضوع انتقال ریسک به شرکت های بیمه را در دستور کار قرار داد. یکی دیگر از دستاوردهای مدل ریسک به دست آمده ی مطالعه ی حاضر، میزان مشارکت اجزاء مختلف پالایشگاه در میزان ریسک حاصل است. براساس بررسی های اولیه ی صورت پذیرفته می توان دریافت که مخازن ذخیره سازی میعانات گازی، بیشترین سهم را در میزان ریسک حادث شده دارند. با تقویت عملکرد لرزه ای مخازن مذکور، می توان کاهش معنادار ریسک را انتظار داشت.

۵. نتیجه گیری

بروز زیان اقتصادی در یک واحد بزرگ صنعتی پس از زلزله را فقط نمی توان در رخداد آسیب به اجزاء آن دانست. توقف تولید در یک بازه زمانی طولانی منجر به زیان های قابل ملاحظه یی خواهد شد، که چه بسا از هزینه های تعمیر اجزاء آسیب دیده بسیار بیشتر باشد. بنابراین، مطالعه و مدل سازی زیان های اقتصادی ناشی از توقف تولید، پیش نیازی مهم برای تصمیم های راهبردی در جهت کاهش پیامدهای زلزله است.

در مطالعه ی حاضر، پالایشگاه گازی پارسین به عنوان دومین پالایشگاه گازی ایران تجزیه و تحلیل شده است. زیان روزانه ی توقف تولید در پالایشگاه پارسین روزانه بالغ بر ۲۴ میلیون دلار است. به منظور رسیدن به یک مدل زیان ناشی از توقف تولید، ابتدا سیستم پالایشگاهی به زیرسیستم های مختلف تجزیه و سپس توابع شناخته شده ی شکنندگی و بازیابی مطابق استاندارد HAZUS به هر کدام از اجزاء زیرسیستم ها تخصیص یافته و در انتها با تحلیل کلی سیستم در بستر نرم افزار

جدول ۴. نمایش سرجمع زیان موردانتظار به همراه مقادیر شتاب زمین در هر یک از زیرسیستم‌های پالایشگاه در هر رویداد شبیه‌سازی شده.

شماره‌ی رویداد	بزرگا (ریشتر)	موقعیت رویداد		خسارت (میلیون دلار)	PGA(g)									
		Lat.	Lon.		تابناک	ورای	شاتول	هما	ایستگاه واحدای		کمپرسور	مزرعه‌ی مخزن		
									پمپاژ	پالایشی		۱	۲	
۳۷	۷/۳	۲۸/۰۵	۵۲/۰۱	۹۲/۸	۰/۱۳	۰/۰۷	۰/۴۵	۰	۰/۰۹	۰/۰۹	۰/۰۶	۰/۰۹	۰/۱۳	
۱۲۵	۵/۹	۲۷/۸۸	۵۲/۶۲	۷/۰	۰/۱۵	۰	۰/۰۶	۰/۰۵	۰/۰۶	۰/۰۶	۰	۰/۰۶	۰/۰۴	
-														
-														
-														
۶۱۹۰	۶/۵	۲۷/۲۵	۵۳/۰۲	۲۷/۳	۰	۰/۱۱	۰/۰۷	۰/۱۳	۰/۴۲	۰/۴۲	۰/۴۳	۰/۴۲	۰/۰۵	
-														
-														
-														
۱۰۴۰۹	۴/۷	۲۷/۷۹	۵۲/۹۴	۳۴/۰	۰/۴۸	۰	۰	۰/۰۴	۰	۰	۰	۰	۰/۰۴	

تولید با احتمال ۱٪، زیان ۱۲ میلیون دلاری ناشی از توقف تولید موردانتظار است. همچنین با احتمال ۰/۰۰۱ در یک سال، زیان مورد انتظار بالغ بر ۷۰۰ میلیون دلار خواهد بود. مدل زیان پیشنهادی می‌تواند در تصمیم‌گیری آگاهانه‌ی مدیریت پالایشگاه، نقش مؤثری ایفا کند.

OpenQuake، تابعی برای پیش‌بینی زیان‌های مالی در سناریوهای مختلف بزرگا و کانون زلزله به‌دست آمده است.

از تلفیق تابع زیان با تابع خطر لرزه‌یی، در نهایت مدل ریسک زیان لرزه‌یی ناشی از توقف تولید به‌دست آمده است. بر این اساس، در یک سال با فرض توقف

پانویس‌ها

1. Kocaeli
2. Erdik
3. Kajitani & Tatano
4. parametric insurance
5. catastrophe bonds
6. interruption
7. trigger
8. Monte Carlo simulation
9. platform
10. Event-based
11. Ground motion
12. Jayaram and Baker
13. event
14. peak ground acceleration (PGA)
15. wells
16. refinery units
17. tank farm
18. pump station
19. compressor
20. federal emergency management agency
21. restoration time
22. unanchored
23. Fragility
24. event-based
25. spatial correlation

منابع (References)

1. Lackner, S. "FIW-Working paper earthquakes and economic growth", Earthquakes and Economic Growth Working Paper (2018).
2. Sezen, H. and Whittaker, A.S. "Seismic performance of industrial facilities affected by the 1999 Turkey earthquake", *J. Perform. Constr. Facil.*, **20**(1), pp. 28-36 (2006).
3. Durukal, E. and Erdik, M. "Physical and economic losses sustained by the industry in the 1999 Kocaeli, Turkey earthquake", *Nat. Hazards*, **46**(2), pp. 153-178 (2008).
4. Kajitani, Y. and Tatano, H. "Estimation of production capacity loss rate after the great east Japan earthquake and tsunami in 2011", *Econ. Syst. Res.*, **26**(1), pp. 13-38 (2014).
5. Berberian, M. and Tchalenko, J. "Earthquakes of the southern Zagros (Iran): Bushehr Region", *Geol. Surv. Iran*, **39**, pp. 343-370 (1976).
6. Steinberg, L.J., Cruz, A.M., Vardar-Sukan, F. and et al. "Risk management practices at industrial facilities during the Turkey earthquake of August 17, 1999: case study report", in *1st Annual IIASA-DPRI meeting Proceedings*, Laxenburg, Austria, pp. 1-4 (2001).

7. Erdik, M. and Durukal, E. "Earthquake risk and its mitigation in Istanbul", *Nat. Hazards*, **44**(2), pp. 181-197 (2008).
8. Motamed, H., Calderon, A., Silva, V. and et al. "Development of a probabilistic earthquake loss model for Iran", *Bull. Earthq. Eng.*, **17**(4), pp. 1795-1823 (2019).
9. Franco, G.; Guidotti, R.; Bayliss, C. and et al. "Earthquake financial protection for Greece: A parametric insurance Cover Prototype", in *Proceedings of 2nd International Conference on Natural Hazards & Infrastructure*, pp. 23-26 (2019).
10. Lin, X. and Kwon, W.J. "Application of parametric insurance in principle-compliant and innovative ways", *Risk Manag. Insur. Rev.*, **23**(2), pp. 121-150 (2020).
11. Freddi, F., Galasso, C., Cremen, G. and et al. "Innovations in earthquake risk reduction for resilience: Recent advances and challenges", *Int. J. Disaster Risk Reduct.*, **60**, p. 102267 (2021).
12. Cummins, J.D. "Cat bonds and other risk-linked securities: state of the market and recent developments", *Risk Manag. Insur. Rev.*, **11**(1), pp. 23-47 (2008).
13. Sesetyan, K., Danciu, M.B. and Demircioglu, and et al. "The 2014 seismic hazard model of the Middle East: overview and results," *Bull Earthq. Eng.*, **16**(8), pp. 3535-3566 (2018).
14. Musson, R.M.W. "The use of Monte Carlo simulations for seismic hazard assessment in the UK", *Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV)*, **43**(1) (2000).
15. Silva, V., Crowley, H., Pagani, M. and et al. "Development of the openQuake engine, the global earthquake Model's open-source software for seismic risk assessment", *Nat. Hazards*, **72**(3), pp. 1409-1427 (2014).
16. Zafarani, H., Ghafoori, S.M.M. and Adlaparvar, M.R. "Spatial correlation of peak ground motions and pseudo spectral acceleration based on the Iranian multievent datasets", *J. Earthq. Eng.*, pp. 1-21 (2021).
17. Jayaram, N. and Baker, J.W. "Correlation model for spatially distributed ground-motion intensities", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, **38**(15), pp. 1687-1708 (2009).
18. Rojahn, C., Sharpe, R.L., Scholl, R.E. and et al. "Earthquake damage evaluation data for California", *Atc-13*, p. 492 (1985).
19. Hazus Earthquake Model Technical Manual Hazus 4.2 SP3, (2020).
20. Choi, J., Yoo, D.G. and Kang, D. "Post-earthquake restoration simulation model for water supply networks", *Sustain*, **10**(10) (Oct., 2018).
21. Nastev, M. "Adapting Hazus for seismic risk assessment in Canada", *Can. Geotech. J.*, **51**(2), pp. 217-222 (2014).
22. Kulmesch, S. "Evaluation of the HAZUS-MH loss estimation methodology for a natural risk management case study in Carinthia, Austria", Unpubl. Master thesis (2010).
23. Mousavi, M., Hesari, M. and Azarbakht, A. "Seismic risk assessment of the 3rd Azerbaijan Gas pipeline in Iran", *Nat. Hazards*, **74**(3) (2014).

بررسی اثر پیش بارگذاری در مشخصات مکانیکی بتن ژئوپلیمری حاوی الیاف

علی صدر ممتازی (استاد)

کامیاب قلی پور* (دانشجوی کارشناسی ارشد)

گروه فنی و مهندسی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه گیلان

رضا کهنی خشکبیجاری (استادیار)

گروه فنی و مهندسی، دانشکده مهندسی عمران، مؤسسه آموزش عالی کوشیار

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۴۰۰)
دوره ۲ - ۳۸، شماره ۲/۳، ص. ۲۳-۳۰، (پژوهشی)

در پژوهش حاضر به اثر پیش بارگذاری در مقاومت های فشاری و خمشی و همچنین جذب انرژی در سنن ۲۸ و ۹۰ روزه برای بتن ژئوپلیمری حاوی الیاف فولادی و پلی پروپیلن پرداخته شده است. بتن ژئوپلیمر بتنی است که در آن از مصالح آلومینا - سیلیکاتی غنی از سیلیسیم و آلومینیوم و محلول قلیایی به عنوان چسباننده استفاده می شود. نمونه ها در سنن ۱، ۳، ۷ و ۲۸ روزه معادل ۳۰ و ۷۰ درصد مقاومت فشاری خود در همان سن و پس از عمل آوری در سنن ۲۸ و ۹۰ روزه تحت بارگذاری قرار گرفته اند. نتایج نشان می دهند که الیاف در کاهش آثار مخرب پیش بارگذاری در مقاومت های فشاری و خمشی اثر مثبت دارند. مثلاً در بارگذاری ۳۰٪ نمونه های حاوی الیاف پیش بارگذاری شده در سن ۱ روزه در مقایسه با طرح شاهد، به طور متوسط ۲۸/۸٪ مقاومت فشاری بالاتری نسبت به نمونه های ۲۸ روزه نتیجه داده اند.

واژگان کلیدی: بتن ژئوپلیمری، پیش بارگذاری، جذب انرژی، الیاف فولادی، الیاف پلی پروپیلن.

sadrmomtazi@Guilan.ac.ir
kamyabgholipour@gmail.com
r.kohani.k@gmail.com

۱. مقدمه

بتن به علت داشتن ویژگی های خاص، مانند: شکل پذیری در دسترس بودن مصالح اولیه و ارزان بودن از پر مصرف ترین مصالح در صنعت ساخت و ساز بعد از آب است. پیش بینی می شود که نیاز به مصرف بتن در آینده بیشتر شود و این افزایش تقاضا به معنی افزایش تقاضا برای تولید سیمان پرتلند، به عنوان ماده اصلی سازنده بتن است.^[۱] بتن به عنوان پر مصرف ترین مصالح ساختمانی مرزبای بسیاری دارد؛ اما در کنار آن ها، معایبی نیز دارد، که از جمله می توان به شکل پذیری کم، رفتار ترد و شکننده ی آن به خصوص در برابر تنش های کششی و بارهای دینامیکی همچون بار زلزله اشاره کرد. در نتیجه، به منظور رفع مشکل اخیر، یکی از راهکارهای پیشنهادی توسط دانشمندان و پژوهشگران حوزه ی تکنولوژی بتن، استفاده از انواع الیاف در ساختار بتن است. ساخت قالب های دائمی یا قابل مصرف مجدد و محافظت و تقویت پوسته ی اعضای بتنی از دیگر مصارف سیمان الیاف دار است.^[۲]

از دیگر مزایای استفاده از مواد شکل پذیری مذکور در اعضا لرزه بر، افزایش میزان تغییر شکل های غیرکشسان، عدم افت مقاومت و حفظ یکپارچگی در تغییر شکل های اخیر است، که منجر به دستیابی به رفتار آسیب مدار می شود.^[۳]

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۱/۱۴، اصلاحیه ۱۴۰۱/۵/۲۳، پذیرش ۱۴۰۱/۵/۳۰.

DOI:10/24200/J30.2018.2226.2139

از نتایج آزمایش ها مشاهده می شود که با استفاده از مقادیر مناسب الیاف، جمع شدگی ناشی از خشک شدن در سنن اولیه و به تبع آن ترک ها، به میزان قابل توجهی کاهش می یابند.^[۴] یکی از انواع بتن، که پژوهشگران در سال های اخیر بسیار به آن توجه کرده اند، بتن ژئوپلیمری است. ژئوپلیمر برای اولین بار توسط داویدویتس^[۱] (۱۹۷۸)، شیمیدان برجسته ی فرانسوی معرفی شد.^[۷] اصطلاح ژئوپلیمر به گروهی از چسباننده های معدنی اطلاق می شود که مانند ژئولیت ها دارای ساختار پلیمری Al-O-Si هستند.^[۸] از نقطه نظر خواص مهندسی مورد نیاز در مهندسی عمران، بتن های ژئوپلیمری، ویژگی های مکانیکی و شیمیایی بهتری نسبت به بتن های معمولی دارند که از جمله ی آن ها می توان به مقاومت های مکانیکی بیشتر و سخت شدن سریع، مقاومت در برابر آتش سوزی و حرارت بالا، دوام بیشتر، نفوذ پذیری کمتر و مقاومت در برابر حمله ی نمک ها و اسیدها و خراش کمتر اشاره کرد.^[۹-۱۱] بتن ژئوپلیمر، بتنی است که در آن از مصالح آلومینا سیلیکاتی غنی از سیلیسیم (Si) و آلومینیوم (Al) و محلول قلیایی به عنوان چسباننده استفاده می شود. محلول فعال کننده ی قلیایی نیز به عنوان یکی از دو بخش اصلی ژئوپلیمرها، نقش مهمی را در تجزیه و تشکیل ساختار کریستالی ایفا می کند و معمولاً بر مبنای سدیم یا پتاسیم که از فلزات قلیایی حلال هستند، انتخاب می شود. رایج ترین محلول فعال کننده ی قلیایی استفاده شده در ژئوپلیمرها، ترکیبی از محلول هیدروکسید سدیم با محلول سیلیکات سدیم یا پتاسیم است.^[۱۲]

ژئوپلیمریازسیون، شامل: انحلال فازهای سیلیکات و آلومینات و تراکم پلیمری است.^[۱۳]

یکی از مسائل پیشروی پژوهشگران در سال‌های اخیر، آسیب‌های زیست‌محیطی ناشی از فرایند تولید سیمان است. تولید سیمان باعث صرف مقدار زیادی انرژی می‌شود که این موضوع سبب آزاد شدن حجم زیادی از گازهای گلخانه‌ای در محیط می‌شود. در واقع، برای تولید یک تن سیمان پرتلند، یک تن دی‌اکسیدکربن تولید و وارد محیط‌زیست می‌شود.^[۱۴، ۱۵] علت اصلی پدیده‌ی گرمایش جهانی، انتشار گازهای گلخانه‌ای است و در میان گازهای گلخانه‌ای، دی‌اکسیدکربن با میزان انتشار ۶۵٪، بیشترین نقش را در پدیده‌ی گرمایش جهانی دارد.^[۱۶] کارشناسان تولید سیمان پرتلند را عامل انتشار ۷ تا ۱۰ درصد از انتشار جهانی دی‌اکسیدکربن می‌دانند.^[۱۷] توجه به آثار مخرب زیست‌محیطی سیمان پرتلند، از جمله سهم حدود ۷٪ انتشار گاز CO₂ در جو و مصرف قابل ملاحظه‌ی انرژی از قبیل برق و سوخت فسیلی، امری اجتناب‌ناپذیر است و ارائه‌ی محصولات جایگزین جهت حرکت در مسیر توسعه‌ی پایدار و کاهش آثار مذکور، اصلی ضروری به‌شمار می‌آید.^[۱۸] بتن ژئوپلیمری یکی از انواع بتن است که در ساختار آن از سیمان استفاده نمی‌شود و در حقیقت با جایگزینی سیمان با یک ماده‌ی آلومیناسیلیکاتی، در ساختار بتن ژئوپلیمری برای دستیابی به خمیر چسباننده از سیمان استفاده نمی‌شود.

یکی از معایب بتن، مقاومت کششی محدود آن است که باعث شکل‌گیری ترک در آن می‌شود؛ در نتیجه، به منظور تحمل بارهای کششی و کنترل ترک از آرماتورهای فولادی استفاده می‌شود. با این حال، شکل‌گیری ترک در بتن، امری اجتناب‌ناپذیر است. بارگذاری یک سازه، عموماً مشکل‌ترین مرحله از عمر یک سازه است. جابه‌جا کردن قطعات بتنی پیش‌ساخته، تلمبار کردن مصالح و ضربه‌زدن و بارهای زنده‌بی که در سنین ابتدایی بر بتن وارد می‌شود، ممکن است سبب ایجاد ترک‌خوردگی و سایر صدمات به بتن شود. حتی اگر سازه در حین ساخت و ساز فرو نریزد، ممکن است به آن صدماتی وارد شود و مقاومت آن کاهش یابد.^[۱۹] ترک‌های ریز در بتن‌های شکسته، این قابلیت را دارند که بتوانند در شرایط مرطوب بازیابی شوند.^[۲۰] خودترمیمی به توانایی یک ترک برای کاهش خود به خودی عرض آن در طول زمان اشاره می‌کند. پدیده‌ی خودترمیمی در بتن، سال‌هاست که شناخته شده است. در سال ۱۸۳۶، توانایی ترک‌های کوچک بتن برای ترمیم خودشان در حضور رطوبت توسط آکادمی علوم فرانسه مشاهده،^[۲۱] و اولین بار توسط آبرامز (۱۹۱۳) شناسایی شده است.^[۲۲] مطالعات و پژوهش‌های آزمایشگاهی نشان داده‌اند که ترمیم ترک‌ها در مواد سیمانی منجر به کاهش تدریجی نفوذپذیری تحت گرادیان هیدرولیکی در طول زمان می‌شود و در بعضی موارد، نیز ترک‌ها کاملاً بسته می‌شوند.^[۲۳] لوله‌های بتنی مسلح، که در آن‌ها ترک‌هایی تا عرض ۱/۵ میلی‌متر به دلیل افت به‌وجود آمده بود، بعد از ۵ سال بهره‌برداری مشاهده شد که ترک‌ها در اثر خودترمیمی کاملاً بسته شده‌اند.^[۲۴] دو عامل اساسی وجود دارد که از واکنش ترمیمی حفاظت می‌کنند: هیدراته شدن کلینکر هیدراته نشده‌ی موجود در لایه‌لای اجزاء بتن سخت شده و یا نفوذپذیری کلسیم کربنات. مورد اول، فقط به حضور آب نیاز دارد و مورد دوم، به حضور اضافی CO₂ حل‌نشده.^[۲۵]

مهندس دوست و همکاران (۲۰۱۱)،^[۲۶] به بررسی مقاومت فشاری بتن پس از بارگذاری اولیه در شرایط مختلف عمل‌آوری پرداخته و پس از ساختن نمونه‌ها و قالب‌برداری، آن‌ها را به دوروش مرطوب و خشک نگهداری کرده‌اند. سپس در سنین ۱، ۳ و ۷ روزه، نمونه‌ها را تحت ۸۰، ۹۰ و ۹۵ درصد مقاومت فشاری نهایی‌شان و سپس در شرایط نگهداری موردنظر تا سن ۲۸ روزه، عمل‌آوری و سپس تا مقاومت

نهایی بارگذاری کردند. نتایج نشان داد که آب، ترک و میزان سیمان هیدراته نشده در بتن، تأثیرگذارترین عوامل در فرایند خودترمیمی نمونه‌های بتنی هستند.

در پژوهش حاضر، به بررسی اثر پیش‌بارگذاری در مقاومت فشاری در سنین ۲۸ و ۹۰ روزه برای بتن ژئوپلیمری حاوی الیاف پرداخته شده است.

۲. مشخصات مصالح مصرفی

سربراه‌ی کوره‌ی آهن‌گدازی به‌عنوان ماده‌ی پایه‌ی مصرفی جهت ساخت بتن ژئوپلیمری استفاده شده است. روبراه‌ی استفاده شده در مطالعه‌ی حاضر، از کارخانه‌ی ذوب آهن اصفهان تهیه شده و دارای وزن مخصوص ۱۴۵۰ کیلوگرم فورس بر مترمکعب بوده است. مواد متشکله‌ی اصلی روبراه عبارت است از SiO₂، Al₂O₃، MgO و CaO که جمعاً ۹۰٪ روبراه را تشکیل می‌دهند.^[۲۷] ترکیب‌های شیمیایی به کار رفته در آن در جدول ۱ ارائه شده‌اند.^[۲۸] مقدار سربراه‌ی مصرفی برای تمامی نمونه‌ها، مقداری ثابت و برابر ۴۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب بوده است.

ماسه‌ی استفاده شده جهت ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی، رودخانه‌ی و گردگوشه بوده و با عنوان ماسه‌ی ۶-۰ از کارخانه‌ی لوله‌سازی شمال رشت تهیه شده است. توده‌ی ویژه‌ی ماسه‌ی مصرفی در حالت اشباع با سطح خشک برابر ۲۶۱۱ کیلوگرم بر مترمکعب و جذب آب آن ۲/۴٪ بوده است. دانه‌بندی ماسه‌ی مصرفی مطابق استاندارد ASTM C۳۳ (۲۰۰۸) بوده است. مطابقت دانه‌بندی ماسه با محدوده‌ی موردپذیرش استاندارد، در شکل ۱ مشاهده می‌شود.

شن مصرفی، مخلوط رودخانه‌ی بوده و از کارخانه‌ی لوله‌سازی شمال رشت، که اغلب از رودخانه‌ی سفیدرود تأمین می‌شود، تهیه شده است. وزن مخصوص ظاهری ۱۰۸۶ کیلوگرم بر مترمکعب و اندازه‌ی ییشینه‌ی دانه‌های آن ۱۲/۵ میلی‌متر و جذب آب ۱/۱٪ بوده است. دانه‌بندی براساس استاندارد ASTM C۳۳ انجام شده است که نمودار آن در شکل ۲ مشاهده می‌شود. مقدار شن و ماسه‌ی مصرفی برای تمامی نمونه‌ها مقداری ثابت و برابر ۸۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب برای هر یک بوده است.

آب استفاده شده در پژوهش حاضر جهت ساخت و همچنین عمل‌آوری نمونه‌ها، آب شرب شهر رشت بوده است که معیارهای توصیه شده در دستورالعمل

جدول ۱. مشخصات شیمیایی روبراه‌ی کوره‌ی آهن‌گدازی.

نام	ترکیب شیمیایی	روبراه‌ی کوره‌ی بلند آهن‌گدازی (%)
سیلیس	SiO ₂	۳۴-۴۰
آهک کلسیم	CaO	۳۴-۴۰
اکسید آلومینیوم	Al ₂ O ₃	۷-۱۱
منیزیم	MgO	۶-۹
منگنز	MnO	۰/۵ - ۲/۵
اکسید آهن	FeO	۰/۳ - ۱/۳
دی‌اکسید تیتانیوم	TiO ₂	۱/۵ - ۴/۵
اکسید وانادیوم	V ₂ O ₅	۰/۰۵ - ۰/۳۵
اکسید سدیم	NaO ₂	۰/۲۵ - ۰/۷۵
پتاسیم سوپراکسید	K ₂ O	۰/۳ - ۱/۳
گوگرد	S	۰/۹ - ۱/۵
ترکیب آهن و سیلیس	CaO/SiO ₂	۰/۸۰ - ۱/۱۱
آب	H ₂ O	۱-۷

جدول ۲. مشخصات مکانیکی و فیزیکی الیاف فولادی.

طول (mm)	قطر (mm)	L/D	مقاومت کششی (MPa)	چگالی (Kg/m^3)
۳۶	۸/۰	۴۵	۱۲۰۰	۷۸۵۰

جدول ۳. مشخصات مکانیکی و فیزیکی الیاف پلی پروپیلن.

مقطع	طول (mm)	قطر (mm)	قطر / طول	مقاومت کششی (MPa)	مدول کشسانی (GPa)
دایره	۳۶	بسیار ناچیز	-	۴۰۰	۳/۹ - ۳/۵

و کمک به توزیع بهتر ذرات در مخلوط ملات از فوق روان کننده بر پایه ی پلی کربوکسیلات اثر با نام تجاری FARCO PLAST P۱۰ محصول شرکت شیمی ساختمان استفاده شده است.

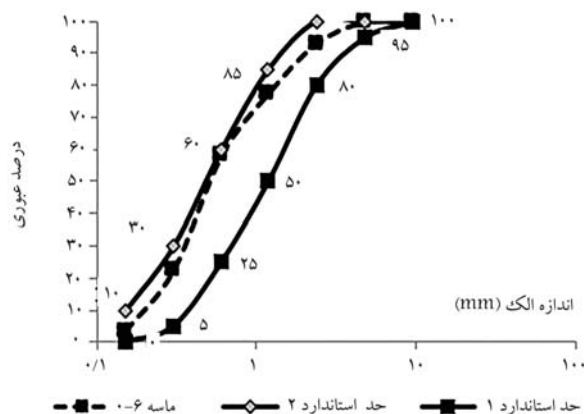
امروزه از انواع الیاف ها با مدول کشسانی و قابلیت انبساط طولی متفاوت برای بهبود خواص بتن معمولی و ژئوپلیمری استفاده می شود.^[۳۲] در پژوهش حاضر از دو نوع الیاف فولادی و پلی پروپیلن در ساخت بتن ژئوپلیمری استفاده شده است. الیاف فولادی با درصد های حجمی ۰/۲۵، ۰/۵، ۰/۷۵ و ۱ و الیاف پلی پروپیلن با درصد های حجمی ۰/۲۵، ۰/۵، ۰/۷۵ استفاده شده اند. طرح شاهد، فاقد الیاف بوده است. الیاف های فولادی و پلی پروپیلن به صورت ترکیبی در مخلوط بتن ژئوپلیمری با درصد های ترکیب مختلف استفاده و در مجموع علاوه بر طرح شاهد، ۱۲ طرح از بتن ژئوپلیمری حاوی ترکیب الیاف فولادی و پلی پروپیلن ساخته شده است. الیاف فولادی مصرفی تهیه شده از شرکت ب. آ. اس. اف (BASF) ایران دارای انتهای قلاب دار است. خواص فیزیکی و مکانیکی الیاف فولادی مصرفی در جدول ۲ ارائه شده است. مقاومت کششی بسیار زیاد الیاف پلی پروپیلن در سنین اولیه، باعث عدم ترک خوردگی بتن می شود.^[۳۳] مشخصات الیاف پلی پروپیلن مصرفی در جدول ۳ ارائه شده است.

۳. طرح اختلاط نمونه های آزمایشگاهی

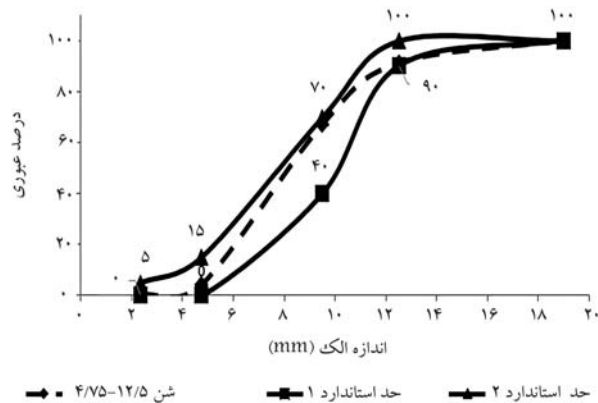
برای دستیابی به اهداف پژوهش حاضر، ۱۳ طرح مختلف از بتن ژئوپلیمری ساخته و آزمایش شده اند. طرح شاهد، فاقد الیاف بوده و در ۱۲ طرح دیگر، الیاف های فولادی و پلی پروپیلن با درصد های حجمی مختلف به صورت ترکیب استفاده شده اند، تا درصد بهینه ی الیاف مشخص شود. جزئیات طرح های اختلاط در جدول ۴ ارائه شده است. در نام گذاری طرح های اختلاط در جدول ۴، حرف S معرف حضور الیاف فولادی و حرف P، نشان دهنده ی حضور الیاف پلی پروپیلن در طرح اختلاط بتن ژئوپلیمری و اعداد پس از آن ها، نشان دهنده ی درصد حجمی دو الیاف فولادی و پلی پروپیلن در مخلوط بتنی است.

۴. آزمایش های انجام شده

نمونه ها در سنین ۱، ۳ و ۷ روزه معادل ۳۰ و ۷۰ درصد مقاومت فشاری خود در همان سن بارگذاری شده اند. سپس نمونه ها دوباره در محیط مرطوب عمل آوری شده و در سنین ۲۸ و ۹۰ روزه تحت بارگذاری فشاری قرار گرفته اند. استفاده از دماهای بالا برای عمل آوری بتن ژئوپلیمری به دلیل ایجاد ترک، تأثیر منفی در خواص بتن دارد.^[۳۴] موضوع مورد بررسی دیگر در پژوهش حاضر، بررسی اثر پیش بارگذاری در مقاومت خمشی و همچنین جذب انرژی بتن ژئوپلیمری حاوی



شکل ۱. منحنی دانه بندی ماسه ی مصرفی.

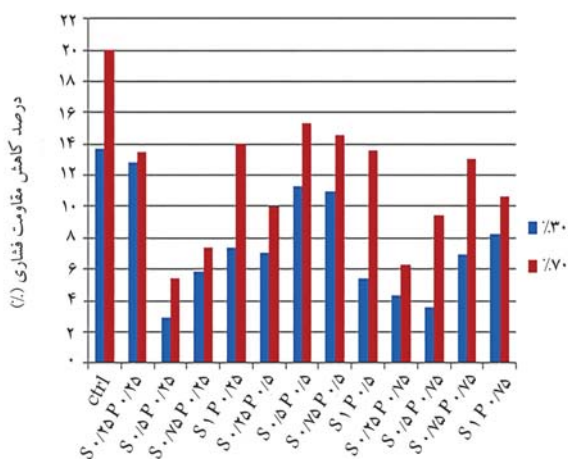


شکل ۲. نمودار دانه بندی شن براساس استاندارد.

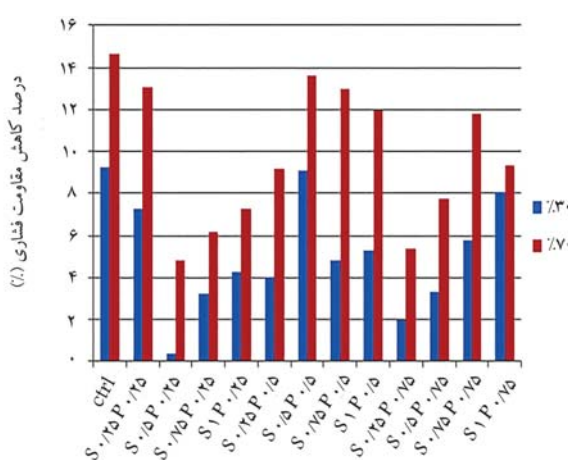
ASTM C۱۶۰۱ (۲۰۰۶) را رعایت می کند. مقدار آب اضافی ۱۴/۲۹ کیلوگرم بر مترمکعب بوده است. در مطالعه ی حاضر با هدف فعال سازی قلیایی ماده ی پایه از ترکیب هیدروکسید سدیم و سیلیکات سدیم به عنوان محلول فعال کننده ی قلیایی استفاده شده است. محلول های هیدروکسید سدیم، هیدروکسید پتاسیم، سیلیکات سدیم، و کربنات سدیم از مهم ترین محلول های فعال ساز در پژوهش ها به شمار می روند.^[۲۹] در پژوهش های آغازین در مورد ژئوپلیمرها توسط داویدویس از محلول هیدروکسید سدیم یا هیدروکسید پتاسیم به عنوان محلول فعال کننده ی قلیایی استفاده شده است.^[۳۰] اضافه کردن یک محلول سیلیکاتی، مانند سیلیکات سدیم یا سیلیکات پتاسیم به محلول هیدروکسید سدیم یا هیدروکسید پتاسیم، می تواند به بالا رفتن نرخ واکنش، کمک و نتایج بهتری را به همراه داشته باشد.^[۳۱] سود سوزآور به صورت پودر با آب مخلوط و با غلظت های مولاریته ی ۱۰ در ساخت بتن ژئوپلیمری استفاده شده است. مقدار هیدروکسید سدیم و سیلیکات سدیم ثابت و به ترتیب برابر ۵۷/۱۴۳ و ۱۲۸/۵۷۱۸ کیلوگرم بر مترمکعب بوده است. در پژوهش حاضر به منظور رسیدن به روانی مطلوب

جدول ۴. جزئیات طرح اختلاط نمونه‌های آزمایشگاهی.

شماره‌ی نمونه	نام	الیاف (%)	پلی‌پروپیلن	فولادی
۱	کنترل		۰	۰
۲	S ^۰ /۲۵P ^۰ /۲۵	۰/۲۵	۰/۲۵	۰
۳	S ^۰ /۵P ^۰ /۲۵	۰/۵	۰/۲۵	۰
۴	S ^۰ /۷۵P ^۰ /۲۵	۰/۷۵	۰/۲۵	۰
۵	S ^۱ P ^۰ /۲۵	۱	۰/۲۵	۰
۶	S ^۰ /۲۵P ^۰ /۵	۰/۲۵	۰/۵	۰
۷	S ^۰ /۵P ^۰ /۵	۰/۵	۰/۵	۰
۸	S ^۰ /۷۵P ^۰ /۵	۰/۷۵	۰/۵	۰
۹	S ^۱ P ^۰ /۵	۱	۰/۵	۰
۱۰	S ^۰ /۲۵P ^۰ /۷۵	۰/۲۵	۰/۷۵	۰
۱۱	S ^۰ /۵P ^۰ /۷۵	۰/۵	۰/۷۵	۰
۱۲	S ^۰ /۷۵P ^۰ /۷۵	۰/۷۵	۰/۷۵	۰
۱۳	S ^۱ P ^۰ /۷۵	۱	۰/۷۵	۰



شکل ۳. نمودار: میزان کاهش مقاومت فشاری ۲۸ روزه‌ی نمونه‌های پیش‌بارگذاری شده در سن ۱ روزه نسبت به نمونه‌های مشابه پیش‌بارگذاری نشده.



شکل ۴. نمودار میزان کاهش مقاومت فشاری ۲۸ روزه‌ی نمونه‌های پیش‌بارگذاری شده در سن ۳ روزه نسبت به نمونه‌های مشابه پیش‌بارگذاری نشده.

شده‌اند. به‌طور کلی، ۲۲۱ نمونه‌ی مکعبی و ۷۸ نمونه‌ی منشوری ساخته شده است.

۵. بررسی و تحلیل نتایج آزمایش‌ها

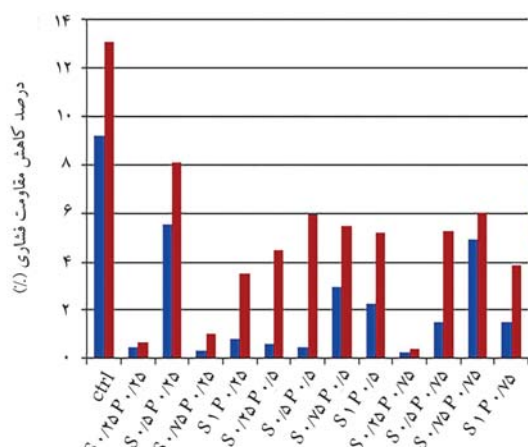
۱.۵. مقاومت فشاری ۲۸ روزه‌ی نمونه‌های پیش‌بارگذاری شده

در شکل‌های ۳ الی ۵، نمودارهای اثر مقدار پیش‌بارگذاری در سنین مختلف و درصد‌های مختلف بارگذاری در مقاومت فشاری ۲۸ روزه مشاهده می‌شود. برای این منظور درصد کاهش مقاومت فشاری ۲۸ روزه برای درصد‌های مختلف بارگذاری نسبت به حالت پیش‌بارگذاری نشده برای هر نمونه به‌دست آمده است. در شکل‌های اخیر، مقاومت مینا جهت مقایسه، مقاومت فشاری ۲۸ روزه هر طرح بوده است؛ در حقیقت، میزان افت مقاومت هر نمونه نسبت به نمونه‌ی مشابه خود و در حالت پیش‌بارگذاری نشده به‌دست آمده است.

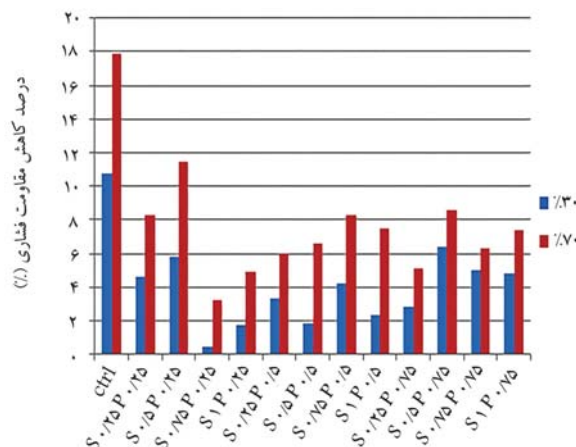
در میان طرح‌های حاوی الیاف و پیش‌بارگذاری شده در سن ۱ روزه، بهترین عملکرد در هر دو حال بارگذاری ۳۰ و ۷۰ درصد مربوط به طرح حاوی ۰/۵٪ الیاف فولادی و ۰/۲۵٪ پلی‌پروپیلن بوده است، به طوری که نسبت به نمونه‌ی مشابه

الیاف بوده است. به‌منظور اندازه‌گیری مقاومت فشاری از نمونه‌های مکعبی به ابعاد ۱۰۰ × ۱۰۰ میلی‌متر استفاده شده است. این آزمایش براساس استاندارد ۳۹ ASTM C انجام شده است. برای انجام آزمایش اخیر، نمونه‌های مکعبی در سن موردنظر از حوضچه‌ی عمل‌آوری خارج شدند و مدتی در هوای آزاد قرار گرفتند تا آب اضافی از سطح آن‌ها خارج شود. در پایان، هر نمونه داخل دستگاه پرس هیدرولیکی و تحت بارگذاری یکنواخت قرار گرفته است. به محض شکستن قسمتی از نمونه، بارگذاری دستگاه متوقف و پیشینه‌ی نیروی وارده بر سطح تماس نمونه بر روی نمایشگر دستگاه نشان داده می‌شد (P)، سپس تنش فشاری مکعبی حاصل با تقسیم نیروی P بر سطح مقطع نمونه به‌دست می‌آمد. برای هر طرح، ۱۷ نمونه‌ی مکعبی ساخته شده است، که ۵ عدد در ۱ روز، ۵ عدد در ۳ روز، ۵ عدد در ۷ روز و ۱ عدد در ۲۸ روزهای ۲۸ و ۹۰ بارگذاری می‌شدند. از ۵ نمونه، ۲ عدد مربوط به بارگذاری ۳۰٪، ۲ عدد برای بارگذاری ۷۰٪ و ۱ عدد برای شکست کامل بوده است، تا مقاومت نهایی در آن سن مشخص شود. در واقع، ابتدا نمونه در هر سن تحت بارگذاری تا شکست کامل قرار می‌گرفت تا بدین صورت مقاومت نهایی در آن سن به‌دست آید. سپس بارگذاری ۳۰ و ۷۰ درصد مقاومت نهایی در آن سن انجام شده است.

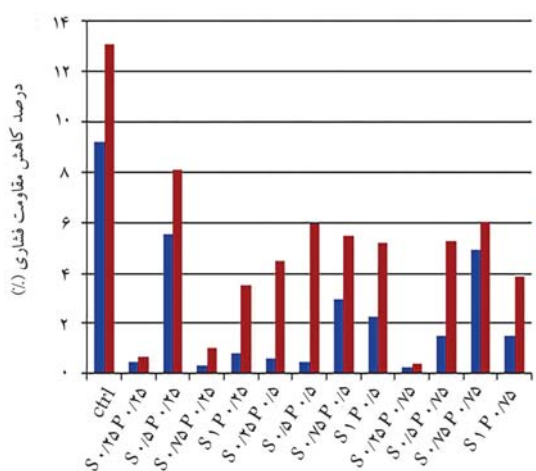
آزمایش دیگری که در پژوهش حاضر استفاده شده است، آزمایش مقاومت خمشی بوده است، که از نتایج آن برای محاسبه‌ی انرژی شکست بتن ژئوپلیمری الیافی استفاده شده است. انرژی شکست از سطح زیر نمودار بار - تغییرشکل در آزمایش خمشی یا فشار به دست آمده است. آزمایش مقاومت خمشی قابلیت تیر یا دال بتنی غیرمسلح را به لحاظ مقاومت در برابر شکست ناشی از خمش ارزیابی می‌کند. در پژوهش حاضر، آزمایش مقاومت خمشی به روش بار مرکزی و براساس استاندارد ۲۹۳ ASTM C انجام شده است. برای انجام آزمایش مذکور از نمونه‌ی منشوری (تیر) به ابعاد ۲۸ × ۷۰ × ۷۰ میلی‌متر استفاده شده است. برای هر طرح، ۶ نمونه‌ی منشوری ساخته شده است که ۱ عدد در سن ۳ روزه، ۳ عدد در سن ۷ روزه و ۱ عدد در روزهای ۲۸ و ۹۰ بارگذاری



شکل ۱۰. نمودار میزان کاهش مقاومت فشاری ۹۰ روزهی نمونه‌های پیش‌بارگذاری شده در سن ۳ روزه.



شکل ۹. نمودار میزان کاهش مقاومت فشاری ۹۰ روزهی نمونه‌های پیش‌بارگذاری شده در سن ۱ روزه.



شکل ۱۱. نمودار میزان کاهش مقاومت فشاری ۹۰ روزهی نمونه‌های پیش‌بارگذاری شده در سن ۷ روزه.

عنوان نمونه، طرح شاهد در حالت پیش‌بارگذاری ۷۰٪ در سن ۱ روزه حدود ۲۲٪ افت مقاومت داشته است؛ در حالی که در پیش‌بارگذاری ۷ روزه، ۱۳/۱٪ افت مقاومت نتیجه داده است.

با هدف بررسی اثر ترکیب الیاف‌های پلی‌پروپیلن و فولاد با درصد‌های حجمی مختلف در نتایج آزمایش مقاومت فشاری ۹۰ روزهی نمونه‌های پیش‌بارگذاری شده در سن ۱ روزه شکل ۱۲ رسم شده است. نتایج نشان می‌دهد حضور الیاف باعث بهبود عملکرد فشاری نسبت به طرح شاهد پیش‌بارگذاری شدهی ۱ روزه شده است، به‌طوری‌که تمامی نمونه‌های حاوی الیاف، مقاومت فشاری ۹۰ روزهی بالاتری نسبت به طرح شاهد کسب کرده‌اند. بهترین عملکرد مربوط به طرح حاوی ۰/۲۵٪ الیاف پلی‌پروپیلن و ۷۵٪ الیاف فولادی بوده است، به‌طوری‌که نسبت به نمونهی شاهد در پیش‌بارگذاری ۷۰٪ و ۳۰٪ درصد، به ترتیب ۴۵/۶٪ و ۳۶/۵٪ افزایش مقاومت داشته است.

در حالت پیش‌بارگذاری شده در سن ۳ و ۷ روزه (شکل‌های ۱۳ و ۱۴) نیز نمونه‌های حاوی الیاف، مقاومت فشاری ۹۰ روزهی بالاتری نسبت به طرح شاهد کسب کرده‌اند. بررسی نتایج نشان می‌دهد که در پیش‌بارگذاری ۷۰٪ در مقایسه با پیش‌بارگذاری ۳۰٪، میزان افزایش مقاومت فشاری ۹۰ روزهی طرح‌های حاوی

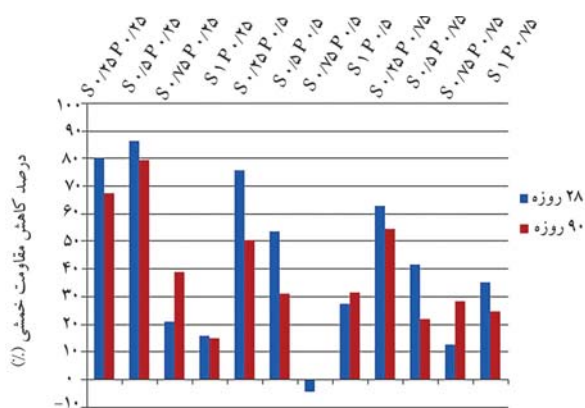
داده‌اند، در حالی که مقدار اخیر برای پیش‌بارگذاری ۷۰٪ برابر ۳۳/۲٪ بوده است. این موضوع نشان می‌دهد هر چند حضور الیاف در نمونه‌های پیش‌بارگذاری شدهی ۳ روزه باعث بهبود عملکرد در مقایسه با طرح شاهد در فرایند پیش‌بارگذاری می‌شود، اما در مقایسه با نمونه‌های پیش‌بارگذاری شدهی ۱ روزه، میزان رشد مقاومت نسبت به طرح شاهد کمتر بوده است. این موضوع به دلیل بهبود مقاومت نمونهی شاهد با افزایش سن نمونه و کمتر شدن اثر حضور الیاف در کاهش آثار مخرب پیش‌بارگذاری در مقایسه با حالت ۱ روزه بوده است (شکل ۷).

همان‌طور که در شکل ۸ مشاهده می‌شود، استفاده از الیاف‌های پلی‌پروپیلن و فولادی در مخلوط بتن ژئوپلیمری باعث شده است تا آثار مخرب ناشی از پیش‌بارگذاری در سن ۷ روزه کاهش یابد و مقاومت فشاری کسب‌شده توسط آن‌ها پس از عمل‌آوری تا سن ۲۸ روزه به طور متوسط نسبت به طرح شاهد (فاقد الیاف) در حالت پیش‌بارگذاری ۳۰٪ و ۷۰٪ درصد به ترتیب ۲۶/۲٪ و ۲۷٪ درصد بیشتر باشد. همچنین بهترین عملکرد مربوط به طرح‌های حاوی ۲۵٪ الیاف پلی‌پروپیلن بوده است، به‌طوری‌که آن‌ها به طور متوسط ۳۶/۵٪ مقاومت فشاری بالاتری نسبت به نمونهی شاهد نتیجه داده‌اند.

۲.۵. مقاومت فشاری ۹۰ روزهی نمونه‌های پیش‌بارگذاری شده

در ادامه‌ی آزمایش‌های پژوهش حاضر، نمونه‌های پیش‌بارگذاری شده در سنین مختلف، مجدداً تا سن ۹۰ روزه، عمل‌آوری شده و تحت بارگذاری فشاری تا شکست کامل قرار گرفته‌اند. در شکل‌های ۹ الی ۱۱، نمودارهای میزان افت مقاومت فشاری ۹۰ روزه در اثر پیش‌بارگذاری برای هر نمونه بر حسب درصد مشاهده می‌شود، که در آن‌ها مقاومت فشاری ۹۰ روزه هر طرح با مقاومت فشاری ۹۰ روزهی طرح متناظر پیش‌بارگذاری شده در درصد‌ها و سنین مختلف مقایسه و اثر پدیده‌ی پیش‌بارگذاری در مقاومت فشاری ۹۰ روزه بررسی شده است.

با توجه به شکل ۹، بیشترین افت مقاومت فشاری ۹۰ روزه در اثر پیش‌بارگذاری در سن ۱ روزه مربوط به طرح شاهد بوده است، به‌طوری‌که در ۳۰٪ پیش‌بارگذاری، ۱۵/۴٪ و در ۷۰٪ پیش‌بارگذاری، ۲۱/۹٪ افت مقاومت داشته است. با توجه به نتایج ارائه شده (شکل‌های ۱۰ و ۱۱) مشاهده می‌شود که افزایش سن پیش‌بارگذاری اثر مطلوبی در کاهش میزان افت مقاومت در اثر پیش‌بارگذاری دارد. این موضوع به خصوص در مورد نمونه‌های پیش‌بارگذاری شده در سن ۷ روزه مشهود است. به



شکل ۱۵. نمودار درصد تغییرات مقاومت خمشی نمونه‌ها در حالت پیش‌بارگذاری شده نسبت به حالت پیش‌بارگذاری نشده.

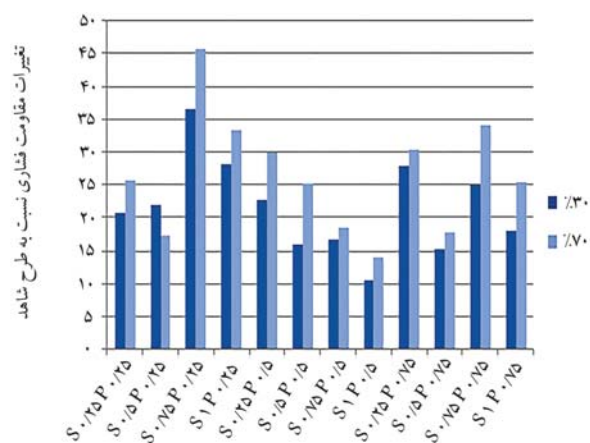
داده‌اند؛ در حالی که این مقدار در حالت پیش‌بارگذاری ۷۰٪، برابر ۲۶/۵٪ بوده است. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت با افزایش درصد پیش‌بارگذاری، حضور الیاف تأثیر بیشتری در کاهش آثار مخرب پیش‌بارگذاری خواهد داشت. دلیل این موضوع را می‌توان این‌گونه بیان کرد که با افزایش درصد پیش‌بارگذاری، عرض ترک‌های ایجاد شده به گونه‌ای است که بتن به تنهایی توان ترمیم ترک‌های به‌وجودآمده را ندارد و حضور الیاف باعث می‌شود میزان ترک‌های تحت بارگذاری در بتن کاهش یابد و همچنین از گسیختگی کامل نمونه جلوگیری شود.

همچنین بررسی نتایج نشان می‌دهد افزایش سن پیش‌بارگذاری باعث شده است تا تأثیر الیاف در کاهش اثر مخرب پیش‌بارگذاری در درصدهای بالا (پیش‌بارگذاری ۷۰٪) تا حدی کاهش یابد. برای مثال، در نمونه‌های پیش‌بارگذاری‌شده در سن ۷ روزه و ۷۰٪ پیش‌بارگذاری حضور الیاف به‌طور متوسط باعث شده است که مقاومت فشاری ۹۰ روزه نسبت به نمونه‌ی شاهد، ۱۹/۸٪ افزایش یابد که مقدار مذکور برای سنین ۱ و ۳ روزه به ترتیب ۲۶/۵٪ و ۲۱/۶٪ بوده است.

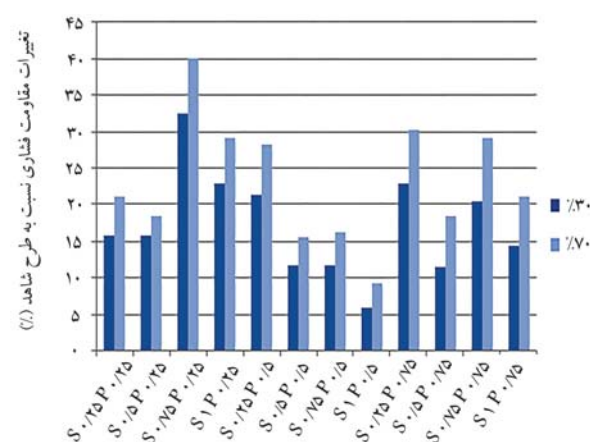
۳.۵. اثر پیش‌بارگذاری در مقاومت خمشی و انرژی شکست

نمونه‌های آزمایشگاهی در سن ۷ روزه تحت اثر پیش‌بارگذاری خمشی تا لحظه‌ی ایجاد ترک قرار گرفته و سپس تا سنین ۲۸ و ۹۰ روزه، عمل‌آوری شده و مجدداً تحت آزمایش مقاومت خمشی قرار گرفته‌اند. در شکل ۱۵، نمودارهای مقاومت خمشی ۲۸ و ۹۰ روزه‌ی نمونه‌های پیش‌بارگذاری‌شده با نتایج مقاومت خمشی در حالت پیش‌بارگذاری نشده مقایسه شده‌اند. نتایج نشان می‌دهند تقریباً برای تمامی نمونه‌ها، پیش‌بارگذاری در سن ۷ روزه باعث شده است تا مقاومت خمشی نسبت به حالت پیش‌بارگذاری نشده به شدت کاهش یابد.

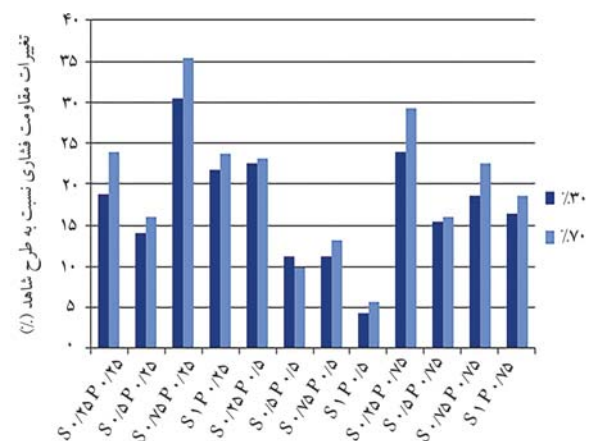
همچنین در شکل ۱۶، نمودارهای میزان تغییرات جذب انرژی نمونه‌های پیش‌بارگذاری‌شده‌ی حاوی الیاف با نتایج حالت بارگذاری نشده مقایسه شده‌اند. با توجه به نتایج مشاهده می‌شود که پیش‌بارگذاری در طرح‌های S₀/۲۵P₀/۲۵ و S₀/۵۰P₀/۲۵ بیشترین تأثیر را داشته و باعث شده است بیشترین مقدار کاهش جذب انرژی در اثر پیش‌بارگذاری برای دو طرح اخیر اتفاق بیفتد. نمونه‌ی S₁P₀/۲۵ عملکرد قابل قبولی پس از پیش‌بارگذاری برای جذب انرژی نتیجه داده است؛ به‌طوری که نمونه‌ی پیش‌بارگذاری‌شده در مقایسه با نمونه‌ی پیش‌بارگذاری نشده، ۱۱/۶٪ در سن ۲۸ روزه و ۱۴/۸٪ در سن ۹۰ روزه، کاهش جذب انرژی نتیجه داده است. از این رو نمودارهای منحنی نیرو- جابه‌جایی برای نمونه‌های S₁P₀/۲۵ و S₀/۷۵P₀/۵



شکل ۱۲. نمودار درصد تغییرات مقاومت فشاری ۹۰ روزه‌ی نمونه‌های پیش‌بارگذاری شده در سن ۱ روزه نسبت به طرح شاهد.

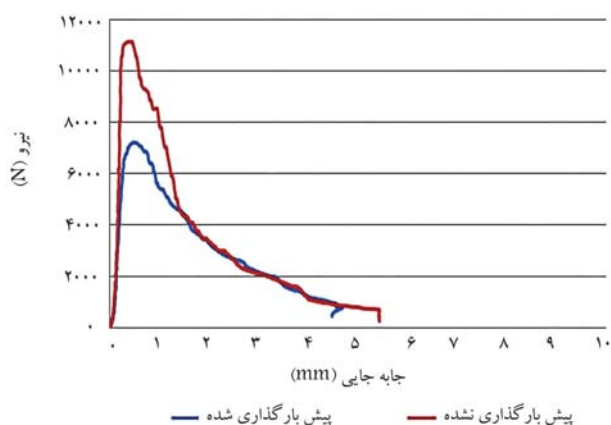


شکل ۱۳. نمودار درصد تغییرات مقاومت فشاری ۹۰ روزه‌ی نمونه‌های پیش‌بارگذاری شده در سن ۳ روزه نسبت به طرح شاهد.

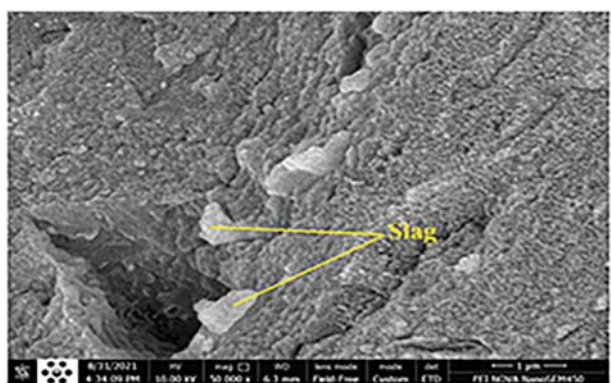


شکل ۱۴. نمودار درصد تغییرات مقاومت فشاری ۹۰ روزه‌ی نمونه‌های پیش‌بارگذاری‌شده در سن ۷ روزه نسبت به طرح شاهد.

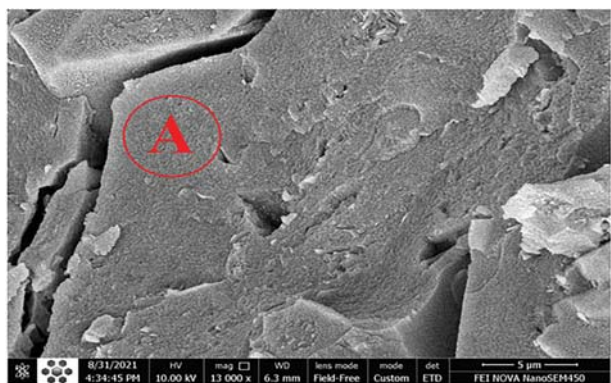
الیاف نسبت به شاهد بیشتر بوده است. این موضوع نشان می‌دهد تأثیر حضور الیاف در کاهش اثر مخرب پیش‌بارگذاری در درصدهای بالاتر پیش‌بارگذاری بیشتر است. در پیش‌بارگذاری ۱ روزه و پیش‌بارگذاری ۳۰٪، نمونه‌های حاوی الیاف به‌طور متوسط ۲۱/۷٪ مقاومت فشاری ۹۰ روزه بالاتری نسبت به نمونه‌ی شاهد نتیجه



شکل ۱۶. نمودار منحنی نیرو - جابه جایی برای طرح حاوی ۱٪ الیاف فولادی و ۷۵٪ الیاف پلی پروپیلن در دو حالت پیش بارگذاری شده و پیش بارگذاری نشده (۲۸ روزه).

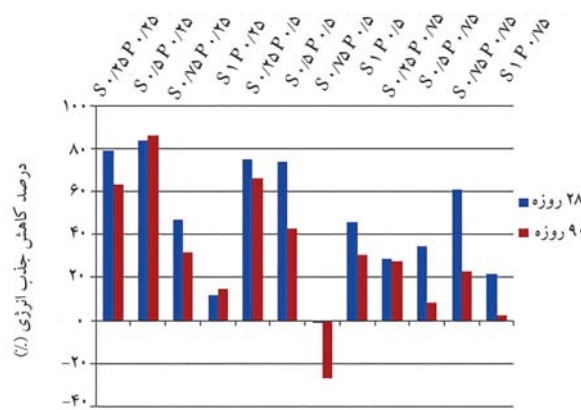


شکل ۱۷. تصویر حاصل از میکروسکوپ الکترونیکی با بزرگنمایی ۵۰ هزار برابر.

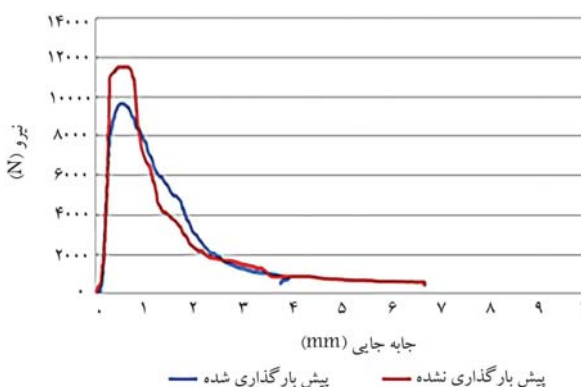


شکل ۱۸. تصویر حاصل از میکروسکوپ الکترونیکی با بزرگنمایی ۱۳ هزار برابر.

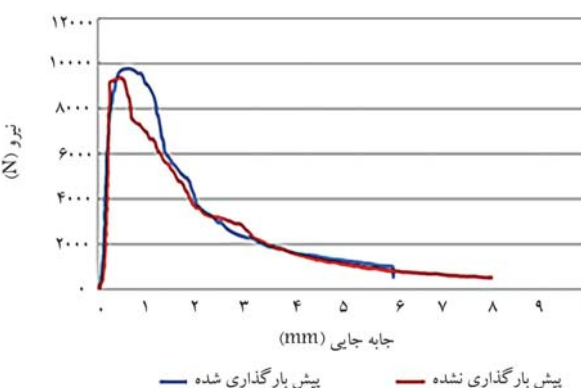
با بزرگنمایی ۵۰ هزار برابری مشاهده می شود که مطابق آن تعداد کمی ذرات سرباره ای واکنش نداده یا نیمه واکنش داده وجود دارد که نشانگر واکنش مناسب ژئوپلیمر یاسیون است. همچنین خلل و فرج کمی در ریزساختار مشاهده می شود و ساختار متراکمی به وجود آمده است، که با نتایج نفوذپذیری و مقاومت الکتریکی همخوانی دارد. نتایج آنالیز EDS برای نقطه A در شکل ۲۱ با بزرگنمایی ۱۳ هزار برابر، در شکل ۲۲ مشاهده می شود. نتایج به دست آمده نشان می دهند که تشکیل مناسب ساختارهای Na-A-S-H و K-A-S-H و همچنین وجود بالای Ca بیانگر تشکیل ساختارهای Ca-K(Na)-S-H در بتن ژئوپلیمری ساخته شده است که عامل اخیر، مقاومت بالای نمونه ی ساخته شده را توجیه می کند.



شکل ۱۹. نمودار میزان تغییرات جذب انرژی نمونه های پیش بارگذاری شده ی حاوی الیاف نسبت به حالت پیش بارگذاری نشده.



شکل ۲۰. نمودار منحنی نیرو - جابه جایی برای طرح حاوی ۱٪ الیاف فولادی و ۲۵٪ الیاف پلی پروپیلن در دو حالت پیش بارگذاری شده و پیش بارگذاری نشده (۲۸ روزه).



شکل ۲۱. نمودار منحنی نیرو - جابه جایی برای طرح حاوی ۷۵٪ الیاف فولادی و ۵٪ الیاف پلی پروپیلن در دو حالت پیش بارگذاری شده و پیش بارگذاری نشده (۲۸ روزه).

و S۱P۰/۷۵ در شکل های ۱۷ الی ۱۹، به عنوان طرح های شاخص در دو حالت پیش بارگذاری شده و پیش بارگذاری نشده مشاهده می شوند.

۴.۵. بررسی تصاویر حاصل از میکروسکوپ الکترونیکی (SEM) در شکل ۲۰، ریزساختار بتن ژئوپلیمری ساخته شده در طرح S۰/۷۵P۰/۲۵

۶. نتیجه‌گیری

۱. بیشترین کاهش مقاومت فشاری ۲۸ روزه در اثر پیش‌بارگذاری در سنین ۱ و ۳ روزه در هر دو حالت بارگذاری ۳° و ۷° درصد، مربوط به طرح شاهد بوده است. میزان آسیب در اثر پیش‌بارگذاری در سن ۷ روزه در مقایسه با سنین ۱ و ۳ روز کمتر بوده است. این موضوع به دلیل کامل‌تر شدن فرایند پلیمریزاسیون در سنین بالاتر در مقایسه با سن اولیه بوده و ادامه‌ی فرایند گیرش در اثر عمل‌آوری تا سن ۲۸ روزه باعث شده است تا آسیب‌های ناشی از پیش‌بارگذاری تا حدی جبران شود.

۲. بیشترین افت متوسط مقاومت فشاری ۲۸ روزه مربوط به نمونه‌های پیش‌بارگذاری در سن ۱ روزه بوده و برای درصدهای بارگذاری ۳° و ۷° به ترتیب ۷/۷ و ۱۱/۸٪ به دست آمده است و با افزایش سن نمونه‌ی پیش‌بارگذاری شده، میزان افت مقاومت فشاری ۲۸ روزه کاهش یافته است.

۳. افزایش درصد پیش‌بارگذاری از ۳° به ۷° درصد در تمام سنین پیش‌بارگذاری باعث افزایش بیشتر آسیب نمونه‌ی بتنی و در نتیجه افت بیشتر مقاومت فشاری شده است؛ اما نتایج نشان می‌دهند که میزان اثرگذاری پارامتر درصد بارگذاری در افت مقاومت نمونه‌های ژئوپلیمری بارگذاری شده در سن ۷ روزه در مقایسه با سنین ۱ و ۳ روزه کمتر بوده است.

۴. حضور الیاف باعث شده است در هر دو حالت پیش‌بارگذاری ۳° و ۷° درصد، مقاومت فشاری بالاتری نسبت به طرح شاهد به‌دست آید و این موضوع نشان‌دهنده‌ی اثر مثبت الیاف در کاهش آثار مخرب پیش‌بارگذاری است.

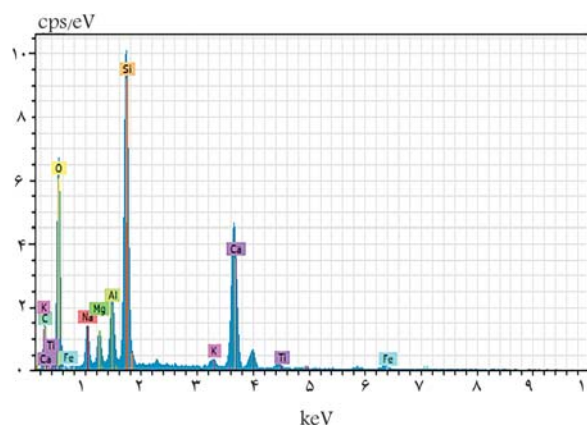
۵. اثرگذاری الیاف در کاهش آثار مخرب پیش‌بارگذاری ۱ روزه در درصد بارگذاری بالاتر (۷۰٪ پیش‌بارگذاری) بیشتر بوده است، به طوری که در بارگذاری ۳۰٪ نمونه‌های حاوی الیاف پیش‌بارگذاری شده در سن ۱ روزه در مقایسه با طرح شاهد به طور متوسط ۲۸/۸٪ مقاومت فشاری ۲۸ روزه‌ی بالاتری نتیجه داده‌اند، در حالی که این مقدار برای پیش‌بارگذاری ۷۰٪ برابر ۳۳/۲٪ بوده است.

۶. بیشترین افت مقاومت فشاری ۹۰ روزه در اثر پیش‌بارگذاری در سن ۱ روزه مربوط به طرح شاهد بوده است، به طوری که در ۳۰٪ پیش‌بارگذاری ۱۵/۴ و در ۷۰٪ پیش‌بارگذاری، ۲۱/۹٪ افت مقاومت داشته است.

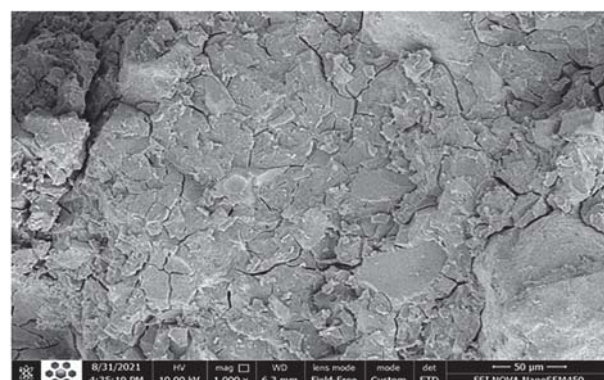
۷. تمامی نمونه‌های حاوی الیاف، مقاومت فشاری ۹۰ روزه‌ی بالاتری نسبت به طرح شاهد کسب کرده‌اند. بهترین عملکرد مربوط به طرح حاوی ۲۵٪ الیاف پلی‌پروپیلن و ۷۵٪ الیاف فولادی بوده است، به طوری که نسبت به نمونه‌ی شاهد در پیش‌بارگذاری ۷۰° و ۳۰° درصد به ترتیب ۴۵/۶٪ و ۳۶/۵٪ افزایش مقاومت نشان داده است.

۸. بررسی نتایج نشان می‌دهد در پیش‌بارگذاری ۷۰٪ در مقایسه با پیش‌بارگذاری ۳۰٪، میزان افزایش مقاومت فشاری ۹۰ روزه‌ی طرح‌های حاوی الیاف نسبت به شاهد بیشتر بوده است؛ که این موضوع نشان می‌دهد تأثیر حضور الیاف در کاهش اثر مخرب پیش‌بارگذاری در درصدهای بالاتر پیش‌بارگذاری بیشتر بوده است.

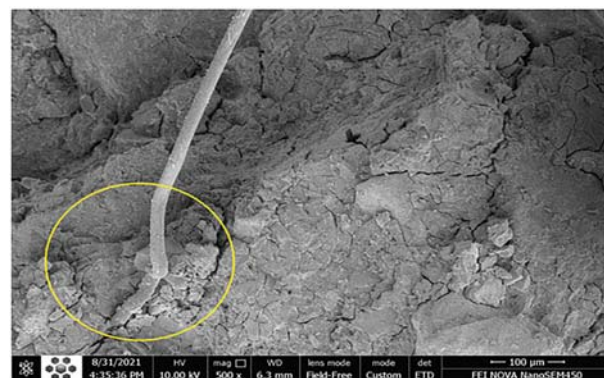
۹. نتایج نشان می‌دهد در سنین بالای عمل‌آوری (۲۸ و ۹۰ روزه)، بهترین نتیجه در آزمایش مقاومت خمشی طرح S۱P۰/۵ حاوی ۱٪ الیاف فولادی و ۵٪ الیاف پلی‌پروپیلن به‌دست آمده است.



شکل ۲۲. آنالیز EDS برای نقطه‌ی A.



شکل ۲۳. تصویر حاصل از میکروسکوپ الکترونیکی نمونه‌ی پیش‌بارگذاری شده با بزرگ‌نمایی ۱۰۰۰ برابر.



شکل ۲۴. تصویر حاصل از میکروسکوپ الکترونیکی نمونه‌ی پیش‌بارگذاری شده با بزرگ‌نمایی ۵۰۰ برابر.

در شکل ۲۳، ریزساختار نمونه‌ی S۰/۷۵P۰/۲۵ که در سن ۷ روزه به مقدار ۷۰٪ پیش‌بارگذاری شده است، با بزرگ‌نمایی ۱۰۰۰ برابری مشاهده می‌شود. با توجه به تعداد بالای ترک‌های ریز ایجاد شده که با گذشت سن نمونه نیز ترمیم نیافته‌اند، می‌توان دریافت در طرح S۰/۷۵P۰/۲۵ با وجود مقاومت قابل قبول پس از ۲۸ روز، ریزساختار به نحو مناسبی بهبود نیافته است که این عامل می‌تواند باعث افزایش نفوذپذیری و کاهش قابل توجه دوام شود. همان‌طور که در شکل ۲۴ با بزرگ‌نمایی ۵۰۰ مشاهده می‌شود، الیاف پس از تسلیم کامل نمونه، همچنان در محل خود باقی مانده‌اند و تغییر شکل الیاف بیانگر انتقال مناسب نیرو در آن‌هاست.

می دهند در مقایسه با طرح شاهد، میزان انرژی شکست نمونه های حاوی الیاف بسیار بالاتر بوده است.

۱۲. در هر سه گروه طرح حاوی ۲۵/۰، ۵/۰ و ۷۵/۰ الیاف پلی پروپیلن، بهترین نتایج را نمونه های حاوی درصد بالاتر الیاف فولادی (۷۵/۰) نتیجه داده اند. در حالت کلی بهترین نتیجه ی مقاومت خمشی در میان نمونه های پیش بارگذاری شده مربوط به طرح حاوی ۲۵/۰ الیاف پلی پروپیلن و ۱/۰ الیاف فولادی بوده است.

۱۰. بررسی نتایج مقاومت خمشی پس از عمل آوری تا سن ۲۸ روزه نشان می دهد بهترین نتایج در مقایسه با طرح شاهد مربوط به نمونه های حاوی ۲۵/۰ الیاف پلی پروپیلن بوده است، به طوری که به طور متوسط نسبت به نمونه ی شاهد، ۱۸/۶٪ مقاومت خمشی بالاتری نتیجه داده اند.

۱۱. حضور ترکیب الیاف های فولادی و پلی پروپیلن در مخلوط بتن ژئوپلیمری، تأثیر چشمگیری در افزایش میزان جذب انرژی داشته است، به طوری که نتایج نشان

پانویس

1. Davidvoits

منابع (References)

- Assi, L.N., Eddie Deaver, E. and Ziehl, P. "Effect of source and particle size distribution on the mechanical and microstructural properties of fly Ash-Based geopolymer concrete", *Construction and Building Materials*, **167**, pp. 372-380 (2018).
- Barrera, G.M., Campos, C.M., Lopez, SH. "Concrete reinforced with irradiated nylon fibers", *Journal of Materials Research*, **21**(2), pp. 484-491 (2006).
- Brown, R., Shukla, A. and Natarajan, K.R. "Fiber reinforcement of concrete structures", University of Rhode Island, URTIC PROJECT NO. 536101 (2002).
- Fiber Reinforced Concrete, PCA Publication, 47 (1991).
- Naaman, A.E., Wongtanakitcharoen, T. and Hauser, G. "Influence of different fibers on plastic shrinkage cracking of concrete", *ACI Materials Journal*, **102**(1), pp. 49-58 (2005).
- Choi, J., Zi, G., Hino, S. and et al. "Influence of fiber reinforcement on strength and toughness of all-lightweight concrete", *Construction and Building Materials*, **69**, pp. 381- 389 (2014).
- Ekinci, E., Turkmen, I. and Kantarci, F. "The improvement of mechanical, physical and durability characteristics of volcanic tuff based geopolymer concrete by using nano silica, micro silica and Styrene-Butadiene Latex additives at different ratios", *Construction and Building Materials*, **201**, pp. 257-267 (2019).
- Karimi, M. and Gholinejad, A. "Investigation of the properties of geopolymeric mortar based on blast-furnace slag", University of Semnan (In Persian) (2018).
- Bagheri, A. and Nazari, A. "Compressive strength of high strength class C flyash-based geopolymers with reactive granulated blast furnace slag aggregates designed by Taguchi method", *Materials & Design*, **54**, pp. 483-490 (2014).
- Sarker, P.K., Kelly, S. and Yao, Z. "Effect of fire exposure on cracking, spalling and residual strength of fly ash geopolymer concrete", *Materials & Design*, **63**, pp. 584-592 (2014).
- Lee, W.K.W. and van Deventer J.S.J. "The effects of inorganic salt contamination on the strength and durability of geopolymers", *Colloids and Surfaces A: Physico-chemical and Engineering Aspects*, **211**(2-3), pp. 115-126 (2002).
- Hardjito, D., Wallah, S.E., Sumajouw, D.M.J. and et al. "On the development of fly ash-based geopolymer concrete", *ACI Materials Journal*, **101**(6), pp. 467-472 (2004).
- Erfanimanesh, A. and Sharbatdar, M. "Mechanical and microstructural characteristics of geopolymer paste, mortar, and concrete containing local zeolite and slag activated by sodium carbonate", *Journal of Building Engineering*, **32**, 101781, pp. 1-16 (2020).
- McLellan, B.C., Williams, R.P., Lay, J. and et al. "Costs and carbon emissions for geopolymer pastes in comparison to ordinary Portland cement", *Journal of Cleaner Production*, **19**(9-10), pp. 1080-1090 (2011).
- Malhotra, V.M. "Reducing CO2 emissions", *ACI Concrete International*, **28**, pp. 42-45 (2006).
- McCaffrey, R. "Climate change and the cement industry", *Global Cement and Lime Magazine, Environmental Special*, **8**, pp. 15-19 (2002).
- Chen, C., Habert, G., Bouzidi, Y. and et al. "Environmental impact of cement production: detail of the different processes and cement plant variability evaluation", *Journal of Cleaner Production*, **18**(5), pp. 478-485 (2010).
- Li, C., Gong, X.Z., Cui, S.P. and et al. "CO2 emissions due to cement manufacture", *Materials Science Forum*, **685**, pp. 181-187 (2011).
- Kaminetzky, D.V. and Stivaros, P.C. "Early-age concrete: Construction loads, behavior, and failures", *Concrete International*, **16**(1), pp. 58-63 (1994).
- Santiago, S.D. and Hilsdorf, H.K. "Fracture mechanisms of concrete under compressive loads", *Cement and Concrete Research*, **3**(4), pp. 363-388 (1973).
- Kenneth, R.L. and Floyd, O.S. "Autogenous healing of cement paste", *ACI Journal Proceedings*, **52**(6), pp. 52-63 (1956).

22. Whitlam, E. "Autogeneous healing of concrete in compression", *The Structural Engineer*, **32**, pp. 235-243 (1954).
23. Kan, L.L., Shi, H.S., Sakulic, A.R. and et al. "Self-healing characterization of engineered cementitious composite materials", *ACI Materials Journal*, **107**(6), pp. 617-624 (2010).
24. Sahmaran, M., Keskin, S., Ozerkan, G. and et al. "Self-healing of Mechanically-Loaded self-consolidating concrete with high volumes of fly ash", *Cement and Concrete Composites*, **30**(10), pp. 872-879 (2008).
25. Granger, S.A., Loukili, M., Pijaudier-Cabot, G. and et al. "Experimental characterization of self-healing of cracks in an ultra high performance cementitious materials: Mechanical tests and acoustic emission analysis", *Cement and Concrete Research*, **37**, pp. 519-527 (2007).
26. Madandust, R., Ranjbar, M. and Gholampur, M. "Compressive strength of concrete after initial loading with different treatment conditions", 3rd International Conference on Civil Engineering, Architecture and Urban Planning, Kuala Lumpur - Malaysia, University of Science and Technolog (In Persian) (2011).
27. Siddique, R. and Kaur, D. "Properties of concrete containing ground granulated blast furnace slag (GGBFS) at elevated temperatures", *Journal of Advanced Research*, **3**(1), pp. 45-51 (2012).
28. Reza Zadeh, J. and Kohani, R. "Investigation of the mechanical properties and coupling strength of geopolymeric mortars based on slag containing short metal fibers to the substrate concrete", Jahad Daneshgahi High Tech Institute, Rasht (In Persian) (2021).
29. Bondar, D., Lynsdale, C.J., Milestone, N.B. and et al. "Effect of adding mineral additives to alkali-activated natural pozzolan paste", *Construction and Building Materials*, **25**(6), pp. 2906-2910 (2011).
30. Davidovits, J. "Geopolymer chemistry and properties", *In Proceedings of the 1st International Conference on Geopolymer*, **88**, pp. 25-48 (1988).
31. Palomo, A., Blanco-Varela, M.T., Granizo, M.L. and et al. "Chemical stability of cementitious materials based on metakaolin", *Cement and Concrete Research*, **29**(7), pp. 997-1004 (1999).
32. Ghadaki, V. and Sharbatdar, M. "Experimental evaluation of the effects of ingredients ratio, combination of slag and zeolite as Precursor and Emboss fiber on the strength characteristics of geopolymer mortar", *Sharif Journal of Civil Engineering*, **37.2**(2-2), pp. 73-84 (In Persian) (2021).
33. Brown, R., Shukla, A. and Natarajan, K.R. "Fiber Reinforcement of Concrete Structures", University of Rhode Island, URTIC PROJECT, No. 536101 (2002).
34. Van Jaarsveld, J.G.S., Van Deventer, J.S.J. and Lukey, G.C. "The effect of composition and micro silica and Styrene-Butadiene Latex additives at different ratios", *Construction and Building Materials*, **201**, pp. 257-267 (2019).

افزایش دقت رویکرد پردازش تصویر دوبعدی جهت تخمین منحنی‌های تنش - کرنش در آزمایش‌های سه‌محوری

حسین جهان‌خواه* (دانشیار)

سپهر نظری (کارشناسی ارشد)

جواد جلیلی (استادیار)

پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

مهندسی عمران شریف، پاییز ۱۴۰۱
دوره ۲ - ۳۸، شماره ۳/۲، ص. ۵۵-۶۵ (پژوهشی)

در مطالعه‌ی حاضر، با پردازش تصاویر نمونه‌ی سه‌محوری در حین آزمایش، تغییرات قطر و حجم آن با دقت مناسب برآورد شده و جهت راستی‌آزمایی روش پیشنهادی، مقایسه‌ی میان نتایج آن با نتایج ثبت شده از طریق اندازه‌گیری‌های متداول آزمایشگاهی انجام پذیرفته است. مقایسه‌ی اخیر نشان داد که نتایج آزمایش‌های سه‌محوری تحکیم‌یافته‌ی زهکشی شده بر روی نمونه‌های خاک اشباع در هر دو روش ذکر شده، تطابق قابل قبولی داشتند. دستاورد نخست پژوهش حاضر، دستیابی به دقت تخمین تغییرات حجم، در حد رویکردهای پردازش تصویر سه‌بعدی، علیرغم استفاده از پردازش تصویر دوبعدی است. به گونه‌ی که تا کرنش ۱۰ درصد، میزان خطای رویکرد پردازش تصویر، در محاسبه‌ی تغییرات حجم نمونه، نسبت به رویکرد متداول در محدوده‌ی ۱/۰۰٪ تا ۲/۰۰٪ بوده است. برای کرنش‌های بالاتر تا ۲۰ درصد، در بیشتر آزمایش‌ها، خطای رویکرد پردازش تصویر نسبت به رویکرد متداول تا محدوده‌ی ۵/۰۰٪ نیز رسیده است. دستاورد دوم، حذف فرایند واسنجی پیچیده از مراحل برداشت بوده است که روش مذکور را کاربردی می‌سازد. درنهایت، دستاورد سوم، امکان بررسی رفتارهای درون‌المانی با دقت مناسب بوده است.

واژگان کلیدی: پردازش تصویر، آزمایش سه‌محوری، تغییرات حجم نمونه، منحنی تنش - کرنش، تغییرات قطر نمونه.

۱. مقدمه

در طبیعت، خاک‌هایی که در معرض ساخت و سازهای عمرانی واقع می‌شوند و خصوصیات مهندسی آنها باید شناسایی شود، لزوماً در شرایط اشباع قرار ندارند. با توجه به تأثیر رطوبت اولیه‌ی نمونه‌ی خاک در رفتار آن، لازم است که در آزمایشگاه نیز همان شرایط طبیعی خاک شبیه‌سازی شود. یکی از چالش‌های عمده‌ی غیراشباع بودن نمونه‌ی خاک در آزمایشگاه، بالا بودن هزینه‌ی تجهیزات اندازه‌گیری تغییرات قطر نمونه در طول بارگذاری است. میزان تغییر حجم ناشی از بارگذاری در خاک‌های غیراشباع به دلیل وجود هوا برابر با میزان آب خروجی نخواهد بود و تجهیزات متداول از برآورد آن عاجزند.^[۱] نیاز به دانش تخصصی پیشرفته جهت تفسیر رفتار خاک‌های غیراشباع نیز از دیگر عوامل چشم‌پوشی از انجام آزمایش‌های غیراشباع و اقبال آزمایشگاه‌ها به اشباع ساختن نمونه‌ها در هر حال است. این در حالی است که وجود هوا در خاک غیراشباع باعث به وجود آمدن مکش بافتی می‌شود و با اشباع کردن

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۱/۲۸، اصلاحیه ۱۴۰۱/۴/۱۲، پذیرش ۱۴۰۱/۴/۲۹

DOI:10.24200/J30.2022.60142.3089

h.jahankhah@iiees.ac.ir
sepehr.nazari@stu.iiees.ac.ir
jalili@iiees.ac.ir

خاک غیراشباع، نیروی مذکور نادیده گرفته می‌شود و مشخصات به دست آمده از آزمایش اشباع شده با مقدار واقعی آن (خاک غیراشباع) متفاوت خواهد بود.^[۲-۴] به همین دلیل برای ارزیابی رفتار خاک غیراشباع و یا اشباع، روش‌هایی اقتصادی‌تر از روش‌های اندازه‌گیری مکانیکی و بر مبنای پردازش تصویر ارائه شده است. مجموعه‌ی مطالعاتی که در زمینه‌ی آزمایش‌های سه‌محوری با استفاده از پردازش تصویر صورت گرفته است را می‌توان به سه بخش: پردازش تصویر با استفاده از اشعه‌ی ایکس، پردازش تصویر به صورت سه‌بعدی و پردازش تصویر به صورت دوبعدی تقسیم‌بندی کرد. در ادامه، ادبیات فنی مربوط به هر سه بخشی که پیشتر به آن‌ها اشاره شده است؛ به صورت گذرا ارائه شده است. جهت رعایت اختصار، در هر بخش از میان مطالعات صورت گرفته توسط پژوهشگران، به ۵ نمونه‌ی پژوهش اشاره شده است. لنویر^۱ و همکاران (۲۰۰۷)، با استفاده از رویکرد اشعه‌ی ایکس توانستند نحوه‌ی تشکیل باند برشی یا خط گسیختگی را در طول بارگذاری نمونه اندازه‌گیری کنند.^[۵] اوتانی^۲ و همکاران (۲۰۰۵) و هیگو^۳ و همکاران (۲۰۱۲) نیز با استفاده از رویکرد اشعه‌ی ایکس، نحوه‌ی تشکیل خط گسیختگی در طول نمونه، تغییرات

شکل موضعی و تغییرات حجم موضعی در طول بارگذاری را محاسبه کردند.^[۷۶] کرمی^۴ و همکارانش (۲۰۱۵)، نیز توانستند نحوه‌ی تشکیل باند برشی، نحوه‌ی متراکم شدن نمونه‌ی ماسه‌یی، اتساع و شکستگی دانه‌ها را در تنش‌های تحکیمی بالا توسط تصویربرداری با اشعه‌ی ایکس بررسی کنند.^[۸] چنگ^۵ و همکارانش (۲۰۲۰)، با توسعه‌ی یک دستگاه سه‌محوری و روش‌های پیشرفته‌ی اشعه‌ی ایکس، رفتار دینامیکی دانه‌های خاک را در مقیاس میکرو بررسی کردند.^[۹] ژنگ^۶ و همکاران (۲۰۱۵)، با استفاده از چندین دوربین در موقعیت‌ها و جهت‌گیری‌های متفاوت نسبت به نمونه و دستگاه سه‌محوری، با استفاده از یک صفحه‌ی کالیبراسیون مش‌بندی شده‌ی دقیق برای تبدیل واحد پیکسل به میلی‌متر، حجم کل و تغییرات حجم نمونه‌ی غیراشباع در طول بارگذاری را به صورت سه‌بعدی اندازه‌گیری کردند.^[۱۰]

ریچماچر^۷ (۲۰۰۹) و ونگ^۸ و همکاران (۲۰۲۰)، در مطالعات مشابه با استفاده از دو دوربین، صفحات واسنجی شطرنجی و استوانه‌یی، تغییرات حجم و تغییرات تنش نمونه در طول بارگذاری را به صورت سه‌بعدی اندازه‌گیری کردند.^[۱۱] لین لی^۹ و همکارانش (۲۰۲۱)، تغییرات غیریکنواخت نمونه را که یکی از چالش‌های اساسی پژوهشگران است، با استفاده از نقاط دایره‌یی شکل ماتریسی که بر روی غشاء قرار گرفته و یک نرم‌افزار مخصوص در پردازش تصاویر سه‌بعدی، اندازه‌گیری کردند.^[۱۲] فایک^{۱۰} و همکاران (۲۰۲۰)، با استفاده از عکس‌برداری در جهت‌های مختلف نمونه و صفحه‌ی مش‌بندی‌شده با نقاط مشکی‌رنگ به فاصله‌ی مشخص از هم، که بر روی غشاء نمونه قرار گرفته بود، حجم مطابق نمونه در طول بارگذاری را اندازه‌گیری کردند.^[۱۳]

میکری^{۱۱} و همکاران (۱۹۹۷)، با استفاده از یک دوربین در فاصله‌ی معین از نمونه و دستگاه سه‌محوری، تغییرات حجم نمونه را به صورت دوبعدی اندازه‌گیری کردند.^[۱۴] باقریه^{۱۲} و همکاران (۲۰۰۹)، با استفاده از روش لبه‌یابی، با یک دوربین در فاصله‌ی معین از نمونه و دستگاه سه‌محوری و استفاده از ۴ استوانه به اندازه‌های مختلف در بخش واسنجی، تغییرات حجم نمونه تحت حالت اشباع را اندازه‌گیری کردند.^[۱۵] در جدیدترین مطالعات با رویکردهای دوبعدی، تغییر شکل‌های خاک‌های ماسه‌یی اشباع توسط کوزکی^{۱۳} (۲۰۱۸)، با روش پردازش تصویر مستقیم و غیرمستقیم اندازه‌گیری شده است.^[۱۶] ساچان^{۱۴} و همکاران (۲۰۰۷)، با استفاده از یک دوربین در فاصله‌ی معین از نمونه و صفحه‌ی مش‌بندی‌شده با نقاط دایره‌یی شکل، معادله‌ی خط باند برشی نمونه که ناشی از تغییر شکل نمونه در طول بارگذاری فشاری است، را با استفاده از روش پردازش تصویر به صورت دوبعدی اندازه‌گیری و مشخصاتی شامل: زاویه‌ی اصطکاک داخلی و چسبندگی خاک موردنظر را استخراج کردند.^[۱۷] دانگ^{۱۵} و همکاران (۲۰۱۴)، با استفاده از یک دوربین و صفحه‌ی مش‌بندی شده با قطعات مربعی شکل، تغییرات تنش - کرنش نمونه در طول بارگذاری را اندازه‌گیری کردند.^[۱۸]

مطابق جمع‌بندی حاصل از مطالعات ارائه شده در بخش ادبیات فنی، هر چه فرایند استفاده شده در تصویربرداری، شامل: روش تصویربرداری، تعداد ادوات ثبت تصویر همزمان، نحوه‌ی نورپردازی و نحوه‌ی کالیبراسیون به سمت سادگی سوق داده شده است، از دقت نتایج حاصل کاسته شده است. به گونه‌یی که نتایج گزارش شده در رویکرد تصویربرداری دوبعدی با یک دوربین، کمترین دقت را در پی داشته است. همچنین در رویکردهای دوبعدی مطرح شده، فرایند واسنجی به گونه‌یی بوده است که امکان پیاده‌سازی آن در آزمایشگاه‌های موجود در صنعت ساختمان، به سختی امکان‌پذیر است. این امر امکان بهره‌مندی از مزایای رویکرد پردازش تصویر در فرایندهای متداول صنعتی را با دشواری مواجه ساخته و رویکرد مذکور عملاً در صنعت جایگاه خود را نیافته است. هدف اصلی پژوهش حاضر، ارائه‌ی راهکاری

است که با حفظ دقت و حذف یا کاهش مشکلات پیش گفته، امکان پیاده‌سازی در صنعت را داشته باشد. برای این منظور در نظر است ضمن حفظ سادگی استفاده از رویکرد پردازش تصویر دوبعدی، دقت آن در برآورد تغییرات حجم نمونه در حد رویکردهای سه‌بعدی افزایش یابد.

در پژوهش حاضر، با استفاده از یک دوربین از نمونه‌های متفاوت خاک در دستگاه آزمایش سه‌محوری در حین بارگذاری، تصویربرداری انجام شده و ۶ نمونه‌ی خاک اشباع به صورت زهکشی شده در دستگاه سه‌محوری متداول (فاقد تجهیزات مکانیکی اندازه‌گیری خصوصیات خاک غیراشباع) آزمایش تحکیم‌یافته‌ی زهکشی شده قرار گرفته‌اند. با انجام آزمایش زهکشی شده بر روی نمونه‌ی اشباع، امکان اندازه‌گیری تغییر حجم نمونه از طریق ادوات مکانیکی دستگاه نیز امکان‌پذیر است. در هر ۶ نمونه، که پیشتر به آن اشاره شده است، ۳ نمونه با چگالی نسبی بالا و ۳ نمونه با چگالی نسبی متوسط در نظر گرفته شده‌اند. هر نمونه به صورت جداگانه بارگذاری و اطلاعات مربوط به تغییرات حجم و قطر آن، هم از طریق تجهیزات مکانیکی دستگاه و هم با پردازش تصویر به روش ارائه شده در مطالعه‌ی حاضر، استخراج و مقایسه شده است. همچنین از اطلاعات به دست آمده، منحنی تنش کل - کرنش با دقت مناسب به دست آمده است. هر چند نوشتار حاضر به بیان نتایج آزمون‌های صورت گرفته بر نمونه‌های اشباع جهت نشان دادن کارایی روش پیشنهادی بسنده کرده است، لیکن روش مذکور بر روی نمونه‌های غیراشباع نیز قابل استفاده است. با توجه به پیش نیازهای محاسبات تنش مؤثر و عدم فراهم بودن آن‌ها در بسیاری از موارد، کماکان محاسبات تنش کل در تعیین رفتار خاک‌های غیراشباع، کاربرد مهندسی فراوانی دارند. در حال حاضر با امکانات موجود بسیاری از آزمایشگاه‌های فنی و مهندسی، امکان اندازه‌گیری دقیق منحنی رفتاری تنش کل برای خاک غیراشباع بکرو وجود ندارد، که ناشی از صعوبت اندازه‌گیری تغییرات دقیق قطرها و ارتفاع نمونه‌هاست. یکی از کاربردهای اصلی چارچوب پیشنهادی نوشتار حاضر، رفع مشکل اخیر با فراهم ساختن امکان همسان‌سازی رفتار مدل‌های رایانه‌یی با رفتار نمونه‌های خاک است. با استفاده از منحنی‌های رفتاری تنش کل حاصل از روش پیشنهادی، پارامترهای تغییرشکلی و مقاومتی متناظر با وضعیت خاک با دقت مناسب واسنجی خواهند شد. با به‌کارگیری پارامترهای تنش کل مذکور، می‌توان در نرم‌افزارهای محاسبات مهندسی همچون محاسبات تعادل حدی پایداری شیب و یا محاسبات عددی، مدل‌های رفتاری متناظر با رفتار تنش کل را واسنجی کرد. در واقع روش پیشنهادی قادر خواهد بود تغییرات حجم و تغییرات منحنی تنش - کرنش نمونه‌ی هرگونه خاکی را تحت شرایط بکرو اولیه‌ی خودش و با روشی آسان، اقتصادی، و با دقت قابل قبول محاسبه کند. متناسب با هدف پژوهش حاضر، که در عنوان نیز به آن اشاره شده است، جهت افزایش سهولت و دقت برداشت نسبت به روش‌های متداول پردازش تصویر دوبعدی، گام‌هایی در پیش گرفته شده است که نوآوری‌های پژوهش حاضر را شکل می‌دهد.

نخست، استفاده از ارتفاع ثبت شده توسط ال‌وی‌دی تی^{۱۶} دستگاه، در مراحل بارگذاری، به جای محاسبه‌ی آن از پردازش تصویر است. این امر موجب می‌شود خطاهای محاسباتی پردازش تصویر فقط به محاسبه‌ی قطر منحصر و ارتفاع با خطای کمتری برآورد شود. دوم آنکه، در محاسبه‌ی حجم اولیه، به جای محاسبه از پردازش تصویر، مقدار به دست آمده از اندازه‌گیری قبل از آزمایش مبنا قرار گرفته است که این امر نقطه‌ی شروع نمودارها را بر هم منطبق می‌کند. سوم آنکه، در فرایند واسنجی از اندازه‌گیری‌های قبل از آزمایش که با روابط آیین‌نامه‌ی ASTM-D7۱۸۱ تصحیحات مربوط به فرایندهای اشباع و تحکیم روی آن‌ها انجام شده، استفاده شده است. رویکرد پیشنهادی، ضرایب واسنجی، که مربوط به تعیین مقیاس هر پیکسل

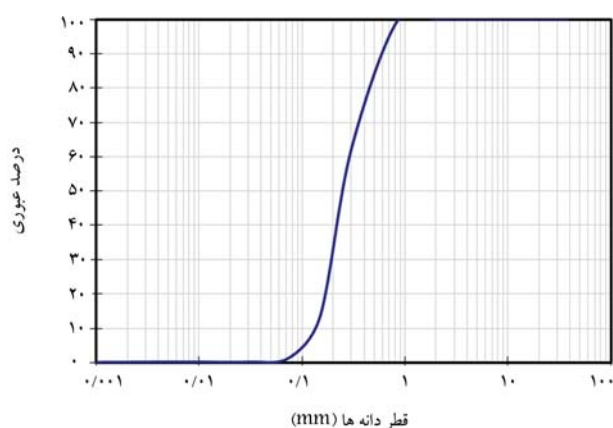
شده است. ضرایب C_c و C_u برای ماسه‌ی S۱۶۱، مطابق جدول ۱، به ترتیب برابر $۸۸/۰^\circ$ و $۸۷/۱$ بوده و چگالی ویژه‌ی دانه‌ها مقداری برابر با $۲/۶۴$ داشته است. منحنی دانه‌بندی ماسه‌ی فیروزکوه در شکل ۲ مشاهده می‌شود که مطابق آن، چون ضریب انحناء خاک موردنظر کوچک‌تر از ۱ بوده است، دانه‌بندی به صورت یکنواخت و بد است.^[۲۰]

۳.۲. دوربین

دوربین استفاده شده در آزمایش کنونی از نوع کانن (D۶۵۰) با وضوح ۲۰ مگاپیکسل و بزرگ‌نمایی ۳ بوده است. عکس‌برداری هر ۱۵ ثانیه یک‌بار با فاصله‌ی کانونی ۵۵ میلی‌متر و قاب عکس‌برداری ۵۱۸۴×۳۴۵۶ پیکسل صورت گرفته است. دوربین مذکور از طریق کابل‌های USB^{۱۷} به رایانه متصل و پس از قرارگیری دوربین بر روی سه پایه و ثابت کردن محل قرارگیری آن، دوربین نسبت به دستگاه سه‌محوری تراز شده است. برای عکس‌برداری خودکار از نمونه حین بارگذاری، یک زمان‌سنج رقومی بر روی دوربین تجهیز شده است. در آزمایش‌های پژوهش حاضر، بعد از تنظیم زمان بین دستگاه داده‌بردار و زمان‌سنج دوربین، بارگذاری و عکس‌برداری با نرخ کرنش ۱ میلی‌متر بر دقیقه انجام شده است.

۴.۲. نورپردازی

در پژوهش حاضر، برای ایجاد یک نورپردازی مناسب از ساده‌ترین ابزار (یک چراغ مطالعه) در پشت دوربین استفاده شده است. در ابتدا، دوربین بر روی سه پایه جای‌گذاری شد. این مجموعه باید تا حد امکان به دستگاه سه‌محوری و نمونه نزدیک



شکل ۲. منحنی دانه‌بندی ماسه‌ی فیروزکوه.

جدول ۱. مشخصات ماسه‌ی فیروزکوه.

$۲/۶۴$	چگالی نسبی دانه‌های جامد G_s
$۸۸/۰^\circ$	ضریب انحناء C_c
$۸۷/۱$	ضریب یکنواختی C_u
$۸۳/۰^\circ$	نسبت تخلخل بیشینه e_{max}
$۵۲/۰^\circ$	نسبت تخلخل کمینه e_{min}
$۲۳mm/۰^\circ$	بزرگترین قطری که ۵۰ درصد ذرات خاک از آن ریزتر هستند (D_{50}).

بر حسب میلی‌متر است، را با دقت مناسبی به دست می‌دهد، بدون اینکه نیازی به فرایندهای پیچیده‌ی واسنجی باشد. در ادامه، به ترتیب به معرفی دستگاه سه‌محوری، مصالح آزمایش، دوربین، نورپردازی، فرایند آماده‌سازی نمونه و انجام آزمایش، نرم افزارهای استفاده شده در رویکرد پردازش تصویر پرداخته و در آخر، نتایج حاصل از روش پردازش تصویر پیشنهادی با نتایج حاصل از رویکرد متداول یا سنتی در برآورد منحنی‌های تنش - کرنش مقایسه شده است.

۲. تصویربرداری از آزمایش‌های سه‌محوری

۱.۲. دستگاه سه‌محوری

دستگاه سه‌محوری، خصوصیات تغییرشکل و مقاومت برشی خاک را در حالت‌های مختلف زهکشی اندازه‌گیری می‌کند. نمونه‌ی استوانه‌ای شکل خاک در دستگاه سه‌محوری، ابتدا با فشار همه‌جانبه‌ی محفظه که معمولاً به واسطه‌ی سیالی چون آب به نمونه منتقل می‌شود، به شرایط تنش اولیه در محل نزدیک می‌شود. سپس نمونه با اهرم بارگذاری قائم تحت فشار محوری واقع می‌شود. تنش فشاری، موجب شکل‌گیری تنش برشی و گسترش آن در درون نمونه می‌شود.^[۱۴] در دستگاه‌های مخصوص انجام آزمایش سه‌محوری، با توجه به ظرفیت بارگذاری دستگاه و نوع خاک موردآزمایش، امکان افزایش بارگذاری و بررسی تغییرشکل تا لحظه‌ی شکل‌گیری ناحیه‌ی لغزش در نمونه (باند برشی) وجود دارد. نمونه‌ی سه‌محوری معمولاً درون یک غشاء لاستیکی قرار داده می‌شود تا بتوان تغییر رطوبت و زهکشی آن را با شیرهای دو انتهای نمونه کنترل کرد. اندازه‌گیری‌های مکانیکی متداول در دستگاه سه‌محوری، شامل ثبت تغییرات ارتفاعی نمونه و تغییرات حجم آن در صورت اشباع بودن نمونه است.^[۲۰] در شکل ۱، دستگاه سه‌محوری استفاده شده در مطالعه‌ی حاضر مشاهده می‌شود. مقدار تغییر ارتفاع نمونه توسط جابه‌جایی‌سنج قائم آنالوگ با دقت $۰/۱^\circ$ میلی‌متر و مقدار تغییر حجم آن توسط لوله‌ی مدرج حاوی حسگر اندازه‌گیری فشار سربار آب داخل لوله‌ی مدرج با دقت $۰/۱^\circ$ سی‌سی اندازه‌گیری می‌شود.

۲.۲. مصالح موردآزمایش

خاک استفاده شده در آزمایش‌ها، ماسه‌ی استاندارد فیروزکوه S۱۶۱ بوده است، که دانه‌بندی یکنواختی داشته و از نوع شکسته‌ی سیلیسی بوده است که به شکل صنعتی و توسط سنگ‌شکن در شمال کشور تولید می‌شود. ماسه‌ی S۱۶۱، رنگ زرد طلایی دارد و آزمایش دانه‌بندی آن بر مبنای استاندارد ASTM D۴۲۲ انجام



شکل ۱. دستگاه سه‌محوری و تجهیزات آن.

باشد تا کیفیت عکس‌ها افزایش یابد. بعد از این مرحله، چراغ مطالعه طوری در پشت دوربین تنظیم شد که لبه‌های اطراف نمونه به خوبی توسط دوربین قابل رؤیت باشند.

۵.۲. روند انجام آزمایش‌ها

در پژوهش حاضر، مجموعاً ۶ آزمایش زهکشی‌شده بر روی نمونه‌های اشباع صورت گرفته است، که ۳ نمونه با چگالی نسبی ۸۵٪ و وزن مخصوص خشک ۱/۶۸ گرم بر سانتی‌مترمکعب و ۳ نمونه با چگالی نسبی ۵۰٪ و وزن مخصوص خشک ۱/۵۷ گرم بر سانتی‌مترمکعب آماده و همگی در ۵ لایه با ضربات چکش متراکم شدند. حجم لایه‌ها با ترسیم خطوط تقسیم‌کننده‌ی غشاء به ۵ قسمت مساوی کنترل شد، به نحوی که تراکم هر لایه تا تطبیق سطح کوبیده شده با مرز لایه ادامه یافته است. وزن ماسه‌ی خشک با توجه به چگالی نسبی هدف محاسبه و تعیین شده است. برای اشباع نمونه، پس از نیم ساعت عبور CO_2 از نمونه، به مدت نیم ساعت نیز آب هوازدایی شده از نمونه عبور داده شد. سپس فشار ۱۰۰ کیلوپاسکالی از دو طرف به نمونه اعمال شد تا ضریب فشار آب حفره‌ی اسکیمتون برابر با ۹۵٪ درصد و یا بیشتر شود. نمونه‌های مذکور پس از ساخت و اشباع شدن، با فشار محدودکننده‌ی ۱۰۰، ۲۰۰ و ۴۰۰ کیلوپاسکال تحکیم یافتند و سپس تحت بار فشاری محوری با نرخ کرنش ۱ میلی‌متر بر دقیقه قرار گرفتند. برای جلوگیری از تغییر شکل‌های ناهمگن و غیرمتقارن، در دو سوی نمونه از آلماهای ضد اصطکاک استفاده شده است. بدین منظور در هر انتهای نمونه از دو غشاء سوراخ‌دار با سطح مقطع برابر با نمونه که بین آنها به گریس آغشته بود، استفاده شده است. ارتفاع و قطر اسمی نمونه‌ی ساخته شده ۱۰۰ و ۵۰ میلی‌متر بوده است. قطر دقیق نمونه با استفاده از کولیس با دقت ۰/۱ میلی‌متر در ۲۰ رقوم ارتفاعی متفاوت در دو جهت و ارتفاع نمونه با استفاده از خط‌کش در ۵ قسمت مختلف اندازه‌گیری شده است. برای مشخص شدن قسمت فوقانی و انتهایی نمونه در عکس‌های گرفته شده توسط دوربین، همانند شکل ۳، از چسب‌های نواری مشکی رنگ استفاده شده است، که باید به صورت دقیق بین حد فاصل سنگ متخلخل و نمونه قرار گیرند.

۳. پردازش تصاویر

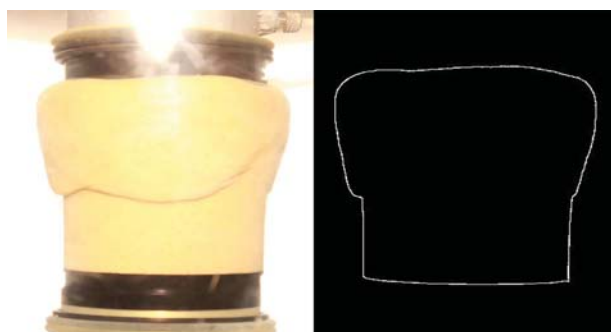
پس از عکس‌برداری از آزمایش‌ها، با استفاده از نرم‌افزارهای فتوشاپ^{۱۸} و متلب^{۱۹}، مراحل ویرایش و تحلیل تصاویر صورت گرفته است. در پژوهش حاضر، با استفاده از الگوریتم لبه‌یابی سعی شده است تا تغییرات قطری نمونه در طول بارگذاری برآورد شود. این تغییرات برای برآورد صحیح از منحنی تغییرات تنش - کرنش نمونه در طول بارگذاری ضروری‌اند. در ادامه، به معرفی نرم‌افزارهای استفاده‌شده و روند تحلیلی نوشتار حاضر اشاره شده است.

۱.۳. نرم‌افزارهای متلب و فتوشاپ

پردازش تصاویر با استفاده از امکانات پردازش تصویر در نرم‌افزار متلب صورت گرفته است. تبدیل تصاویر به نوع مقیاس خاکستری، اولین مرحله‌ی پردازش تصویر است. کد تهیه شده در نرم‌افزار متلب، تصویر خاکستری را به عنوان یک ماتریس دو بُعدی ذخیره می‌کند، جایی که هر عنصر ماتریس مربوط به یک پیکسل تصویر است. عناصر موجود در ماتریس، سطوح مختلف خاکستری را نشان می‌دهند. کمینه و بیشینه‌ی سطوح روشنایی در تصاویر ۰ و ۲۵۵ است که به ترتیب سیاه و سفید را نشان می‌دهند. با استفاده از کدنویسی، تصاویر خاکستری به تصاویر باینری^{۲۰} تبدیل شدند. سپس برای افزایش دقت در انجام محاسبات، دستوری برای حذف اغتشاش‌ها در تصاویر در نظر گرفته شده است. پس از تبدیل تصویر رنگی به تصویر باینری، برای تشکیل لبه‌های اطراف نمونه، سطحی از روشنایی در تصویر تعریف و در ادامه، لبه‌ی اطراف نمونه تشخیص داده شد. در کنار نرم‌افزار متلب از نرم‌افزار فتوشاپ نیز برای ویرایش عکس‌ها و تشخیص ناحیه‌ی متمایز در تصاویر استفاده شده است. نمونه‌یی از آلما لبه‌یابی شده با استفاده از تصاویر برداشتی در انتهای آزمایش در شکل ۴ ارائه شده است.

۲.۳. کالیبراسیون

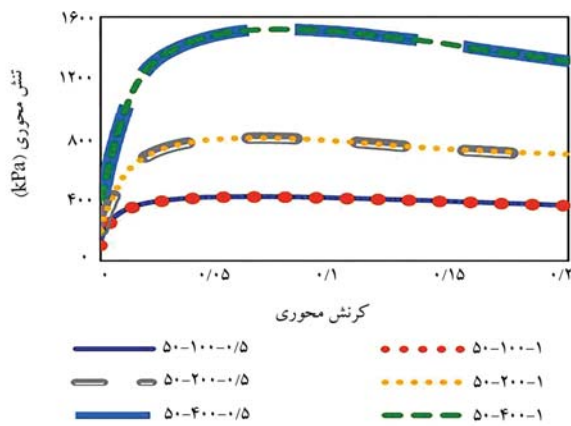
برای تبدیل واحد پیکسل به میلی‌متر، در پژوهش حاضر از یک روش ترکیبی استفاده شده است. تغییرات ارتفاع در زمان آماده‌سازی نمونه، شامل مراحل: اشباع‌سازی، تحکیم، و بارگذاری محوری توسط جابه‌جایی‌سنج‌های مکانیکی اندازه‌گیری و توسط داده‌بردار ثبت شده است. به همین دلیل برای افزایش دقت در محاسبات، تغییرات ارتفاع از ثبات دقیق مکانیکی قرائت و از پردازش تصویر فقط برای رصد تغییرات قطر استفاده شده است. این رویکرد ترکیبی در ادامه باعث کاهش خطاها شده است. زیرا از میان متغیرهای مورد نیاز در تخمین حجم، یعنی ارتفاع و قطر، خطاهای پردازش تصویر فقط در محاسبه‌ی قطر وارد محاسبات شده و برآورد ارتفاع با دقت بسیار بالاتری صورت گرفته است. این رویکرد، از جوه تمایز چارچوب پیشنهادی نوشتار حاضر با سایر رویکردهای پردازش تصویر دو بُعدی است که منجر به کاهش خطای برآورد حجم در حد رویکردهای سه بُعدی شده است. همان‌طور که در قسمت‌های قبل اشاره شد، قطر نمونه‌ی مورد نظر بعد از آماده‌سازی، توسط کولیس در ۱۵ الی ۲۰ رقوم ارتفاعی مختلف اندازه‌گیری شده است. از میان قطرهای اندازه‌گیری شده، یک قطر میانگین برای شرایط اولیه‌ی نمونه در نظر گرفته شد. بلافاصله بعد از مشخص شدن قطر میانگین نمونه، دوربین و تجهیزات مرتبط در فاصله‌ی معین از دستگاه سه محوری و نمونه مستقر شدند. سپس از نمونه تحت شرایط اولیه عکس‌برداری و براساس الگوریتم لبه‌یابی پیشنهادی، لبه‌های اطراف نمونه توسط نرم‌افزار متلب مشخص شدند. بعد از تشخیص لبه‌های اطراف



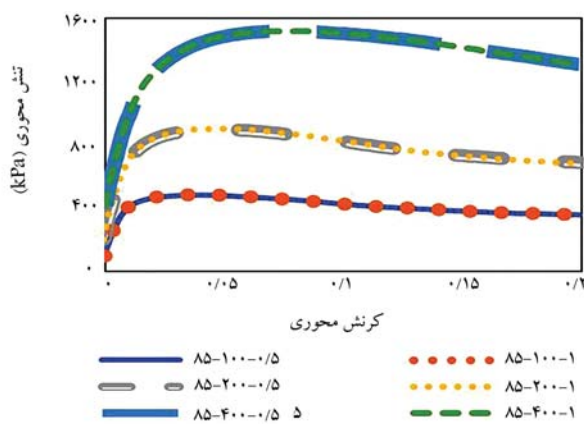
شکل ۴. تشخیص لبه‌ی اطراف نمونه با استفاده از نرم‌افزار متلب.



شکل ۳. نوار چسب‌های مشکی رنگ در بالا و پایین نمونه.



شکل ۵. مقایسه‌ی منحنی تنش - کرنش آزمایش سه‌محوری زهکشی شده بر روی نمونه‌ی اشباع با چگالی نسبی ۵۰٪ در فشارهای تحکیمی ۴۰۰، ۲۰۰ و ۱۰۰ کیلوپاسکال.



شکل ۶. مقایسه‌ی منحنی تنش - کرنش آزمایش سه‌محوری زهکشی شده بر روی نمونه‌ی اشباع با چگالی نسبی ۸۵٪ در فشارهای تحکیمی ۴۰۰، ۲۰۰ و ۱۰۰ کیلوپاسکال.

نسبی ۵۰ و ۸۵ درصد مشاهده می‌شوند. تغییرات حجمی اخیر، هم توسط رویکرد پردازش تصویر و هم مستقیماً توسط بورت مدرج (رویکرد متداول) اندازه‌گیری شده‌اند. چنانچه در تمامی نمودارها و از طریق هر دو رویکرد مشاهده می‌شود، هر چند رفتار حجمی تمامی نمونه‌ها در کرنش‌های کوچک ابتدایی اتساعی بوده است، لیکن پس از آن، رفتار حجمی به سمت انقباض پیش رفته و تا کرنش محوری ۲۰٪ نیز بر همین منوال باقی مانده است. مشاهده‌ی منحنی‌های ذکر شده در کنار منحنی‌های تنش - کرنش در شکل‌های ۵ و ۶، گویای رفتار نمونه‌های با چگالی نسبی بالا در ادبیات فنی رایج است.^[۲۱]

در هر دو شکل ۷ و ۸، در فشار تحکیمی ۲۰۰ کیلوپاسکال، از کرنش محوری ۱۰٪ به بعد، بین دو رویکرد برآورد پردازش تصویری و اندازه‌گیری مستقیم، تفاوت بارزی رخ داده است. در چگالی نسبی ۵۰٪، نمونه از کرنش ۱۰٪ به بعد در رویکرد پردازش تصویر شروع به اتساع کرده است، حال آنکه روال اندازه‌گیری مستقیم بر روال کاهش حجم ادامه یافته است. در چگالی نسبی ۸۵٪ نیز تفاوت رفتارها از کرنش ۱۰٪ آغاز و روال کاهش حجم با مقادیری متفاوت در دو رویکرد دنبال شده است. منشأ این تفاوت رفتاری، تغییرشکل‌هایی است که در پردازش تصویر به صورت دوبعدی رصد می‌شوند، لیکن جهت محاسبه‌ی تغییرشکل‌های سه‌بعدی

نمونه، تعداد پیکسل‌های قرارگرفته بین دو لبه محاسبه شد و یک قطر پیکسلی میانگین به دست آمد. بدین ترتیب قطر میانگین نمونه قبل از اشباع و تحکیم توسط کولیس و همچنین به صورت پیکسلی توسط نرم‌افزار متلب اندازه‌گیری شده است. از نسبت قطر میانگین میلی‌متری به قطر میانگین پیکسلی، یک ضریب تبدیل واحد پیکسل به میلی‌متر به دست آمده است؛ که در طول بارگذاری، تغییرات قطر پیکسلی که توسط نرم‌افزار محاسبه شده است، با استفاده از ضریب مذکور به میلی‌متر تبدیل شده است.

۴. راستی‌آزمایی روش پیشنهادی با مقایسه‌ی نتایج آزمایش‌ها

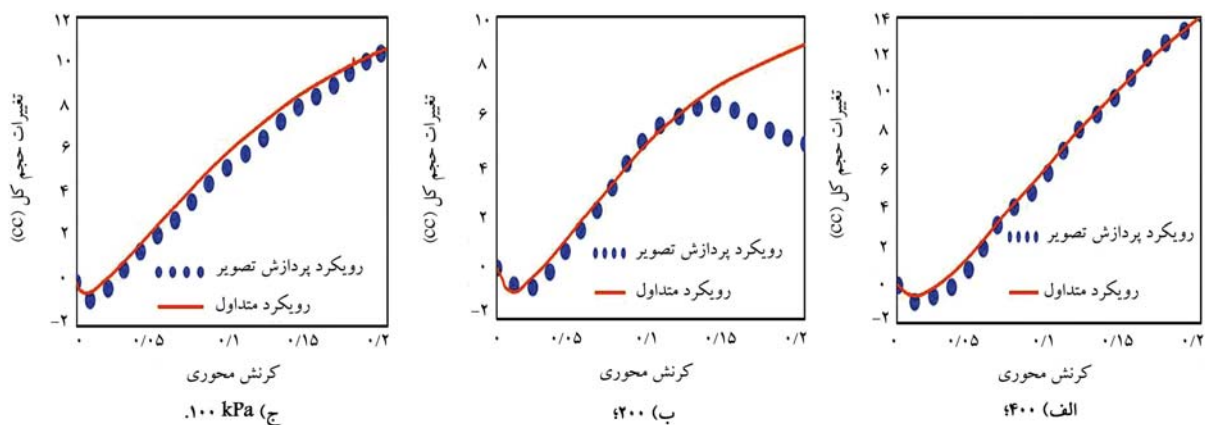
پس از انجام آزمایش‌های شرح داده شده در بخش ۲ نوشتار حاضر، میزان تغییر قطر نمونه در حین بارگذاری به دو روش به دست آمده است: ۱) از طریق اندازه‌گیری تغییر حجم با لوله‌ی مدرج و تغییر ارتفاع با جابه‌جایی‌سنج قائم و محاسبه‌ی تغییر قطر از تغییرات اخیر که در اینجا به آن رویکرد متداول اطلاق شده است؛ و ۲) به کمک پردازش تصویر. منحنی‌های تنش - کرنش با هر یک از دو رویکرد مذکور در ادامه مقایسه شده‌اند. همچنین تغییرات حجم حاصل از رویکرد پردازش تصویر با استفاده‌ی همزمان از تغییرات ارتفاعی اندازه‌گیری شده توسط جابه‌جایی‌سنج و تغییرات قطر از طریق پردازش تصویر محاسبه و با اندازه‌گیری مستقیم توسط بورت دستگاه سه‌محوری (رویکرد متداول) مقایسه شده است. در نهایت، مشتق منحنی تنش - کرنش که گویای تغییرات مدول تغییرشکل مماسی نمونه است، برای هر دو رویکرد متداول و پردازش تصویر ارائه شده است. همچنین پارامتر اخیر، در بیشتر مدل‌های رفتاری استفاده می‌شود.

۱.۴. مقایسه‌ی منحنی تنش - کرنش حاصل از رویکرد پردازش تصویر با رویکرد متداول

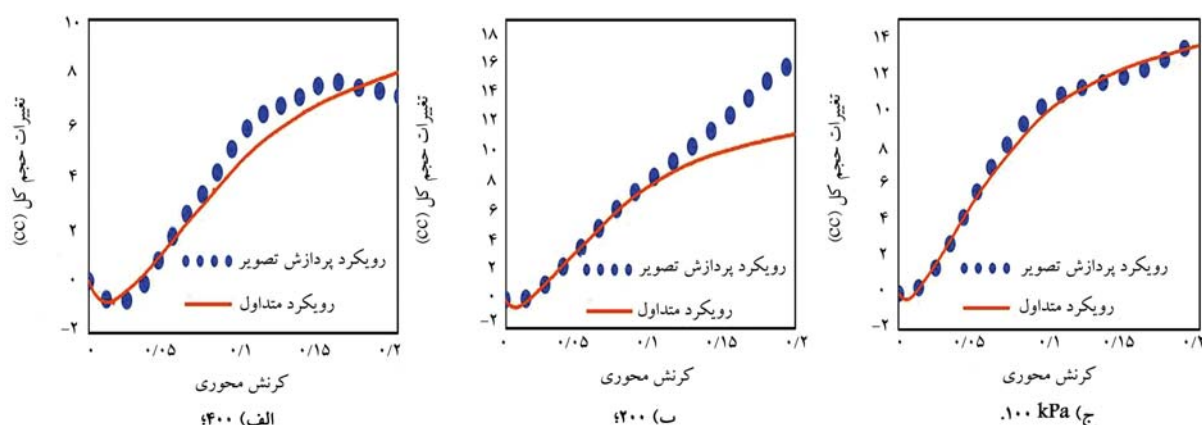
در شکل‌های ۵ و ۶، نمودارهای مربوط به مقایسه‌ی تغییرات منحنی تنش - کرنش با دو رویکرد پردازش تصویر و رویکرد متداول برای چگالی‌های نسبی به ترتیب ۵۰ و ۸۵ درصد مشاهده می‌شوند. چنانچه انتظار میرفت، با افزایش تنش تحکیمی، مقدار مقاومت برشی نمونه افزایش یافته است. همچنین از مقایسه‌ی دو شکل ۵ و ۶ مشخص است که در تنش تحکیمی یکسان نیز، مقاومت برشی پیشینه‌ی خاک با چگالی نسبی ۸۵٪ بیش از مقدار مشابه آن در خاک با چگالی نسبی ۵۰٪ است. در شکل‌های ۵ و ۶، هر نمودار با سه عدد مشخص شده است. عدد اول از سمت چپ، معرف چگالی نسبی، عدد دوم مربوط به فشار تحکیمی و عدد سوم نیز رویکرد متداول (۵/۰) یا رویکرد پردازش تصویر ۱ را نمایش می‌دهد. به عنوان مثال، نمودار ۵۰ - ۱۰۰ - ۵۰ مربوط به آزمایش با چگالی نسبی ۵۰٪، فشار تحکیمی ۱۰۰ کیلوپاسکال و مربوط به نتایج رویکرد متداول است. مطابق شکل‌های ۵ و ۶، در هر دو چگالی نسبی ۵۰ و ۸۵ درصد، رویکرد پردازش تصویر با خطایی قابل قبول در محدوده‌ی ۴/۰ درصد نسبت به رویکرد متداول قرار گرفته است. بدین ترتیب مشاهده می‌شود که رویکرد پردازش تصویر با دقت مناسب، امکان تفسیر خروجی آزمایش و به تبع آن، رسم منحنی تنش محوری - کرنش محوری در آزمایش سه‌محوری را فراهم ساخته است.

۲.۴. مقایسه‌ی تغییرات حجم برآورد شده از رویکرد پردازش تصویر با تغییرات حجم اندازه‌گیری شده (از رویکرد متداول)

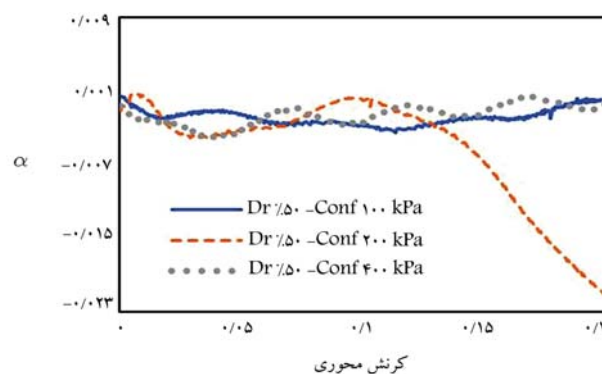
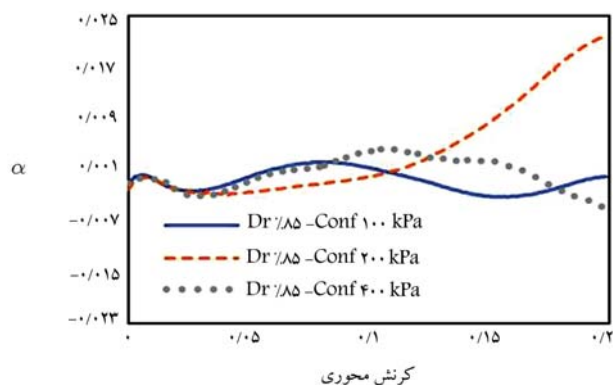
در شکل‌های ۷ و ۸، نمودارهای تغییرات حجم کل نمونه‌ی موردآزمایش در چگالی‌های



شکل ۷. مقایسه‌ی منحنی حجم کل آزمایش سه‌محوری زهکشی شده بر روی نمونه‌ی اشباع با چگالی نسبی ۵۰٪ در فشار تحکیمی.



شکل ۸. مقایسه‌ی منحنی حجم کل آزمایش سه‌محوری زهکشی شده بر روی نمونه‌ی اشباع با چگالی نسبی ۸۵٪ در فشار تحکیمی.



شکل ۹. اختلاف تغییرات حجم کل رویکرد پردازش تصویر نسبت به رویکرد متداول با چگالی نسبی ۵۰٪ در فشارهای تحکیمی ۱۰۰، ۲۰۰ و ۴۰۰ کیلوپاسکال.

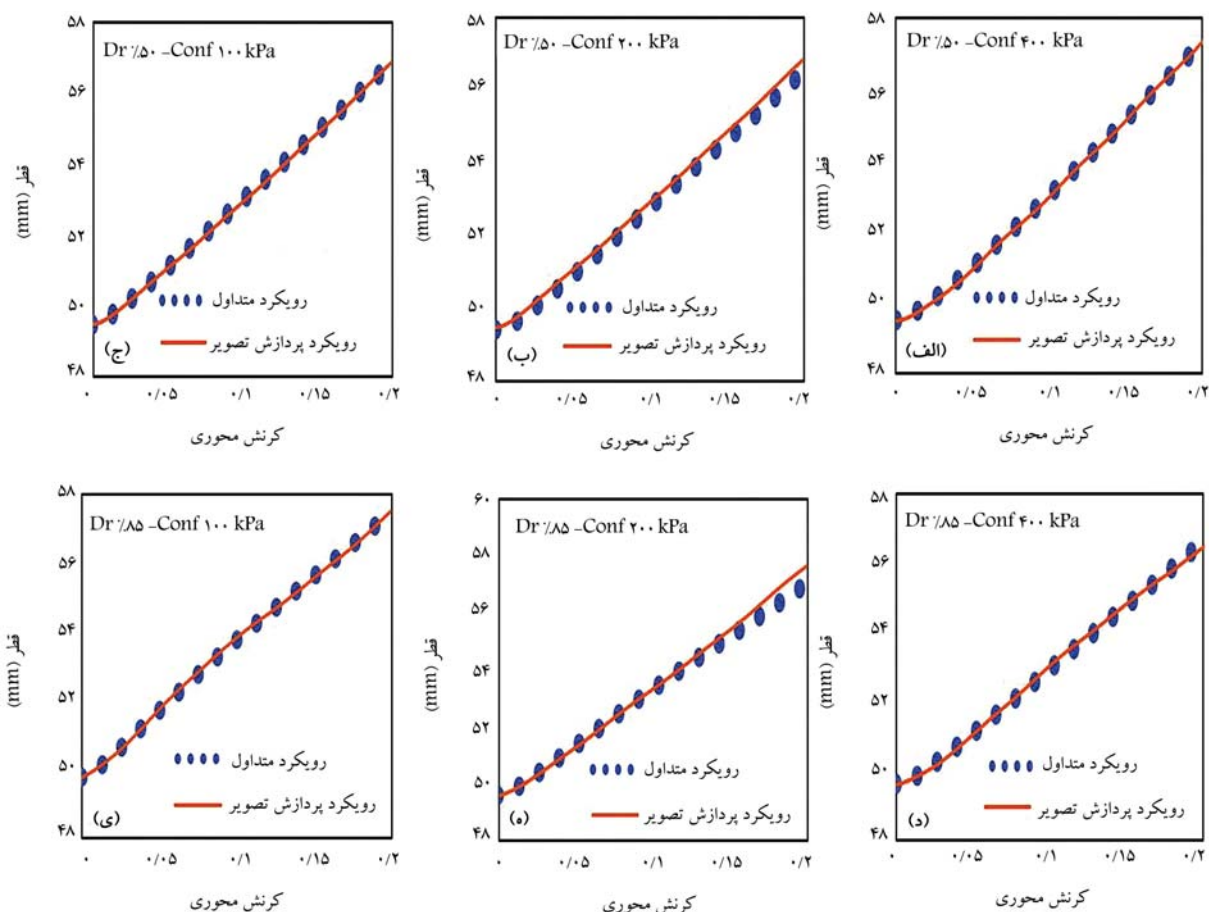
شکل ۱۰. اختلاف تغییرات حجم کل رویکرد پردازش تصویر نسبت به رویکرد متداول با چگالی نسبی ۵۰٪ در فشارهای تحکیمی ۱۰۰، ۲۰۰ و ۴۰۰ کیلوپاسکال.

محاسبات مبتنی بر دو رویکرد متفاوت، پارامتر آلفا مطابق با رابطه‌ی ۱ تعریف شده است.

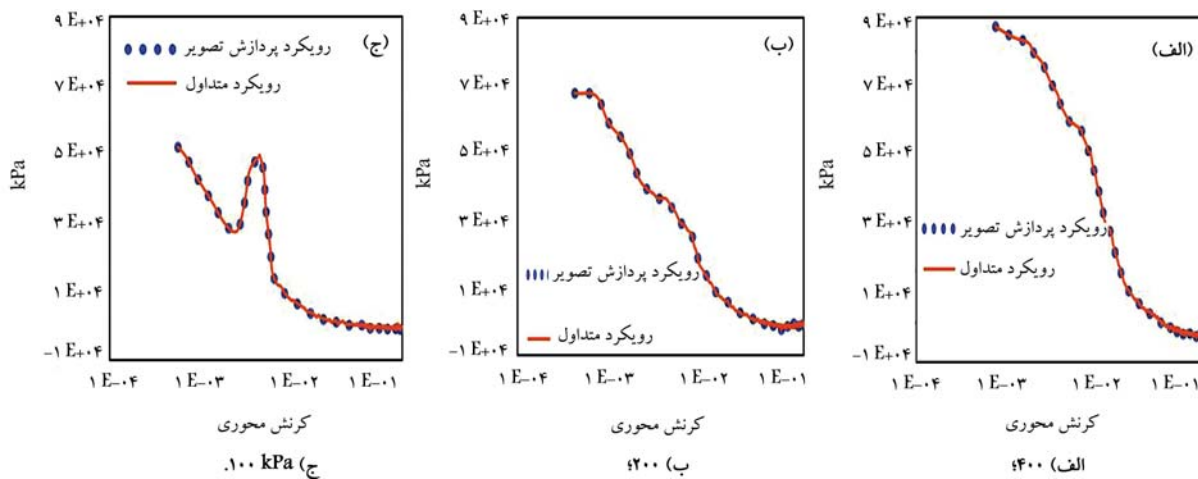
$$\alpha = (V_s - V_m) / (V_m) \quad (1)$$

که در آن، V_s حجم کل رویکرد پردازش تصویر، و V_m حجم کل رویکرد متداول هستند. در شکل‌های ۹ و ۱۰، تغییرات پارامتر آلفا با کرنش محوری برای فشارهای تحکیمی و چگالی‌های نسبی مختلف مشاهده می‌شود که مطابق آن‌ها، تا کرنش ۱۰٪

استفاده می‌شوند. در این میان تغییر قطر به دست آمده از حجم آب خروجی به بورت دستگاه، به دلیل اشباع بودن خاک، برآورد دقیق‌تری از تغییر حجم کل را به دست می‌دهد (شکل ۴). هر چند تفاوت محاسبه‌ی قطر مذکور در مقدار تنش محوری نیز تأثیرگذار است؛ لیکن این تفاوت، اثر چندانی در منحنی‌های تنش - کرنش نمایش داده شده در شکل‌های ۵ و ۶ نگذاشته است. لازم به ذکر است تفاوت مشاهده شده در دو رویکرد ذکر شده برای فشارهای محصورکننده‌ی ۱۰۰ و ۴۰۰ کیلوپاسکال بسیار خفیف‌تر ظاهر شده است. جهت بررسی میزان خطای



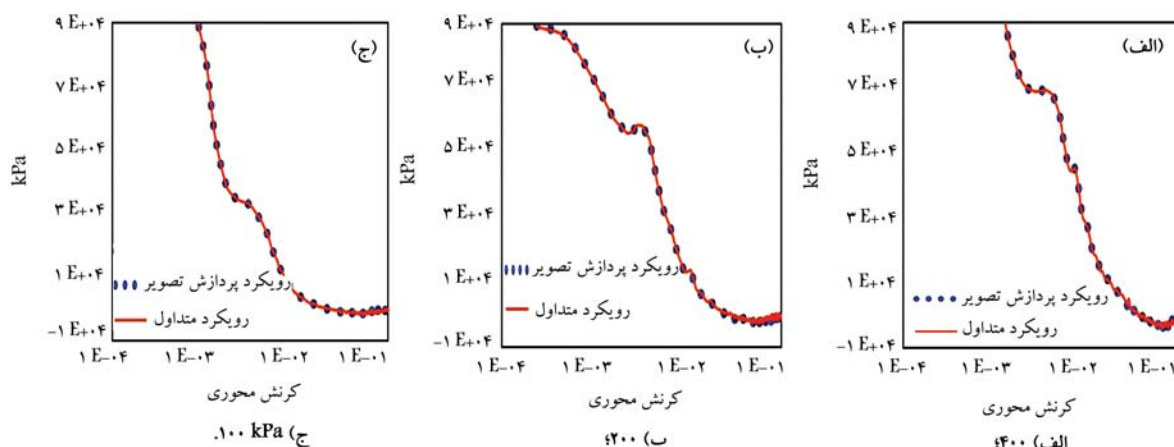
شکل ۱۱. مقایسه‌ی منحنی تغییرات قطر میانگین رویکرد پردازش تصویر نسبت به رویکرد متداول.



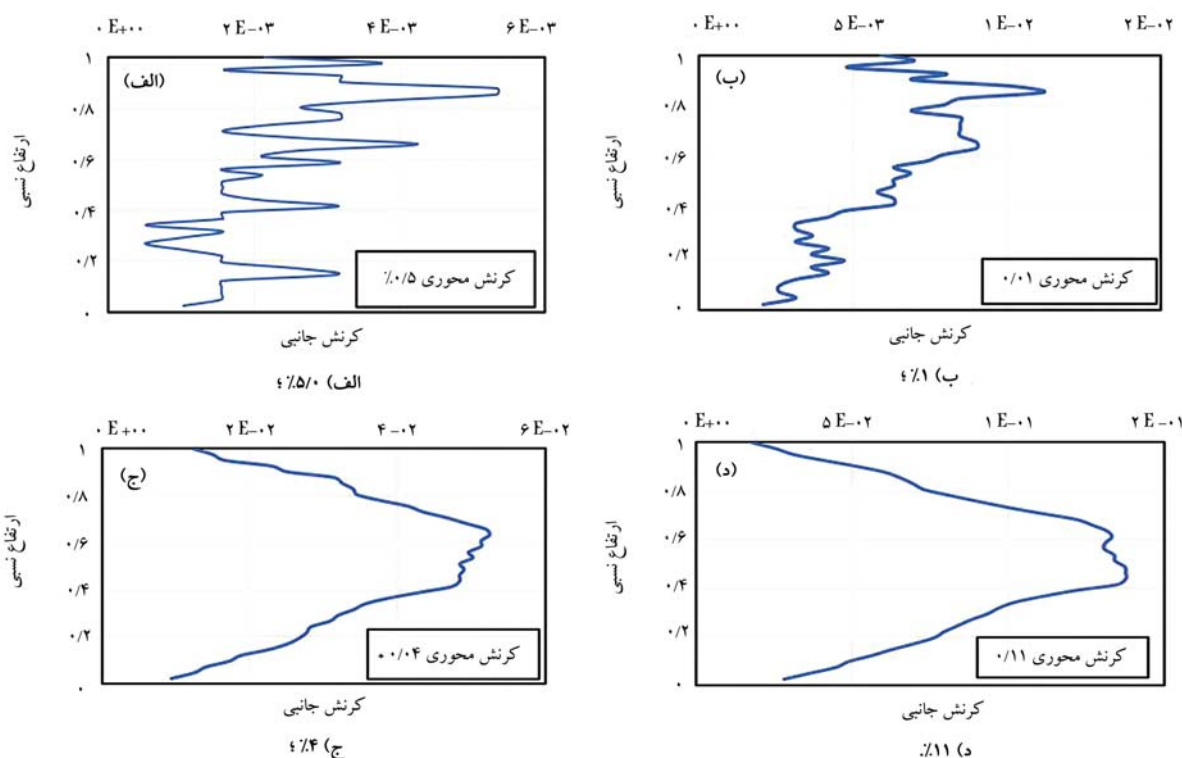
شکل ۱۲. مقایسه‌ی منحنی تنش - کرنش آزمایش زهکشی شده بر روی نمونه‌ی اشباع با چگالی نسبی ۵۰٪ در فشارهای تحکیمی.

دیگر بوده است. لازم به ذکر است خطای ۲٪ تا ۳٪ درصد رویکرد پردازش تصویر دویبعی نسبت به رویکرد متداول که در پژوهش حاضر به دست آمده است، در حد خطای رویکردهای پردازش تصویر سه‌بعی است، که پیشتر در ادبیات فنی به آن اشاره شده است.^[۱۰] دستیابی به این سطح از دقت به عنوان یکی از دستاوردهای پژوهش حاضر محسوب می‌شود که متأثر از روش ترکیبی استفاده شده است.

در تمامی آزمایش‌ها، میزان خطای رویکرد پردازش تصویر نسبت به رویکرد متداول، ۲٪ تا ۳٪ درصد بوده و در آزمایش‌های با فشار تحکیمی ۲۰ کیلوپاسکال، در کرنش‌های بالاتر از ۱۰٪، این میزان اختلاف به مقدار ۲٪ نیز افزایش پیدا کرده است؛ که دلیل آن، تشدید تغییرشکل‌های غیرمتقارن در کرنش‌های بالاست، که تقریب تصویربرداری دویبعی را افزایش می‌دهد. در پژوهش حاضر، تغییرشکل‌های غیرمتقارن در نمونه‌های دارای فشار همه‌جانبه‌ی ۲۰ کیلوپاسکال پیشتر از حالت‌های



شکل ۱۳. مقایسه‌ی منحنی تنش - کرنش آزمایش زهکشی شده بر روی نمونه‌ی اشباع با چگالی نسبی ۸۵٪ در فشارهای تحکیمی.



شکل ۱۴. تغییرات کرنش جانبی با ارتفاع نسبی نمونه‌ی سه محوری در کرنش محوری.

استفاده شده در تخمین قطر کمتر از خطای تخمین تغییرات حجم بوده است. دلیل این امر متوسط‌گیری در ارتفاع نمونه جهت تخمین قطر بوده است که موجب شده است خطاها کاهش یابند.

۴.۴. مقایسه‌ی مشتق منحنی تنش - کرنش حاصل از رویکرد پردازش تصویر با رویکرد متداول

شیب تغییرات منحنی تنش - کرنش، که بیانگر تغییرات مدول مماسی^{۲۱} نمونه‌ی آزمایشی با کرنش محوری است، برای چگالی‌های نسبی ۵۰ و ۸۵ درصد در شکل‌های ۱۲ و ۱۳ مشاهده می‌شود که مطابق آن‌ها، در هر دو چگالی نسبی ۵۰ و ۸۵ درصد، در محاسبه‌ی مدول تغییرشکل نیز رویکرد پردازش تصویر دوبعدی

۳.۴. مقایسه‌ی تغییرات قطر میانگین در دو رویکرد متداول و پردازش تصویر

در شکل ۱۱ (الف تا ی)، مقایسه‌ی تغییرات قطر اندازه‌گیری شده توسط رویکرد پردازش تصویر با رویکرد متداول برای فشارهای تحکیمی و چگالی‌های نسبی ۵۰ و ۸۵ درصد مشاهده می‌شود. در مجموع ۶ آزمایش زهکشی شده‌ی اشباع تا کرنش ۱۰٪، میزان خطای رویکرد پردازش تصویر نسبت به رویکرد متداول در محدوده‌ی ۰/۰۰۱ تا ۰/۰۰۲ بوده است. از کرنش ۱۰ تا ۲۰ درصد در بیشتر آزمایش‌ها، خطای رویکرد پردازش تصویر نسبت به رویکرد متداول تا محدوده‌ی ۰/۰۰۵ نیز رسیده است. در تحکیم ۲۰۰ کیلوپاسکال، چنانچه در بررسی منحنی‌های تغییر حجم اشاره شد، از کرنش ۱۰ تا ۲۰ درصد، این میزان تغییرات به مقدار ۱ رویکرد

با خطایی قابل قبول نسبت به رویکرد متداول قابل انکاست. روند تغییرات مدول تغییرشکل با تغییر کرنش، مطابق با ادبیات فنی مرتبط است.^[۲۲]

۵.۴. امکان بررسی رفتار نمونه در مقیاس درون المانی

یکی از مزایای پردازش تصویر در آزمایش‌های سه‌محوری مطالعه‌ی حاضر، امکان بررسی رفتار نمونه در مقیاس کوچک‌تر از مقیاس کلی نمونه است. در تفسیر نتایج آزمایش بر روی المانی از خاک، فرض بر یکنواختی توزیع تنش و کرنش در نمونه است؛ حال آنکه در واقع چنین نیست. در آزمایش‌های مطالعه‌ی حاضر نیز با وجود اینکه در هر دو سوی نمونه از المان ضداصلطکاک استفاده شده است تا نمونه در دو انتها، حتی‌الامکان با فک‌های دستگاه سه‌محوری دچار اصطکاک و تحمل تنش برشی ناشی از آن نشود، باز هم از تصاویر پردازش‌شده پیداست که توزیع کرنش در نمونه به صورت ایده‌آل یکنواخت نشده است.

به عنوان نمونه، در شکل ۱۴، توزیع کرنش جانبی (در امتداد قطر نمونه‌ی سه‌محوری و عمود بر محور طولی نمونه‌ی استوانه‌یی شکل) در ارتفاع نمونه، برای ۴ سطح کرنش محوری در حین آزمایش زهکشی‌شده‌ی اشباع با چگالی نسبی ۸۵٪ و فشار تحکیمی ۱۰۰ کیلو پاسکال مشاهده می‌شود. کرنش‌های جانبی اخیر براساس تغییر قطر به قطر اولیه در همان تراز محاسبه شده‌اند. مطابق شکل ۱۴، در کرنش‌های ابتدایی تا حدودی توزیع کرنش در سرتاسر نمونه یکنواخت است، لیکن از کرنش محوری ۱٪ به بعد، وضوح در دو انتهای نمونه و تفاوت رفتار با قسمت میانی نمونه مشاهده می‌شود. گویی بخشی از نمونه، درگیر فک‌های دو انتهای دستگاه است و قسمتی از طول میانی نمونه، آزادانه‌تر تغییرشکل می‌دهد؛ به نحوی که در کرنش‌های محوری ۴ و ۱۱ درصد، نسبت کرنش جانبی در میانه‌ی ارتفاع نمونه به ترتیب ۵ و ۷ برابر کرنش جانبی در دو انتهای نمونه است. اینکه چه بخشی از رفتار ذکر شده به واسطه‌ی گیرداری دو انتها و چه بخشی به دلیل تغییرشکل‌های نسبتاً زیاد نمونه است، خود محل تأمل است؛ لیکن در هر حال تشخیص طول مؤثر نمونه می‌تواند به تفسیر متفاوتی از نتایج منجر شود.^[۲۳ و ۲۴] لازم به ذکر است که نوشتار حاضر در پی تفسیر رفتار نیست و تفسیر مذکور خود مطالعه‌ی جداگانه‌یی می‌طلبد؛ هدف از بخش کنونی از نوشتار حاضر، معرفی امکانی است که به واسطه‌ی رویکرد پردازش تصویر پیشنهادی در رصد کرنش‌های موضعی نمونه به‌دست می‌آید.

۵. نتیجه‌گیری

- مطالعه‌ی حاضر بر آن بوده است که در آزمایش سه‌محوری، با استفاده از روش لبه‌یابی در پردازش تصویر، برآورد دقیقی از میزان تغییرات حجم و قطر نمونه ارائه دهد. بدین منظور با ارائه‌ی یک روش بر مبنای پردازش تصویر دوبعدی، بستری

ساده و دقیق جهت برآورد منحنی تنش - کرنش نمونه‌های خاک تحت شرایط بکر به‌دست آورده است.

- روش ارائه شده در پژوهش حاضر، که بر مبنای پردازش تصاویر دوبعدی بوده است، با آزمایش‌های اشباع رآستی‌آزمایی شده است.
- در غالب موارد، میزان خطا در تعیین تغییرات حجم و قطر نمونه و نیز تخمین منحنی تنش - کرنش قابل قبول بوده است.
- خطای محاسبه شده در اندازه‌گیری منحنی تنش - کرنش نمونه بین رویکرد پردازش تصویر و رویکرد متداول تا کرنش ۱۰٪، در بیشتر آزمایش‌های مطالعه‌ی حاضر، حدود ۰/۰۱ تا ۰/۰۲ بوده است. از کرنش ۱/۰ تا ۲/۰، خطا در برخی از آزمایش‌ها افزایش پیدا کرده و تا بیشینه‌ی ۱/۰ نیز رسیده است.
- در کل، خطای اندازه‌گیری شده با استفاده از روش دوبعدی ارائه شده در پژوهش حاضر در محدوده‌ی خطاهای اندازه‌گیری شده با استفاده از روش‌های پردازش تصویر سه‌بعدی بوده است که این یافته از دستاوردهای اصلی پژوهش حاضر است.
- تمایز مهم دیگر روش پیشنهادی با رویکردهای پیشین در پردازش تصویر، سهولت واسنجی آن با اندازه‌گیری ابعاد نمونه پیش از آغاز آزمایش است. بدین ترتیب مراحل پیچیده‌ی تهیه و تعبیه‌ی صفحات واسنجی از فرایند آزمایش حذف شده است.
- ایجاد توانمندی بررسی رفتار دقیق‌تر نمونه در مقیاس درون المانی از دیگر دستاوردهای پژوهش حاضر بوده است.
- دستاورد بعدی استفاده از ارتفاع ثبت شده توسط LVDT دستگاه، در مراحل بارگذاری، به جای محاسبه‌ی آن از پردازش تصویر است. این امر موجب می‌شود خطاهای محاسباتی پردازش تصویر فقط به محاسبه‌ی قطر منحصر شود و ارتفاع با خطای کمتری برآورد شود.
- در محاسبه‌ی حجم اولیه، به جای محاسبه از پردازش تصویر، مقدار به‌دست آمده از اندازه‌گیری با ابزارهای دقیق، قبل از آزمایش مبنا قرار گرفته است، که این امر نقطه‌ی شروع نمودارها را بر هم منطبق کرده است.
- در فرایند واسنجی از اندازه‌گیری‌های قبل از آزمایش که با روابط آیین‌نامه‌ی ASTM-D۷۱۸۱، تصحیحات مربوط به فرایندهای اشباع و تحکیم روی آن‌ها انجام شده است، استفاده شده است و باعث شده است رویکرد ضرایب واسنجی که مربوط به تعیین مقیاس هر پیکسل بر حسب میلی‌متر است، با دقت مناسبی به‌دست آید، بدون اینکه نیازی به فرایندهای پیچیده‌ی واسنجی باشد.
- دستاوردهای مطالعه‌ی حاضر، که به آن‌ها اشاره شده است، ورود رویکرد پردازش تصویر به آزمایشگاه‌های مهندسی ژئوتکنیک در پروژه‌های صنعتی را تسهیل می‌سازد.

پانویس‌ها

1. Lenoir

2. Otani
3. Higo
4. Karami

5. Cheng
6. Zhang
7. Rechenmacher
8. Wang
9. Li
10. Fayek
11. Macary
12. Bagherieh
13. Koseki
14. Sachan
15. Dong
16. LVDT
17. universal serial bus
18. Photoshop
19. Matlab
20. Binary
21. tangent modulus

منابع (References)

1. Maleki, M., Bayat, M. and Mirzaie, A. "Effect of matric suction on the mechanical behavior of sandy soil mixed with silt and clay at low confinement pressures", *Modares Civil Engineering Journal*, **12**(3), pp. 77-89 (In Persian) (2011).
2. Fredlund, D.G. "Unsaturated soil mechanics in engineering practice", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **132**(3), pp. 286-321 (2006).
3. Johari, A., Javadi, A.A. and Habibagahi, G. "Modelling the mechanical behaviour of unsaturated soils using a genetic algorithm-based neural network", *Computers and Geotechnics*, **38**(1), pp. 2-13 (2011).
4. Javadi, A.A., Ahangar-Asr, A., Johari, A. and et al. "Modelling stress-strain and volume change behaviour of unsaturated soils using an evolutionary based data mining technique, an incremental approach", *Engineering Applications of Artificial Intelligence*, **25**(5), pp. 926-933 (2012).
5. Lenoir, N., Bornert, M., Desrues, J. "Volumetric digital image correlation applied to X-ray microtomography images from triaxial compression tests on argillaceous rock", *Strain*, **43**(3), pp. 193-205 (2007).
6. Otani, J., Mukunoki, T. and Sugawara, K. "Evaluation of particle crushing in soils using X-ray CT data", *Soils and Foundations*, **45**(1), pp. 99-108 (2005).
7. Yosuke, H., Oka, F., Sato, T., Matsushima, Y. and et al. "Investigation of localized deformation in partially saturated sand under triaxial compression using micro-focus X-ray CT with digital image correlation", *Soils and Foundations*, **53**(2), pp. 181-198 (2013).
8. Alikarami, R. and et al. "Strain localisation and grain breakage in sand under shearing at high mean stress: Insights from in situ X-ray tomography", *Acta Geotechnica*, **10**(1), pp. 15-30 (2015).
9. Cheng, Zh. and et al. "A miniature triaxial apparatus for investigating the micromechanics of granular soils with in situ X-ray micro-tomography scanning", *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, **14**(2), pp. 357-373 (2020).
10. Zhang, X., Li, L., Chen, G. and et al. "Photogrammetry-based method to measure volume changes of Unsaturated soil specimens during triaxial testing", *Acta Geotechnica*, **10**(1), pp. 55-82 (2015).
11. Rechenmacher, A.L. "Grain-scale processes governing shear band initiation and evolution in sands", *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, **54**(1), pp. 22-45 (2006).
12. Wang, P., Guo, X., Sang, Y. and et al. "Measurement of local and volumetric deformation in geotechnical triaxial testing using 3D-digital image correlation and a subpixel edge detection algorithm", *Acta Geotechnica*, **15**, pp. 2891-2904 (2020).
13. Li, L., Li, P., Cai, Y. and et al. "Visualization of non-uniform soil deformation during triaxial testing", *Acta Geotechnica*, **16**(11), pp. 3439-3454 (2021).
14. Fayek, S., Xia, X., Li, L. and et al. "Photogrammetry-based method to determine the absolute volume of soil specimen during triaxial testing", *Transportation Research Record*, **2674**(8), pp. 206-218 (2020).
15. Macari, E.J., Parker, J.K. and Costes, N.C. "Measurement of volume changes in triaxial tests using digital imaging techniques", *Geotech Test J*, **20**(1), pp. 103-109 (1997).
16. Bagherieh, A.R., Habibagahi, G. and Ghahramani, A. "A Novel approach to measure the volume change of triaxial soil samples based on image processing", *Journal of Applied Sciences*, **8**(13), pp. 2387-2395 (2008,a).
17. Koseki, J., Hoshino, R., Miyashita, Y. and et al. "Direct and indirect observations of local deformation properties of saturated sand specimens in undrained cyclic triaxial tests", *Japanese Geotechnical Society Special Publication*, **4**(3), pp.36-39 (2016).
18. Sachan, A. and Penumadu, D. "Strain localization in solid cylindrical clay specimens using digital image analysis (DIA) technique", *Soils and Foundations*, **47**(1), pp. 67-78 (2007).
19. Dong, J. and Shao, L. "Experimental study on deformation properties of unsaturated compacted soil based on digital image measurement", *Engineering Review*, **34**(3), pp. 217-222 (2014).
20. ASTM Committee D-18 on Soil and Rock, "Standard test method for consolidated drained triaxial compression test for soils", ASTM International (2015).
21. Briaud, J.L. "Geotechnical engineering: Unsaturated and saturated soils", John Wiley & Sons (2013).
22. Kramer, S.L. "Geotechnical earthquake engineering", Pearson Education India (1996).
23. Wang, P., Guo, X., Sang, Y. and et al. "Measurement of local and volumetric deformation in geotechnical triaxial testing using 3D-digital image correlation and a subpixel edge detection algorithm", *Acta Geotechnica*, **15**(10), pp. 2891-2904 (2020).
24. Higo, Y., Oka, F., Kimoto, S. and et al. "Study of strain localization and microstructural changes in partially saturated sand during triaxial tests using microfocus X-ray CT", *Soils and Foundations*, **51**(1), pp. 95-111 (2011).

مراحل گام به گام انجام مقدمات تصویربرداری، فرایند پردازش تصویر و تهیه ی منحنی تنش - کرنش:

۱. آماده سازی نمونه ی موردنظر و الصاق نوار چسب مشکی رنگ در قسمت های فوقانی و تحتانی نمونه، حد فاصل سنگ متخلخل و نمونه ی خاکی، برای تشخیص بهتر نمونه در پردازش تصویر.
۲. نورپردازی نمونه که می تواند توسط یک چراغ مطالعه در مقابل دستگاه سه محوری انجام پذیرد.
۳. قرارگیری دوربین بر روی سه پایه و تنظیم فاصله ی آن تا نمونه ی موردنظر به منظور رؤیت پذیر کردن مناسب لبه های اطراف نمونه در تصاویر.
۴. نصب یک زمان سنج دیجیتالی بر روی دوربین و تنظیم زمان عکس برداری در فواصل زمانی ۱۵ ثانیه، در طول بارگذاری صورت خودکار.
۵. ویرایش عکس ها با استفاده از نرم افزار فتوشاپ از لحاظ شدت روشنایی جهت افزایش وضوح لبه های اطراف نمونه در پایان هر آزمایش.
۶. تشخیص نمونه ی حد واسط دو چسب مشکی رنگ با استفاده از جعبه ی ابزار پیشرفته ی فتوشاپ و رنگ آمیزی آن به رنگ آبی.
۷. انتقال عکس های رنگ آمیزی شده به نرم افزار متلب و استخراج بخش آبی رنگ و لبه یابی آن از طریق کدنویسی و استفاده از روش لبه یابی cany.
۸. حذف نویزهای داخل عکس با استفاده از دستور medfilt. نویزهای مذکور

شامل حباب های آب یا خط و خش های ایجاد شده بر روی محفظه ی شیشه یی می شوند.

۹. تعیین یک آستانه ی شدت روشنایی و تبدیل عکس خاکستری به یک عکس باینری (لبه های اطراف نمونه ی سفید رنگ و بقیه ی قسمت ها به رنگ سیاه تبدیل شدند).
۱۰. در هر رقوم ارتفاعی نمونه، تعداد پیکسل های قرار گرفته بین دو پیکسل سفید رنگ که لبه های اطراف نمونه هستند، محاسبه می شود و قطر پیکسلی در رقوم مرتبط را تشکیل می دهد. از میانگین گیری قطرهای محاسبه شده در ارتفاع، قطر پیکسلی میانگین به دست می آید.
۱۱. مقیاس و معیار تبدیل واحد پیکسل به میلی متر، عکس اول است. زیرا ابعاد نمونه پیش از بارگذاری مشخص است و به تبع آن، قطر میانگین نیز بر حسب میلی متر، در ابتدای آزمایش در دست خواهد بود. با برابر قرار دادن قطر میانگین میلی متری با قطر پیکسلی به دست آمده از بند ۱۰، مقیاس پیکسل به میلی متر تعیین می شود.
۱۲. پس از مشخص شدن ضریب تبدیل پیکسل به میلی متر در عکس اول، قطرهای معادل عکس ها و گام بعدی محاسبه می شوند.
۱۳. ارتفاع نمونه در هر گام از حس گر آنالوگ دستگاه قرائت می شود.
۱۴. قطر معادل حاصل از بند ۱۲ در محاسبه ی تنش و تغییرات ارتفاع نمونه جهت محاسبه ی کرنش استفاده می شود. بدین ترتیب نمودار تنش - کرنش قابل استخراج است.

ارزیابی رویکرد استاتیکی خطی در طراحی لرزه‌ی قاب‌های خمشی فولادی براساس عملکرد

منیره قندهاری (کارشناس ارشد)

محمود اکبری* (دانشیار)

دانشکده فنی و مهندسی عمران، دانشگاه کاشان

مجتبی حنطه (دکتری)

دانشکده فنی و مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

امید پناهی (کارشناس ارشد)

دانشکده فنی و مهندسی عمران، دانشگاه کاشان

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۴۰۱)
دوره ۲ - ۳۸، شماره ۳/۲، ص. ۶۷-۷۷، (پاداشت فنی)

هدف از انجام مطالعه حاضر، ارزیابی کارایی و دقت رویکرد استاتیکی خطی در طراحی لرزه‌ی سازه‌ها براساس عملکرد است. تحلیل لرزه‌ی استفاده شده در رویکرد ذکر شده، ساده‌تر و از لحاظ محاسباتی کم‌هزینه‌تر از تحلیل‌های لرزه‌ی در رویکردهای غیرخطی و دینامیکی پیشنهادی در نشریه ۳۶۰ است. برای این منظور، در مرحله اول پژوهش، طرح‌های بهینه ۶ مدل قاب خمشی فولادی، شامل یک قاب ۶ طبقه و یک قاب ۱۲ طبقه و هر کدام در سه سطح عملکرد: استفاده‌ی بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه‌ی فروریزش و در سطح خطر I و با توجه به رویکرد استاتیکی خطی و به کمک الگوریتم ژنتیک تعیین و در مرحله بعد، طرح‌های بهینه به دست آمده به وسیله‌ی رویکرد واقع‌بینانه‌تر استاتیکی غیرخطی از لحاظ عملکرد لرزه‌ی ارزیابی شده‌اند. نتایج ارزیابی نشان داد که طرح‌های بهینه به دست آمده از رویکرد خطی، طرح‌های قابل قبولی هستند و مقادیر زوایای چرخش خمیری در مفاصل تشکیل شده در اعضا به طور قابل ملاحظه‌ی کمتر از مقادیر مجاز چرخش در سطح عملکرد موردنظر بوده است.

m.ghandehary@yahoo.com
makbari@kashanu.ac.ir
mhenteh@semnan.ac.ir
omid.panahi72@gmail.com

واژگان کلیدی: طراحی براساس عملکرد، الگوریتم ژنتیک، قاب خمشی فولادی، رویکرد استاتیکی خطی، رویکرد استاتیکی غیرخطی.

۱. مقدمه

وقوع زمین‌لرزه‌های شدید اخیر نشان داده است با وجود اینکه سازه‌ها مطابق با آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ی طراحی شده‌اند، میزان آسیب‌های ایجاد شده در آن‌ها، بسیار بالا بوده است، که سبب سوق جامعه‌ی مهندسی به بررسی اثربخشی آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ی شده است. نیاز به طرح‌هایی با عملکرد بهتر و خسارت‌ها و تلفات کمتر به علت آسیب‌های سازه‌ی منجر به توسعه‌ی روش‌های طراحی براساس عملکرد شده است.^[۱] مفاهیم طراحی براساس عملکرد در سال‌های اخیر توسط دستورالعمل‌های مختلف برای ارزیابی و بازسازی سازه‌های موجود و تحلیل و طراحی سازه‌های جدید معرفی شده‌اند. هدف اصلی طراحی براساس عملکرد، افزایش ایمنی در مقابل خطرهای طبیعی و به خصوص زلزله است، تا سازه‌ها بتوانند عملکرد قابل پیش‌بینی و قابل اطمینان داشته باشند. به عبارت دیگر، سازه‌ها باید بتوانند در برابر میزان زلزله و سطح آسیب احتمالی از پیش تعیین شده مقاومت کنند.^[۲]

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۱۲/۲۳، اصلاحیه ۱۴۰۱/۴/۱۵، پذیرش ۱۴۰۱/۴/۲۸.

DOI:10.24200/J30.2022.60067.3083

در حال حاضر، نرم‌افزارهای تجاری موجود، قابلیت طراحی سازه‌ها براساس عملکرد را ندارند و عموماً سازه‌ها با استفاده از سعی و خطا برای تأمین سطح عملکرد موردنظر طراحی می‌شوند که نتیجه‌ی آن ممکن است مطلوب و مناسب نباشد. با تعریف و فرمول‌بندی مسئله‌ی طراحی براساس عملکرد در قالب یک مدل

بهینه‌سازی و توسعه‌ی یک روش رایانه‌یی می‌توان طراحی بهینه‌ساز براساس عملکرد را به صورت نظام‌مند انجام داد.

در سال‌های گذشته، مطالعات گسترده‌یی در زمینه‌ی طراحی لرزه‌یی بهینه‌ی سازه براساس عملکرد انجام شده است. لیو^۴ و همکاران (۲۰۰۴)، مدلی برای طراحی بهینه براساس عملکرد با دو تابع هدف کمینه‌سازی وزن سازه و خطر لرزه‌یی یا همان بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقه در دو سطح خطر ارائه کردند و کاربرد آن را در یک قاب خمشی ویژه با الگوریتم ژنتیک نشان دادند.^[۳] کاوه و همکاران (۲۰۱۰)، از الگوریتم کلونی مورچگان برای طراحی بهینه براساس عملکرد استفاده و نتایج را با نتایج به‌دست آمده از الگوریتم ژنتیک مقایسه کردند. ایشان از یک روش تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش‌آور ساده شده‌ی رایانه‌یی با احتساب سختی مرتبه‌ی اول و سختی هندسی مرتبه‌ی دوم برای تعیین پاسخ سازه در سطوح مختلف عملکرد لرزه‌یی استفاده کردند و دریافتند که الگوریتم کلونی مورچگان، به دلیل جمع‌آوری حافظه‌ی تمام نسل‌ها و اثرپذیری کمتر از راه‌حل‌های ضعیف اولیه، عملکرد بهتری نسبت به الگوریتم ژنتیک دارد.^[۴]

تهرانی‌زاده و مشرف (۲۰۱۱)، برای بهینه‌سازی سازه براساس عملکرد از یک روش برپایه‌ی انرژی با دو تابع هدف کمینه‌سازی وزن و خطر لرزه‌یی استفاده کردند.^[۵] قلی‌زاده و همکاران (۲۰۱۲) به مقایسه‌ی الگوریتم‌های فراابتکاری ژنتیک، کلونی مورچگان، جست‌وجوی هارمونیک، و ازدحام ذرات و نیز از تحلیل پوش‌آور برای تعیین پاسخ سازه استفاده کردند و برتری الگوریتم ازدحام ذرات را در مقایسه با دیگر الگوریتم‌ها نشان دادند.^[۶] قلی‌زاده و کامیاب مقدس (۲۰۱۳)، در طراحی بهینه براساس عملکرد مبتنی بر تحلیل پوش‌آور، نتایج حاصل از مقایسه‌ی الگوریتم ازدحام ذره‌ی کوانتوم با الگوریتم ازدحام ذره‌ی کوانتوم بهبودیافته را ارائه دادند و دریافتند که الگوریتم ازدحام ذره‌ی کوانتوم بهبودیافته‌ی پیشنهادی، اثر بهتری در بهینه‌سازی وزن سازه دارد.^[۷] کاوه و نصراله‌ی (۲۰۱۴)، طراحی لرزه‌یی براساس عملکرد قاب‌های فولادی را با استفاده از روش بهینه‌سازی سیستم جست‌وجوی شاروی ارائه داده و کاربرد الگوریتم بهینه‌سازی توسعه داده شده‌ی مذکور در چند مسئله‌ی طراحی بهینه‌ی سازه، بهبود قابل توجهی را در وزن سازه نسبت به روش‌های متعارف طراحی نشان داده است.^[۸] طلعت‌اھری (۲۰۱۴)، از ترکیب الگوریتم سیستم جست‌وجوی شاروی و ازدحام ذرات برای طراحی بهینه براساس عملکرد دو قاب استفاده کرده و نشان داده است که الگوریتم ترکیبی مذکور در مقایسه با سایر الگوریتم‌های ابتکاری، عملکرد بهتری در رسیدن به جواب بهینه دارد.^[۹] قلی‌زاده و باغچوان (۲۰۱۷)، به بهینه‌سازی طراحی براساس عملکرد ۲ خرپا و ۳ قاب خمشی فولادی با الگوریتم کرم شب‌تاب اصلاح شده‌ی نامنظم با توابع هدف وزن سازه‌یی و بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی در سطوح عملکردی مختلف برای حالت‌های حدی نهایی و بهره‌برداری پرداختند و دریافتند که وزن سازه در مقایسه با روش‌های متداول طراحی، کاهش قابل ملاحظه‌یی داشته است.^[۱۰] کارباس و آیداق‌دو^۵ (۲۰۱۸)، طراحی لرزه‌یی بهینه برای قاب‌های فضایی را با استفاده از الگوریتم چرخه‌ی آب ارائه دادند و با بهره‌گیری از نرخ تبخیر، جست‌وجو برای رسیدن به جواب بهینه‌ی کلی را بهبود بخشیدند.^[۱۱] ژانگ و تیان^۶ (۲۰۱۹)، یک چارچوب جدید دو مرحله‌یی برای طراحی لرزه‌یی براساس عملکرد برای قاب‌های خمشی بتن مسلح ارائه کردند، به نحوی که میزان چرخش خمیری مفصل و جابه‌جایی نسبی طبقات را به عنوان قیود عملکردی مدنظر قرار دادند و از روش طیف ظرفیت برای تعیین تغییرشکل‌های بیشینه استفاده کردند.^[۱۲]

کریمی و حسینی واعظ (۲۰۱۹)، از الگوریتم‌های ازدحام ذرات و گرگ خاکستری برای طراحی لرزه‌یی براساس عملکرد قاب‌های خمشی فولادی استفاده کردند و جهت

کاهش فضای جست‌وجو و افزایش سرعت همگرایی، یک تحلیل تقریبی مقدماتی به‌کار بردند.^[۱۳] قلی‌زاده و همکاران (۲۰۲۰)، با ابداع یک الگوریتم فراابتکاری موسوم به NMA، از آن در طراحی بهینه‌ی قاب‌های خمشی فولادی براساس عملکرد استفاده کردند.^[۱۴] فتاحی و حسینی واعظ (۲۰۲۰)، از الگوریتم‌های تبخیر آب، برخورد اجسام، ازدحام ذرات و الگوریتم ارتقاء یافته‌ی برخورد اجسام در طراحی بهینه‌ی قاب‌های فولادی مهاربندی شده براساس عملکرد استفاده کردند و دریافتند که عملکرد الگوریتم ارتقاء یافته‌ی برخورد اجسام از سایر الگوریتم‌ها بهتر است.^[۱۵]

تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی و دینامیکی به طور گسترده‌یی در ارزیابی لرزه‌یی سازه‌ها و تعیین شاخص‌های خسارت استفاده شده‌اند.^[۱۶-۱۹] در بیشتر نوشتارهای مرور شده در حیطه‌ی طراحی سازه براساس عملکرد نیز برای تعیین پاسخ سازه در سطوح عملکرد مختلف از رویکرد تحلیل غیرخطی استاتیکی پوش‌آور استفاده شده است. گرچه تحلیل غیرخطی، رفتار واقع‌بینانه‌یی از سازه در هنگام وقوع زلزله ارائه می‌کند، اما به علت هزینه‌ی محاسباتی بالا، به‌خصوص در طراحی بهینه‌ی سازه که نیاز به دفعات زیاد تحلیل است، استفاده از آن با چالش‌های جدی مواجه است و در نهایت به‌علت محدودیت‌های محاسباتی ممکن است منتج به جواب بهینه نشود. قلی‌زاده (۲۰۱۵)، از یک مدل شبکه‌ی عصبی آموزش‌دیده برای پیش‌بینی پاسخ تحلیل پوش‌آور استفاده کرد که در آن زمان اجرای مدل بهینه‌سازی به میزان قابل ملاحظه‌یی کاهش پیدا کرده بود.^[۱] قلی‌زاده و محمدی (۲۰۱۷)، به منظور کاهش زمان اجرای برنامه‌ی طراحی لرزه‌یی قاب‌های خمشی فولادی بر مبنای اطمینان‌پذیری از یک شبکه‌ی عصبی پس‌انتشار موجی برای تعیین پاسخ‌های معین و احتمالی لرزه‌یی استفاده کردند.^[۲۰]

رویکرد استاتیکی خطی (شامل تحلیل استاتیکی خطی و ضوابط عملکردی متناظر با تحلیل ذکر شده)، یکی دیگر از رویکردهای معرفی شده در نشریه‌ی ۳۶۰ برای ارزیابی لرزه‌یی سازه‌های موجود براساس عملکرد است.^[۲۱] تحلیل خطی، تقریب قابل‌قبولی از ویژگی‌ها و رفتار حقیقی بیشتر مسائل مهندسی ارائه می‌دهد. اگر تغییر در سختی به اندازه‌ی قابل توجهی کم باشد، این امکان وجود دارد که بتوان فرض کرد شکل و جنس در طول مراحل تغییر مکان ثابت بمانند. بدین معنی که در تمام مراحل تغییر مکان، مدل تحلیل شده دارای همان سختی بوده است که مدل اولیه پیش از اعمال بار داشته است. این موضوع مهم‌ترین فرض در تحلیل خطی است و به میزان بسیار زیادی تحلیل سازه را ساده و از لحاظ محاسباتی کم‌هزینه می‌کند. در استاندارد ۲۸۰۰، مجوز استفاده از روش تحلیل استاتیکی خطی معادل برای طراحی سازه‌های جدید براساس مقاومت داده شده و استفاده از روش اخیر برای طراحی سازه‌ها متداول است.^[۲۲] گرچه روش تحلیل استاتیکی خطی پیشنهادی در نشریه‌ی ۳۶۰،^[۲۱] از نظر مینا با روش استاتیکی خطی معادل تجویزی ذکر شده در استاندارد ۲۸۰۰ شباهت‌هایی دارد، اما روند آن با طراحی تجویزی اشاره شده در استاندارد ۲۸۰۰، هم در جزئیات محاسبه‌ی برش پایه و هم در معیارهای پذیرش کاملاً متفاوت است. به‌طوری که در محاسبه‌ی برش پایه در روش استاتیکی خطی نشریه‌ی ۳۶۰ از ضریب رفتار آیین‌نامه استفاده نمی‌شود؛ به عبارت دیگر، برش پایه‌ی ارتجاعی در روش استاتیکی خطی استفاده می‌شود. در مقابل، ظرفیت مقاومتی اجزاء سازه با استفاده از ضریبی به نام m نسبت به مقادیر پیشنهادی آیین‌نامه افزایش می‌یابد؛ بنابراین الزاماً سازه دست بالا نخواهد بود. ضریب m برای هر عضو سازه‌یی و هر نوع کشش (برش، خمش و نیروی محوری) متفاوت است و عدد ثابتی نیست. یک مشکل اساسی در روش‌های طراحی تجویزی مبتنی بر ضریب رفتار این است که تمام کنش‌های سازه با یک ضریب ثابت R در تمام طبقات صرف‌نظر از نوع جزء سازه‌یی، محل قرارگیری آن، و نوع رفتار آن کاهش داده می‌شود که اساساً منطقی

و آستانه‌ی فروریزش (CP) براساس نشریه‌ی ۳۶۰ در نظر گرفته شده است.^[۲۱] همچنین سطح خطر I براساس آیین‌نامه‌ی اخیر، یعنی زلزله با احتمال وقوع ۱۰٪ در ۵۰ سال که معادل زلزله با دوره‌ی بازگشت ۴۷۵ سال است، مدنظر قرار گرفته است. در نشریه‌ی ۳۶۰، چهار رویکرد استاتیکی خطی، دینامیکی خطی، استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی پیشنهاد شده است. وجه تمایز رویکردهای اخیر در واقع ناشی از نوع مدل‌سازی نیروی زلزله و همچنین نوع ضوابطی است که سازه باید تحت اثر ترکیب بارهای ثقلی و زلزله اقناع کند.

استفاده از هر یک از رویکردهای اخیر تحت شرایط خاصی انجام‌پذیر است که کاربر باید قبل از انتخاب رویکرد، آن‌ها را مدنظر قرار دهد. هر کدام از رویکردهای مذکور ممکن است بسته به شرایط برای طراحی سازه‌ها براساس عملکرد یا ارزیابی ظرفیت سازه‌های موجود براساس عملکرد استفاده شوند. در نوشتار حاضر، از رویکرد استاتیکی خطی برای هدف طراحی و سپس از رویکرد استاتیکی غیرخطی با هدف ارزیابی عملکرد طرح‌های به‌دست آمده از رویکرد خطی استفاده شده است. در طراحی یک سازه براساس عملکرد، علاوه بر کنترل ضوابط عملکردی سازه در برابر بار زلزله، لازم است ضوابط مقاومت سازه در برابر بارهای ثقلی نیز کنترل شوند.

۱.۲. ضوابط کنترل مقاومت سازه تحت اثر بارهای ثقلی

در این مرحله ضوابط روش بار و مقاومت براساس مبحث دهم از مجموعه‌ی مقررات ملی ساختمان بررسی می‌شوند.^[۲۲] برای بارگذاری ثقلی از رابطه‌ی ۱ استفاده می‌شود:

$$Q_G^{SC} = 1/2 Q_{DL} + 1/6 Q_{LL} \quad (1)$$

که در آن، Q_{DL} بار مرده و Q_{LL} بار زنده هستند. ضوابط طراحی تیرها و ستون‌ها در ادامه ارائه شده است.

۱.۱.۲. تیرها

انتخاب مقطع مناسب برای طراحی تیر براساس معیار خمش، طبق رابطه‌ی ۲ صورت می‌گیرد:

$$\varphi_b \times M_n \geq M_r \quad (2)$$

که در آن، M_r لنگر خمشی ناشی از بارهای ضریب دار؛ φ_b ضریب کاهش مقاومت، که مساوی ۰/۹ است؛ M_n ظرفیت خمشی مقطع که وابسته به فشردگی، غیرفشردگی و یا لاغری مقطع و همچنین فواصل تکیه‌گاه‌های جانبی است و مطابق با بند ۱۰-۲-۱۵ مبحث دهم از مجموعه‌ی مقررات ملی ساختمان،^[۲۳] تعیین می‌شود.

۲.۱.۲. ستون‌ها

انتخاب مقطع مناسب برای ستون‌ها تحت اثر همزمان لنگر خمشی و نیروی محوری فشاری حول یک محور x دراعضاء با مقطع دارای ۱ یا ۲ محور تقارن، با توجه به بند ۲-۱-۲۰-۱۰ مبحث دهم از مجموعه‌ی مقررات ملی ساختمان،^[۱۹] و با توجه به روابط ۳ و ۴ تعیین می‌شود.

$$\text{الف) برای } \frac{P_u}{P_c} \geq 0/2 :$$

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{1}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} \right) \leq 1 \quad (3)$$

$$\text{ب) برای } \frac{P_u}{P_c} < 0/2 :$$

$$\frac{P_u}{1/2 P_c} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} \right) \leq 1 \quad (4)$$

نیست؛ بنابراین در تحلیل استاتیکی خطی موجود در رویکرد عملکردی پیشنهادی نشریه‌ی ۳۶۰، این ضعف بسیار بزرگ از روش‌های تجویزی برطرف شده است. به زعم نویسندگان نوشتار حاضر، برخلاف مطالعات بسیاری که در مورد طراحی سازه‌ها براساس مقاومت و با تحلیل استاتیکی خطی معادل صورت گرفته است، پژوهشی درخصوص طراحی لرزه‌ی سازه‌ها براساس عملکرد و با رویکرد استاتیکی خطی صورت نگرفته است. هدف از انجام پژوهش حاضر، ارزیابی رویکرد استاتیکی خطی در طراحی لرزه‌ی سازه‌ها براساس عملکرد است. به عبارت دیگر، در نوشتار حاضر مدنظر است به این سؤال پاسخ داده شود که چقدر می‌توان به رویکرد استاتیکی خطی مشتمل بر روش تحلیل استاتیکی خطی و ضوابط عملکردی متناظر با تحلیل اخیر، که در آیین‌نامه‌ی ۳۶۰ پیشنهاد شده است، اعتماد کرد. از طرف دیگر، اگر طراحی یک سازه با روند سعی و خطا و بدون وجود یک روش نظام‌مند و سیستماتیک صورت گیرد، طرح به‌دست آمده ممکن است طرح غیراقتصادی باشد، که ظرفیت‌های طرح از نیازهای طراحی بسیار بیشتر باشد؛ لذا وقتی طرح مذکور با رویکرد استاتیکی غیرخطی و ضوابط متناظر با آن از لحاظ عملکرد لرزه‌ی کنترل شود، ممکن است نتیجه‌ی ارزیابی متأثر از ظرفیت‌های بیش طراحی شده‌ی اعضاء باشد و در نتیجه نتوان ارزیابی مناسبی از رویکرد استاتیکی خطی داشت. لذا برای اینکه ارزیابی مناسب‌تری از رویکرد استاتیکی خطی صورت گیرد، بهتر است طراحی سازه با رویکرد استاتیکی خطی به‌صورت بهینه انجام شود و طرح بهینه‌ی سازه ارزیابی شود.

بنابراین با توجه به هدف مذکور، در نوشتار حاضر در ابتدا طراحی بهینه‌ی قاب‌های خمشی فولادی براساس عملکرد و مبتنی بر رویکرد استاتیکی خطی مدنظر قرار گرفته است. برای این منظور از نرم‌افزار OpenSEES برای تحلیل سازه و از الگوریتم ژنتیک برای حل مسئله‌ی طراحی بهینه‌ی سازه استفاده شده است. علت استفاده از نرم‌افزار OpenSEES، قابلیت‌های بالای آن در اتصال به کد الگوریتم ژنتیک تهیه شده در محیط برنامه‌نویسی متلب ۷ است. دو قاب خمشی فولادی، شامل یک قاب ۶ طبقه‌ی ۳ دهانه و یک قاب ۱۲ طبقه‌ی ۴ دهانه با بارگذاری ثقلی و لرزه‌ی و هر کدام در سه سطح عملکرد: استفاده‌ی بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه‌ی فروریزش در سطح خطر I به‌عنوان مطالعات موردی پژوهش حاضر طراحی بهینه شده‌اند. در مرحله‌ی بعد و به‌منظور ارزیابی کارایی رویکرد استاتیکی خطی در طراحی لرزه‌ی سازه‌ها براساس عملکرد، طرح‌های بهینه‌ی به‌دست آمده با رویکرد اشاره شده، به کمک رویکرد استاتیکی غیرخطی پوش‌آور و در محیط نرم‌افزار SAP۲۰۰۰ ارزیابی شده‌اند.

۲. طراحی براساس عملکرد

روش‌های کنونی طراحی سازه بر مبنای طراحی به روش مقاومت است. صرفنظر از کاستی‌هایی که در روش‌های مذکور وجود دارد، بیان رفتار اجزاء سازه‌ی از طریق تک پارامتر مقاومت در بسیاری از موارد پاسخ مناسبی به‌دست نمی‌دهد،^[۱] در نتیجه میزان خسارت و رفتار سازه در هنگام زلزله غیرقابل پیش‌بینی است. در طراحی براساس عملکرد، پاسخ سازه و میزان خسارت در سطح عملکرد مشخص و سطح خطر از پیش تعیین شده در طول عمر سازه قابل پیش‌بینی است. تعریف اهداف عملکردی، بخش اساسی در طراحی براساس عملکرد است. یک هدف عملکردی به‌عنوان یک سطح عملکرد برای یک سطح خطر لرزه‌ی مشخص تعریف می‌شود. در نوشتار حاضر، سه سطح عملکرد: استفاده‌ی بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS)

که در آن ها، P_u نیروی فشاری ناشی از بارهای ضریب دار؛ $P_c = \varphi_C \times P_n$ مقاومت فشاری طراحی؛ φ_c ضریب کاهش مقاومت در فشار که مساوی 0.9 است؛ M_{ux} لنگر خمشی ناشی از بارهای ضریب دار نسبت به محور قوی x ؛ $M_{cx} = \varphi_b \times M_{nx}$ مقاومت خمشی طراحی نسبت به محور قوی x و φ_b ضریب کاهش مقاومت برای خمش، که مساوی 0.9 است.

۲.۲. رویکرد استاتیکی خطی

در رویکرد استاتیکی خطی، نیروی ثقلی برای ترکیب با بارهای جانبی براساس بند ۸-۲-۳ نشریه ۳۶۰، [۲۱] مطابق رابطه‌ی ۵ در نظر گرفته می‌شود:

$$Q_G^{PBD} = 1.8(Q_{DL} + Q_{LL}) \quad (5)$$

برای مدل‌سازی بار زلزله در رویکرد استاتیکی خطی، مجموع نیروهای جانبی ناشی از زلزله به تراز طبقات در قالب برش پایه، مبتنی بر بند ۳-۳-۲ نشریه ۳۶۰، [۲۱] مطابق رابطه‌ی ۶ به صورت ضریبی از وزن مؤثر لرزه‌ی سازه محاسبه می‌شود:

$$V = C_1 C_2 C_m S_a W \quad (6)$$

که در آن، W وزن مؤثر لرزه‌ی ساختمان شامل وزن مرده‌ی سازه و 20% بار زنده مطابق با مبحث ششم از مجموعه‌ی مقررات ملی ساختمان؛ S_a شتاب طیفی به ازاء زمان تناوب اصلی سازه که براساس ضوابط آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ زلزله محاسبه می‌شود؛ C_1 ضریب تصحیح برای در نظر گرفتن تغییر مکان‌های غیر ارتجایی سازه؛ C_2 ضریب تصحیح برای آثار کاهش سختی و مقاومت اعضاء سازه‌ی در تغییر مکان‌ها ناشی از زوال چرخه‌ی؛ C_m ضریب جرم مؤثر برای اعمال اثر مودهای بالاتر که براساس فصل سوم نشریه ۳۶۰ به دست می‌آیند.

یک تفاوت روش تحلیل استاتیکی خطی در طراحی عملکردی با روش استاتیکی خطی طراحی تجویزی، عدم نیاز به استفاده از ضریب رفتار (R) در فرایند طراحی و کنترل سازه است؛ بنابراین مقدار برش پایه و در نتیجه نیروهای داخلی اعضاء مقادیر بزرگی خواهند داشت. در مطالعه‌ی حاضر، از نرم‌افزار OpenSEES برای تحلیل استاتیکی خطی و اندازه‌گیری پاسخ‌های سازه (تلاش‌های داخلی و تغییر شکل‌های اعضاء) استفاده شده است.

رفتار اجزاء سازه با توجه به نوع تلاش داخلی آنها و متحنی نیرو - تغییر شکل حاصل به صورت تغییر شکل کنترل و نیرو - کنترل است. تلاش‌هایی که قابلیت تجاوز از حد کشسان را با رفتاری شکل‌پذیر داشته باشند، تغییر شکل - کنترل هستند. تلاش‌هایی که مجاز به تجاوز از حد کشسان خود نیستند، رفتار آنها به طور عمده به شکنندگی و عدم شکل‌پذیری مربوط می‌شود و بلافاصله پس از عبور از تغییر شکل حد تسلیم، افت قابل توجهی را تجربه می‌کنند، نیرو - کنترل هستند. ضوابط طراحی تیرها و ستون‌ها در ادامه ارائه شده است. در ضوابط ارائه شده، زیر نویس F برای تلاش‌های نیرو - کنترل و زیر نویس D ، برای تلاش‌های تغییر شکل - کنترل استفاده شده‌اند.

۱.۲.۲. تیرها

در تیرها، خمش و برش برای طراحی در نظر گرفته می‌شود. خمش و برش در تیرها، تغییر شکل - کنترل هستند. رابطه‌ی ۷، برای کنترل تلاش‌های اعضاء تغییر شکل - کنترل است. براساس بند ۳-۶-۱-۲-۱ نشریه ۳۶۰، [۲۱] در طراحی تیرها، کنترل خمش و برش با استفاده از رابطه‌ی مذکور صورت می‌گیرد:

$$mkQ_{CE} \geq Q_{UD} \quad (7)$$

که در آن، m ضریب اصلاح بر مبنای رفتار غیرخطی عضو براساس جدول ۵-۲ نشریه ۳۶۰، [۲۱]؛ k ضریب آگاهی از مشخصات و جزئیات سازه است که در طراحی برابر با ۱ در نظر گرفته می‌شود؛ Q_{CE} ظرفیت مورد انتظار عضو با در نظر گرفتن کلیه تلاش‌هایی که هم‌زمان بر عضو وارد می‌شوند؛ و Q_{UD} تلاش‌های (خمش، برش) ناشی از بارهای ثقلی و جانبی طراحی هستند که بر سازه تحمیل می‌شوند.

۲.۲.۲. ستون‌ها

براساس بند ۵-۳-۲-۴-۲ نشریه ۳۶۰، ضوابط طراحی ستون‌های فولادی که تحت اثر توأم نیروی محوری و لنگر خمشی قرار دارند، به این صورت هستند:

الف) در صورتی که نیروی محوری وارد شده بیش از 50% کرانه‌ی پایین مقاومت فشاری ستون نباشد، رفتار آنها از نظر خمش، تغییر شکل - کنترل و از نظر نیروی محوری، نیرو - کنترل است. لذا در ترکیب تلاش‌ها از روابط اندرکنش ۸ و ۹ استفاده می‌شود:

$$\text{برای } \frac{P_{UF}}{P_{CL}} \geq 0.2 :$$

$$\frac{P_{UF}}{2kP_{CL}} + \left(\frac{M_{UDx}}{m_x M_{CEx}} \right) \leq 1 \quad (8)$$

$$\text{برای } \frac{P_{UF}}{P_{CL}} \leq 0.2 < 0.5 :$$

$$\frac{P_{UF}}{kP_{CL}} + \frac{1}{9} \left(\frac{M_{UDx}}{m_x k M_{CEx}} \right) \leq 1 \quad (9)$$

که در آن‌ها، P_{UF} نیروی محوری ستون؛ P_{CL} کرانه‌ی پایین مقاومت فشاری ستون؛ M_{UDx} لنگر خمشی حول محور x عضو؛ M_{CEx} مقاومت خمشی مورد انتظار عضو حول محور x عضو و m_x ضریب اصلاح ستون در خمش حول محور x هستند.

ب) در صورتی که نیروی محوری وارد شده بیش از 50% کرانه‌ی پایین مقاومت فشاری ستون باشد، رفتار ستون چه از نظر خمشی و چه از نظر نیروی محوری فشاری، نیرو - کنترل است. لذا در ترکیب تلاش‌ها از رابطه‌ی اندرکنش ۱۰ استفاده می‌شود:

$$\text{در واقع برای } \frac{P_{UF}}{P_{CL}} > 0.5 :$$

$$\frac{P_{UF}}{kP_{CL}} + \frac{1}{9} \left(\frac{M_{UFx}}{k M_{CLx}} \right) \leq 1 \quad (10)$$

که در آن، M_{UFx} لنگر خمشی حول محور x عضو، M_{CLx} کرانه‌ی پایین مقاومت خمشی عضو حول محور x عضو هستند.

۳.۲. رویکرد استاتیکی غیرخطی

در رویکرد استاتیکی غیرخطی از تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش‌آور برای مدل‌سازی بار زلزله و همچنین تعیین پاسخ سازه استفاده می‌شود. روش تحلیل پوش‌آور، یک روش ساده برای رسیدن به پاسخ استاتیکی غیرخطی است که در آن بار زلزله به صورت تدریجی به سازه اعمال می‌شود تا یک نقطه‌ی مشخص از سازه (نقطه‌ی کنترل) به تغییر مکان مشخصی (تغییر مکان هدف) برسد. الگوی بار جانبی وارده بر سازه در تحلیل پوش‌آور انواع مختلفی دارد، که الگوی یکنواخت متناسب با جرم طبقات و همچنین الگوی بار متناسب با شکل مود اول ارتعاش، از جمله‌ی الگوهای بار جانبی وارده بر سازه هستند. ضمن اجرای تحلیل، به تعدادی از مفاصل خمیری اجازه‌ی گسترش داده می‌شود، تا سازه به یک مکانیزم خرابی برسد. [۲۱] یکی

از مزیت‌های تحلیل پوش‌آور، این است که در آن امکان مشاهده‌ی ایجاد مفصل خمیری با توجه به معیارهای پذیرش برای اعضاء با رفتار تغییرشکل - کنترل یا نیرو - کنترل در سطوح عملکرد متفاوت و در مراحل مختلف بارگذاری جانبی وجود دارد. جهت بررسی قاب‌های ساختمانی، نقطه‌ی کنترل معمولاً مرکز جرم بام در نظر گرفته می‌شود و تغییرمکان هدف مطابق بند ۱-۲-۳-۴-۳۶۰ [۲۱] از رابطه‌ی ۱۱ به دست می‌آید:

$$\delta_t = C_e C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2 g}{4\pi^2} \quad (11)$$

که در آن، C_e ضریب تبدیل تغییرمکان سیستم یک درجه آزادی به سیستم چند درجه آزادی؛ C_1 ضریب تصحیح برای اعمال تغییرمکان‌های غیرارتجاعی؛ C_2 ضریب تصحیح برای آثار کاهش سختی و مقاومت اعضاء سازه‌یی در تغییرمکان‌ها ناشی از زوال چرخه‌یی؛ و S_a شتاب طیفی به ازاء زمان تناوب اصلی مؤثر سازه T_e هستند. محاسبات مربوط به تغییرمکان هدف به صورت سعی و خطا و مطابق با نشریه‌ی ۳۶۰ انجام می‌شود. [۲۱] مدل‌سازی رفتار غیرخطی اعضاء با تخصیص مفاصل خمیری و مطابق با شکل ۵-۲ نشریه‌ی ۳۶۰ در نظر گرفته شده است که آثار زوال سختی به صورت کامل منظور شده است. در نوشتار حاضر، تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش‌آور در محیط نرم‌افزار SAP۲۰۰۰ و با الگوی بار جانبی متناسب با شکل مود اول ارتعاش انجام شده است.

معیارهای موردپذیرش عملکردی در این رویکرد به صورت مقادیر محدودشده‌یی از پاسخ سازه مانند جابه‌جایی نسبی بین طبقات یا پاسخ هر عضو مثل چرخش مفاصل خمیری و مقاومت اعضا تعریف می‌شود. [۲۲] بر این اساس، کنترل برای مقاومت و شکل‌پذیری با توجه به نوع رفتار عضو که می‌تواند نیرو - کنترل یا تغییرشکل - کنترل باشد، انجام می‌شود که در ادامه، برای تیرها و ستون‌ها به اختصار بیان شده است. جهت جلوگیری از طولانی‌شدن متن نوشتار حاضر، از ارائه‌ی جزئیات روابط صرف‌نظر شده است.

۱.۳.۲. تیرها

عملکرد خمشی تیرها بر مبنای رفتار تغییرشکل - کنترل است. لذا مقادیر دوران کلی تیرها باید با مقادیر مجاز ظرفیت دوران اعضاء مقایسه شود. مقادیر مجاز ظرفیت دوران اعضاء برای هر سطح عملکرد، مطابق ضوابط ارائه‌شده در جدول ۵-۳ نشریه‌ی ۳۶۰ تعیین می‌شود. [۲۱]

۲.۳.۲. ستون‌ها

بسته به مقدار $\frac{P_{UF}}{P_{CL}}$ ، طراحی ستون‌ها به این شکل انجام می‌شود:

الف) اگر $\frac{P_{UF}}{P_{CL}} < 0.5$ باشد، ستون‌ها تغییرشکل - کنترل محسوب می‌شوند و همانند تیرها، باید طراحی با توجه به مقایسه‌ی دوران کلی ستون با مقدار مجاز ظرفیت دوران مطابق جدول ۵-۳ نشریه‌ی ۳۶۰، صورت پذیرد.

ب) در صورتی که $\frac{P_{UF}}{P_{CL}} > 0.5$ باشد، ستون‌ها، نیرو - کنترل محسوب می‌شوند و رابطه‌ی ۱۲ باید در مورد آن‌ها صدق کند.

$$\frac{P_{UF}}{P_{CL}} + \frac{1}{9} \left(\frac{M_{UFx}}{M_{CLx}} \right) \leq 1 \quad (12)$$

که در آن‌ها، P_{UF} و M_{UFx} به ترتیب نیروی محوری عضو و لنگر خمشی عضو در جهت x در تغییرمکان هدف و P_{CL} و M_{CLx} کرانه‌ی پایین ظرفیت نیروی محوری و لنگر خمشی عضو در جهت x هستند.

۳. فرمولاسیون مدل بهینه‌سازی

همان گونه که ذکر شد، در مطالعه‌ی حاضر طراحی سازه براساس عملکرد با رویکرد استاتیکی خطی، به صورت بهینه انجام شده است. تابع هدف مدل طراحی بهینه، بستگی به هدف بهینه‌سازی دارد. با توجه به اینکه هدف در اینجا کمینه‌سازی وزن سازه است، تابع هدف به صورت رابطه‌ی ۱۳ تعریف شده است:

$$obj = \min(W) = \min\left(\sum_{i=1}^N \rho \times A_i \times L_i\right) \quad (13)$$

که در آن، W تابع هدف (وزن سازه بر حسب کیلوگرم)، N تعداد المان‌ها، A_i سطح مقطع المان بر حسب سانتی‌مترمربع، L_i طول المان بر حسب سانتی‌متر و ρ چگالی فولاد به مقدار $10^{-3} \times 7/8$ کیلوگرم بر سانتی‌مترمکعب هستند.

قیدهای مدل بهینه‌سازی نیز شامل روابط ۲ الی ۴ و ۷ الی ۱۰ هستند، که از طریق تابع جریمه در مدل ارضاء می‌شوند. در مطالعه‌ی حاضر، برای بهینه‌سازی وزن قاب خمشی طراحی‌شده براساس عملکرد، از الگوریتم ژنتیک استفاده شده است. با توجه به ماهیت تصادفی الگوریتم ژنتیک، نتایج حاصل از اجراهای مختلف الگوریتم ممکن است منجر به جواب‌های متفاوتی شود. در مطالعه‌ی حاضر، برای هر مسئله‌ی بهینه‌سازی، الگوریتم ژنتیک چندین بار اجرا و در نهایت، بهترین جواب اجراهای مختلف ارائه شده است.

۴. معرفی قاب‌های بررسی شده و پارامترهای مدل‌سازی

در مطالعه‌ی حاضر، سیستم سازه‌یی قاب‌های موردنظر، قاب خمشی فولادی متوسط با کاربری مسکونی، منطقه با پهنه‌ی خطر نسبی زلزله بسیار زیاد و براساس استاندارد ۲۸۰۰، در روی زمین‌ی از نوع II فرض شده است. بار مرده‌ی ثقلی در تمام طبقات برابر ۶۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار زنده‌ی طبقات ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است. فولاد مصرفی، فولاد نرمه‌ی st۳۷ با تنش تسلیم ۲۳۵۰ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع فرض شده است. لذا مطابق بند ۲-۲-۷-۲ نشریه‌ی ۳۶۰، [۲۱] برای تعیین کرانه‌ی پایین مقاومت اعضاء از مقدار تنش تسلیم مذکور و برای تعیین مقاومت موردانتظار عضو از مقاومت انتظاری فولاد استفاده شده است، که برابر با ۱/۱ برابر تنش تسلیم فولاد بوده است. مقاطع در نظر گرفته‌شده برای تیر و ستون‌ها، مقاطع W هستند، که تعداد آن‌ها ۲۵۲ پروفیل موجود در پایگاه داده‌ی AISC بوده است. نام اختصاری مقاطع مذکور به صورت $W a \times b \times c$ بوده است که در آن، a نشان‌دهنده‌ی حدود ارتفاع مقطع بر حسب اینچ، b نشان‌دهنده‌ی عرض بال مقطع بر حسب اینچ و c نمایانگر وزن واحد طول مقطع بر حسب پوند بر فوت است.

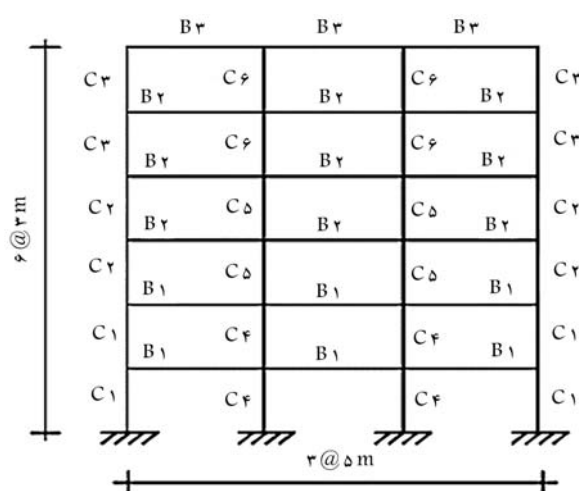
دو قاب دویعدی شامل یک قاب ۶ طبقه‌ی ۳ دهانه و یک قاب ۱۲ طبقه‌ی ۴ دهانه‌ی مستخرج از مرجع [۱] بررسی شده‌اند. در هر دو قاب اخیر، ارتفاع هر طبقه ۳۰۰ سانتی‌متر و طول هر دهانه ۵۰۰ سانتی‌متر بوده است. قاب ۶ طبقه‌ی ۳ دهانه دارای ۴۲ عضو و المان‌ها به ۹ گروه (تیپ) دسته‌بندی شده‌اند، که هندسه و گروه‌بندی آن در شکل ۱ مشاهده می‌شود. قاب ۱۲ طبقه، شامل ۱۰۸ عضو و المان‌ها به ۲۴ گروه دسته‌بندی شده‌اند، که هندسه و گروه‌بندی آن در شکل ۲ مشاهده می‌شود. قاب ۶ طبقه، شامل ۶ گروه برای ستون‌ها (C_1 تا C_6) و ۳ گروه برای تیرها (B_1 تا B_6) و قاب ۱۲ طبقه شامل ۱۸ گروه برای ستون‌ها (C_1 تا C_{18}) و ۶ گروه برای تیرها (B_1 تا B_6) هستند. تعداد ژن‌های کروموزوم برابر با مجموع تعداد گروه‌های در نظر گرفته شده برای ستون‌ها و تیرهاست. لذا برای قاب ۶ طبقه، تعداد ژن‌ها برابر ۹

همان‌طور که در جدول اخیر مشخص است، مطابق انتظار وزن بهینه‌ی قاب طراحی‌شده در سطح عملکرد استفاده‌ی بی‌وقفه که سطح ایمنی بالاتری را تضمین می‌کند، بیشتر از وزن بهینه‌ی قاب‌های طراحی‌شده در دو سطح عملکرد دیگر است؛ و برعکس، وزن بهینه‌ی قاب طراحی‌شده در سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش با سطح ایمنی کمتر در مقایسه با وزن بهینه‌ی قاب‌های طراحی‌شده در سطوح عملکرد دیگر کمتر است. در جدول ۲، مقادیر بیشینه‌ی نسبت تقاضا به ظرفیت در قاب‌های ۶ طبقه‌ی طراحی‌شده در سطوح عملکرد استفاده‌ی بی‌وقفه، ایمنی جانی، و آستانه‌ی فروریزش مطابق با ضوابط مقاومت (روابط ۲ الی ۴) تحت بارگذاری ثقلی و ضوابط عملکرد (روابط ۷ الی ۱۰) تحت ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی ارائه شده است. منظور از نسبت تقاضا به ظرفیت در روابط ۲ و ۷، نسبت عبارت سمت راست نامساوی (تقاضا) به عبارت سمت چپ نامساوی (ظرفیت) است و در روابط ۳، ۴، ۸، و ۱۰، مقدار به‌دست آمده در سمت چپ روابط است.

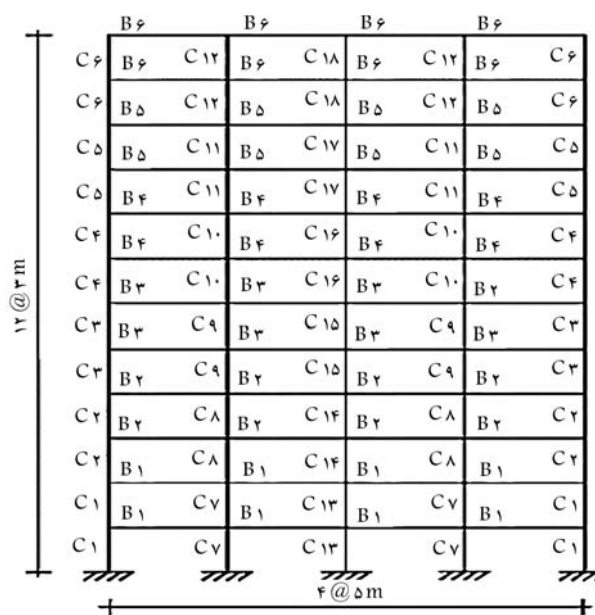
همان‌گونه که در جدول اخیر مشاهده می‌شود، با توجه به اینکه ضوابط کنترل مقاومت برای هر سه طرح یکسان است، طرح به‌دست آمده در سطح عملکرد IO که طرح سنگین‌تری است، دارای بیشینه‌ی نسبت تقاضا به ظرفیت برابر با 0.7749 بوده است؛ در حالی که با کاهش سطح ایمنی لرزه‌یی و سبک‌تر شدن طرح‌ها در سطوح عملکرد LS و CP، بیشینه‌ی نسبت تقاضا به ظرفیت به ترتیب برابر با 0.9779 و 0.9964 به‌دست آمده است. در واقع، در سطوح عملکرد IO و LS، ضوابط کنترل عملکردی در مقایسه با ضوابط کنترل مقاومت، ضوابط سخت‌گیرانه‌تری است و لذا بیشینه‌ی نسبت تقاضا به ظرفیت در قاب‌های طراحی‌شده در دو سطح عملکرد IO و LS، مشخصاً مربوط به ضوابط کنترل عملکردی است؛ در حالی که بیشینه‌ی نسبت تقاضا به ظرفیت در قاب طراحی‌شده در سطح عملکرد CP در ضوابط کنترل مقاومت و کنترل عملکرد، تقریباً به هم نزدیک است؛ هر چند که مقدار آن در ضوابط کنترل مقاومت، بیشتر و تعیین‌کننده بوده است. نزدیک بودن مقادیر بیشینه‌ی نسبت تقاضا به ظرفیت به مقدار ۱ در هر ۳ قاب طراحی‌شده (در مجموعه‌ی کلی ضوابط اعم از ضوابط مقاومت و ضوابط کنترل عملکرد)، نشان می‌دهد که الگوریتم ژنتیک در رسیدن به طرح بهینه به خوبی عمل کرده است.

در نوشتار حاضر، از رویکرد استاتیکی غیرخطی در نرم‌افزار SAP۲۰۰۰ برای ارزیابی عملکردی طرح‌های بهینه‌ی به‌دست آمده استفاده شده است. نقطه‌ی توقف تحلیل غیرخطی متناظر با تغییر مکان هدف به‌دست آمده از رابطه‌ی ۱۱ است که مقدار آن در سطح عملکرد IO برابر با 0.118 متر، در سطح عملکرد LS برابر با 0.154 متر، و در سطح عملکرد CP برابر با 0.158 متر بوده است. با توجه به نوع رفتار اعضا و به‌منظور مشاهده‌ی معیارهای پذیرش در اعضا، مفصل مناسب برای هر عضو در نرم‌افزار تعریف و تحلیل پوش‌آور انجام شده است. در شکل‌های ۳ الی ۵، توزیع مفاصل خمیری در تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش‌آور به‌ترتیب در قاب‌های طراحی‌شده در سطوح عملکرد IO، LS و CP برای قاب ۶ طبقه‌ی ۳ دهانه مشاهده می‌شوند.

همان‌گونه که در شکل‌های اخیر مشاهده می‌شود، در قاب طراحی‌شده در سطح عملکرد IO هیچ مفصلی تشکیل نشده است؛ یعنی زوایای چرخش در اعضا حتی به میزان چرخش حد تسلیم نیز نرسیده است. در قاب طراحی‌شده در سطح عملکرد LS، همه‌ی مفاصل تشکیل شده حتی از سطح عملکرد IO نیز عبور نکرده‌اند، یعنی زوایای چرخش خمیری در مفاصل تشکیل شده در اعضا کمتر از میزان مجاز در جدول ۳-۵ نشریه‌ی ۳۶۰ در سطح عملکرد IO است. همین شرایط برای قاب طراحی‌شده در سطح عملکرد CP نیز وجود دارد، به‌نحوی که بیشترین تغییر شکل‌های مفاصل تشکیل شده نیز حتی از سطح عملکرد LS



شکل ۱. هندسه و گروه‌بندی قاب ۶ طبقه.



شکل ۲. هندسه و گروه‌بندی قاب ۱۲ طبقه.

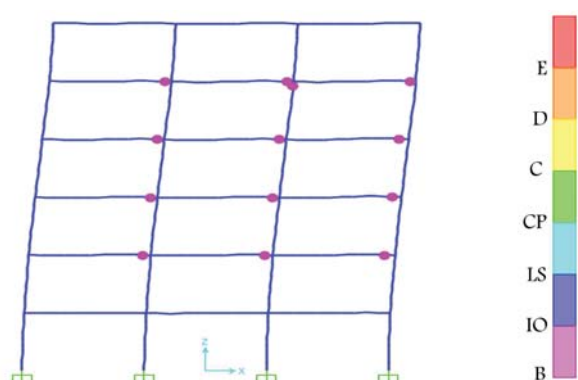
و برای قاب ۱۲ طبقه، تعداد زن‌ها برابر ۲۴ بوده است. با توجه به اینکه در الگوریتم ژنتیک استفاده شده، ۲۵۲ پروفیل W موجود از عدد طبیعی ۱ تا ۲۵۲ کدگذاری شده‌اند، لذا زن‌ها، اعداد طبیعی ۱ تا ۲۵۲ را می‌توانند اختیار کنند. درصد توزیع برای مدل‌سازی هر دو قاب 80% ، درصد جهش 30% ، و از روش چرخ رولت برای فرایند انتخاب استفاده شده است. ساین جمعیت برای هر دو قاب برابر ۱۰۰، تعداد نسل‌ها برای مدل‌سازی قاب ۶ طبقه ۲۰۰ و برای قاب ۱۲ طبقه، ۱۰۰۰ منظور شده است. پارامترهای مذکور براساس روند سعی و خطا و بررسی نتایج اجراهای مختلف الگوریتم ژنتیک به دست آمده است.

۵. ارائه‌ی نتایج

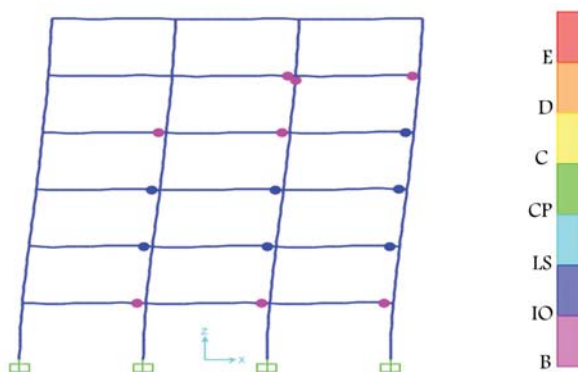
در جدول ۱، نتایج طراحی بهینه‌ی قاب ۶ طبقه‌ی ۳ دهانه، برای سه سطح عملکرد: استفاده‌ی بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه‌ی فروریزش ارائه شده است.

جدول ۱. نتایج طرح بهینه براساس عملکرد قاب ۶ طبقه.

شماره‌ی گروه عضو	مقاطع بهینه در سطح عملکرد		
	CP	LS	IO
C۱	$W_{21} \times 8/25 \times 93$	$W_{24} \times 9 \times 103$	$W_{18} \times 11 \times 76$
C۲	$W_{18} \times 7 \times 5 \times 60$	$W_{21} \times 80 \times 25 \times 62$	$W_{24} \times 7 \times 62$
C۳	$W_{12} \times 6 \times 5 \times 26$	$W_{10} \times 5 \times 75 \times 26$	$W_{14} \times 6 \times 75 \times 34$
C۴	$W_{18} \times 7 \times 5 \times 65$	$W_{16} \times 10 \times 25 \times 67$	$W_{40} \times 12 \times 149$
C۵	$W_{16} \times 7 \times 45$	$W_{14} \times 8 \times 48$	$W_{24} \times 9 \times 76$
C۶	$W_{16} \times 5/5 \times 31$	$W_{12} \times 6 \times 5 \times 30$	$W_{21} \times 8 \times 25 \times 48$
B۱	$W_{14} \times 5 \times 22$	$W_{16} \times 5/5 \times 26$	$W_{14} \times 6/75 \times 34$
B۲	$W_{16} \times 5/5 \times 26$	$W_{14} \times 5 \times 26$	$W_{21} \times 6/5 \times 44$
B۳	$W_{14} \times 5 \times 22$	$W_{14} \times 5 \times 22$	$W_{12} \times 6/5 \times 30$
وزن بهینه سازه (kg)			
	۸۸۰۲/۲۰	۹۲۷۷/۳۰	۱۲۷۱۰/۶۰



شکل ۴. توزیع مفاصل خمیری در قاب ۶ طبقه‌ی طراحی شده در سطح عملکرد LS.

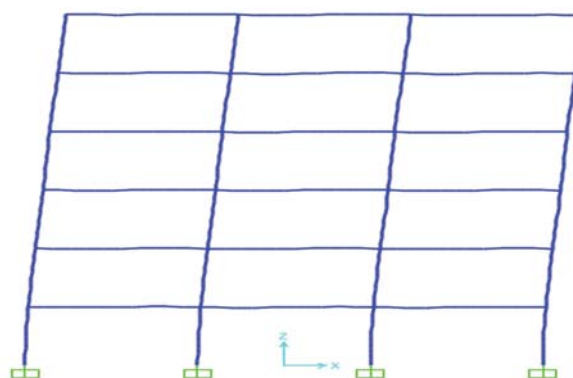


شکل ۵. توزیع مفاصل خمیری در قاب ۶ طبقه‌ی طراحی شده در سطح عملکرد CP.

وزن بهینه‌ی قاب طراحی شده در سطح عملکرد استفاده‌ی بی‌وقفه و با سطح ایمنی بالاتر بیشتر از وزن بهینه‌ی قاب‌های طراحی شده در دو سطح عملکرد دیگر بوده است؛ و برعکس، وزن بهینه‌ی قاب طراحی شده در سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش، که سطح ایمنی کمتری در مقایسه با وزن بهینه‌ی قاب‌های طراحی شده در سطوح عملکرد دیگر تأمین می‌کند، کمتر بوده است. در جدول ۴، مقادیر بیشینه‌ی نسبت تقاضا به ظرفیت در کلیه‌ی اعضاء قاب‌های ۱۲ طبقه‌ی طراحی شده در سطوح

جدول ۲. نتایج بیشینه‌ی نسبت تقاضا به ظرفیت در تیرها و ستون‌ها، قاب ۶ طبقه‌ی طراحی شده.

قاب طراحی شده	مقاومت		ضوابط کنترل	
	ستون‌ها	تیرها	ستون‌ها	تیرها
در سطح عملکرد IO	۰/۴۴۹۱	۰/۷۷۴۹	۰/۹۹۹۱	۰/۹۹۳۶
در سطح عملکرد LS	۰/۷۰۵۰	۰/۹۷۷۹	۰/۹۹۹۳	۰/۶۸۸۱
در سطح عملکرد CP	۰/۶۶۴۷	۰/۹۹۶۴	۰/۹۵۱۳	۰/۵۵۴۰



شکل ۳. توزیع مفاصل خمیری در قاب ۶ طبقه‌ی طراحی شده در سطح عملکرد IO.

نیز عبور نکرده‌اند. در قاب مذکور، زوایای چرخش خمیری در تعدادی از مفاصل تشکیل شده در اعضاء، کمتر از میزان مجاز در سطح عملکرد IO و در تعدادی دیگر، کمتر از میزان مجاز در سطح عملکرد LS بوده است. در واقع می‌توان نتیجه گرفت که در مورد قاب ۶ طبقه، قاب‌های طراحی شده براساس عملکرد با رویکرد خطی، ضوابط رویکرد غیرخطی عملکرد لرزه‌ی متناظر را نه فقط کنترل می‌کند، بلکه ضوابط کنترل عملکردی در رویکرد خطی ضوابط سخت‌گیرانه‌تری در مقایسه با ضوابط کنترل عملکردی در رویکرد غیرخطی است. در جدول ۳، نتایج طراحی بهینه‌ی قاب ۱۲ طبقه‌ی ۴ دهانه، برای سه سطح عملکرد: استفاده‌ی بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه‌ی فروریزش ارائه شده است. همان‌طور که در جدول اخیر مشخص است، مشابه قاب ۶ طبقه و مطابق انتظار،

جدول ۳. نتایج طرح بهینه براساس عملکرد، قاب ۱۲ طبقه.

شماره‌ی گروه مقطع	مقاطع بهینه در سطح عملکرد		
	CP	LS	IO
C۱	$W36 \times 16/5 \times 231$	$W36 \times 16/5 \times 247$	$W36 \times 12 \times 256$
C2	$W36 \times 12 \times 210$	$W36 \times 12 \times 210$	$W33 \times 11/5 \times 141$
C3	$W40 \times 12 \times 167$	$W33 \times 11/5 \times 141$	$W33 \times 11/5 \times 118$
C4	$W18 \times 11 \times 106$	$W27 \times 10 \times 94$	$W21 \times 8/25 \times 83$
C5	$W21 \times 6/5 \times 50$	$W18 \times 7/5 \times 22$	$W24 \times 7 \times 62$
C6	$W10 \times 5/75 \times 22$	$W10 \times 5/75 \times 22$	$W14 \times 5 \times 26$
C7	$W27 \times 10 \times 129$	$W14 \times 14/5 \times 102$	$W30 \times 10/5 \times 108$
C8	$W24 \times 9 \times 103$	$W27 \times 10 \times 114$	$W30 \times 10/5 \times 99$
C9	$W21 \times 8/25 \times 73$	$W30 \times 10/5 \times 90$	$W30 \times 10/5 \times 99$
C10	$W21 \times 8/25 \times 62$	$W18 \times 7/5 \times 65$	$W27 \times 10 \times 84$
C11	$W14 \times 8 \times 43$	$W18 \times 6 \times 46$	$W21 \times 8/25 \times 73$
C12	$W16 \times 5/5 \times 36$	$W12 \times 6/5 \times 30$	$W21 \times 8/25 \times 48$
C13	$W27 \times 10 \times 102$	$W24 \times 9 \times 103$	$W33 \times 11/5 \times 130$
C14	$W21 \times 8/25 \times 93$	$W16 \times 10/25 \times 89$	$W30 \times 10/5 \times 116$
C15	$W24 \times 9 \times 76$	$W27 \times 10 \times 84$	$W30 \times 10/5 \times 90$
C16	$W18 \times 7/5 \times 60$	$W18 \times 7/5 \times 60$	$W30 \times 10/5 \times 90$
C17	$W18 \times 6 \times 46$	$W14 \times 8 \times 43$	$W21 \times 8/25 \times 68$
C18	$W14 \times 5 \times 26$	$W16 \times 7 \times 36$	$W21 \times 6/5 \times 50$
B1	$W18 \times 6 \times 40$	$W18 \times 6 \times 35$	$W24 \times 7 \times 55$
B2	$16 \times 5/5 \times 26$	$W18 \times 6 \times 35$	$W24 \times 9 \times 68$
B3	$16 \times 5/5 \times 26$	$W21 \times 6/5 \times 44$	$W24 \times 7 \times 55$
B4	$W18 \times 6 \times 35$	$W16 \times 5/5 \times 36$	$W21 \times 8/25 \times 48$
B5	$W14 \times 6/75 \times 30$	$W16 \times 5/5 \times 31$	$W16 \times 7 \times 40$
B6	$W16 \times 5/5 \times 26$	$W16 \times 5/5 \times 26$	$W16 \times 5/5 \times 26$
وزن بهینه سازه (kg)	۳۶۳۳۶/۳۰	۳۷۶۲۶/۵۰	۴۳۴۵۰/۴۳

جدول ۴. نتایج بیشینه‌ی نسبت تقاضا به ظرفیت در تیرها و ستون‌ها، قاب ۱۲ طبقه‌ی طراحی شده.

محافظه‌کارانه‌ی اقلان شده و عملاً ضوابط کنترل عملکردی تعیین‌کننده بوده است، به‌نحوی که بیشینه‌ی نسبت تقاضا به ظرفیت برای ضوابط عملکردی در قاب‌های طراحی شده در سطوح عملکرد IO و LS به ترتیب برابر با ۰/۹۹۴۹ و ۰/۹۹۹۸ و به‌دست آمده است. در حالی که بیشینه‌ی نسبت تقاضا به ظرفیت برای ضوابط مقاومت در قاب طراحی‌شده در سطح عملکرد CP در ضوابط کنترل مقاومت و کنترل عملکرد تقریباً نزدیک به هم است، هر چند که مقدار آن در ضوابط کنترل مقاومت، کمی بیشتر و تعیین‌کننده بوده است. مشابه قاب ۶ طبقه، نزدیک بودن مقادیر بیشینه‌ی نسبت تقاضا به ظرفیت به مقدار یک در هر ۳ قاب طراحی شده (در مجموعه‌ی کلی ضوابط اعم از ضوابط کنترل مقاومت و ضوابط کنترل عملکرد) نشان‌دهنده‌ی آن است که الگوریتم ژنتیک در رسیدن به طرح بهینه به خوبی عمل کرده است.

در شکل‌های ۶ الی ۸، توزیع مفاصل خمیری در تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش‌آور به ترتیب در قاب‌های طراحی شده در سطوح عملکرد IO، LS و CP برای قاب ۱۲ طبقه‌ی ۴ دهانه مشاهده می‌شود. نقطه‌ی توقف تحلیل غیرخطی، متناظر با تغییرمکان هدف ۰/۲۱۶ متر در سطح عملکرد IO، ۰/۲۸۸ متر در سطح عملکرد LS و ۰/۳۰۸ متر در سطح عملکرد CP بوده است. همان‌گونه که در شکل‌های مذکور مشاهده می‌شود، در قاب طراحی شده در

جدول ۴. نتایج بیشینه‌ی نسبت تقاضا به ظرفیت در تیرها و ستون‌ها، قاب ۱۲ طبقه‌ی طراحی شده.

ضوابط کنترل			
مقاومت‌ها		قاب طراحی شده	
ستون‌ها	تیرها	ستون‌ها	تیرها
در سطح عملکرد IO	۰/۶۶۸۳	۰/۷۹۵۹	۰/۹۹۴۵
در سطح عملکرد LS	۰/۸۶۲۸	۰/۸۸۸۳	۰/۹۹۹۸
در سطح عملکرد CP	۰/۸۸۸۹	۰/۹۹۶۰	۰/۹۹۶۴

عملکرد استفاده‌ی بی‌وقفه، ایمنی جانی، و آستانه‌ی فروریزش، مطابق با ضوابط مقاومت و ضوابط عملکرد ارائه شده است.

با توجه به نتایج به‌دست آمده، برای ضوابط کنترل مقاومت، طرح به‌دست آمده در سطح عملکرد IO که طرح سنگین‌تری است، بیشترین نسبت تقاضا به ظرفیت برابر با ۰/۷۹۵۹ را دارد؛ در حالی که با کاهش سطح ایمنی لرزه‌یی و سبک‌تر شدن طرح‌ها در سطوح عملکرد LS و CP، بیشینه‌ی نسبت تقاضا به ظرفیت به ترتیب برابر با ۰/۸۸۸۳ و ۰/۹۹۶۰ به‌دست آمده است. در این قاب نیز مشابه قاب ۶ طبقه، در قاب‌های طراحی شده در سطوح عملکرد IO و LS، ضوابط کنترل مقاومت به‌طور

رویکرد غیرخطی است؛ به نحوی که در کلیه ی قاب های طراحی شده، تغییر شکل های ایجاد شده، یک سطح کمتر از تغییر شکل های مجاز سطح عملکردی مدنظر بوده است.

۶. نتیجه گیری

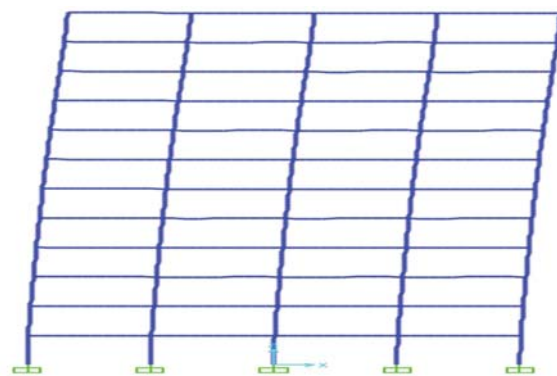
هدف از انجام پژوهش حاضر، ارزیابی رویکرد استاتیکی خطی در طراحی لرزه یی سازه ها براساس عملکرد بوده است. برای ارزیابی مناسب تر روش، طرح بهینه ی سازه بررسی شده است. برای اندازه گیری پاسخ سازه در مقابل نیروهای ثقلی و جانبی از تحلیل استاتیکی خطی و از ضوابط نشریه ی ۳۶۰ و مبحث دهم از مجموعه ی مقررات ملی ساختمان برای کنترل مقاومت و عملکرد لرزه یی سازه استفاده شده است. همچنین از نرم افزار تحلیل سازه ی OpenSEES برای تعیین پاسخ سازه استفاده شده است، که به نحو مناسبی نرم افزار مذکور با کد الگوریتم ژنتیک تهیه شده در نرم افزار متلب مرتبط شده است. برای ارزیابی عملکرد لرزه یی قاب ها از رویکرد استاتیکی غیرخطی در نرم افزار SAP۲۰۰۰ استفاده شده است. براساس روش تحقیق ارائه شده، ۶ مدل قاب خمشی فولادی، شامل یک قاب ۶ طبقه ی ۳ دهانه و یک قاب ۱۲ طبقه ی ۴ دهانه و هر کدام در سه سطح عملکرد: استفاده ی بی وقفه، ایمنی جانی و آستانه ی فروریزش در سطح خطر I، به عنوان مطالعات موردی، طراحی بهینه شدند و سپس طرح های به دست آمده با رویکرد استاتیکی غیرخطی در نرم افزار SAP۲۰۰۰ ارزیابی شده اند. همانگونه که انتظار می رفت، هر چه ایمنی مورد انتظار یا سطح عملکرد مدنظر برای طراحی قاب بیشتر باشد، نیاز به سازه ی قوی تری است که منجر به وزن بیشتر قاب می شود. به علاوه با توجه به نزدیک بودن مقادیر بیشینه ی نسبت تقاضا به ظرفیت به مقدار یک در تمام قاب های طراحی شده در سطوح عملکرد مختلف، الگوریتم ژنتیک استفاده شده در رسیدن به طرح بهینه موفق عمل کرده است.

نتایج به دست آمده در نوشتار حاضر، به این شرح بوده است:

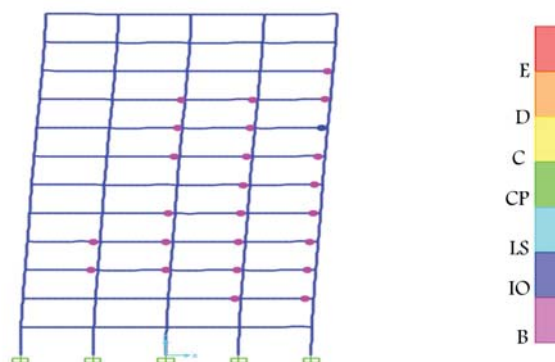
۱. برای قاب های طراحی شده در سطوح عملکرد IO و LS، ضوابط کنترل عملکردی در مقایسه با ضوابط کنترل مقاومت، ضوابط سخت گیرانه تری است و لذا بیشینه ی نسبت تقاضا به ظرفیت در قاب های طراحی شده در دو سطح عملکرد IO و LS، مشخصاً مربوط به ضوابط کنترل عملکردی است؛ در حالی که بیشینه ی نسبت تقاضا به ظرفیت در قاب طراحی شده در سطح عملکرد CP در ضوابط کنترل مقاومت و کنترل عملکرد تقریباً نزدیک به هم بوده است.

۲. ارزیابی لرزه یی طرح های بهینه ی به دست آمده از رویکرد خطی با کمک رویکرد غیرخطی نشان می دهد که نه فقط طرح های به دست آمده، ضوابط عملکردی رویکرد غیرخطی را ا قناع کرده است؛ بلکه ضوابط کنترل عملکردی در رویکرد خطی ضوابط سخت گیرانه تری در مقایسه با ضوابط کنترل عملکردی در رویکرد غیرخطی داشته و طرح های بهینه ی به دست آمده با یک حاشیه ی اطمینان مناسب، عملکرد مدنظر در رویکرد غیرخطی را تأمین کرده اند.

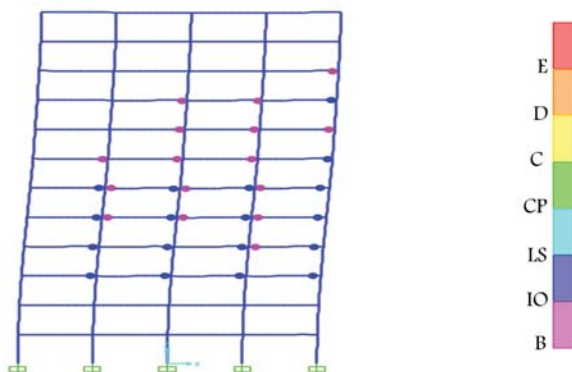
۳. در حال حاضر نرم افزارهای تجاری موجود مثل SAP و ETABS قابلیت طراحی سازه ها براساس عملکرد را ندارند و دستیابی به این هدف به صورت دستی و با روند سعی و خطا صورت می گیرد، که ممکن است این روند بسیار زمان بر و طاقت فرسا باشد. فارغ از اینکه طرح های بهینه ی به دست آمده از



شکل ۶. توزیع مفاصل خمیری در قاب ۱۲ طبقه ی طراحی شده در سطح عملکرد IO.



شکل ۷. توزیع مفاصل خمیری در قاب ۱۲ طبقه ی طراحی شده در سطح عملکرد LS.



شکل ۸. توزیع مفاصل خمیری در قاب ۱۲ طبقه ی طراحی شده در سطح عملکرد CP.

سطح عملکرد IO هیچ مفصلی به وجود نیامده است. در قاب طراحی شده در سطح عملکرد LS کلیه ی مفاصل تشکیل شده حتی از سطح عملکرد IO نیز عبور نکرده اند. همین شرایط برای قاب طراحی شده در سطح عملکرد CP نیز وجود دارد، به نحوی که بیشترین تغییر شکل های مفاصل تشکیل شده نیز حتی از سطح عملکرد LS نیز عبور نکرده اند. این بدان معنی است که زوایای چرخش خمیری بسیار کمتر از مقادیر مجاز در جدول ۵-۳ نشریه ی ۳۶۰ است. لذا در مورد قاب ۱۲ طبقه نیز مشابه قاب ۶ طبقه، ضوابط کنترل عملکرد لرزه یی در رویکرد خطی ضوابط سخت گیرانه تری در مقایسه با ضوابط کنترل عملکردی در

رویکرد استاتیکی خطی در مطالعه‌ی حاضر، طرح‌های قابل قبولی بوده است، می‌توان از آن‌ها به عنوان طرح‌های اولیه برای رسیدن به طرح‌های نهایی براساس عملکرد و مبتنی بر رویکردهای واقع‌بینانه‌تر غیرخطی نیز استفاده کرد، تا روند سعی و خطا تسریع شود.

این پیشنهادها برای ادامه‌ی پژوهش حاضر ارائه شده‌اند:

۱. نتایج به دست آمده در پژوهش حاضر با بررسی ۶ مدل قاب (۲ قاب و هر قاب در ۳ سطح عملکرد)، به دست آمده است و لذا نتیجه‌گیری کلی از آن نیاز به بررسی قاب‌های بیشتری دارد. به علاوه در مطالعه‌ی حاضر، فقط به قاب‌های خمشی فولادی توجه شده است. در نشریه‌ی ۳۶۰، به طیف گسترده‌ی از سازه‌ها، شامل انواع سازه‌های: فولادی، بتنی، انواع سازه‌ی بنایی و ... توجه شده است. هر کدام از سازه‌های مذکور، ضوابط طراحی براساس عملکرد و مفاهیم مرتبط خود را دارند. پیشنهاد می‌شود رویکرد استاتیکی خطی برای کلیه‌ی سازه‌های

اشاره شده استفاده و صحت نتایج به دست آمده در پژوهش حاضر برای دیگر سازه‌ها بررسی شوند.

۲. در نشریه‌ی ۳۶۰، چهار رویکرد: استاتیکی خطی، دینامیکی خطی، استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی برای هدف بهسازی و همچنین هدف طراحی براساس عملکرد پیشنهاد شده است. در حالی که بیشتر مطالعات معطوف به رویکرد استاتیکی غیرخطی بوده است، مطالعه‌ی جامع که مقایسه‌ی کاملی بین نتایج هر یک از رویکردها ارائه کند، می‌تواند در این حوزه حاوی نکات ارزشمندی باشد.

۳. یکی از چالش‌های مهم در طراحی بهینه براساس عملکرد مبتنی بر رویکردهای غیرخطی، زمان محاسبه‌ی قابل توجه برای تحلیل لرزه‌ی طرح‌های متعددی است که در طول فرایند بهینه‌سازی ارزیابی می‌شوند. با هدف کاهش زمان محاسبات، استفاده‌ی همزمان از رویکردهای استاتیکی خطی و غیرخطی در فرایند طراحی بهینه، می‌تواند بستر مناسبی برای مطالعات آینده باشد.

پانویس‌ها

1. immediate occupation
2. life safety
3. collapse prevention
4. Liu
5. Carbas & Aydogdu
6. Zhang & Tian
7. Matlab

منابع (References)

1. Gholizadeh, S. "Performance-based optimum seismic design of steel structures by a modified firefly algorithm and a new neural network", *Advances in Engineering Software*, **81**, pp. 50-65 (2014).
2. Fragiadakis, M., Lagaros, N.D. and Papadrakakis, M. "Performance-based multiobjective optimum design of steel structures considering life-cycle", *Structural and Multidisciplinary Optimization*, **32**(1), pp. 1-11 (2006).
3. Seismic Design of Steel Moment Frame Structures, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **34**(3), pp. 289-306 (2005).
4. , Rezazadeh Sorochi, Kaveh, A., Farahmand Azar, B., Hadidi, A. and et al. "Performance-based seismic design of steel frames using ant colony optimization", *Journal of Constructional Steel Research*, **66**(4), pp. 566-574 (2010).
5. Tehranizadeh, M. and Moshref, A. "Performance-based optimization of steel moment resisting frames", *Scientia Iranica*, **18**(2), pp. 198-204 (2011).
6. Gholizadeh, S.; Kamyab, R. and Dadashi, H. "Performance-based design optimization of steel moment frames", *International Journal of Optimization in Civil Engineering*, **3**, pp. 327-433 (2013).
7. Gholizadeh, S. and Moghadas, R. K. "Performance-based optimum design of steel frames by an improved quantum particle swarm optimization", *Advances in Structural Engineering*, **17**(2), pp. 143-156 (2014).
8. Kaveh, A. and Nasrollahi, A. "Performance-based seismic design of steel frames utilizing charged system search optimization", *Applied Soft Computing*, **22**, pp. 213-221 (2014).
9. Talatahari, S. "Optimum performance-based seismic design of frames using metaheuristic optimization algorithms", *Metaheuristic Applications in Structures and Infrastructures*, Elsevier, pp. 419-437 (2013).
10. Gholizadeh, S. and Baghchevan, A. "Multi-objective seismic design optimization of steel frames by a chaotic meta-heuristic algorithm", *Engineering with Computers*, **33**(4), pp. 1045-1060 (2017).
11. Carbaus, S. and Aydogdu, I. "Optimum design of spatial steel frames using water cycle algorithm with evaporation rate", *International Conference on Mathematical Studies and Applications*, Karaman, RKIYE, pp. 459-464 (2018).
12. Zhang, C. and Tian, Y. "Simplified performance-based optimal Engineering seismic design of reinforced concrete frame buildings", *Structures*, **185**, pp.15-25 (2019).
13. Karimi, F. and Vaez, S.R.H. "Two-stage optimal seismic design of steel moment frames using the LRFD-PBD method", *Journal of Constructional Steel Research*, **155**, pp. 77-89 (2019).
14. Gholizadeh, S., Danesh, M. and Gheytratmand, C. "A new Newton metaheuristic algorithm for discrete performance-based design optimization of steel moment frames", *Computers & Structures*, **234**, pp. 106250, (2020).

15. Fathali, M.A. and Vaez, S.R.H. "Optimum performance-based design of eccentrically braced frames", *Engineering Structures*, **202**, p. 109857 (2020).
16. Pachideh, G., Gholhaki, M. and Saedi Daryan, A. "Analyzing the damage index of steel plate shear walls using pushover analysis", *Journal of Structures*, **20**, pp. 437-451 (2019).
17. Kheyroddin, A., Gholhaki, M. and Pachideh, G. "Seismic evaluation of reinforced concrete moment frames retrofitted with steel braces using IDA and pushover methods in the near-fault field", *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, **7**(1), pp. 159-173 (2019).
18. Gholhaki, M., Pachideh, G., Rezayfar, O. and et al. "Specification of Response modification factor for Steel Plate Shear Wall by Incremental Dynamic Analysis Method [IDA]", *Journal of Structural and Construction Engineering*, **6**(2), pp. 211-224 (2019).
19. Gholhaki, M., Karimi, M. and Pachideh, G. "Investigation of subpanel size effect on behavior factor of stiffened steel plate hear wall", *Journal of Structural and Construction Engineering*, **5**(4), pp. 73-87 (2019).
20. Gholizadeh, S. and Mohammadi, M. "Reliability-based seismic optimization of steel frames by metaheuristics and neural networks", *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering*, **3**(1), p. 04016013 (2017).
21. Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings: Standarad No. 360, Office of Deputy for Strategic Supervision Department of Technical Affairs (In Persian) (1392).
22. Iraninan code of Practice for Seismic Resistance Design of Buildings, Standarad No. 2800, Building and Housing Research Center, 4th edition (1394).
23. Design and Construction of Steel Structures, 10th code of National Building Regulations (In Persian) (1392).
24. Medina, R. and Krawinkler, H. "Evaluation of drift demands for the seismic performance assessment of frames", *Journal of Structural Engineering*, **131**(7), pp. 1003-1013 (2005).

بررسی عملکرد سیستم چندلایه‌ی پوشش عایق شیروانی لندفیل تحت بارگذاری هیدرواستاتیکی خارجی

مجتبی جعفری کرمانی پور* (دانشجوی دکتری)

سید مرتضی مرندی (استاد)

گروه مهندسی عمران، دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه شهید باهنر کرمان

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۴۰۱)
دوره‌ی ۲ - ۳۸، شماره‌ی ۳/۲، ص. ۸۶-۷۹، (پاداشت فنی)

اضافه شدن ماسک و دستکش آلوده به زباله‌های شهری و مدیریت غیرعلمی پسماند، خطر افزایش همه‌گیری کرونا را به همراه دارد. علاوه بر این، آلودگی محیط‌زیست و آب‌های زیرزمینی در کشورهای در حال توسعه، به طور قابل توجهی نیاز به استفاده از محل‌های دفن علمی پسماند را برای کاهش خطر ابتلا به بیماری‌های همه‌گیر افزایش داده است. آنالیز عددی به طور گسترده‌ای در طول سه دهه‌ی گذشته برای ارزیابی پایداری و یکپارچگی سیستم‌های پوشش دفن پسماند استفاده شده است. در نوشتار حاضر، وجود جریان آب در چهارکد ارتفاعی در پشت شیب جداره‌ی لندفیل بررسی شده است. برای اعتبارسنجی مدل‌سازی، نتایج با اندازه‌گیری‌های ابزار دقیق در محل ارزیابی و مدل‌المان محدود سه‌بعدی (FE) توسط نرم‌افزار آباکوس اجرا شده است. نتایج نشان می‌دهند که یک سیستم پوشش با سطح آب تا ۷۵٪ ارتفاع شیب جانبی، ایمنی کافی در برابر خرابی دارد؛ اما در هنگام پُر شدن تا ارتفاع کامل شیب، ژئوممبرین گسیخته می‌شود.

واژگان کلیدی: لندفیل، سیستم پوشش جداره، ژئوسنتتیک، مدل‌سازی عددی، فشار هیدرواستاتیکی.

marandi@uk.ac.ir
mjkp1365@gmail.com

۱. مقدمه

حال، مطالعات موجود به ندرت عملکرد ژئوسنتتیک‌ها را در برابر فشار هیدرولیکی خارجی ناشی از حضور آب‌های سطحی و سیلاب در نظر گرفته است. لذا پایداری و دوام ژئوسنتتیک‌ها تحت تأثیر شرایط سطح آب متغیر، هنوز مشخص نشده است. دیکسون^۲ و همکاران (۲۰۱۲)، پایداری و دوام لاینر ژئوسنتتیک را با تمرکز بر مشکلات مهندسی رایج حین ساخت لندفیل مطالعه کرده‌اند.^[۱] مطالعه‌ی مذکور، شامل: ارزیابی در حین ساخت، اینترفیس کرنش نرم‌شوندگی، خرابی پیش‌رونده، تنش‌های کششی در مصالح، نمایش خصوصیات و رفتار پسماند، پیری و تخریب زیستی پسماند است. بر این اساس، هدف از مطالعه‌ی گزارش شده، بررسی اینترفیس بین مصالح نصب شده در شیب‌های محل دفن پسماند و رفتار کرنش نرم‌شوندگی بوده است. نتایج پژوهش اخیر تأیید کرده است که مقاومت برشی اینترفیس پس از رسیدن به مقدار بیشینه‌ی خود، با تغییر شکل زیاد به مقدار تنش پسماند^۳ رسیده است.

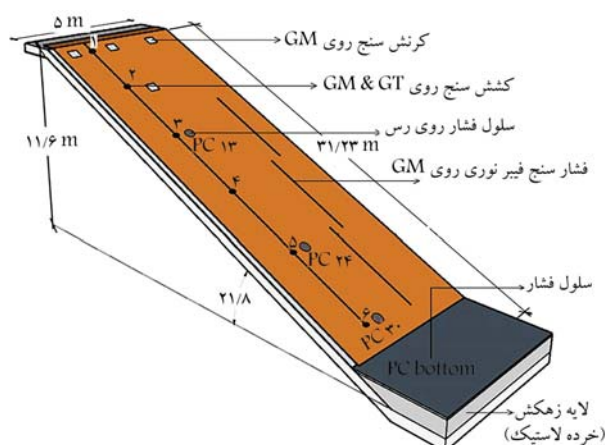
تاکنون، برای حل تعدادی از مسائل پیچیده‌ی مهندسی ژئوتکنیک جهت تعیین عملکرد اندرکنش مصالح ژئوسنتتیک با یکدیگر و لایه‌های خاک از شبیه‌سازی در محیط نرم‌افزار آباکوس^۴ استفاده شده است.^[۱۵-۱۲] مکانیسم اندرکنش یک قاب ساختمانی ۱۰ طبقه که بر روی پایه‌ی شمع‌های معمولی تحت گسیختگی گسل امتداد لغز با زاویه‌ی شیب ۹۰ درجه قرار دارد، از طریق شبیه‌سازی عددی اجزاء محدود

مهم‌ترین مشکل در محل‌های دفن زباله، تخلیه‌ی کنترل نشده‌ی شیرابه‌هاست، که باعث آلودگی آب‌های سطحی و زیرزمینی می‌شود. به عنوان یک قاعده‌ی کلی، شیرابه بسته به عوامل متعددی، چون: زمان سپری شده، دما، عمق محل دفن، هیدرولوژی محل، ترکیب پسماند و همچنین میزان رطوبت محیط، ویژگی‌های متفاوتی در مناطق مختلف دفن زباله دارد.^[۲۱] آنالیز پایداری شیب جداره‌های لندفیل، یک موضوع زیست‌محیطی است که با همکاری با یک زمین‌شناس قابل حل است.^[۲۳] پارامترهای برشی مصالح سیستم پوش و اینترفیس بین آن‌ها به عنوان عوامل اصلی موردنیاز برای تحلیل پایداری شیب محل دفن پسماند در نظر گرفته می‌شود.^[۸-۵] از ژئوتکتایل و ژئوممبرین به عنوان عایقی در برابر نشست از کف و جداره‌ی محل‌های دفن زباله استفاده می‌شود. کاربردهای متعدد و نصب ساده‌ی آن‌ها، طراحان و پیمانکاران را به استفاده از ژئوسنتتیک ترغیب می‌کند. نتایج عملکرد در محل ژئوسنتتیک‌ها و رفتار آن‌ها در مراحل ساخت لندفیل^۱ با استفاده از ابزار دقیق بررسی شده است.^[۹] اندرکنش بین لایه‌های ژئوسنتتیک و مقادیر رایج استفاده شده‌ی آن در لندفیل از طریق داده‌های ۷۶ آزمایش ارائه شده است.^[۱۰] با این

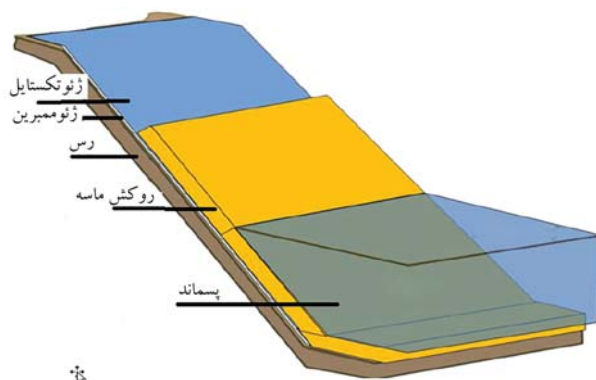
* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۳/۱۷، اصلاحیه ۱۴۰۱/۵/۲۵، پذیرش ۱۴۰۱/۵/۳۰.

DOI:10.24200/J30.2022.60452.3103



شکل ۱. هندسه و محل قرارگیری ابزار دقیق.



شکل ۲. طرح شماتیک سیستم پوشش چندلایه‌ی جداره‌ی لندفیل.

لایه‌ی دوم ماسه ریخته شد و دوباره، پسماند، لایه‌ی ماسه را پوشاند. در نهایت، لایه‌ی سوم ماسه و بعد پسماند ریخته شد تا کل شیب جداره‌ی لندفیل پر شود.

۳. ارزیابی روند مدل‌سازی

از مطالعات زامارا و همکارانش (۲۰۱۲) و مدل‌سازی عددی آن‌ها در نرم‌افزار FLAC (۲۰۱۴) جهت ارزیابی نتایج مدل‌سازی عددی حاضر استفاده شده است.^[۱۸] در مدل‌سازی مرجع از سه داده‌ی ورودی جهت مدل‌سازی استفاده شده است. در حالت اول، از مقادیر بیشینه‌ی خصوصیات مقاومتی مصالح استفاده شده است؛ در نتیجه، خروجی‌ها کمترین تنش و کرنش و جابه‌جایی‌ها را نشان داده‌اند. در حالت دوم در نرم‌افزار برای مدل کردن تغییر شکل‌های زیاد ایجاد شده در محل در اثر تنش‌های حرارتی ناشی از تابش خورشید، پارامترهای مقاومتی مصالح کاهش داده شد. (جابه‌جایی‌ها و تنش‌های زیاد در قسمت بالایی شیب لندفیل در لایه‌های ژئوستنتیک به علت قرارگرفتن طولانی‌مدت در معرض نور خورشید بود). در حالت سوم، با اعمال مدل رفتاری کرنش نرم‌شوندگی برای اندرکنش مصالح، رفتار مصالح در شرایط نرمال (بدون در نظر گرفتن تنش‌های ناشی از اثر نور خورشید) مدل‌سازی شده است. در مدل‌سازی حاضر نیز که در نرم‌افزار آباکوس انجام شده است، از مدل رفتاری کرنش نرم‌شوندگی اندرکنش مصالح استفاده و نتایج آن با حالت سوم مدل‌سازی مرجع مقایسه شده است.

سه‌بعدی مطالعه شده است.^[۱۶] لیانگ^۵ و همکاران (۲۰۱۲)، یک المان کاربری را برای تحلیل دینامیکی سه‌بعدی محیط متخلخل اشباع شده از سیال براساس معادلات U-U ایجاد کرده‌اند.^[۱۷]

در نوشتار حاضر، ابتدا نتایج یک مدل وابسته به زمان در نرم‌افزار آباکوس، با نتایج اندازه‌گیری‌های ابزار دقیق قرارگرفته بر روی لایه‌های سیستم پوشش، در محل لندفیل میلگیت^۶ در انگلستان مقایسه شده است. سیستم پوشش مطالعه شده از یک لایه رس فشرده که توسط ژئوممبرین، ژئوتکستایل و یک لایه‌ی ماسه پوشیده شده بود، تشکیل شده است. پروژه‌ی ساخت لندفیل موردنظر در ماه ژوئن ۲۰۰۹ آغاز شد و مانیتورینگ آن تا ۳ سال بعد از آن ادامه داشت. ابزار دقیق نصب شده در سایت، شامل: سلول‌های فشار (PC)، اکستنسومتر (Ext)،^۷ فشارسنج فیبر نوری (FO)، کرنش سنج (DSG) Demec و دماسنج اضافی بوده است. مدل‌سازی حاضر، مراحل ساخت سیستم پوشش و بارگذاری جداره‌ی لندفیل مطالعه شده را در بر دارد. برای درک بهتر، جزئیات بیشتر از مقادیر ورودی و روند طراحی در ادامه توضیح داده شده است. به‌طور کلی، هدف از مطالعه‌ی حاضر، اطمینان از عملکرد صحیح سیستم پوشش شیب جانبی لندفیل در مناطق سیل‌خیز، مانند مناطق استوایی و ساحلی است. در ادامه، پیشنهاد نصب زهکشی مناسب در مناطق در معرض خطر حضور آب با ارتفاع بیش از ۷۵٪ ارتفاع جداره‌ی لندفیل داده شده است.

۲. مصالح و هندسه

در بخش حاضر، فرایند مدل‌سازی، لندفیل میلگیت در شرق یورکشایر انگلستان به‌عنوان مدل واقعی برای راستی‌آزمایی نتایج خروجی نرم‌افزار انتخاب شده است. جزئیات آزمایش در محل، شامل ابعاد و موقعیت ابزار در شیب در شکل ۱ مشاهده می‌شود.

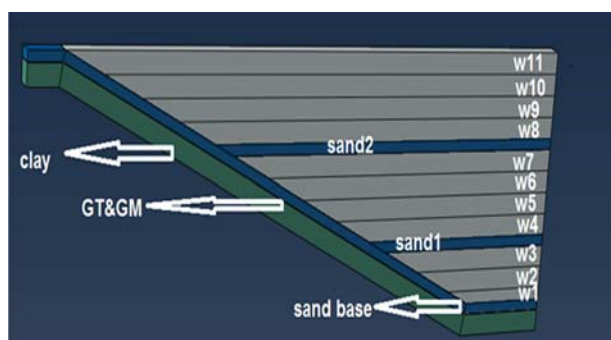
سیستم پوشش استفاده شده در مدل، شامل رول‌های ژئوممبرین^۸ HDPE با عرض ۵ متر و ضخامت ۲ میلی‌متر با چگالی ۹۴۹/۰ گرم بر سانتی‌مترمکعب بر روی خاک رس فشرده با ضخامت ۱ متر و بیشینه‌ی نفوذپذیری 10^{-9} × ۱ بوده است. برای پوشش لایه‌های ژئوممبرین از رول‌های ژئوتکستایل^۹ سوزنی بافته نشده با عرض ۵ متر دارای: مقاومت ۴۵ (KN)، ضخامت ۷/۸ (mm) و وزن (gr/m) ۱۴۰۰ استفاده شده است. ژئوممبرین و ژئوتکستایل به ترتیب دارای مدول یانگ $E = 335 MPa$ و $E = 120 MPa$ بوده‌اند. در شکل ۲، سیستم پوشش چندلایه‌ی شماتیک شیب جانبی محل دفن پسماند مشاهده می‌شود. ژئوممبرین (GM) و ژئوتکستایل (GT) در بالای ترانشه در قلاب U شکل ۶۰۰ میلی‌متر تا ۶۰۰ میلی‌متر مهار شده‌اند (زامارا^{۱۰} و همکاران (۲۰۱۲)).^[۹] قبل از ریختن پسماند و در حین ساخت لندفیل، یک روکش ماسه‌یی به ضخامت ۵۰ سانتی‌متر روی ژئوتکستایل قرار گرفته است. روکش ماسه‌یی، امکان اندازه‌گیری پاسخ لایه‌های ژئوستنتیک (زمین پارچه‌ها^{۱۱}) را با توجه به بارهای اعمالی مختلف فراهم می‌کند. در واقع روکش ماسه‌یی به دلیل ریزدانه بودن، نفوذپذیری نسبی کم، و حساسیت آن به پُرشدن حفره‌ها نمی‌تواند به عنوان زهکشی به‌خوبی عمل کند. در سیستم‌های عایق جداره‌ی لندفیل از مصالح دانه‌یی و عموماً شنی در کف و جداره‌ی آن برای زهکشی شیرابه استفاده می‌شود. با این حال در لندفیل مطالعه شده، به دلیل در دسترس نبودن مصالح مناسب از ماسه استفاده شده است. قبل از ریختن پسماندها، لایه‌ی اول ماسه در طول شیب تا ارتفاع ۱۰ متر ریخته شده است. پس از پوشاندن لایه‌ی اول ماسه با پسماند،

جدول ۱. خصوصیات مصالح استفاده شده.

مصالح	مدل	وزن مخصوص	φ' (°)	c' (kPa)	مدول یانگ (MPa)	نسبت بواسون
پسماند	موهر - کلمب	۱	۲۵	۵	۵/۵	۰/۳
لایه ماسه	موهر - کلمب	۱/۷	۳۵	۰	۷۰	۰/۴
پوشش رسی	موهر - کلمب	۱/۷	۲۳	۵	۱۵۰	۰/۳

جدول ۲. خصوصیات اینترفیس مصالح استفاده شده در نرم افزار.

اینترفیس	بیشینه/باقی مانده		سختی (kPa/m)	
	δ (°)	α (kPa)	نرمال	برشی
پسماند/ماسه	۲۰	۵	۱۰۰۰۰	۵۰۰۰
ماسه/ژئوتکستایل				
حالت خشک	۲۹, ۹/۲۹, ۶	۶, ۳/۱, ۸	۱۰۰۰۰	۴۵۰۰
حالت تر	۲۹, ۶/۲۹, ۹	۳, ۲/۱, ۳	-	-
ژئوتکستایل/ژئوممبرین				
حالت خشک	۱۹, ۹/۱۳, ۳	۲, ۳/۱, ۴	۱۰۰۰۰	۴۵۰۰
حالت تر	۲۰, ۸/۱۴, ۷	۴/۲, ۹	-	-
ژئوممبرین/رس				
حالت زهکشی شده	۲۲/۲۲	۸/۸	۱۰۰۰۰	۵۵۰۰
حالت زهکشی نشده	۳۱, ۱/۲۵, ۱	۷, ۶/۳, ۲	-	-



شکل ۳. مراحل ساخت و پُر شدن لندفیل (پسماند=w).

۱.۳. نرم افزار رایانه‌ای اجزاء محدود

از روش دینامیکی ایمپلیسیت^{۱۲} اجزاء محدود در نرم افزار آباکوس برای مدل سازی و پیش بینی رفتار اجزاء پوشش جداره‌ی لندفیل استفاده شده است. از نرم افزار آباکوس در تعدادی از مطالعات پیشین در حوزه‌ی مهندسی ژئوتکنیک طراحی لندفیل استفاده شده است.^{۱۹، ۲۰} مطالعات صورت گرفته تاکنون نشان داده است که از نرم افزار آباکوس می توان برای مدل سازی دامنه‌ی وسیعی از مواد، مدل سازی ساخت مرحله‌ی، اندرکنش با خصوصیت کرنش نرم شوندگی مصالح گوناگون در سیستم پوشش، و تخمین کرنش مصالح ژئوسنتتیک به خوبی بهره برد.

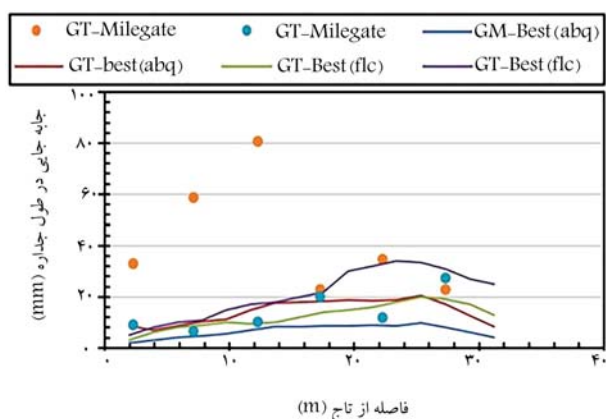
۲.۳. روند مدل سازی

دو پارامتر مهم در مدل سازی انجام شده، شامل ساخت مرحله به مرحله‌ی سلول های لندفیل و مراحل پر کردن سلول ها با پسماند بوده است. ساخت و بارگذاری مدل لندفیل در ۱۷ مرحله انجام و به هر مرحله ۱۰ ثانیه اختصاص داده شد. در واقع ثانیه‌ی ۱۷۰ مربوط به آخرین مرحله یعنی اضافه شدن فشار هیدرواستاتیکی است. لندفیل مذکور بر روی یک لایه رس متراکم به ضخامت ۱ متر در کف و جداره‌ی آن اجرا شده است. لایه‌های ماسه در سه مرحله در طول شیب و بین پسماندها با ضخامت ۵۰ سانتی متر ریخته شده‌اند. تقریباً روی هر لایه ماسه، ۴ لایه‌ی پسماند به ارتفاع ۱ متر ریخته شده است. در نهایت، مدل مانند شکل ۳، شامل ۱۶ لایه (لایه‌ی اول رس، لایه‌ی دوم ماسه، لایه‌های سوم تا ششم پسماند، لایه‌ی هفتم ماسه، لایه‌های هشتم تا یازدهم پسماند، لایه‌ی دوازدهم ماسه، لایه‌های سیزدهم تا شانزدهم پسماند) بوده است.^[۱۸]

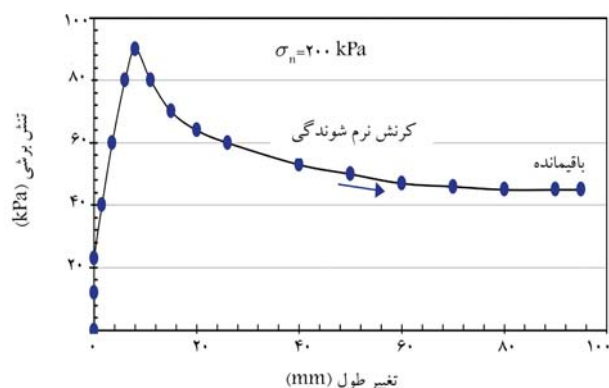
۳.۳. مدل سازی سیستم پوشش چندلایه

سیستم پوشش ژئوسنتتیک به صورت یک سیستم چندلایه‌ی قرار گرفته بر بستر صلب بدون جابه‌جایی فرض شده است. در نتیجه، لایه‌ی رس متراکم به عنوان یک لایه‌ی پایدار و بدون جابه‌جایی مدل شده است. لایه‌های ژئوسنتتیک نیز به عنوان یک المان تیر که در بالای ترانشه مهار شده، مدل شده‌اند. سه اندرکنش بین المان های سیستم پوشش، شامل: الف) رس/ژئوممبرین، ب) ژئوممبرین/ژئوتکستایل، ج) ژئوتکستایل/ماسه در نظر گرفته شده است. از مقادیر زاویه‌ی اصطکاک و چسبندگی پسماند برای اندرکنش بین پسماند و ماسه نیز استفاده شده است. برای مدل سازی رفتار اندرکنش خاک و پسماند نیز از معیار گسیختگی موهر-کولمب استفاده شده است که به همراه خصوصیات مصالح در جدول ۱ ارائه شده است.

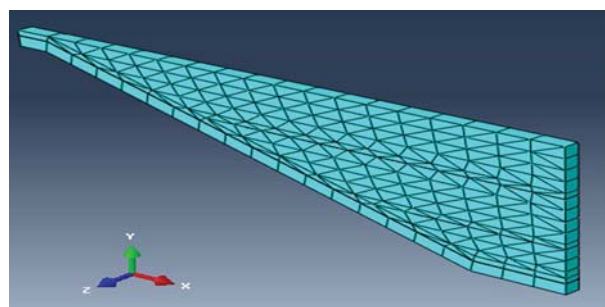
مقادیر اندرکنش بین مصالح نیز براساس نتایج مطالعات آزمایشگاهی فومز و همکارانش (۲۰۰۸) در جدول ۲ ارائه شده است. مقادیر α و δ ، ذکر شده در جدول ۲، مقادیر چسبندگی و اصطکاک اندرکنش بین دو مصالح در نقاط بیشینه و کمینه



شکل ۶. مقایسه‌ی نتایج جابه‌جایی‌های به‌دست آمده از ابزار دقیق و مدل‌سازی پس از پرشدن لندفیل.



شکل ۴. مثالی از آزمون برش مستقیم.



شکل ۵. مثالی از آزمایش برش مستقیم.

در نمودار تنش برشی - جابه‌جایی آزمون برش مستقیم هستند. [۲۰] در شکل ۴، مثالی از نمودار تنش برشی - جابه‌جایی آزمون برش مستقیم برای تعیین مقادیر اینترفیس بین مصالح پوشش مشاهده می‌شود. [۱۰]

۴.۳. مش اجزاء محدود مدل

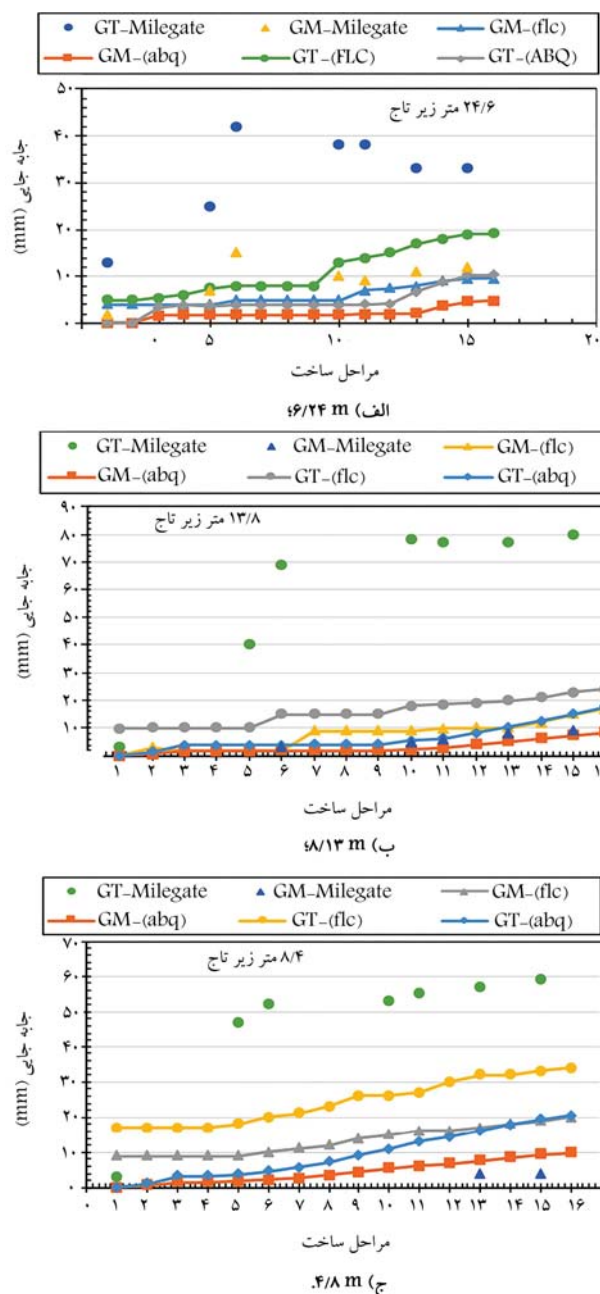
شبکه‌ای استفاده شده در مدل‌سازی از نوع شش‌وجهی مکعبی و گوه‌یی بوده است. در مدل‌سازی اخیر به دلیل تعداد زیاد لوپ‌ها و واگرا شدن نتایج از شبکه با اندازه ۳۰ سانتی‌متر بر روی لایه‌های ژئوستتیک و در سایر المان‌ها از شبکه‌های ۱ متری استفاده شده است. در شکل ۵، شبکه‌بندی جداری لندفیل مشاهده می‌شود.

۵.۳. بررسی راستی آزمایشی نتایج

مقادیر تنش فشاری وارد شده بر روی سیستم پوشش در حدود مقادیر اندازه‌گیری شده از سلول‌های فشار نصب شده در لندفیل بوده‌اند. بنابراین تنش‌های وارد بر سیستم پوشش را می‌توان با مدل‌سازی عددی محاسبه کرد. در مدل اخیر، زمان مستقیماً در نظر گرفته نشده است، اما مراحل ساخت و بارگذاری پسماند به عنوان عامل زمانی در نظر گرفته شده است.

جامع‌ترین و منطقی‌ترین نتایج توسط اکستنسومترهای نصب شده بر روی GT و GM به‌دست آمده است. لذا ابتدا در مدل‌سازی عددی با سعی و خطا، نتایج ثبت شده توسط کشش‌سنج‌ها بازتولید شده است. [۱۸] در شکل ۶، نیز مقادیر جابه‌جایی اندازه‌گیری شده توسط کشش‌سنج‌ها روی GT و GM در طول شیب در پایان مراحل ساخت با نتایج مدل‌سازی در نرم‌افزار مشاهده می‌شود.

در شکل ۷، نمودارهای تنش فشاری ثبت شده توسط سلول‌های فشاری و نتایج به‌دست آمده از دو مدل‌سازی، در طی مراحل ساخت مشاهده می‌شود. همان‌طور که در شکل ۷الف مشهود است، تنش‌های فشاری در یک سوم



۴. مدل‌سازی فشار هیدرواستاتیکی

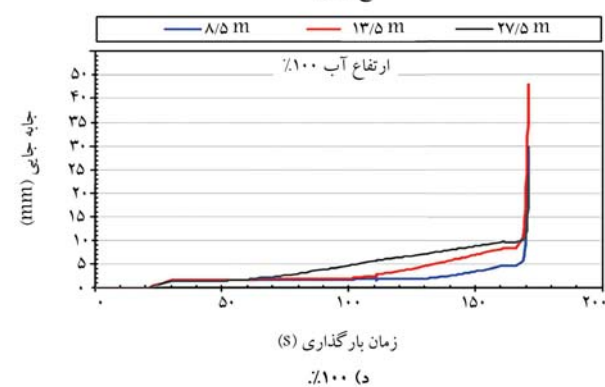
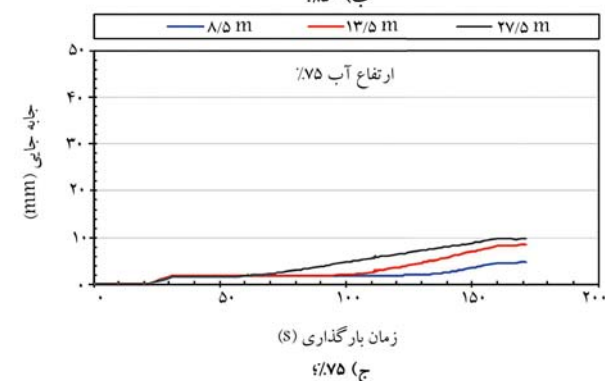
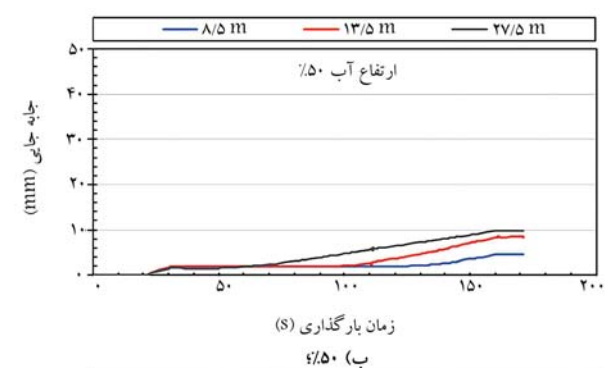
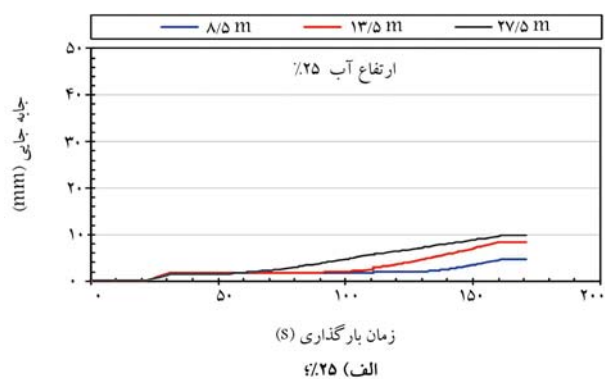
جهت تعیین اثر فشار هیدرواستاتیکی پشت جداره‌ی لندفیل، فشار هیدرواستاتیکی در ۴ تراز ارتفاعی (۲۵٪، ۵۰٪، ۷۵٪ و ۱۰۰٪ ارتفاع جدار) اعمال شده است. در فرض مسئله به این نکته توجه شده است که مدل، یک سیستم لایه‌یی چند ۱۰ سانتی‌متری است و بحث ناپایداری خارجی در پژوهش حاضر مطرح نیست. المان مهم از نظر پایداری داخلی، لایه‌ی ژئوممبرین است که نقش آب‌بند را اجرا می‌کند و لایه‌ی ژئوتکستایل جهت محافظت از لایه‌ی ژئوممبرین استفاده شده است. مدل سه‌بعدی جداره‌ی لندفیل و فشار هیدرواستاتیکی اعمالی به مدل در شکل ۹ مشاهده می‌شود.

بالایی شیب در طی مراحل ساخت، روند افزایشی داشته و فشار وارده به لایه‌ی رسی بعد از قرارگیری پسماند و اعمال وزن آن در مراحل چهارم به بعد افزایش یافته است، تا به مقدار بیشینه‌ی خود رسیده است. مقادیر به‌دست آمده بیانگر همگرایی خوبی بین نتایج نرم‌افزاری و ابزار دقیق است. در ارتفاع ۲۴ متری از زیر تاج و در واقع در یک سوم میانی شیب با توجه به قرارگیری لایه‌های پوشش و پسماند در مراحل اولیه، تنش‌ها نسبت به ارتفاع ۱۳ متری سریع‌تر رشد داشته‌اند و متوسط مقادیر آن‌ها در مراحل مختلف ساخت اختلافی در حدود ۵٪ را نشان می‌دهد. همچنین به دلیل قرارگرفتن لایه‌های بیشتری از پسماند در ارتفاع ۲۴ متری از شیب نسبت به ارتفاع ۱۳ متری، بخش کنونی تنش‌های فشاری بیشتری تجربه کرده‌است. در یک سوم انتهایی مقطع شیب شیروانی جداره‌ی لندفیل و در ارتفاع ۳۰ متری از زیر تاج همان‌طور که در شکل ۷ ج مشاهده می‌شود، تنش‌های فشاری در محل به مقدار بیشینه‌ی ۱۰۰ کیلوپاسکال رسیده‌اند که تنش‌های اخیر در مدل نرم‌افزاری به مقادیر بیشینه‌ی ۸۰ کیلوپاسکال محدود شده‌اند. این مسئله نشان می‌دهد که علاوه بر تنش‌های فشاری ناشی از وزن مصالح و پسماند، تنش‌های فشاری ناشی از حرارت تولیدشده در پایین شیب شیروانی نیز وجود دارد که مقادیر مذکور توسط ترمومترها در محل ثبت شده‌اند.

در شکل ۸، نمودارهای جابه‌جایی‌های ژئوتکستایل و ژئوممبرین ثبت شده توسط اکستنسیومترها و همچنین نتایج به‌دست آمده از مدل‌سازی عددی پژوهش مرجع (نرم‌افزار FLAC) [۹] و پژوهش حاضر (نرم‌افزار آباکوس) مشاهده می‌شود. نتایج اکستنسیومترهای نصب شده روی GT و GM طی سه سال ساخت و پُر شدن لندفیل از پسماند ثبت شده‌اند. مطابق نمودارهای جابه‌جایی‌ها در شکل ۷، مقادیر جابه‌جایی برای لایه‌ی GT در این مقطع به دلیل تعطیلی پروژه به مدت ۲ سال و قرارگرفتن لایه‌ی GT در معرض نور خورشید، کشش‌سنج‌ها جابه‌جایی تا ۸۰ میلی‌متر را ثبت کرده‌اند، ولی در مدل‌سازی نرم‌افزاری با توجه به مدل رفتاری کرنش نرم‌شوندگی اندرکشش، جابه‌جایی بیشینه‌ی ۱۸ میلی‌متر ثبت شده است.

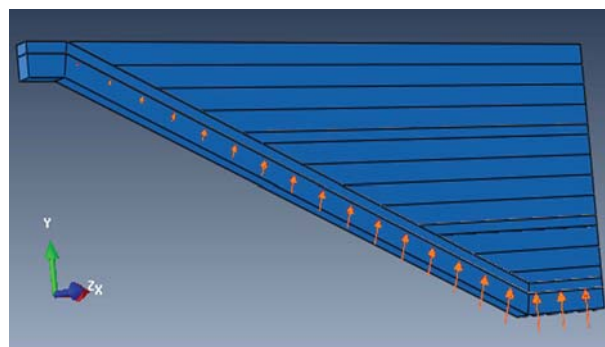
-- رفتار ژئوممبرین: جابه‌جایی‌های ثبت شده در ژئوممبرین، روند افزایش تدریجی در طی روند پرشدن سلول در تمام طول شیب را نشان می‌دهند. اما جابه‌جایی‌های ناشی از قرارگرفتن روکش ماسه، اندک است. اکستنسیومترها بیشترین جابه‌جایی را ۲۵/۹ میلی‌متر ثبت کرده‌اند. ولی دامنه‌ی جابه‌جایی ثبت شده در پنل‌های GM بین ۱۰-۲۰ میلی‌متر توسط ابزار دقیق ثبت شده و همچنین هیچ ارتباط معنی‌داری بین محل‌های افزایش جابه‌جایی‌ها در ژئوممبرین و ژئوتکستایل در راستای شیب پیدا نشده است.

-- رفتار ژئوتکستایل: جابه‌جایی‌های قابل توجهی برای لایه‌ی GT توسط ابزار دقیق ثبت شده است. اکستنسیومترهایی که در وسط و بالای شیب قرار داشتند، جابه‌جایی به سمت پایین شیب تا ۸۰ میلی‌متر را ثبت کرده‌اند. جابه‌جایی‌های اخیر به دلیل تأخیر در اجرای پروژه و اجرانشدن روکش‌های دوم و سوم ماسه و در نتیجه در معرض نور خورشید قرارگرفتن GT بوده است. در پژوهش حاضر، نتایج جابه‌جایی GT با مقادیر مدل‌سازی عددی پژوهش مرجع [۹] در حالت کرنش نرم‌شوندگی اندرکشش همخوانی پیدا کرده است. مطابق نتایج به‌دست آمده، در نمودار تنش فشاری و جابه‌جایی در طی مراحل ساخت مشخص است که مدل‌سازی صورت‌گرفته در پژوهش حاضر به خوبی نتایج پژوهش مرجع را بازتولید کرده است.



شکل ۱۰. جابه جایی در لایه‌ی ژئوممبرین در تراز آب.

به‌دست‌آمده از آزمون‌های آزمایشگاهی روی سیستم پوشش لندفیل، بهترین همخوانی را با نتایج تنش‌های به‌دست‌آمده از ابزار دقیق به‌کار رفته در محل داشته است. همچنین ارتباطی بین مکان جابه‌جایی‌ها در محل و مدل یافت نشده است، اما براساس روش کرنش نرم‌شوندگی، نتایج به‌دست‌آمده از مدل، همگرایی خوبی با نتایج در محل داشته‌اند.



شکل ۹. مدل سه‌بعدی اعمال فشار هیدرواستاتیکی به لایه‌ی ژئوممبرین در کل ارتفاع شیب جداره (۱۰۰٪ ارتفاع جداره).

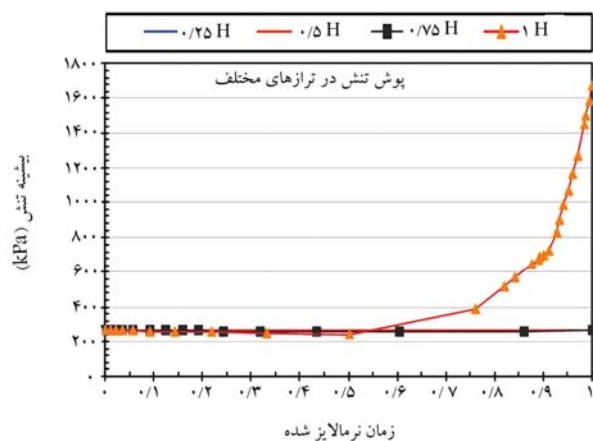
در شکل های ۱۰ و ۱۱، نمودارهای جابه‌جایی GM و GT در ۴ تراز مختلف فشار هیدرواستاتیکی رسم شده‌اند؛ که در آن‌ها، جابه‌جایی‌ها در طی مراحل ساخت و اعمال فشار هیدرواستاتیکی مشاهده می‌شوند. مطابق نمودارهای اخیر، تأثیر فشار هیدرواستاتیکی آب در جابه‌جایی‌ها اندک است، مگر در تراز بیشینه‌ی ارتفاع آب (۱۰۰٪ ارتفاع) که جابه‌جایی‌ها در این مرحله به‌صورت جهشی افزایش یافته‌اند. همان‌طور که در نمودارهای مذکور مشاهده می‌شود، در زمان ۱۷۰، فشار آب به مدل اضافه شده است. زمانی که ارتفاع آب از ۷۵٪ عبور کرده است، تا زمان رسیدن به تاج شیروانی، افزایش حادی در نتایج جابه‌جایی ژئوستتیک‌ها به‌واسطه‌ی از بین رفتن مقاومت کششی در لایه‌های اشاره‌شده مشهود است.

در شکل ۱۲، پوشش بیشینه‌ی تنش‌های اصلی وارده بر لایه‌ی ژئوممبرین در زمان نرمالایز شده مشاهده می‌شود. نتایج نشان می‌دهند که تنش برشی در لایه‌ی ژئوممبرین، تغییر چندانی را تجربه نکرده است، به جز در ارتفاع ۱۰۰٪ آب، که تنش تا مقدار ۱۶۸۰ kPa افزایش یافته است که افزایش ذکر شده، این حقیقت را آشکار می‌کند که لایه‌ی ژئوممبرین از زمان حضور آب، نقش آب‌بند خود را ایفا کرده و این حد از تنش با توجه به مقاومت لایه‌ی HDPE منجر به گسیختگی آن شده است.

۵. نتیجه‌گیری

یافتن ژئوتکتایل‌ها و ژئوممبرین‌های مناسب برای کاربردهای آب‌بندی حائز اهمیت است. بنابراین قابلیت اطمینان و دوام آن‌ها در برابر تنش‌های داخلی ناشی از جرم پسماند و فشار خارجی ناشی از وجود آب کنترل می‌شود. ابتدا برای ارزیابی روش‌های طراحی استاندارد با مدل‌سازی عددی و درک بهتر عملکرد سیستم پوشش، مدل‌سازی عددی شیب جداره‌ی لندفیل مورد مطالعه با داده‌های میدانی مقایسه شده است. نتایج مطالعه نشان دادند که مدل ارائه‌شده در مطالعه‌ی حاضر می‌تواند رفتار سیستم پوشش چندلایه‌ی پُر شده با پسماند را به خوبی مدل کند. در پژوهش حاضر، این نتایج به‌دست آمده است:

۱. مطالعات محلی نشان داده‌اند که بخش‌هایی از GT، تغییر طول بسیار زیادی را تجربه می‌کنند. این رفتار سیستم پوشش را نمی‌توان دقیقاً با مدل عددی شبیه‌سازی کرد. با وجود این، رفتار قسمت‌هایی از سیستم پوشش، که در معرض نور خورشید نیستند و بلافاصله پوشش داده شده‌اند، را می‌توان با استفاده از روش کرنش نرم‌شوندگی مدل‌سازی کرد. مدل کرنش نرم‌شوندگی براساس نتایج



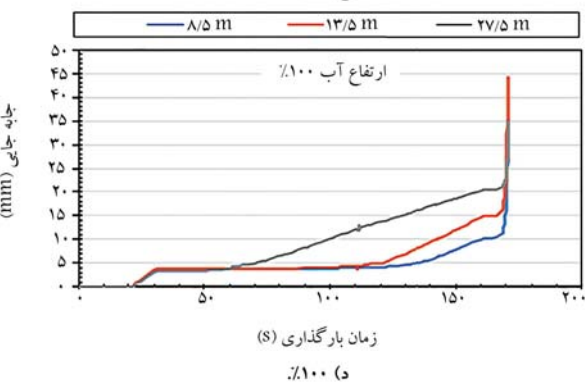
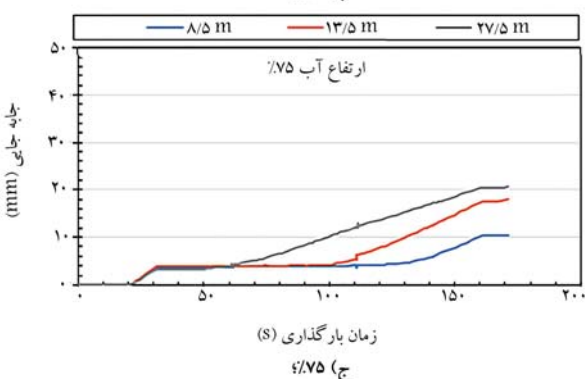
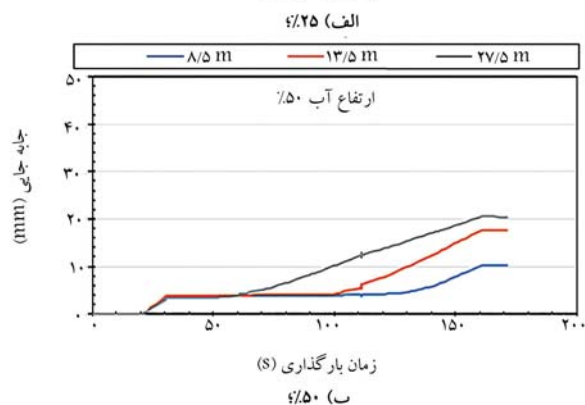
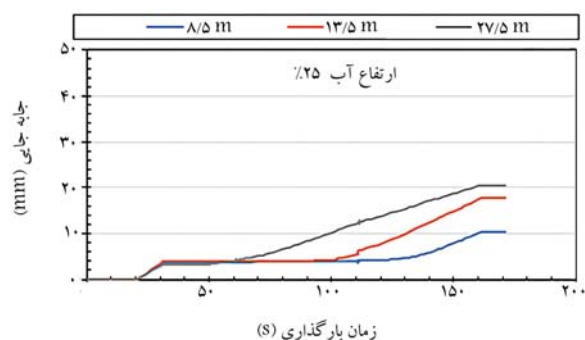
شکل ۱۲. پوش بیشینه‌ی تنش کششی به‌دست آمده از نرم‌افزار در ترازهای مختلف آب.

۲. با در نظر گرفتن آثار دما در رفتار مواد ژئوسنتتیک در سیستم پوشش جداری لندفیل به دلیل پیچیدگی آن نمی‌توان از روش‌های طراحی مرسوم استفاده کرد. با این حال، باید تلاش کرد تا تأثیر چرخه‌های دما در عملکرد سیستم پوشش جداری لندفیل در نظر گرفته شود، زیرا لایه‌های مذکور به دلیل سرعت پایین پُرسیدن زباله برای مدت طولانی بدون پوشش باقی می‌مانند.

۳. جابه‌جایی نسبی بین ژئوتکستایل و ژئوممبرین می‌تواند تنش برشی سطح مشترک را توسعه دهد و در نتیجه باعث کاهش پایداری و لغزش سیستم پوشش در زیر پسماند شود. در صورتی که اگر ژئوسنتتیک‌ها برای مدت طولانی در معرض شرایط محیطی آزاد قرار گیرند، توصیه می‌شود از مقادیر کاهش‌یافته‌ی مقاومت برشی اندرکنش و مقادیر اصلاح شده برای خصوصیات مقاومتی مصالح در طرح استفاده شود.

۴. با فرض اشباع بودن لایه‌ی رس، فشار هیدرواستاتیکی مستقیماً به لایه‌ی ژئوممبرین به‌عنوان لایه‌ی عایق در چهار کد ارتفاعی اعمال و جابه‌جایی‌ها و تنش‌ها در لایه‌های GT و GM بررسی شده‌اند. نتایج جابه‌جایی‌ها و همچنین تنش‌های برشی در لایه‌های ذکر شده نشان داد که فشار آب تا ۷۵٪ از ارتفاع شیب، تأثیر بسیار کمی در رفتار ژئوسنتتیک‌ها داشته است. اما زمانی که سطح آب به ۱۰۰٪ ارتفاع شیب رسیده است، جابه‌جایی‌ها و تنش‌ها به طور چشمگیری افزایش یافته‌اند، به طوری که از حدود تنش گسیختگی اعلام شده توسط کارخانه تأمین‌کننده‌ی ژئوممبرین فراتر رفته‌اند. لذا، این امر می‌تواند منجر به پارگی لایه‌ی ژئوممبرین شود.

۵. با توجه به خطر ناپایداری جداری به دلیل آب‌شستگی و همچنین عدم یکپارچگی سیستم عایق در اثر تنش‌های خارجی، استفاده از امکانات انحراف آب و دریواسیون^{۱۳} (دیواره‌ی هدایت آب) در پشت جداری‌های لندفیل در مناطق مستعد رواناب ضروری است.



شکل ۱۱. جابه‌جایی در لایه‌ی ژئوتکستایل در تراز آب.

پانویس‌ها

1. landfill
2. Dixon

3. residual
4. Abaqus
5. Liang
6. Milegate
7. Extensometer

8. Geomembrane
9. Geotextile
10. Zamara
11. Geosynthetic
12. Implicit
13. Derivation

منابع (References)

1. Li, W., Hua, T. Zhou, Q. and et al. "Treatment of stabilized landfill leachate by the combined process of coagulation/flocculation and powder activated carbon adsorption", *Desalination*, **264**(1-2), pp. 56-62 (2010).
2. Sergio Collado, PO. and Mario Diaz, AL. "Impact of leachate composition on the advanced oxidation treatment", *Water Research*, **88**, pp. 389-402 (2016).
3. Koerner, R.M. and Hwu, B.L. "Stability and tension considerations regarding cover soils on geomembrane lined slopes", *Geotext. Geomembranes*, **10**(4), pp. 335-355 (1991).
4. Koerner, R.M. and Soong, T.Y. "Stability assessment of ten large landfill failures", ASCE Geo-Denver 2000, Advances in Transportation and Geoenvironmental Systems Using Geosynthetics (2000).
5. Qian, X., Koerner, R.M. and Gray, D.H. "Translational failure analysis of landfills", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, **129**(6), p.506 (2003).
6. Fox, P.J. and Stark, T.D. "State-of-the-art report: GCL shear strength and its measurement- ten-year update", *Geosynth. Int.*, **22**(1), pp. 3-47 (2015).
7. Feng, Sh.-J. and Lu, Sh.-F. "Repeated shear behaviors of geotextile/geomembrane and geomembrane/clay interfaces", *Environ. Earth Sci.*, **75**, pp.273 (2016).
8. Rowe, R.K., Brachman, R.W.I., Take, W.A. and et al. "Field and laboratory observations of down-slope bentonite migration in exposed composite liners", *Geotext. Geomembranes*, **44**(5), pp. 686-706 (2016).
9. Zamara, K.A., Dixon, N., Jones, D.R.V. and et al. "Monitoring of a landfill side slope lining system: Instrument selection, installation, and performance", *Geotext. Geomemb.*, **35**, pp. 1-13 (2012).
10. Jones, D.R.V. and Dixon, N. "Landfill lining stability and integrity: The role of waste settlement", *Geotext. Geomemb.*, **23**(1), pp. 27-53 (2004).
11. Dixon, N., Zamara, K.A., Jones, D.R.V. and et al. "September. waste/lining system interaction: Implications for landfill design and long-term performance", *Geotechnical Engineering*, **43**(3), pp. 1-10 (2012).
12. Miri, A., Ali Zakeri, J., Thambiratnam, D.P. and et al. "Mitigation of track buckling in transition zones of steel bridges by geotextile reinforcement of the ballast layer", *Geotextiles and Geomembranes*, **50**(2), pp. 282-292 (2021).
13. Voottipruex, P., Bergado, D.T., Lam, L.G. and et al. "Back-analyses of flow parameters of PVD improved soft Bangkok clay with and without vacuum preloading from settlement data and numerical simulations", *Geotextiles and Geomembranes*, **42**(5), pp. 457-467 (2014).
14. Biabani, M.M., Indraratna, B. and Ngo, N.T. "Modeling of geocell-reinforced sub-ballast subjected to cyclic loading", *Geotextiles and Geomembranes*, **44**(4), pp. 489-503 (2016).
15. Debnath, P. and Dey, A.K. "Bearing capacity of geogrid reinforced sand over encased stone columns in soft clay", *Geotextiles and Geomembranes*, **45**(6), pp. 653-664 (2017).
16. Rasouli, H. and Fatahi, B. "Geosynthetics reinforced interposed layer to protect structures on deep foundations against strike-slip fault rupture", *Geotextiles and Geomembranes*, **49**(3), pp. 722-736 (2021).
17. Liang, J., Zhang, G., Ba, Zh. and et al. "Development of a 3D fluid-saturated element for dynamic analysis of two-phase media in ABAQUS based on u-U formed equations", *Computers, and Geotechnics*, **139**, p. 104377 (2021).
18. Zamara, K.A., Dixon, N., Fowmesc, G. and "Landfill side slope lining system performance: A comparison of field measurements and numerical modeling analyses", *Geotext. and Geomemb.*, **42**(3), pp. 224-235 (2014).
19. Yang, R., Xu, Z. and Chai, J. "Numerical analysis of three-dimensional infiltration in a municipal solid waste landfill under rainfall", *Polish Journal of Environmental Studies*, **29**(2), pp. 1953-1963 (2020).
20. Fowmes, G.J., Dixon, N. and Jones, D.R.V. "Validation of a numerical modelling technique for multilayered geosynthetic landfill lining systems", *Geotext. Geomemb.*, **26**(2), pp. 109-121 (2008).

* 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، رابطه ها 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 پست الکترونیکی 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، چکیده انگلیسی در حد یک صفحه A4 کامل (قلم Times فونت ۱۲) و کلمات کلیدی فارسی و انگلیسی ارائه شود.

* سایر اجزای اصلی مقاله، نظیر مقدمه، عناوین بخش های اصلی و زیربخش ها، نتیجه گیری 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 شکل ها باید به فارسی باشد و موضوع جداول در بالای آنها و موضوع شکل ها و نمودارها در زیر آنها درج شود.

نکته: از آنجا که مطالب مجله در ستون های ۸/۵ سانتی متری آراسته می شوند، لازم است اصل (اورژینال) شکل و نمودار در عرض ۸ یا ۱۶ سانتی متر با ضخامت کادر Apx و خط نمودار ۶ px تهیه شوند. پذیرش اصل شکل ها و نمودارها فقط در محیط فتوشاپ با Resolution 600 یا پسوند JPG یا Tif امکان پذیر است.

* از به کار بردن کلمات و اصطلاحات لاتین که دارای معادل متداول فارسی می باشند، اجتناب شود. در صورت ضرورت استفاده از واژه های لاتین، معادل انگلیسی آن نیز داده شود.

یادآوری مهم و ضروری: با توجه به یکسان سازی شکل های 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 شکل های نمونه) و از آوردن اعداد به صورت نماد علمی و سایر نمادها جدا خودداری شود.

* کلیه منابع مورد استفاده، شماره بندی (از شماره یک و به طور مسلسل) و در متن مقاله در داخل کروشه [] مشخص شود. در بخش مراجع کلیه منابع مورد استفاده به زبان انگلیسی ارائه شود. با توجه به مثال های زیر نوشته شوند. (مراجع فارسی نیز به انگلیسی ترجمه شده و در انتها واژه ای (In Persian) داخل پرانتز قید شده و سال آنها نیز به میلادی برگردان شوند).

Examples:

Journals:

Mirghafoori, S.H., Sadeghi Arani, Z. and Jafarnejad, A. "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) (2011).

Journals:

Johnson, W. and Mamalis, A.G. "The preformation of circular plat with four sided pyramidally - headed square-section punches", *Int. J. of Mech. Sci.*, 20 (3), pp.801-820 (1990).

Books:

Hindmarsh, J. "The electrical-circuit viewpoint", *In Electrical Machines and their Applications*, P. Hammond, Ed., 4th Edn., pp. 57-130, Pergamon Press, Oxford, UK (1975).

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).

راهنمای نگارش مقالات مجله علمی و پژوهشی

شریف

مجله علمی و پژوهشی «شریف»، از انتشارات دانشگاه صنعتی شریف است که هدف آن فراهم آوردن بستری مناسب برای تبادل اطلاعات در زمینه های پژوهش های علمی، فنی و تخصصی در میان استادان و دانشمندان و اعتلای سطح دانش نظری و علمی آنان و نیز تهیه مجموعه ای مفید است. چاپ مقالات در مجله شریف منوط به دارا بودن یکی از ویژگی های زیر است:

۱. مقالاتی که حاوی مطالب بدیع در زمینه های علمی و فنی بوده و در مجله دیگری به چاپ نرسیده باشند؛ مقاله های ارائه شده در کنفرانس، از این امر مستثنی هستند و مانند سایر مقالات، ارزیابی شده و در صورت تایید به چاپ می رسند.

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 تازه ای دست یافته باشند.

۲.۲. به اختصار و در زمینه های فنی، صنعتی و پژوهشی تدوین شده باشند.

۳.۲. پژوهش، تلخیص و استنتاج از برخی آثار برجسته علمی و فنی باشند.

- Received 7 June 2022; received in revised form 16 August 2022; accepted 21 August 2022.

Abstract

Unscientific waste control and using inflated masks and gloves in municipal garbage represent a risk of an outbreak. Furthermore, in growing nations, pollutants of the surroundings and groundwater have raised the call for landfills to decrease pandemic risk. Alternatively, municipal strong waste landfill barrier structures regularly contain an aggregate of geosynthetics and mineral layers. Throughout the last 20 years, there were full-size studies on the interactions among the substances and on the overall performance of the geosynthetics consisting of components of durability. This study has led to giant advances in the layout and specification of landfill lining structures. Although many numerical modeling applications are implemented to assess lining system stability and integrity, records to validate those models

are presently limited. This paper highlights the records required to validate numerical models and instrumentation strategies that can be used to accumulate this information imposed at the liner (stress cells). The use of numerical analysis to analyze the stability and integrity of landfill liner systems has increased popularity over the last three decades. Internal landfill pressures, on the other hand, are emphasized by the majority of them. The presence of water flows behind the landfill side slope was investigated in four height level codes. The results are compared to on-site landfill data in order to validate the numerical model. This case study is the Miligate dump in the United Kingdom. The Finite Element (FE) model in three dimensions is used. To improve the accuracy of the study, the interfaces and properties of the materials were chosen from the experimental results. The findings revealed that a lining system with a water level up to 3/4 of the side slope was immune to failure, but that when the side slope was filled with respect to the full height, the geomembrane would be ripped.

Key Words: Landfill, side slope lining system, numerical modeling, hydrostatic pressure.

specimen's height. This feature facilitates better interpretation of the tests' results. These features make the proposed method a proper framework to measure results of triaxial test on any type of soil.

Key Words: Firoozkooh sand, 2D image processing, stress-strain curve, saturated test, triaxial test.

EVALUATION OF LINEAR STATIC APPROACH IN PERFORMANCE-BASED DESIGN OF STEEL BENDING FRAMES

M. Ghandehary

m.ghandehary@yahoo.com

M. Akbari(corresponding author)

makbari@kashanu.ac.ir

Dept. of Civil Engineering

Engineering Faculty, University of Kashan

M. Hanteh

mhenteh@semnan.ac.ir

Dept. of Civil Engineering

Engineering Faculty

Semnan University

O. Panahi

omid.panahi72@gmail.com

Dept. of Civil Engineering

Engineering Faculty

University of Kashan

DOI:10.24200/J30.2022.60067.3083

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 3.2, Page 67-77, Research Note

© Sharif University of Technology

- Received 14 March 2022; received in revised form 6 July 2022; accepted 19 July 2022.

Abstract

In recent decades, the performance-based design of structures as a design philosophy has been implemented in many works. A performance-based design depends on the performance levels considered for the structure, and the design procedure is accomplished in such a manner that the respective defined demand and capacity of the structure are balanced. Consequently, an analysis should be carried out to specify the structural performance in terms of the deformation and strength capacity of that structure.

Linear static approach is one of the approaches introduced in the guidelines for performance-based seismic evaluation of structures. This approach is superior to nonlinear and dynamic approaches due to the simplicity, high speed, and low computational burden of the

related analysis method. The objective of this study is to evaluate the efficiency and accuracy of this approach in the performance-based seismic design of structures. In other words, the purpose of this study is to define that to what extent the linear static approach including the linear static analysis and performance criteria corresponding to the analysis proposed in the guidelines is reliable for design of structures. Moreover, designing a structure with a trial and error process and without a systematic method may lead to attaining a non-economic design in which the design capacities are much more than the design needs. Therefore, for a more appropriate evaluation of the approach, the design of the structure should be done in an optimal manner to avoid the effects of the structure over design in the results. In this study, the optimal designs of two two-dimensional steel bending frames, including a six-story frame and a twelve-story frame, at the performance levels of immediate occupation (IO), life safety (LS), and collapse prevention (LS) at the risk level of one (the earthquake with a 10% probability of exceedance in 50 years) are separately determined according to the linear static approach. Genetic algorithm is employed for solving the optimization problem. Having determined the optimum designs of the frames at any performance level, the nonlinear static approach is used to evaluate the efficiency of the optimum designs. The results show that the optimal designs obtained based on the linear approach meet the criteria of nonlinear approach even at a more conservative level. It means that the performance constraints associated to the linear approach are strict enough to address implicitly the acceptance criteria associated to the nonlinear approach.

Key Words: Performance-based design, genetic algorithm, steel bending frame, linear static approach, nonlinear static approach.

EVALUATION OF THE PERFORMANCE OF A MULTI-LAYER LANDFILL SIDE SLOPE INSULATION SYSTEM UNDER EXTERNAL HYDROSTATIC LOADING

M. Jafari Kermani Pour(corresponding author)

mjkp1365@gmail.com

S.M. Marandi

marandi@uk.ac.ir

Faculty of Civil Engineering

Shahid Bahonar University

DOI:10.24200/J30.2022.60452.3103

A. Sadr Momtazi

sadrmomtazi@Guilan.ac.ir

K. Gholipour (corresponding author)

kamyabgholipour@gmail.com

Faculty of Civil Engineering

University of Guilan

R. Kohani

r.kohani.k@gmail.com

Faculty of Civil Engineering

Kooshar High Tech Institute

DOI:10/24200/J30.2018.2226.2139

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 3.2, Page 43-53, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 3 April 2022; received in revised form 14 August 2022; accepted 21 August 2022.

Abstract

Concrete may be loaded at an early age for a variety of reasons. This loading can have negative and sometimes destructive effects on the hardened properties of concrete. Therefore, in the present study, the mechanical properties of fiber-reinforced geopolymer concrete after loading at an early age have been investigated. In the present study, the effect of preload on compressive strength at the ages of 28 and 90 days for geopolymer concrete containing fibers has been investigated. For this purpose, the samples were loaded at ages of 1, 3, and 7 days, equivalent to 30 and 70% of their compressive strength at the same age. The samples were then treated again in a humid environment and subjected to compressive loading at 28 and 90 days of age. The effect of preload on flexural strength as well as energy absorption of geopolymer concrete containing fibers was also investigated. Steel fibers with volumetric percentages of 0.25, 0.5, 0.75, and 1 and polypropylene fibers with volumetric percentages of 0.25, 0.5, and 0.75 were used in fabricating laboratory samples. The results demonstrate the positive effect of fibers on reducing the destructive effects of preload on compressive and flexural strength. The effect of fibers on reducing the destructive effects of 1-day preload is higher at higher loading percentage (70% pre-loading), such that the samples containing fibers with preload of 30% at the age of one day experienced a 28.8% increase in 28-day compressive strength, while this increase was 33.2% for the samples with preload of 70%. Samples containing 0.75% polypropylene fibers at 28 and 90 days of age compared to those containing 0.25 and 0.5% polypropylene showed less energy absorption on average due to preloading. In general, the design containing 0.25 polypropylene fiber and 1% steel fiber had the best result of flexural strength among preloaded samples.

Key Words: Geopolymer concrete, preload, toughness, steel fibers, polypropylene fibers.

INCREASING THE ACCURACY OF TWO-DIMENSIONAL IMAGE PROCESSING TECHNIQUES TO ESTIMATE STRESS-STRAIN CURVES IN TRIAXIAL TESTS

H. Jahankhah (corresponding author)

h.jahankhah@iiees.ac.ir

S. Nazari

sepehr.nazari@stu.iiees.ac.ir

J. Jalili

jalili@iiees.ac.ir

International Institute Earthquake

Engineering and Seismology

DOI:10.24200/J30.2022.60142.3089

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 3.2, Page 55-65, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 17 April 2022; received in revised form 3 July 2022; accepted 20 July 2022.

Abstract

The triaxial test is one of the most versatile and widely performed geotechnical laboratory tests, allowing the shear strength and stiffness of soil and rock to be determined for use in geotechnical design. In saturated soils, due to the presence of water and soil, the triaxial device can measure changes in sample volume by the amount of water expelled out of the sample during loading. However, in unsaturated soils, in addition to soil and water parameters, the air parameter will also be effective in obtaining soil characteristics. To avoid high demand related to the time and cost of the test on unsaturated specimens by advanced related types of equipment, a simpler method based on 2D image processing is proposed in this study.

Firoozkooh sand No.161 was used as the material, and consolidated drained triaxial tests were performed. Six saturated specimens (3 with a relative density of 85% and 3 with 50%) were loaded with a strain rate of 1 mm/min. Before 15% axial strain, the error calculated in measuring the average diameter of specimens was in the range of 0.001 to 0.002. From the strain of 15% to 20%, the error in some tests increased and reached a maximum of 0.01.

The first achievement of this research is the accuracy of determining volume changes. Though the method is based on two-dimensional image processing, the results are as precise as a three-dimensional processing.

The second achievement is the elimination of the complex calibration process from the image processing steps, making it possible to implement the approach at conventional laboratories. Finally, the third achievement is the possibility of probing diameter changes along the

Abstract

In recent years, a new type of fiber-reinforced concrete, consisting of several different types of fibers, known as hybrid fibers reinforced concrete, has attracted the attention of researchers. The aim of this paper for experimental evaluation of the effect of replacement ratio of recycled aggregates with natural aggregates on the mechanical properties of reinforced concrete with hybrid fibers (steel and polypropylene fibers). To this end, reinforced concrete with hybrid fibers with volume fractions of 0.0% , 0.5% , and 1% of steel fibers and 0.0% and 0.4% of polypropylene fibers and replacement ratios of 0.0% , 25% , and 50% recycled coarse aggregate of natural coarse aggregates were tested for compressive strength, Brazilian tensile strength, and flexural strength by four-point bending tests. The results show that increasing the replacement ratio of recycled aggregate leads to a decrease in compressive, tensile, and flexural strength. If polypropylene and steel fibers are added to concrete containing recycled aggregates, the compressive, tensile, and flexural strengths of concrete increase, whose steel fibers are more efficient in improving the tensile and flexural strength of concrete than polypropylene fibers. The combination of polypropylene fibers with steel fibers increases energy absorption and increases the flexural toughness of concrete containing recycled aggregates. Moreover, reinforced concrete with hybrid fibers does not disintegrate after breaking, and hybrid fibers play an important role in maintaining the cohesion of concrete.

Key Words: Recycled concrete, recycled aggregate, concrete reinforced by hybrid fibers, steel fibers, polypropylene fibers.

- Received 3 April 2022; received in revised form 20 June 2022; accepted 6 July 2022.

Abstract

Predicting monetary loss models due to production interrupt caused by an earthquake in industrial units is an important tool in making intelligent management decision. This study aims to extend a loss seismic risk model for the aforementioned subject. Production interruption in large industrial units after the earthquake is the cause of significant economic losses. The decline in revenues is the short-term consequence of this production interruption, and the market share loss is the long-term consequence of the earthquake. Earthquake “parametric insurance” offers a promising perspective to overcome this challenge ahead. Parametric insurance is a type of insurance in which the criteria for compensating payments exceed the event intensity parameters of the specified limit. The present method can be used for designing parametric insurance mechanisms to transfer the subsequent risk caused by an earthquake to the insurer. The Parsian gas refinery complex was investigated as a case study located in Zagros, a seismic-prone area in southern Iran. By means of a well-known seismic hazard model and using OQ software, a 50,000-year-old synthetic catalogue for the study area, Parsian Gas Refinery, was developed using the Monte Carlo simulation method. For this purpose, four ground motion models with different weights were applied in the EMME model to predict the resulting ground motions. Seismic source models and ground motion models were considered as inputs to the Open Quake (OQ) platform, and the event-based hazard analysis module was used. The whole gas refinery system was divided into 10 separate production paths and key components were specified in each path. The compatible fragility functions, as well as the restoration functions, based on HAZUS were assigned to different components in each production path and combined with the expected monetary loss related to daily interruption in that path. As a result, a prediction risk model for monetary loss was obtained for the entire refinery as a function of each arbitrary earthquake scenario.

Key Words: Seismic hazard, seismic risk, production interruption, loss, parametric insurance, monte carlo simulation, trigger.

EXTENDING A MODEL OF LOSS SEISMIC RISK RESULTING FROM PRODUCTION INTERRUPT AT GAS REFINERY UNITS (CASE STUDY: PARSIAN GAS REFINERY)

M. Ansari

mehdiiust78@gmail.com

S.M. Mousavi(corresponding author)

meh.mousavi61@gmail.com

E. Izadi Zamanabadi

e.izadi@pci.iaun.ac.ir

Dept. of Civil Engineering

Najafabad Branch, Islamic Azad University

DOI:10.24200/J30.2022.59884.3077

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 3.2, Page 33-41, Original Article

© Sharif University of Technology

INVESTIGATION OF THE EFFECT OF PRELOAD ON THE MECHANICAL PROPERTIES OF FIBER-REINFORCED GEOPOLYMER CONCRETE

600 – 700°C is experienced in different fire scenarios based on the Eurocode standard fire curve. However, in the case of post-earthquake fire, the maximum stability temperature after seismic loading lies in the range of 600 – 800°C for different fire scenarios, according to the ISO 834 fire curve. In the former case, deflection of the beams increases downward rapidly upon reducing the stiffness and strength of steel as temperature exceeds 600°C, while in the latter case, the beams deflection increases downward sharply in the temperature range of 650 – 800°C.

Key Words: Steel moment frame system, earthquake, fire scenarios, stability.

THE EFFECT OF CEMENT AND ZEOLITE ON UNDRAINED SHEAR STRENGTH OF THE EXPANSIVE CLAY

H. Ahmadi Chenarboni

h.ahmadichenarboni@gmail.com

S.H. Lajevardi

sh_lajevardi@iauarak.ac.ir

Dept. of Civil Engineering

Arak Branch, Islamic Azad University

H. MolaAbasi(corresponding author)

hma@gonbad.ac.ir

Dept. of Civil Engineering

Gonbad University

A. Shirkavand

shirkavand@ut.ac.ir

Dept. of Civil Engineering

Varamin-Pishva Branch, Islamic Azad

University

DOI:10.24200/J30.2022.59536.3059

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 3.2, Page 11-20, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 15 December 2021; received in revised form 3 August 2022; accepted 21 August 2022.

Abstract

Expansive soils can be problematic in that they impose significant economic damages on the construction projects worldwide due to their high volume change in wet-dry conditions. Annually, many structures have been constructed on expansive soils such that nearly 60 percent of them undergo minor damage such as different kinds of fissure while 10 percent face severe unrehabilitatable damages. In this research, the cement and zeolite have been used as the base and supplementary cementi-

tious stabilizers, respectively, and the undrained behavior of the treated expansive clay has been investigated. Hence, 6, 8, 10, and 12 percent of cement and 10, 30, 50, 70, and 90 percent of zeolite replacement were employed to cast the specimens. In the following, using the unconfined compression strength (UCS) and unconsolidated undrained triaxial (UU) tests, it can be stated that the best geotechnical performance such as maximum UCS, deviator stress in UU tests, secant modulus of elasticity (E50), cohesion, and internal friction were obtained at 12% cement addition and 30% zeolite replacement after 28 days of curing. In both tests, increase in the cement content led to the increment in the failure strength of the samples. Based on the analysis of the results, it can be stated that the best geotechnical characteristics such as UCS, maximum deviatorial stress in triaxial test, secant modulus of elasticity (E50), and cohesion and internal friction angle were derived from the specimen stabilized with 12 percent of cement and 30 percent zeolite replacement cured in 28 days. With the above said, it can be noted that the optimum amount of zeolite replacement was 30%. Cement increment led to the enhancement of mechanical performance. Increase in zeolite replacement reduced the brittleness of the samples. In addition, increase in the curing time improved the mechanical behavior of the stabilized samples. The microscopic view justified the improvement of the stabilized samples.

Key Words: Expansive soil stabilization, cement, zeolite, undrained shear strength.

EXPERIMENTAL EVALUATION OF THE EFFECT OF STEEL AND POLYPROPYLENE FIBERS AND RECYCLED AGGREGATES ON THE MECHANICAL PROPERTIES OF CONCRETE

S. Ghasemi

sadeghghasemi7474@gmail.com

J. Shafaei(corresponding author)

jshafaei@shahroodut.ac.ir

M. Jalali

mjalali@shahroodut.ac.ir

Faculty of Civil Engineering

Shahrood University of Technology, Semnan

DOI:10.24200/J30.2022.56347.3074

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 3.2, Page 21-32, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 23 February 2022; received in revised form 21 June 2021; accepted 23 August 2022.

Abstracts of Papers in English

INVESTIGATION OF THE BEHAVIOR OF SHORT MOMENT-RESISTING STEEL FRAMES WITH RIGID CONNECTIONS DURING EARTHQUAKE DAMAGE IN TWO CASES OF POST-EARTHQUAKE FIRE AND POST-FIRE EARTHQUAKE

M. Doroudi(corresponding author)

mr.dorudi@iiees.ac.ir

F. Nateghi Alahi

nateghi@iiees.ac.ir

A.H. Hasani

amirhosein.hasani88@gmail.com

International Institute of Earthquake

Engineering and Seismology

DOI:10.24200/J30.2022.59237.3036

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 3.2, Page 3-10, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 22 November 2021; received in revised form 28 June 2022; accepted 11 August 2022.

Abstract

The incidences of fire and earthquake are the two serious hazards to buildings that jeopardize the safety of occupants. Much research has been carried out on the effect of seismic loads on structures, but little is known on the concomitant impact of these threats, specifically fire before an earthquake. Besides, many buildings are currently in use after a fire event without any particular retrofitting, which are exposed to future earthquakes like undamaged structures. In this research, the behavior of a moment-resisting steel frame is studied in two cases of damage by fire before an earthquake as well as the post-fire earthquake damage. Accordingly, the structure under study was designed following the Iranian Standard for Seismic Resistant Design of Buildings (Code 2800, 3rd Ed.). A set of ten fire scenarios was considered for thermal analysis. The results indicate that the structure remains stable after seismic loading in the case of post-fire earthquake, given that a maximum temperature of

Civil Engineering

The logo of Sharif University of Technology, featuring the word "Sharif" in a bold, stylized, black font.

Fall
2022

Editor-in-Chief: Mohsen Ghaemian

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

CONTENTS

- 3 **INVESTIGATION OF THE BEHAVIOR OF SHORT MOMENT-RESISTING STEEL FRAMES WITH RIGID CONNECTIONS DURING EARTHQUAKE DAMAGE IN TWO CASES OF POST-EARTHQUAKE FIRE AND POST-FIRE EARTHQUAKE**
M. Doroudi, F. Nateghi Alahi and A.H. Hasani
- 11 **THE EFFECT OF CEMENT AND ZEOLITE ON UNDRAINED SHEAR STRENGTH OF THE EXPANSIVE CLAY**
H. Ahmadi Chenarboni, S.H. Lajevardi, H. MolaAbasi and A. Shirkavand
- 21 **EXPERIMENTAL EVALUATION OF THE EFFECT OF STEEL AND POLYPROPYLENE FIBERS AND RECYCLED AGGREGATES ON THE MECHANICAL PROPERTIES OF CONCRETE**
S. Ghasemi, J. Shafaei and M. Jalali
- 33 **EXTENDING A MODEL OF LOSS SEISMIC RISK RESULTING FROM PRODUCTION INTERRUPT AT GAS REFINERY UNITS (CASE STUDY: PARSIAN GAS REFINERY)**
M. Ansari, M. Mousavi and E. Izadi Zamanabadi
- 43 **INVESTIGATION OF THE EFFECT OF PRELOAD ON THE MECHANICAL PROPERTIES OF FIBER-REINFORCED GEOPOLYMER CONCRETE**
A. Sadr Momtazi, K. Gholipour and R. Kohani
- 55 **INCREASING THE ACCURACY OF TWO-DIMENSIONAL IMAGE PROCESSING TECHNIQUES TO ESTIMATE STRESS-STRAIN CURVES IN TRIAXIAL TESTS**
H. Jahankhah, S. Nazari and J. Jalili

RESEARCH NOTES:

- 67 **EVALUATION OF LINEAR STATIC APPROACH IN PERFORMANCE-BASED DESIGN OF STEEL BENDING FRAMES**
M. Ghandehary, M. Akbari, M. Hanteh and O. Panahi
- 79 **EVALUATION OF THE PERFORMANCE OF A MULTI-LAYER LANDFILL SIDE SLOPE INSULATION SYSTEM UNDER EXTERNAL HYDROSTATIC LOADING**
M. Jafari Kermani Pour and S.M. Marandi

APPENDIX

- 93 **ABSTRACTS OF PAPERS IN ENGLISH**