

ISSN 2008-7454



نشریه مهندسی عمران فردوسی

(نشریه دانشکده مهندسی)

فصلنامه علمی

شماره پیاپی ۲۵

- ۱ مدل سازی لوجیت چندجمله‌ای انتخاب شیوه دسترسی زمینی به فرودگاه
مطالعه موردی: فرودگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)
علی رضایی جعفری - علی ادریسی
- ۱۹ بررسی تأثیر خاک‌اره بر روی رفتار ژئوتکنیکی خاک‌های رسی
روزبه تدین - روزبه دبیری
- ۳۵ تأثیر استفاده از نانوسیلیس بر بهبود خصوصیات مهندسی خاکهای مارنی
اصلاح شده با آهک
محمد امیری - عادل عساکره - امین حسین فرخ‌دل
- ۵۵ مطالعه آزمایشگاهی و عددی پایداری شیب ماسه‌ای با استفاده از ستون سنگی
مسلح با ورقه‌های افقی ژئوتکستایل
محمد حاجی عزیزی - مسعود نصیری
- ۷۳ معرفی دو اصلاح مؤثر برای بهبود پیشبینی رفتار دینامیکی خاک‌های دانته‌ای
در مدل رفتاری پاستور-زینکوویچ
امین ایرجی
- ۹۳ تأثیر ترکیب سنگدانه‌های سنگین مگنتیت و الیاف فولادی در بهبود
خواص مکانیکی بتن‌های سنگین
مجید مهربان - محمد کاظم شربتدار
- ۱۱۹ تحلیل حساسیت قابلیت اعتماد فازی سازه‌ها بر اساس روش انتقال
پایداری تطبیقی
بهروز کشته‌گر - منصور باقری
- ۱۳۷ ارزیابی شاخص‌های باربری زمین‌های سست به‌سازی شده با گروه
ستون سنگی «یادداشت پژوهشی»
سعید غفاری‌پور جهرمی - سعید قربان بیگی - مجتبی یعقوبی
- ۱۵۱ مطالعه عددی اثر زاویه اریب در کانال مرکب با سیلاب‌دشت‌های مورب
بر اندرکنش بین جریان در کانال اصلی و سیلاب‌دشت‌ها «یادداشت پژوهشی»
محمد مهدی سیف - بهرام رضائی

سال ۳۲، شماره ۱
بهار، ۱۳۹۸



سر دبیر : محمدرضا اصفهانی

مدیر مسئول: فریدون ایرانی

صاحب امتیاز : دانشگاه فردوسی مشهد

هیئت تحریریه :

دکتر مجتبی ازهری	استاد، دانشگاه صنعتی اصفهان، دانشکده مهندسی عمران
دکتر محمدرضا اصفهانی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر فریدون ایرانی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر جعفر بلوری بزاز	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر سید محمود حسینی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر علی خیرالدین	استاد، دانشگاه سمنان، دانشکده مهندسی عمران
دکتر عباس سروش	استاد، دانشگاه امیرکبیر، دانشکده مهندسی عمران
دکتر فرزاد شهابیان مقدم	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر رضا عطار نژاد	استاد، دانشگاه تهران، دانشکده فنی دانشکده مهندسی عمران
دکتر محمد غفوری	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر محمود فغفور مغربی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر غلامرضا قدرتی امیری	استاد، دانشگاه علم و صنعت ایران، دانشکده مهندسی عمران
دکتر داود مستوفی نژاد	استاد، دانشگاه صنعتی اصفهان، دانشکده مهندسی عمران
دکتر سیداحسان سیدی حسینی نیا	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران

ویراستار ادبی : الهام دهقان

مسئول دفتر نشریه : تکتّم هوشمند

ویرایش و صفحه آرایی : عاطفه نوعی باغبان

این نشریه در کتابخانه منطقه‌ای علوم و تکنولوژی شیراز (ISC) نمایه می‌شود. <http://www.srlst.com>

نشانی: مشهد - دفتر نشریه - دانشکده مهندسی - دانشگاه فردوسی مشهد - صندوق پستی : ۹۱۷۷۵-۱۱۱۱

تلفاکس : ۰۵۱-۳۸۸۰۶۰۲۴ پست الکترونیکی : ejour@um.ac.ir وب سایت : <http://civil-ferdowsi.um.ac.ir>

فهرست مطالب

۱	علی‌رضایی جعفری - علی ادریسی	مدل‌سازی لوجیت چند جمله‌ای انتخاب شیوه دسترسی زمینی به فرودگاه مطالعه موردی: فرودگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)
۱۹	روزبه تدین - روزبه دبیری	بررسی تأثیر خاک‌اره بر روی رفتار ژئوتکنیکی خاک‌های رسی
۳۵	محمد امیری - عادل عساکره امین حسین فرخ‌دل	تأثیر استفاده از نانوسیلیس بر بهبود خصوصیات مهندسی خاک‌های ماری اصلاح‌شده با آهک
۵۵	محمد حاجی‌عزیزی - مسعود نصیری	مطالعه آزمایشگاهی و عددی پایداری شیب ماسه‌ای با استفاده از ستون سنگی مسلح با ورقه‌های افقی ژئوتکستایل
۷۳	امین ایرجی	معرفی دو اصلاح مؤثر برای بهبود پیش‌بینی رفتار دینامیکی خاک‌های دانه‌ای در مدل رفتاری پاستور-زینکوویچ
۹۳	مجید مهرید - محمدکاظم شربتدار	تأثیر ترکیب سنگدانه‌های سنگین مگنتیت و الیاف فولادی در بهبود خواص مکانیکی بتن‌های سنگین
۱۱۹	بهروز کشته‌گر - منصور باقری	تحلیل حساسیت قابلیت اعتماد فازی سازه‌ها بر اساس روش انتقال پایداری تطبیقی
۱۳۷	سعید غفارپور جهرمی - سعید قربان بیگی مجتبی یعقوبی	ارزیابی شاخص‌های باربری زمین‌های سست به‌سازی‌شده با گروه ستون سنگی «یادداشت پژوهشی»
۱۵۱	محمد مهدی سیف - بهرام رضائی	مطالعه عددی اثر زاویه اریب در کانال مرکب با سیلاب‌دشت‌های مورب بر اندرکنش بین جریان در کانال اصلی و سیلاب‌دشت‌ها «یادداشت پژوهشی»

مدل سازی لجیت چند جمله ای انتخاب شیوه دسترسی زمینی به فرودگاه مطالعه موردی: فرودگاه بین المللی امام خمینی (ره)*

علی رضایی جعفری^(۱)علی ادیسی^(۲)

چکیده در این پژوهش سعی شده نحوه رفتار مسافران هوایی در انتخاب بین ۶ شیوه حمل و نقل مترو، اتوبوس، همسفری (carpooling)، تاکسی، خودروی شخصی (پارک کردن) و خودروی شخصی (پیاده شدن) در جهت دسترسی زمینی به فرودگاه بین المللی امام خمینی تهران مورد بررسی قرار گیرد. جمع آوری اطلاعات این پژوهش در ۳ روز از تابستان ۱۳۹۳ انجام شده و به منظور مدل سازی از مدل لجیت چند جمله ای (multinomial logit model) استفاده شده است. پیمایش مذکور در قالب رجحان بیان شده (stated preference) به شکل مصاحبه حضوری در فرودگاه بین المللی امام خمینی تهران انجام گرفته است. تعداد پرسش نامه های جمع آوری شده ۲۵۷ عدد بوده و مقدار اعتبارسنجی (validation) داده ها ۳۴٪ می باشد. از مهم ترین نتایج این پژوهش می توان به این موضوع اشاره کرد که درصد بسیاری از مسافران فرودگاه امام خمینی از درآمد (حدود ۹۰٪ مسافران درآمد بالای ۱٫۵ میلیون تومان در ماه دارند) و مالکیت خودروی (حدود ۹۲٪ مسافران حداقل ۱ خودرو در خانواده شان دارند) بالایی برخوردارند و با در نظرگیری نتیجه به دست آمده برای این مسافران که تمایلی به استفاده از مترو ندارند، افزایش زمان سفر و هزینه های حمل و نقل شخصی (مثل افزایش هزینه پارکینگ) و در مقابل سرویس دهی بسیار بالاتر مترو (مثل فراهم کردن توشه بار، اعتمادپذیری و کاهش زمان سفر) مسافران فرودگاه امام خمینی را متمایل به استفاده از مترو می کند.

واژه های کلیدی دسترسی زمینی به فرودگاه، فرودگاه امام خمینی، مترو، لجیت چند جمله ای، رجحان بیان شده.

An investigation in to the choice of Ground Access to Airport using Multinomial Logit Modelling

A. Rezaei Jafari

A. Edrisi

Abstract This study aimed at investigating air travellers' behaviour with regard to choices for ground access to Imam Khomeini International Airport. The choices included subway, bus, carpooling, taxi, private car (parking) and private car (car drop-off). Data collection for this study was done during three days in summer, 2014, and Multinomial logit modelling was employed for this purpose. The survey was administered as a face to face interview in Imam Khomeini International Airport, which is located in Tehran, Iran. A total number of 257 questionnaires were collected, with the degree of validation being 34%. The most important results of this research indicate that the majority of imam Khomeini passengers have a high income (90% of them have 1.5 million tomans per month or higher) and car ownership (92% of them have at least one car in their household). Considering that these passengers don't have intention for using metro, with increasing the travel time, public transportation costs (e.g. parking cost) and improving metro service quality (e.g. increasing the reliability and decreasing the travel time), it may be possible to absorb them to use metro.

Key Words Ground access to Airport, Imam Khomeini Airport, Subway, Multinomial Logit, Stated Preference.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۵/۸/۹ و تاریخ پذیرش آن ۹۷/۱۲/۱۹ می باشد.

(۱) نویسنده مسنول، دانش آموخته کارشناس ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران.

Email: arezaejafari@gmail.com

(۲) استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران.

مقدمه

در سال های گذشته مطالعات بسیاری در زمینه انتخاب شیوه دسترسی زمینی به فرودگاه انجام شده است و در اکثر این مطالعات از مدل های لوجیت (دوجمله ای، چندجمله ای، مختلط و...) استفاده کرده اند. از پیشگامان پژوهش در این موضوع می توان به اورت و سوبینیک اشاره کرد [1]. در اکثر مطالعات انجام شده دو پارامتر زمان سفر و هزینه سفر از مهم ترین فاکتورهای انتخاب شیوه سفر توسط مسافران هوایی می باشد؛ به عنوان مثال هاروی و همکارانش [2] در مقاله ای با عنوان «مطالعه انتخاب شیوه دسترسی به فرودگاه: مطالعه موردی منطقه سانفرانسیسکو» به بررسی رفتار مسافران پرداختند و بیان داشتند که برای مسافرانی با هدف سفر غیرکاری، هزینه دسترسی با اهمیت است در حالی که برای مسافرانی با هدف سفر کاری به خصوص با افزایش طول پرواز، زمان دسترسی به فرودگاه از اهمیت خاصی برخوردار است. هم چنین چو و همکاران و گوپتا و همکاران [3-8] ویژگی های اجتماعی مسافران (تعداد همراه، مقدار بار، درآمد، جنسیت، سن، تحصیلات و...) و آقای جو و همکاران زمان صرف شده در داخل و خارج وسیله نقلیه را شناسایی کردند. هم چنین به مشخصات اجتماعی-اقتصادی مسافران اشاره کردند که از مهم ترین آنها می توان تعداد همراهان سفر، میزان بار، درآمد، جنسیت، سن، تحصیلات، مالکیت خودرو و... را نام برد. بود و همکاران [9] نیز از رویکرد روانشناسی اجتماعی برای کاهش سفرهای شخصی به فرودگاه منچستر در انگلستان استفاده کردند. علاوه بر این، یازیزی و همکاران [10] تصمیم رانندگان تاکسی برای دسترسی زمین به فرودگاه جان اف کندی را مدل کردند. آقای چو و همکاران [11] از مشخصات سفر و ویژگی های مدل نحوه انتخاب فرودگاه های داگو و جیمپو در کره استفاده کردند. هدف سفر، زمان سفر، مسافت سفر، جنسیت، سن، درآمد و شغل مهم ترین متغیرهایی هستند که در نحوه انتخاب سفر

تأثیرگذار بوده اند. علاوه بر این یافته ها نشان می دهند که ویژگی های جمعیتی بیشترین معنی داری اثر نحوه دسترسی سفر غیرکاری را نسبت به سفر کاری دارند. گوکاسار و گونی [12] نحوه دسترسی زمینی به فرودگاه بین المللی آتاتورک را با استفاده از مدل لوجیت چندجمله ای تحلیل کردند. نتایج نشان دادند که مسافت سفر، هزینه سفر، نوع مقصد، تفاوت زمانی بین زمان پرواز و زمان خروج، وضعیت اشتغال، وضعیت مالکیت خودرو و محل مبدأ سفر متغیرهایی معنی دار و مهم هستند. سفر مبدأ به فرودگاه یکی از مهم ترین فاکتورهای نحوه انتخاب دسترسی می باشد.

یکی از روش های جمع آوری اطلاعات به کار گرفته شده در این زمینه روش رجحان بیان شده می باشد که از مطالعات انجام شده با این روش می توان به مطالعات آقایان استیر و گلیود، ممسنی و چلی، سورابی، تامبولاس [13-16] اشاره کرد که در این روش با معرفی یک شیوه سفر جدید مسافران به انتخاب شیوه سفر مورد نظر خود می پردازند. هم چنین در اکثر مطالعاتی که انجام شده است بیشترین انتخاب مربوط به تاکسی و خودروی شخصی می باشد، از جمله این مطالعات می توان به مطالعه پاراساکی و همکارش، سعدالحسین گولاش آکار اشاره کرد، که انتخاب تاکسی و خودروی شخصی به علت راحتی، درآمد بالا، سرانه مالکیت خودرو و در بعضی موارد نبود سیستم حمل و نقل عمومی کارآمد می باشد، در مقابل آن طبق مطالعات میلینگ تام در کشور هنگ کنگ مشاهده شد که به علت دوری فرودگاه از مرکز شهر، در نتیجه بالا رفتن هزینه تاکسی و خودروی شخصی و در مقابل راحتی و پایین بودن هزینه حمل و نقل عمومی، سهم جابه جایی مسافران برای حمل و نقل عمومی (اتوبوس، AE⁵) حدود ۷۱ درصد می باشد [17-20]. امروزه سیاست بسیاری از کشورها در جهت افزایش سهم حمل و نقل عمومی و در مقابل کاهش سهم حمل و نقل شخصی می باشد، پس در این راستا علاوه بر مطالعات ذکر شده در

اتوبوس، همسفری، تاکسی، خودروی شخصی- پارک کردن (منظور پارک کردن خودرو در پارکینگ فرودگاه تا زمان بازگشت از سفر است) و خودروی شخصی- پیاده- شدن (منظور رساندن مسافران تا فرودگاه توسط بستگان یا آشنایانشان بدون قصد پارک کردن در پارکینگ فرودگاه است) به منظور دسترسی زمینی به فرودگاه بین‌المللی امام- خمینی تهران بررسی گردد. هدف از این پژوهش شناسایی فاکتورهای تأثیرگذار و مهم در نحوه انتخاب مسافران هوایی استفاده‌کننده از فرودگاه امام‌خمينی در جهت کمک به برنامه‌ریزی و خدمت‌رسانی مطلوب‌تر سیستم‌های حمل‌ونقلی می‌باشد.

روش تحقیق

مدل‌های انتخاب لوجیت

در این مدل‌ها تصمیم‌گیرنده n در برابر j گزینه قرار می‌گیرد، حال مطلوبیت حاصل‌شده برای فرد تصمیم‌گیرنده که از گزینه j حاصل می‌شود دارای ۲ قسمت است:

۱. قسمتی که به صورت V_{nj} نشان داده می‌شود و توسط محقق به صورت پارامترهای تأثیرگذار بر رفتار تصمیم‌گیرنده قابل مشاهده است.
۲. قسمت مجهول و یا غیرقابل مشاهده که آن را به صورت ε_{nj} نشان می‌دهند و محقق آن را به صورت تصادفی در نظر می‌گیرد.

در صورتی که انتخاب از میان چندین گزینه صورت بپذیرد، با استفاده از این مدل می‌توان احتمال انتخاب هر یک از گزینه‌ها را به دست آورد. همچنین نحوه معرفی تابع مطلوبیت نیز آورده شده است.

$$P_A = \frac{\exp(U_A)}{\sum_j \exp(U_j)} \quad (1)$$

که در آن:

$$P_A = \text{احتمال انتخاب گزینه } A,$$

موردی به مطالعه موردی رفتار سالمندان؛ به علت مشکلات خاصی که دارند، نیز پرداخته شده است [21,22].

در کشور ما هم مطالعاتی در زمینه انتخاب شیوه دسترسی زمینی به فرودگاه انجام شده است. از مهم‌ترین و جدیدترین این مطالعات که از روش رجحان بیان‌شده و مدل‌های لوجیت استفاده کرده است، می‌توان به [23] با عنوان «تحلیل و مدل‌سازی انتخاب وسیله نقلیه در دسترسی زمینی به فرودگاه: مطالعه موردی فرودگاه بین‌المللی امام‌خمينی و فرودگاه مهرآباد» اشاره کرد که با پرداخت انواع مدل‌های لوجیت از جمله دوجمله‌ای، چندجمله‌ای و آشیانه‌ای برای هر دو فرودگاه نشان داده است که مهم‌ترین پارامترهای تأثیرگذار در مدل‌های ساخته‌شده زمان سفر، هزینه سفر، درآمد، مالکیت - خودرو، هدف سفر، سن و جنسیت می‌باشند. همچنین نشان داده است که با افزایش هزینه و زمان یک وسیله نقلیه، تمایل به استفاده از آن کاهش می‌یابد.

در این پژوهش ابتدا با شناسایی مهم‌ترین پارامترهای تأثیرگذار در انتخاب مسافران هوایی و طراحی پرسشنامه‌ای که علاوه بر پارامترهایی که آقای طاهرپور در نظر گرفته بودند، پارامترهای میزان بار مسافران، اینرسی (بیان‌کننده حالتی است که مسافرانی که هم‌اکنون با یک شیوه حمل‌ونقلی به فرودگاه آمده‌اند، تا چه میزان تمایل دارند در آینده نیز همان شیوه حمل‌ونقلی را استفاده کنند) و... از مسافران در رابطه با شیوه انتخاب دسترسی زمینی به فرودگاه امام‌خمينی، با توجه به هدف سفرشان (کاری یا غیرکاری) سؤالاتی پرسیده شده و پس از جمع‌آوری اطلاعات با استفاده از روش لوجیت مدل‌سازی چند جمله‌ای انجام شده است.

باتوجه به موارد ذکرشده، سعی شده است تا نحوه رفتار مسافران هوایی باتوجه به هدف سفرشان (کاری یا غیرکاری) در انتخاب بین ۶ شیوه حمل‌ونقل مترو،

متغیرهای تأثیرگذار در انتخاب مسافران هوایی به فرودگاه شناسایی گردید و با استفاده از نرم افزار XLSTAT پرسشنامه طراحی شد. سپس با استفاده از روش ترتیبی به صورت n در میان از مسافران فرودگاه پرسشگری انجام شد و بعد از پایان پرسشگری، اطلاعات جمع‌آوری شده در رایانه وارد و پایگاه داده‌ها با توجه به مدل‌های مد نظر مدل ساز ساخته شد. سپس هم‌بستگی بین متغیرها کنترل گردید و بیش از ۶۰ متغیر توسط نرم افزار N logit وارد مدل سازی شد. در نهایت مدل برتر معرفی و اعتبارسنجی داده‌ها گزارش شد.

U_A = تابع مطلوبیت انتخاب گزینه A،
 U_j = تابع مطلوبیت انتخاب گزینه j.
 قابل توجه است که نسبت احتمال انتخاب دو گزینه فقط به تابع مطلوبیت این دو گزینه وابسته است و از مطلوبیت سایر گزینه‌ها مستقل می‌باشد. لازم به ذکر است که ساختار کلی لوجیت در حالت دوگزینه‌ای را لوجیت دو جمله‌ای و در حالت چند گزینه‌ای را لوجیت چندجمله‌ای می‌نامند. در این پژوهش از لوجیت چندجمله‌ای استفاده شده است [24].
 شکل (۱) نشان‌دهنده مراحل انجام این پژوهش می‌باشد؛ به این صورت که ابتدا براساس مطالعات گذشته



شکل ۱ مراحل انجام پژوهش

جمع‌آوری اطلاعات

جمع‌آوری اطلاعات این پژوهش با استفاده از ۲۸ نوع پرسشنامه در فرودگاه امام‌خیمینی انجام شده‌است که شامل ۱۸ سؤال در رابطه با مشخصات فردی مسافران، مشخصات سفر مسافر و انتخاب وسیله به‌منظور دسترسی به فرودگاه‌های مدنظر براساس ویژگی‌های پرسش مربوط می‌باشد.

همانند پژوهش‌های مشابه در کشورهای دیگر، در این پژوهش نیز از مسافران خروجی فرودگاه امام‌خیمینی پرسشگری صورت گرفته‌است.

برای طراحی پرسشنامه‌ها از نرم‌افزار XLSTAT استفاده شده‌است. توسط این نرم‌افزار ۷ طراحی انجام شد و برای هر متغیر زمان سفر، هزینه سفر و تسهیلات سه مقدار متفاوت در نظر گرفته‌شد که توسط نرم‌افزار XLSTAT حالت‌های بهینه طراحی شدند، سپس پرسشنامه‌ها تدوین گردیدند. طبق پیش‌بینی انجام‌شده مبنی بر عدم شناخت مسافران از سیستم هم‌سفری که به‌صورت رجحان بیان‌شده از مسافران سؤال پرسیده‌شده بود، شکل گرافیکی از ۸ مرحله (از ثبت‌نام هم‌سفری تا سوارشدن) برای استفاده از هم‌سفری در انتهای هر پرسشنامه ترسیم شد. پس از آماده‌سازی پرسشنامه‌ها طبق برنامه زمان‌بندی منظم حدود ۲۷۰ پرسشنامه به‌مدت ۳ روز در تابستان ۱۳۹۳ به‌روش ترتیبی و کاملاً تصادفی به‌صورت مصاحبه حضوری و با استفاده از داده‌های رجحان بیان‌شده، مسافران خروجی فرودگاه امام‌خیمینی

پرسشگری شدند.

بعد از پرسشگری و حذف تعدادی از پرسشنامه‌هایی که ناقص تکمیل‌شده بودند، ۲۵۷ پرسشنامه مورد تحلیل قرار گرفت و از این تعداد حدود ۱۰٪ پرسشنامه‌ها (۲۵ پرسشنامه) قبل از ساخت مدل جداسازی و در پایان برای اعتبارسنجی مدل مورد استفاده قرار گرفتند.

بررسی تحلیلی داده‌ها

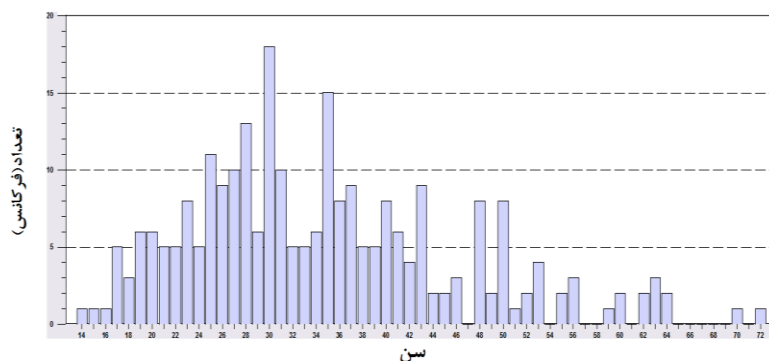
داده‌های جمع‌آوری‌شده توسط نرم‌افزار SPSS مورد تحلیل و بررسی قرار گرفت. سعی شد متغیرهای استفاده‌شده در مدل‌سازی مورد تحلیل قرار گیرند. در ادامه نتایج تحلیل متغیرهایی که در مدل نهایی مورد استفاده قرار گرفته بودند، گزارش شدند.

به‌منظور هرچه بیشتر روشن شدن نحوه توزیع فراوانی سن پاسخ‌گویان در فرودگاه امام‌خیمینی، نمودار این توزیع نیز در شکل (۲) آورده شده‌است. مشاهده می‌شود که بیشترین فراوانی مربوط به ۳۰ سال می‌باشد.

در جدول (۱) توزیع فراوانی جنسیت پاسخ‌گویان در فرودگاه امام‌خیمینی نمایش داده شده‌است.

جدول (۲) نشان‌دهنده توزیع فراوانی وضعیت تأهل پاسخ‌گویان در فرودگاه امام‌خیمینی است.

جدول (۳) نشان‌دهنده توزیع فراوانی تعداد اعضای بالای ۱۸ سال خانواده پاسخ‌گویان در فرودگاه امام‌خیمینی است.



شکل ۲ فراوانی سن پاسخ‌گویان در فرودگاه امام‌خیمینی

جدول ۱ توزیع فراوانی جنسیت پاسخ گویان در فرودگاه امام خمینی

فراوانی تجمعی (درصد)	فراوانی نسبی (درصد)	فراوانی مطلق	جنسیت
۵۰/۶	۵۰/۶	۱۳۰	مرد
۱۰۰	۴۹/۴	۱۲۷	زن
	۱۰۰	۲۵۷	جمع
	۰	۰	از قلم افتاده
	۱۰۰	۲۵۷	جمع کل

جدول ۲ توزیع فراوانی وضعیت تأهل پاسخ گویان در فرودگاه امام خمینی

فراوانی تجمعی (درصد)	فراوانی نسبی (درصد)	فراوانی مطلق	وضعیت تأهل
۳۶/۶	۳۶/۶	۹۴	مجرد
۱۰۰	۶۳/۴	۱۶۳	متأهل
	۱۰۰	۲۵۷	جمع
	۰	۰	از قلم افتاده
	۱۰۰	۲۵۷	جمع کل

جدول ۳ توزیع فراوانی تعداد اعضای بالای ۱۸ سال خانواده پاسخ گویان در فرودگاه امام خمینی

فراوانی تجمعی (درصد)	فراوانی نسبی (درصد)	فراوانی مطلق	تعداد اعضای بالای ۱۸ سال
۱/۹	۱/۹	۵	۱
۵۸	۵۶/۱	۱۴۴	۲
۷۶/۳	۱۸/۳	۴۷	۳
۸۸/۴	۱۲/۱	۳۱	۴
۹۵/۸	۷/۴	۱۹	۵
۹۷/۷	۱/۹	۵	۶
۹۹/۶	۱/۹	۵	۷
۱۰۰	۰/۴	۱	۸
	۱۰۰	۲۵۷	جمع
	۰	۰	از قلم افتاده
	۱۰۰	۲۵۷	جمع کل

جدول (۴) نشان دهنده توزیع فراوانی مالکیت

خودروی خانواده پاسخ گویان در فرودگاه امام خمینی است.

جدول (۵) نشان دهنده توزیع فراوانی درآمد خانوار

پاسخ گویان در فرودگاه امام خمینی است.

جدول (۶) توزیع فراوانی تجربه استفاده از فرودگاه

امام خمینی در گذشته را نشان می دهد.

شکل (۳) توزیع درصدی میزان بار همراه مسافران

در فرودگاه امام خمینی را نشان می دهد.

جدول (۷) مبدأ سفر پاسخ گویان در فرودگاه

امام خمینی را براساس مناطق شهرداری تهران و شهرها

نشان می دهد.

جدول ۴ توزیع فراوانی مالکیت خودروی خانواده پاسخ گویان در فرودگاه امام خمینی

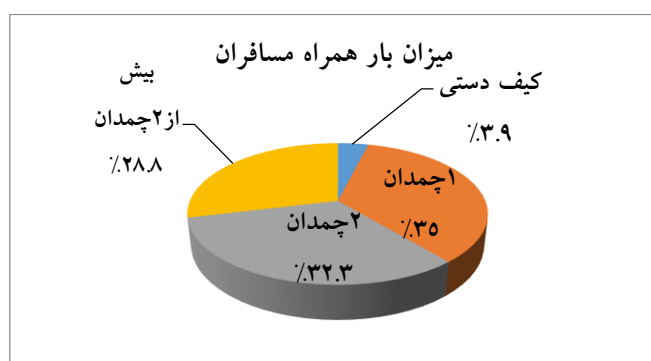
تعداد خودرو خانوار	فراوانی مطلق	فراوانی نسبی (درصد)	فراوانی تجمعی (درصد)
۰	۲۲	۸/۶	۸/۶
۱ دستگاه	۱۱۵	۴۴/۷	۵۳/۳
۲ دستگاه	۸۷	۳۳/۹	۸۷/۲
بیش از ۲ دستگاه	۳۳	۱۲/۸	۱۰۰
جمع	۲۵۷	۱۰۰	
از قلم افتاده	۰	۰	
جمع کل	۲۵۷	۱۰۰	

جدول ۵ توزیع فراوانی مالکیت خودروی خانواده پاسخ گویان در فرودگاه امام خمینی

درآمد (تومان)	فراوانی مطلق	فراوانی نسبی (درصد)	فراوانی تجمعی (درصد)
زیر ۱۵۰۰۰۰۰ تومان	۲۷	۱۰/۵	۱۰/۵
۱۵۰۰۰۰۰-۴۰۰۰۰۰۰ تومان	۱۱۷	۴۵/۵	۵۶
بالای ۴۰۰۰۰۰۰ تومان	۱۱۳	۴۴	۱۰۰
جمع	۲۵۷	۱۰۰	
از قلم افتاده	۰	۰	
جمع کل	۲۵۷	۱۰۰	

جدول ۶ توزیع فراوانی تجربه استفاده از فرودگاه امام خمینی در گذشته

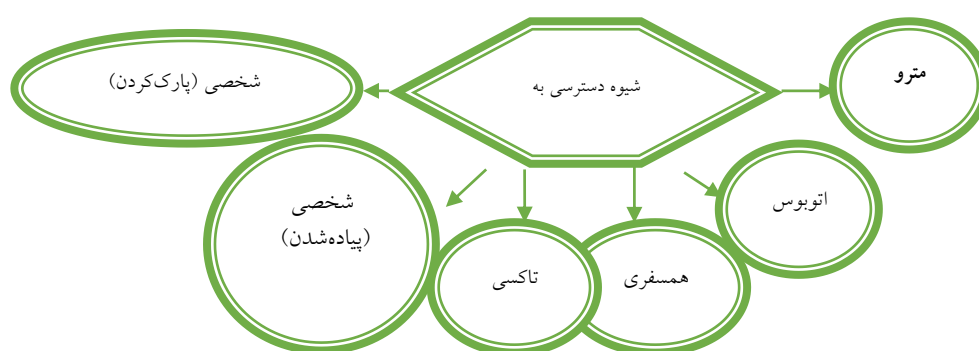
جنسیت	فراوانی مطلق	فراوانی نسبی (درصد)	فراوانی تجمعی (درصد)
با تجربه	۲۱۳	۸۲/۹	۸۲/۹
بدون تجربه	۴۴	۱۷/۱	۱۰۰
جمع	۲۵۷	۱۰۰	
از قلم افتاده	۰	۰	
جمع کل	۲۵۷	۱۰۰	



شکل ۳ توزیع درصدی میزان بار همراه مسافران در فرودگاه امام خمینی

جدول ۷ توزیع فراوانی مبدأ سفر پاسخ گویان در فرودگاه امام خمینی، براساس شهر یا مناطق شهرداری

فراوانی تجمعی (درصد)	فراوانی نسبی (درصد)	فراوانی مطلق	منطقه شهرداری یا شهر
۸/۹	۸/۹	۲۳	تهران (بدون ذکر منطقه)
۲۰/۲	۱۱/۳	۲۹	منطقه ۱
۲۷/۶	۷/۴	۱۹	منطقه ۲
۳۵/۴	۷/۸	۲۰	منطقه ۳
۳۸/۵	۳/۱	۸	منطقه ۴
۴۳/۶	۵/۱	۱۳	منطقه ۵
۴۵/۹	۲/۳	۶	منطقه ۶
۴۶/۷	۰/۸	۲	منطقه ۷
۴۷/۱	۰/۴	۱	منطقه ۱۱
۴۷/۹	۰/۸	۲	منطقه ۱۲
۴۸/۲	۰/۴	۱	منطقه ۱۳
۴۸/۶	۰/۴	۱	منطقه ۱۴
۴۹	۰/۴	۱	منطقه ۱۶
۴۹/۴	۰/۴	۱	منطقه ۲۱
۵۲/۹	۳/۵	۹	شهرستان های استان تهران
۹۵/۷	۴۲/۸	۱۱۰	سایر شهرها
۱۰۰	۴/۳	۱۱	ایرانیان مقیم خارج از کشور
	۱۰۰	۲۵۷	جمع
	۰	۰	از قلم افتاده
	۱۰۰	۲۵۷	جمع کل



شکل ۴ ساختار مدل لوجیت چندجمله ای به کار گرفته شده در این پژوهش

مدل سازی

کنترل هم بستگی بین متغیرهای استفاده شده و اعتبارسنجی داده ها و در پایان تفسیر نتایج مدل گزارش شده است.

در این قسمت ابتدا به معرفی ساختار مدل لوجیت چندجمله ای به کار گرفته شده پرداخته شده و در ادامه

ساختار مدل ارائه شده

برای مدل سازی لجیت چندجمله ای انتخاب شیوه دسترسی زمینی به فرودگاه امام خمینی، از ساختار بالا استفاده شده است.

شکل (۴) ساختار لجیت به کار گرفته شده در این پژوهش را نشان می دهد. این شکل نشان می دهد که مسافران هوایی به ۶ شیوه مختلف می توانند به فرودگاه امام خمینی سفر کنند. در شرایط موجود مسافران هوایی می توانند از تاکسی، شخصی (پارک کردن) و شخصی (پیاده شدن) استفاده کنند (داده های رجحان آشکار شده). اما در این پژوهش در قالب رجحان بیان شده ۳ شیوه دیگر مترو، اتوبوس و هم سفری نیز در نظر گرفته شده است.

کنترل هم بستگی متغیرها

پس از بررسی هم بستگی بین متغیرها توسط نرم افزار Spss و حذف متغیرهایی که دارای هم بستگی بالایی بودند، متغیرهایی در مدل سازی استفاده شدند که دارای هم بستگی قابل قبولی باشند. در مدل پرداخت شده بیشترین هم بستگی مربوط به متغیرهای وضعیت تأهل با گروه سنی ۲۵-۱۴ سال به مقدار ۰/۵۱۲- می باشد.

متغیرهای استفاده شده در مدل سازی و نتایج

مدل ارائه شده، مدل با ساختار شکل (۴) و به صورت ۶ گانه می باشد. متغیرهای استفاده شده در مدل در جدول (۸) آمده است.

جدول ۸ متغیرهای استفاده شده در مدل لجیت چندجمله ای دسترسی زمینی به فرودگاه امام خمینی

نام متغیر در مدل	توصیف و نحوه کدگذاری	نوع متغیر
A	عدد ثابت	ویژه فرد (Dummy)
DD-TRIP	تعداد سفر هوایی داخلی طی ۵ سال گذشته (کمتر از ۲۰ پرواز: ۰، ۲۰ پرواز و بیش تر: ۱)	ویژه فرد (Dummy)
O-KTRIP	تعداد سفر هوایی بین المللی طی ۵ سال گذشته	ویژه فرد (Ordinal)
D-ACCES	اینرسی (شخصی شامل پیاده شدن و پارک کردن: ۰، عمومی شامل اتوبوس، ون و تاکسی: ۱)	ویژه فرد (Dummy)
D-AGE1	گروه سنی ۲۵-۱۴ سال (برابر: ۱ و در غیر این صورت: ۰)	ویژه فرد (Dummy)
GENDER	جنسیت (مرد: ۰، زن: ۱)	ویژه فرد (Dummy)
D-MARRY	وضعیت تأهل (مجرد: ۰، متأهل: ۱)	ویژه فرد (Dummy)
O-UP	تعداد اعضای خانواده بالای ۱۸ سال	ویژه فرد (Ordinal)
DD-VEH	تعداد خودروی خانوار (کمتر از ۲ خودرو: ۰، بیشتر از ۲ خودرو: ۱)	ویژه فرد (Dummy)
D-DEG2	تحصیلات فوق دیپلم، لیسانس و حوزوی (برابر: ۱ و در غیر این صورت: ۰)	ویژه فرد (Dummy)
D-SA1	درآمد کمتر از ۱/۵ میلیون تومان (برابر: ۱ و در غیر این صورت: ۰)	ویژه فرد (Dummy)
D-SA3	درآمد بالای ۴ میلیون تومان (برابر: ۱ و در غیر این صورت: ۰)	ویژه فرد (Dummy)
D-exp	تجربه استفاده از فرودگاه (باتجربه: ۰، بدون تجربه: ۱)	ویژه فرد (Dummy)
DD-CA	میزان بار همراه مسافر (کیف دستی و ۱ چمدان: ۰، ۲ چمدان و بیشتر: ۱)	ویژه فرد (Dummy)
D-CITY	مبدأ سفر (بومی ها (تهرانی ها): ۰، غیربومی ها (غیرتهرانی ها): ۱)	ویژه فرد (Dummy)
R-TIME	زمان سفر (دقیقه)	ویژه وسیله (Ratio)

توان ۲ هزینه سفر، توان ۲ درآمد، لگاریتم زمان سفر، لگاریتم هزینه سفر، لگاریتم درآمد، درآمد تقسیم بر هزینه سفر، لگاریتم درآمد تقسیم بر هزینه سفر و...).

سپس با حذف متغیرهایی که دارای کمترین معنی‌داری بودند و اضافه کردن متغیرهای دیگر، در نهایت ۱۵ متغیر با معنی‌داری بالای ۹۰ درصد در مدل نهایی به کار گرفته شدند. خروجی مدل نهایی در جدول (۹) ارائه شده‌است:

پس از پرداخت و تحلیل بیش از ۱۴۰ مدل توسط نرم‌افزار N logit، بیش از ۷۰ متغیر مختلف ضمن بررسی رابطه علت و معلولی بین متغیرها و کنترل هم‌بستگی و معنی‌داری متغیرها در مدل‌های مختلف مورد استفاده قرار گرفتند. این ۷۰ متغیر شامل متغیرهای اصلی بودند و یک‌سری متغیرها که عملیات ریاضی بر روی آن انجام گرفته‌است (از جمله توان ۲ زمان سفر،

جدول ۹ خروجی مدل لجیت چندجمله‌ای انتخاب شیوه دسترسی زمینی به فرودگاه امام‌خمينی

متغیر	ضریب	انحراف استاندارد	معنی‌داری	احتمال $P[Z >z]$
ONE1	۱/۵۱۹***	۰/۲۷۸	۵/۴۶۲	۰
ONE2	-۲/۱۴۱***	۰/۶۰۵	-۳/۵۴	۰/۰۰۰۴
ONE3	۱۳۴/۰	۰/۴۵۴	۰/۲۹۴	۰/۷۶۸۵
ONE4	۰/۲۲۴	۰/۴۲۳	۰/۵۳۱	۰/۵۹۵۶
ONE5	۲/۴۲۷***	۰/۸۲۱	۲/۹۵۷	۰/۰۰۳۱
DD-TRIP3	۱/۶۱۳***	۰/۵۱۹	۳/۱۰۸	۰/۰۰۱۹
DD-TRIP4	۰/۸۷۱**	۰/۳۴۷	۲/۵۱۲	۰/۰۱۲
O-KTRIP3	-۰/۱۷۱**	۰/۰۶۸	-۲/۵۳۱	۰/۰۱۱۴
D-ACCES1	۱/۰۶۲***	۰/۲۹۶	۳/۵۹۴	۰/۰۰۰۳
D-ACCES2	۱/۵۱۸*	۰/۷۹۴	۱/۹۱۱	۰/۰۵۶
D-ACCES3	۱/۶۱۵***	۰/۴۲۸	۳/۷۷۳	۰/۰۰۰۲
D-ACCES4	۲/۹۶۱***	۰/۳۰۸	۹/۶۰۴	۰
D-AGE11	-۱/۱۲۶***	۰/۳۷	-۳/۰۳۹	۰/۰۰۲۴
D-AGE14	-۰/۵۳۶*	۰/۳۱۱	-۱/۷۲۳	۰/۰۸۵
GENDER1	-۰/۴۶۸**	۰/۲۳۶	-۱/۹۸۵	۰/۴۷۲
D-MARRY5	-۰/۵۴*	۰/۲۷۸	-۱/۹۴۵	۰/۰۵۱۸
O-UP4	-۰/۱۸۹*	۰/۰۹۸	-۱/۹۲۵	۰/۰۵۴۲
DD-VEH1	-۰/۷۴*	۰/۴۲۷	-۱/۷۳۲	۰/۰۸۳۴
D-DEG25	۰/۸۶۱***	۰/۲۶	۳/۳۱۲	۰/۰۰۰۹
D-SA11	۰/۷۷۸*	۰/۴۵۲	۱/۷۲۲	۰/۰۸۵۱
D-SA15	۰/۹۶۴**	۰/۴۸۶	۱/۹۸۳	۰/۰۴۷۴
D-SA31	-۰/۵۱۷**	۰/۲۴۸	-۲/۰۸۳	۰/۰۳۷۳
D-exp3	۰/۸۴۴*	۰/۴۹۳	۱/۷۱۱	۰/۰۸۷۲
D-exp4	۰/۸۳۵**	۰/۳۴۵	۲/۴۲۲	۰/۰۱۵۵
DD-CA4	۰/۷۳۶***	۰/۲۳۸	۳/۰۸۸	۰/۰۰۲
D-CITY3	-۱/۰۲۹**	۰/۴۱۹	-۲/۵۴۶	۰/۰۱۴
D-CITY4	-۰/۴۳۵*	۰/۲۴۴	-۱/۷۸۳	۰/۰۷۴۵
R-TIME5	-۰/۰۲۰۸**	۰/۰۱	-۲/۰۳۶	۰/۰۴۱۸

کشش و اثر نهایی این متغیرها خودداری شده است.

$$\rho_c^2 = 1 - \frac{LL(\beta)}{LL(c)} = 0/1522$$

اعتبارسنجی داده‌ها

به منظور اعتبارسنجی داده‌ها از ۲۵۷ پرسشنامه، ۲۵ پرسشنامه (۱۰٪) جداسازی و اعتبارسنجی شدند.

برای انجام اعتبارسنجی، مقدار متغیرهای ۲۵ نمونه جداسازی شد و در تابع مطلوبیت به دست آمده از ساخت مدل برای هر وسیله اعم از مترو، اتوبوس، هم‌سفری، تاکسی، خودروی شخصی (پارک کردن) و خودروی شخصی (پیاده شدن) قرار داده شد. سپس توسط رابطه (۱) و قرار دادن مقدار تابع‌های مطلوبیت محاسبه شده در آن، مقدار احتمال انتخاب هر وسیله به دست آمد، سپس بزرگ‌ترین احتمال محاسبه شده به معنای انتخاب مدل در نظر گرفته شد. در نهایت طبق جدول (۱۱) درصد اعتبارسنجی محاسبه شد.

$$\rho^2 = 1 - \frac{LL(\beta)}{LL(0)} = 0/1625$$

مقدار لگاریتم تابع احتمال به ازای ضرایب صفر:

$$LL(0) = -687/168$$

مقدار لگاریتم تابع احتمال به ازای پارامترهای ثابت:

$$LL(c) = -678/848$$

مقدار لگاریتم تابع احتمال به ازای ضرایب برآورد شده:

$$LL(\beta) = -575/528$$

اثر نهایی و هم‌چنین کشش (الاستیسیته) متغیرهای مدل‌سازی شده نیز در جدول (۱۰) آورده شده است. باتوجه به این موضوع که برای متغیرهای مجازی تفسیر کشش بی‌معنی است و هم‌چنین اثر نهایی این متغیرها بایستی با روش‌های دیگری محاسبه گردد، بنابراین از ذکر

جدول ۱۰ - اثر نهایی و کشش متغیرهای مدل لجیت چندتایی انتخاب شیوه دسترسی زمینی به فرودگاه امام خمینی

متغیر	اثر نهایی و کشش	زمان سفر (دقیقه)
شخصی (پارک کردن)	اثر نهایی	-۱/۲۸۲۴
	کشش	۰/۳۹۰۶

جدول ۱۱ اعتبارسنجی داده‌های مدل لجیت چندتایی انتخاب شیوه دسترسی زمینی به فرودگاه امام خمینی

درصد تطبیق انتخاب نمونه با مدل	درصد انتخاب مدل	درصد انتخاب نمونه	شیوه دسترسی
۰٪	۴٪	۲۴٪	مترو
۰٪	۰٪	۲٪	اتوبوس
۰٪	۴٪	۱۰٪	هم‌سفری
۳۲٪	۶۰٪	۳۶٪	تاکسی
۲٪	۳۲٪	۱۴٪	خودروی شخصی (پارک کردن)
۰٪	۰٪	۱۴٪	خودروی شخصی (پیاده شدن)
۳۴٪	جمع کل		

بحث و تفسیر نتایج مدل پرداخت شده

۱. مدل پرداخت شده دارای $\rho^2 = ۰/۱۶۲۵$ و $\rho_e^2 = ۰/۱۵۲۲$ است که در مدل دیده نشده‌اند.
۲. عدد ثابت در مدل نشان‌دهنده میانگین اثر متغیرهایی می‌باشد.
۳. تفسیر مختصری از متغیرهای استفاده شده در مدل که دارای معنی‌داری بالای ۹۰٪ می‌باشند، در جدول زیر گزارش شده‌است.

جدول ۱۲ متغیرهای معنی‌دار در مدل لوجیت پرداخت شده

متغیر معنی‌دار شده	کمترین هم‌بستگی با	بیشترین هم‌بستگی با	شیوه دسترسی	مقدار معنی‌داری	درجه معنی‌داری	تفسیر
سفر هوایی	تجربه استفاده از فرودگاه در گذشته	تعداد سفر بین‌المللی	هم‌سفری	۳/۱۰۸	۹۹٪	مسافرانی که طی ۵ سال گذشته ۲۰ پرواز و بیشتر پرواز داخلی داشته‌اند، تمایل بیشتری به استفاده از هم‌سفری و تاکسی دارند
داخلی	۰/۰۰۹	۰/۱۸۶	تاکسی	۲/۵۱۲	۹۵٪	
سفر هوایی بین‌المللی	مالکیت خودرو	جنسیت	هم‌سفری	-۲/۵۳۱	۹۵٪	با افزایش پروازهای بین‌المللی مسافران در ۵ سال گذشته، تمایلشان به استفاده از هم‌سفری کاهش می‌یابد
اینرسی	جنسیت و گروه درآمد بیش از ۴ میلیون تومان	تعداد سفر هوایی بین‌المللی	مترو اتوبوس هم‌سفری تاکسی	۳/۵۹۴ ۱/۹۱۱ ۳/۷۷۳ ۹/۶۰۴	۹۹٪ ۹۰٪ ۹۹٪ ۹۹٪	مسافرانی که در حال حاضر با حمل‌ونقل عمومی (تاکسی، ون و اتوبوس) به فرودگاه امام آمده‌اند، مجدداً تمایل بیشتری به استفاده از حمل‌ونقل عمومی شامل مترو، اتوبوس، هم‌سفری و تاکسی دارند
گروه سنی ۱۴-۲۵ سال	تحصیلات فوق دیپلم و لیسانس	وضعیت تأهل	مترو تاکسی	-۳/۰۳۹ -۱/۷۲۳	۹۹٪ ۹۰٪	افراد با گروه سنی ۱۴-۲۵ سال، تمایل کمتری به استفاده از مترو دارند
جنسیت	اینرسی	گروه سنی ۱۴-۲۵ سال	مترو	-۱/۹۸۵	۹۵٪	خانم‌ها تمایل کمتری به استفاده از مترو دارند
وضعیت تأهل	زمان سفر	گروه سنی ۱۴-۲۵ سال	مترو	-۱/۹۴۵	۹۰٪	متاهل‌ها تمایل کمتری به استفاده از مترو دارند
تعداد اعضای بالای ۱۸ سال خانوار	زمان سفر	وضعیت تأهل	تاکسی	-۱/۹۲۵	۹۰٪	با افزایش تعداد اعضای بالای ۱۸ سال خانوار مسافران، تمایل به استفاده از تاکسی کاهش می‌یابد
مالکیت خودرو	زمان سفر	وضعیت تأهل	مترو	-۱/۷۳۲	۹۰٪	مسافرانی که در خانواده‌هایشان مالک بیش از ۲ خودرو می‌باشند، تمایل کمتری به استفاده از مترو دارند
تحصیلات فوق دیپلم، لیسانس و حوزوی	تجربه استفاده از فرودگاه در گذشته	درآمد بالای ۴ میلیون تومان	شخصی (پارک-کردن)	۳/۳۱۲	۹۹٪	افراد با تحصیلات فوق دیپلم، لیسانس و حوزوی، تمایل بیشتری به استفاده از شخصی (پارک‌کردن) دارند

گروه درآمد کمتر از ۱/۵ میلیون تومان	زمان سفر ۰/۰۰۲	گروه درآمد بالای ۴ میلیون تومان -۰/۲۵۸	مترو شخصی (پارک-کردن)	۱/۷۲۲	۹۰٪	مسافران با درآمد کمتر از ۱/۵ میلیون تومان تمایل بیشتری به استفاده از مترو دارند
گروه درآمد بیشتر از ۴ میلیون تومان	مبدأ سفر ۰/۰۰۱	درآمد کمتر از ۱/۵ میلیون تومان، -۰/۲۵۸	مترو	-۲/۰۸۳	۹۵٪	افراد با درآمد بیشتر از ۴ میلیون تومان، تمایل کمتری به استفاده از مترو دارند
تجربه استفاده از فرودگاه در گذشته	وضعیت تأهل ۰/۰۰۲	مبدأ سفر ۰/۲۲۷	همسفری تاکسی	۱/۷۱۱	۹۰٪	مسافرانی که در گذشته تجربه استفاده از فرودگاه امام را داشته‌اند، تمایل بیشتری به همسفری دارند
میزان بار همراه مسافران	زمان سفر -۰/۰۰۱	وضعیت تأهل ۰/۲	تاکسی	۳/۰۸۸	۹۹٪	مسافرانی که بیش از ۲ چمدان به همراه دارند، تمایل بیشتری به استفاده از تاکسی دارند
مبدأ سفر	وضعیت تأهل ۰/۰۰۲	مبدأ سفر ۰/۲۲۷	همسفری تاکسی	-۲/۴۵۶	۹۵٪	مسافران غیربومی (غیراستان تهرانی‌ها) تمایل کمتری به استفاده از همسفری دارند
				-۱/۷۸۳	۹۰٪	مسافران غیربومی (غیراستان تهرانی‌ها) تمایل کمتری به استفاده از تاکسی دارند
زمان سفر	وضعیت تأهل *	تعداد سفر هوایی بین‌المللی ۰/۲۵	شخصی (پارک-کردن)	-۲/۰۳۶	۹۵٪	با افزایش زمان سفر با شخصی (پارک‌کردن) تمایل به استفاده از شخصی (پارک‌کردن) کاهش می‌یابد

نتایج نشان می‌دهد مسافرانی که در ۵ سال گذشته ۲۰ پرواز و بیشتر پرواز داخلی داشته‌اند، تمایل بیشتری به استفاده از تاکسی و همسفری دارند و با افزایش پرواز بین‌المللی مسافران در ۵ سال گذشته (مسافران باتجربه بین‌المللی)، تمایلشان به استفاده از همسفری کاهش می‌یابد. یکی از مهم‌ترین نتایج این پژوهش معنی‌داری متغیر اینرسی می‌باشد که نشان می‌دهد مسافرانی که با حمل‌و-نقل عمومی موجود به فرودگاه امام آمده‌اند، مجدداً تمایل به استفاده از حمل‌ونقل عمومی را در آینده دارند. معنی-داری گروه سنی ۲۵-۱۴ سال نشان می‌دهد که این افراد تمایلی به استفاده از مترو و همسفری ندارند (۱۳,۲٪ کل مسافران). معنی‌داری جنسیت و وضعیت تأهل مسافران

نشان می‌دهد که خانم‌ها و متأهل‌ها (میانگین ۵۶,۴٪ کل مسافران) تمایل کمتری به استفاده از مترو دارند، این نتیجه نشان می‌دهد که این گروه از مسافران که به دنبال آسایش می‌باشند، به مترو اعتماد نکرده‌اند. مسافرانی که در خانواده‌هایشان تعداد اعضای بالای ۱۸ سال بیشتر می‌شود، تمایلشان به استفاده از تاکسی کاهش می‌یابد، این نتیجه می‌تواند به علت بالا رفتن احتمال مالکیت خودرو باشد. همچنین همان‌طور که از مطالعات گذشته سوبینیک و همکاران در سال ۱۹۷۹، سانگو و همکاران در سال ۲۰۰۷، سورابی و همکاران در سال ۲۰۰۸، سعد الحسین در سال ۲۰۱۱، طاهرپور در سال ۲۰۱۲، تامبولاس در سال ۲۰۱۲ [8, 18, 23, 24, 26] انتظار می‌رفت دو فاکتور

می‌یابد. در این مدل و هم‌چنین دیگر مدل‌های پرداخت-شده در این مرحله اینرسی، تحصیلات و تعداد سفرهای داخلی پارامترهای تأثیرگذار در مدل بوده‌اند.

نتیجه‌گیری و پیشنهادها

در این پژوهش نحوه رفتار مسافران هوایی در انتخاب بین ۶ شیوه حمل‌ونقل مترو، اتوبوس، هم‌سفری، تاکسی، خودروی شخصی (پارک‌کردن) و خودروی شخصی (پیاده‌شدن) برای دسترسی زمینی به فرودگاه بین‌المللی امام‌خمینی مورد بررسی قرار گرفته‌است. به این منظور مدل لجیست چندجمله‌ای به‌کار گرفته شده‌است. ورودی این مدل را اطلاعات حاصل از ۳ روز پیمایش انجام‌شده در تابستان ۱۳۹۳، تشکیل می‌دهد. پیمایش‌های مذکور در قالب رجحان بیان‌شده به‌شکل مصاحبه حضوری در فرودگاه امام‌خمینی انجام گرفته‌اند. تعداد پرسشنامه‌های جمع‌آوری شده ۲۵۷ عدد است و مقدار اعتبارسنجی داده‌ها ۳۴٪ می‌باشد. یکی از مهم‌ترین نتایج این پژوهش معنی‌داری متغیر اینرسی می‌باشد. معنی‌داری اینرسی نشان می‌دهد مسافرانی که با حمل‌ونقل عمومی موجود به فرودگاه امام آمده‌اند، مجدداً تمایل به استفاده از حمل‌ونقل عمومی را در آینده دارند. هم‌چنین همان‌طور که انتظار می‌رفت دو فاکتور درآمد و سرانه مالکیت خودرو معنی‌دار بود و نتایجش نشان می‌دهد مسافرانی که در خانواده‌هایشان مالک بیش از ۲ خودرو (۱۲/۸٪ کل مسافران) می‌باشند، تمایلشان به استفاده از مترو کاهش می‌یابد و مسافران با درآمد کمتر از ۱/۵ میلیون تومان (۱۰/۵٪ کل مسافران) تمایل بیشتری به انتخاب مترو و خودروی شخصی (پارک‌کردن) دارند. پس می‌توان نتیجه گرفت که باتوجه به پژوهش انجام‌شده و درنظرگیری این موضوع که درصد بسیاری از مسافران فرودگاه امام‌خمینی از درآمد (حدود ۹۰٪ مسافران درآمد بالای ۱/۵ میلیون تومان در ماه دارند) و مالکیت خودروی (حدود ۹۲٪ مسافران حداقل ۱ خودرو در خانواده‌شان دارند) بالایی برخوردارند و با درنظرگیری نتیجه به‌دست‌آمده برای این

درآمد و سرانه مالکیت خودرو معنی‌دار هستند و نتایج نشان می‌دهد مسافرانی که در خانواده‌هایشان مالک بیش از ۲ خودرو (۱۲/۸٪ کل مسافران) می‌باشند، تمایلشان به استفاده از مترو کاهش می‌یابد و مسافران با درآمد کمتر از ۱,۵ میلیون تومان (۱۰/۵٪ کل مسافران) تمایل بیشتری به انتخاب مترو و خودروی شخصی (پارک‌کردن) دارند. متغیر تحصیلات نشان داد که افراد با تحصیلات دانشگاهی (فوق‌دیپلم و لیسانس) تمایل بیشتری به استفاده از خودروی شخصی (پارک‌کردن) دارند (۴۶/۳٪ کل مسافران) دیگر متغیر معنی‌دار شده این پژوهش، تجربه استفاده از فرودگاه در گذشته (۸۲/۹٪ کل مسافران) می‌باشد که نشان می‌دهد مسافرانی که با تجربه‌تر هستند، تمایل بیشتری به استفاده از تاکسی و هم‌سفری دارند. این نتیجه می‌تواند هم به‌علت تجربه استفاده از تاکسی باشد و هم به‌علت تشابه هم‌سفری با تاکسی در هزینه کمتر باشد. بار مسافران نیز همانند مطالعات گذشته سوبینیک و همکاران در سال ۱۹۷۹، هاروی و همکاران در سال ۱۹۸۶، سعد الحسین در سال ۲۰۱۱ [2, 18, 26] یکی از متغیرهای تأثیرگذار در انتخاب مسافران می‌باشد. نتایج آنها نشان می‌دهد که با افزایش بار مسافران تمایل به استفاده از تاکسی و خودروی شخصی افزایش می‌یابد و نتایج این پژوهش نیز نشان می‌دهد مسافرانی که بیش از ۲ چمدان به‌همراه خود دارند (۲۸/۸٪ کل مسافران)، تمایل بیشتری به استفاده از تاکسی دارند. این نتیجه به‌علت توشه بار مناسب تاکسی در مقایسه با سایر شیوه‌های حمل‌ونقل می‌باشد. متغیر مبدأ سفر نشان می‌دهد که غیربومی‌ها (غیراستان‌تهرانی‌ها، ۴۷/۱٪ کل استان تهران) تمایل کمتری به استفاده از هم‌سفری و تاکسی دارند. علت اصلی این موضوع فاصله محل سکونت آنها تا تهران و در نتیجه افزایش کرایه تاکسی می‌باشد. پس این گروه مسافران نیاز به پارکینگ مناسب برای خودروهای شخصیشان دارند. درنهایت معنی‌داری زمان سفر نشان می‌دهد که با افزایش زمان سفر خودروی شخصی (پارک‌کردن) تمایل به استفاده از این شیوه سفر کاهش

(باتوجه به این که مسافران هوایی دارای خصوصیات متفاوتی می باشند) خدمت رسانی کند. پیشنهاد می گردد توشه های مخصوص چمدان در مجاورت هر پنج صندلی قرار داده شود تا مسافران باتوجه به دغدغه بار، با خیال راحت از مترو استفاده نمایند. هم چنین وای فای رایگان در اختیار مسافران قرار داده شود که ضمن چک کردن ساعت پرواز خود، از وقت خود بهینه استفاده نمایند. پیشنهاد دیگر کاهش محسوس قیمت بلیت مترو می باشد به گونه ای که برای ۵ نفر مجموع هزینه بلیتشان از نصف هزینه سفر با خودروی شخصی و تاکسی نیز کمتر باشد تا مسافرانی که به صورت گروهی سفر می کنند نیز تشویق به استفاده از مترو شوند. هم چنین از ایستگاه متروی فرودگاه تا سالن انتظار، استفاده از وسایل ویژه حمل بار مسافران به صورت خدمات ویژه مترو صورت بپذیرد.

پی نوشت ها

- 1- coopoling
- 2- multinomial logit model
- 3- stated preference
- 4- validation
- 5- Airport Express (AE)
- 6- elderly
- 7- Mixed Multinomial Logit Model
- 8- Cross Nested Logit

مسافران که تمایلی به استفاده از مترو ندارند، با افزایش زمان سفر و هزینه های حمل و نقل شخصی (مثل افزایش هزینه پارکینگ) و در مقابل سرویس دهی بسیار بالاتر مترو (مثل فراهم کردن توشه بار، اعتماد پذیری و کاهش زمان سفر) می توان مسافران فرودگاه امام خمینی را متمایل به استفاده از مترو کرد.

به منظور مطالعات آتی موارد زیر برای تحقیقات پیشنهاد می شود:

۱. مطالعه بر روی دسترسی زمینی کارمندان فرودگاه به فرودگاه.
 ۲. استفاده از مدل های پیشرفته دیگری مانند مدل های لجیت مختلط (Mixed Multinomial Logit Model) و لجیت آشیانه ای متقاطع (Cross Nested Logit).
 ۳. مطالعه رفتار مسافران سالمند (۶۵ سال به بالا) به علت محدودیت هایی که در مقایسه با گروه های سنی دیگر دارند و شناسایی مشکلات و ارائه راه حل در جهت بهبود مشکلات سالمندان.
- و موارد زیر به صورت عملی برای اجرا پیشنهاد می شود:
- باتوجه به نتایج به دست آمده از این پژوهش مسافران تمایل بسیاری به استفاده از وسایل حمل و نقل شخصی نشان داده اند، لذا پیشنهاد می گردد خط متروی فرودگاه با امکاناتی متفاوت با امکانات متروی شهر تهران

مراجع

۱. طاهرپور، ا.، «تحلیل و مدل سازی انتخاب وسیله نقلیه در دسترسی زمینی به فرودگاه: مطالعه موردی فرودگاه بین المللی امام خمینی و فرودگاه مهرآباد»، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد تهران جنوب، پایان نامه کارشناسی ارشد، (۱۳۹۱).
2. Budd, T., Ryley, T. and Ison, S., "Airport Ground Access and Private Car use: A Segmentation Analysis", *Journal of transport Geography*, 36, Pp. 106-115, (2014).
3. Chebli, H., Mahmassani, H. S., "Air Travelers' Stated Preferences towards New Airport Landside Access Mode Services", Annual Meeting of Transportation Research Board. Washington DC, (2003).
4. Choo, S, Kim, I and You, S., "Exploring Characteristics of Airport Access Mode Choice in Korea. In 86th Annual Meeting of Transportation Research Board", Washington DC, USA. (No. 07-2582),

- (2007).
5. Choo, S., You, S. and Lee, H., "Exploring Characteristics of Airport Access Mode Choice: A Case Study of Korea. *Transportation Planning and Technology*", 36(4), Pp. 335-351, (2013).
 6. Donorfio, L. K. M., D'Ambrosio, L. A., Coughlin, J. F., Mohyde, M., "To Drive or Not to Drive, that Is Not the Question - the Meaning of Self-regulation Among Older Drivers", *Journal of Safety Research* 40, Pp. 221-226, (2009).
 7. Gokasar, I. and Gunay, G., "Mode Choice Behavior Modeling of Ground Access to Airports: A Case Study in Istanbul", Turkey, *Journal of Air Transport Management*, 59, Pp. 1-7, (2017).
 8. Gulsah Akar, A., "Ground Access to Airports, Case Study: Port Columbus International Airport", *Journal of Air Transport Management*, 275 West Woodruff Av., Columbus, OH 43210, Pp. 25-31, (2013).
 9. Gupta, S., Vovsha, P., Donnelly, R., "Air Passenger Preferences for Choice of Airport and Ground Access Mode in the New York City Metropolitan Region", *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* 2042, 3e11, (2008).
 10. Harvey, Greig., "Study of Airport Access Mode Choice", *Journal of Transportation Engineering* 112 (5), Pp. 525-545, (1986).
 11. Jou, R., Hensher, D., Hsu, T., "Airport Ground Access Mode Choice Behavior after the Introduction of a New Mode: A Case Study of Taoyuan International Airport in Taiwan", *Transportation Research Part E* 47, Pp. 371-381, (2011).
 12. Koster, P., Kroes, E., Verhoef, E., "Travel Time Variability and Airport Accessibility", Tinbergen Institute Discussion Paper. Tinbergen Institute Amsterdam, 061/3, (2010).
 13. Louviere, J. J., Hensher, D. A., Swait, J. D., "Stated Choice Methods. Analysis and Applications", Cambridge University Press, UK, (2000).
 14. Mei-Ling Tam, William H. K. Lam, Hing-Po Lo., "The Impact of Travel Time Reliability and Perceived Service Quality on Airport Ground Access Mode Choice", *Journal of Choice Modelling*, Pp. 49-69, (2011).
 15. Oort, O., "The Evaluation of Traveling Time", *Journal of Transport Economics and Policy* 3, Pp. 279-286, (1969).
 16. Pels, E., Nijkamp, P., Rietveld, P., "Access to and Competition between Airports: A Case Study for the San Fransisco Bay Area", *Regional Studies* 35 (1), Pp. 1-9, (2003).
 17. Psaraki, V., Abacoumkin, A., "Access Mode Choice for Relocated Airports: The New Athens International Airport", *Journal of Air Transport Management* 8 (2), Pp. 89-98, (2002).
 18. Saad N. Alhussein., "Analysis of Ground Access Modes Choice King Khaled International Airport, Riyadh, Saudi Arabia", *Journal of Transport Geography*, No 19, Pp. 1361-1367, (2001).

19. Sangho, C., Ikki, K., SoYoung, Y., "Exploring Characteristics of Airport Access Mode Choice in Korea" ,Transportation Research Board 86th Annual Meeting. Paper #07-2582. Transportation Research Board. Washington, DC, USA, (2007).
20. Sobieniak, J., Westin, R., Rosapep, T., and Shin, T., "Choice of Access Mode to Intercity Terminal", Transportation Research Record, 728, Pp. 47-53, (1979).
21. Steer Davies and Gleave Ltd., "Some Stated Preference Case Studies", *Journal of Transport Economics and Policy* 22, PP. 80-84, (1988).
22. Surabhi Gupta, Peter Vovsha, Robert Donnelly., "Air Passenger Preferences for Airport and Ground Access Mode in the New York Region", TRB 2008 Annual Meeting, (2007).
23. Tam, M., Lam, W., Lo, H., "Modeling Air Passenger Travel Behavior on Airport Ground Access Mode Choices", *Transportmetrica* 4 (2), Pp.135-153, (2008).
24. Tam, ML, Lam, WH and Lo, HP, "The Impact of Travel Time Reliability and Perceived Service Quality on Airport Ground Access Mode Choice", *Journal of Choice Modelling*, 4(2), Pp. 49-69, (2011).
25. Train, K.E., "Discrete Choice Methods With Simulation", Cambridge University Press, UK., (2003).
26. Tsamboulas, D., Evamorfopoulos, A. P., Moraiti, P., "Modeling Airport Employee Commuting Mode Choice" , *Journal of Air Transport Management*, No 18, Pp. 74-77, (2012).
27. Yu-Chun, Chang., "Factors Affecting Airport Access Mode Choice for Elderly Air Passengers", *Transportation Research Part E* 57, No. 2, Pei-Ning Rd., Keelung 202-24, Pp. 105-112, (2013).
28. Yazici, M. A., Kamga, C. and Singhal, A., "Modeling Taxi Drivers' Decisions for Improving Airport Ground Access: John F. Kennedy Airport Case. *Transportation Research Part A: Policy and Practice*, 91, Pp. 48-60, (2016).

بررسی تأثیر خاک‌اره بر روی رفتار ژئوتکنیکی خاک‌های رسی*

روزبه تدین^(۱)روزبه دبیری^(۲)

چکیده در این پژوهش تأثیر ذرات خاک‌اره درخت کاج بر روی خصوصیات ژئوتکنیکی دو نوع خاک رس کائولنی بررسی شده است، به طوری که خاک‌اره با درصدهای وزنی ۳، ۶ و ۹ به صورت خشک به دو خاک کائولنی با خصوصیات خمیری مختلف به صورت تصادفی مخلوط گردیده است. در ادامه، نمونه‌های ساخته شده تحت آزمایش‌های تراکم، تک‌محوری، نفوذپذیری (با ارتفاع متغیر)، تحکیم و برش مستقیم (خشک و اشباع) قرار گرفته‌اند. نتایج حاصل از آزمایش‌ها نشان می‌دهد، زمانی که ۳٪ خاک‌اره به نمونه‌های مورد مطالعه افزوده گردد سبب کاهش نسبت تخلخل حداقل (e_{min}) در بین ذرات خاک کائولن با خاصیت خمیری بالا به میزان ۲۴٪ می‌شود. همچنین در این شرایط افزایش در مقاومت و ظرفیت باربری، تراکم‌پذیری و کاهش جذب آب به وقوع می‌پیوندد.

واژه‌های کلیدی خاک رسی، خاک‌اره، رفتار ژئوتکنیکی، مقاومت برشی، تحکیم، نفوذپذیری.

Effects of Sawdust on Geotechnical Properties of Clayey Soils

R. Tadayyon

R. Dabiri

Abstract In this research, effects of pine tree sawdust on geotechnical properties of two types of kaolinite clayey soil was evaluated. So that, sawdust in 3, 6 and 9 percent (by weight) in dry condition randomly mixed with two kaolinite clayey soil with different plasticity index. Compaction, uniaxial, permeability (falling head) and consolidation tests were performed on specimen. Results showed while 3% sawdust mixed to samples, 24% minimum void ratio (e_{min}) decreased in kaolinite clay with high plasticity index. Also, in this condition, increasing of bearing capacity and strength, ductility and decreasing in water absorbing have been happened.

Key Words Clayey soil, Sawdust, Geotechnical behavior, Shear strength, Consolidation, Permeability.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۷/۲/۱ و تاریخ پذیرش آن ۹۷/۱۰/۲۹ می‌باشد.

(۱) کارشناسی ارشد مهندسی عمران- ژئوتکنیک، گروه مهندسی عمران، واحد تبریز، دانشگاه آزاد اسلامی، تبریز.

(۲) نویسنده مسئول، استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد تبریز، دانشگاه آزاد اسلامی، تبریز. Email: rouzbeh_dabiri@iaut.ac.ir

مقدمه

در سیستم نام‌گذاری متحد خاک‌ها، کلیه ذراتی که اندازه آنها از 0.075 میلی‌متر کمتر باشد در طبقه ریزدانه‌ها قرار می‌گیرند. اگر این گونه خاک‌ها در صورت مخلوط شدن با مقدار محدودی آب خاصیت خمیری از خود نشان دهند، در طبقه رس و در غیر این صورت در بخش لای قرار می‌گیرند. خاک‌های متورم‌شونده با تغییر درصد رطوبت تغییر حجم قابل ملاحظه‌ای از خود نشان می‌دهند که افزایش درصد رطوبت تورم و کاهش آن انقباض این گونه خاک‌ها را در پی دارد. انقباض و اتساع خاک‌های متورم‌شونده خسارت‌های قابل ملاحظه‌ای را به زیرساخت‌ها وارد می‌کنند [1]. خاکاره محصول برش، سمباده زدن و یا در غیر این صورت ساییدن چوب با اهر یا ابزار دیگر است و از ذرات ریز چوب تشکیل می‌شود. زائدات خاکاره چوب در تمام کشورهای جهان انباشته می‌شوند و مشکلات زیست‌محیطی جدی و خطرات سلامتی گوناگونی را موجب می‌شوند و از آنجایی که تولید زائدات چوبی در کارخانه‌های چوب‌بری و صنایع چوبی گوناگون غیرقابل اجتناب است، لذا برای استفاده از این زائدات تلاش زیادی به عمل می‌آید [2]. هم‌چنین، به‌منظور تثبیت و به‌سازی خاک‌های مسئله‌دار، روش‌های مختلف موجود است که برپایه تئوری‌های مکانیکی و واکنش‌های شیمیایی بنا نهاده شده‌اند [3-5]. انتخاب روش‌های موجود تابع پارامترهای مختلفی همچون نوع خاک، ساختار دانه‌بندی خاک، مهارت، نوع تجهیزات، مواد مصرفی و هزینه اجرای آنها می‌باشد. انجمن اداره راه‌وترابری آمریکا در سال ۲۰۱۶ [6] روش‌های مختلف به‌سازی خاک‌ها را به‌همراه هزینه اجرای آنها طبق جدول (۱) ارائه نموده‌است. با مقایسه هزینه‌ها می‌توان مشاهده کرد، خاکاره به‌دلیل گستردگی در تهیه آن و قیمت بسیار پایین، امکان استفاده از آن را در جهت به‌سازی خاک‌ها ارائه می‌نماید؛ بنابراین در این تحقیق سعی بر آن است تا

بتوان با به‌کارگیری خاکاره، ویژگی‌های مکانیکی خاک ریزدانه رسی را اصلاح کرد و از آلودگی محیط زیست و خسارت‌های ناشی از استفاده کردن از خاک‌های متورم‌شونده و هزینه‌هایی که در پی دارد جلوگیری نمود. در زمینه تثبیت خاک‌های ریزدانه توسط خاکاره مطالعات گسترده‌ای انجام یافته‌است. کافی و همکاران در سال ۱۳۹۰ [۷] در مطالعه خود دریافتند که حضور خاکاره و بتونیت در خاک رس باعث بهبود در جذب رنگ پساب‌های صنعتی شده‌است. نتایج تحقیق سیروس‌پور و همکاران در سال ۱۳۹۶ [۸] نشان داد که حضور خاکاره باعث حذف بیشتر نیترات می‌گردد. چمانی و همکاران [۹] با هدف فراهم کردن مصالح ساختمانی سبک، تأثیر خاکاره را بر روی ویژگی‌های مکانیکی و فیزیکی آجرهای سفالی مورد بررسی قرار دادند. نتیجه تحقیق نشان داد انقباض نمونه‌ای که در آن از خاکاره حاصل از درخت کاج استفاده شده بود نسبت به نمونه‌ای که در آن از خاکاره حاصل از درخت اکالیپتوس استفاده شده بود، بسیار بیشتر بود. رائو کاتسوارا [10] و همکاران مشاهده نمودند که تورم آزاد نسبی خاک رس با افزودن ۱۵ درصد خاکاره، $62/85$ درصد و با افزودن ۴ درصد آهک، $72/14$ درصد کاهش می‌یابد. در تحقیقات صورت‌گرفته توسط مانوکاجی [1] مشاهده شد که در خاک رس پایتخت نیجریه حد انقباض خطی با افزایش میزان خاکاره از مقدار میانگین $8/57$ به $8/32$ درصد به‌طور یکنواخت کاهش پیدا کرده و وزن مخصوص خشک حداکثر با افزایش میزان خاکاره از مقدار میانگین $3/18$ به $2/91$ گرم بر سانتی‌متر مکعب به‌طور یکنواخت کاهش یافته و پوکی با افزایش میزان خاکاره از مقدار میانگین ۱۳ به ۱۷ درصد افزایش پیدا کرده و به‌مقدار قابل قبول (بین ۲۰ تا ۸۰ درصد) نزدیک‌تر شده‌است. نتایج مطالعات صورت‌گرفته توسط ایده و همکاران [11] نشان داد که با افزایش میزان خاکستر

خاک‌آره مورد استفاده در خاک رس حد روانی، حد خمیری، نشانه خمیری و انقباض خطی کاهش پیدا کرد؛ هم‌چنین با افزایش میزان خاکستر خاک‌آره، چگالی خشک حداکثر نمونه‌های حاوی خاک و خاکستر کاهش یافت، درحالی‌که رطوبت بهینه آنها افزایش پیدا کرد. در تحقیق انجام‌یافته به‌وسیله الحالم و البرودی [12] مشاهده شد که با افزایش درصد خاک‌آره ضریب نفوذپذیری خاک رس به‌شدت افزایش می‌یابد.

جدول ۱ مقایسه هزینه‌های روش‌های به‌سازی خاک [6]

هزینه (دلار)	تکنولوژی	طبقه‌بندی
۴-۰/۵ (هر یک فوت)	پیش بارگذاری، همراه و یا بدون خاکریز	زهکشی قائم و تحکیم شتاب داده‌شده
۱۵۰-۷۵ (هر یارد مکعب)	خاکریز با مقاومت فشاری، ژئوفوم، بتن فومی	خاکریزهای سبک
۱۵-۳ (هر یارد مکعب)	خاکریزی با مصالح دانه‌ای، الیاف چوب، سرباره کوره فولاد، خاکستر بادی، الیاف تایر، شیبست خاک رسی	خاکریزهای سبک
۳۰-۱۰ (هر یارد مکعب)	تراکم دینامیکی عمیق	تراکم عمیق
۹-۵ (هر یک فوت)	تراکم ویبره‌ای	تراکم عمیق
۶۰-۱۵ (هر فوت)	ستون‌های سنگی	ستون‌های مصالح دانه‌ای
۹ (برای هر فوت مربع) + هزینه اجرای ستون	خاکریزهای تقویت‌شده با ستون	خاکریزهای تقویت‌شده با ستون
۸۰-۳۰ (هر فوت)	ستون‌ها: غیرفشرده	خاکریزهای تقویت‌شده با ستون
۱۰۰-۲۰ (هر فوت)	ستون‌ها: غیرفشرده	خاکریزهای تقویت‌شده با ستون
۱۲۵-۶۰ (هر فوت)	مخلوط عمیق (خشک)	خاک مخلوط
۷۵-۱۵ (هر یارد مکعب)	اختلاط توده‌ای	خاک مخلوط
۲۰ (هر فوت)	تزریق شیمیایی	تکنولوژی تزریق
۷۵۰-۷۵ (هر یارد مکعب)	تزریق به‌همراه تراکم	تکنولوژی تزریق
۱۵-۵۰ (هر یارد مکعب)	پر کردن فضاهای خالی	تکنولوژی تزریق
۹/۵-۶/۵ (هر فوت مربع)	تثبیت کف	تکنولوژی تزریق
۷۵۰-۲۵۰ (هر یارد مکعب)	تزریق جت	تکنولوژی تزریق
۸۰-۲۵ (فوت مربع)	تزریق ترک‌های سنگ	تکنولوژی تزریق
۵-۱ (هر یارد مربع)	روش‌های مکانیکی	روش‌های به‌سازی روسازی راه
۵-۲ (هر یارد مربع)	روش‌های شیمیایی	روش‌های به‌سازی روسازی راه
۱۲-۳ (هر فوت)	کنترل رطوبت	روش‌های به‌سازی روسازی راه
۱۲-۲ (هر یارد مربع)	خاکریز مسلح	خاک مسلح
۶۵-۳۰ (هر فوت مربع)	دیوارهای مسلح انعطاف‌پذیر	خاک مسلح
۲۵-۳ (هر فوت مربع)	شیب‌های خاکی مسلح‌شده	خاک مسلح
۵۰-۲۰ (هر فوت)	میخ‌کوبی	خاک مسلح

مقایسه نتایج مطالعه، خاک‌های مذکور به ترتیب نوع ۱ و نوع ۲ نام‌گذاری شدند. تصویر نمونه‌هایی از خاک‌های رسی کائولن در شکل (۱- الف و ب) ارائه شده‌است. همچنین، خصوصیات شیمیایی و درصد کانی آنها طبق جدول (۲) قابل مشاهده‌است.

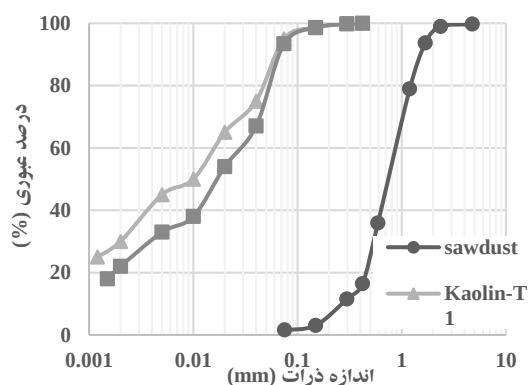


شکل ۱ تصاویر مصالح مورد مطالعه در تحقیق حاضر: الف) کائولن نوع ۱، ب) کائولن نوع ۲، ج) خاک اره.

تأثیر خاک اره در خصوصیات ژئوتکنیکی خاک رس حاصل از ۴ ایالت واقع در نیجریه توسط اولابایوده و همکاران [13] مورد مطالعه قرار گرفت. ایشان دریافتند که نمونه‌های بدون خاک اره مقاومت بالاتری از خود نشان دادند و با افزودن خاک اره به خاک رس، مقاومت فشاری آن کاهش پیدا کرد. ناراناگودا و همکاران [14] مشاهده کردند که درصد رطوبت بهینه خاک رس در صورت استفاده از ۱۰ درصد خاکستر خاک اره و ۱۰ درصد خاکستر بادی کاهش پیدا کرد و افزودن خاکستر بادی و خاکستر خاک اره به خاک، سبب افزایش چگالی خشک حداکثر آن شد. در مطالعه صورت گرفته توسط خان و همکاران [15] مشاهده شد با افزودن خاکستر خاک اره به خاک رس، ضریب نفوذپذیری نسبت به حالت اولیه کاهش پیدا کرد. در تحقیقات صورت گرفته توسط کومارو جاین [16] افزودن خاکستر خاک اره به نمونه خاکی رسی مشاهده گردید که مقادیر زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی بهبود یافته‌است و مقدار وزن مخصوص خشک حداکثر با افزودن خاکستر خاک اره افزایش یافته‌است و شاخص خمیری خاک رس به طور قابل ملاحظه‌ای کاهش یافته‌است. با مرور تحقیقات صورت گرفته مشاهده می‌گردد، خاک اره ریز درخت کاج در جهت بررسی تأثیر آن بر خصوصیات خمیری، ساختار دانه بندی و فضای خالی بین ذرات خاک رس به منظور تثبیت و ارزیابی رفتار ژئوتکنیکی کمتر مدنظر واقع شده‌است. این امر از نوآوری‌های مطالعه حاضر می‌باشد.

مواد و مصالح

همچنان‌که در بخش‌های گذشته به آن اشاره گردید، هدف از تحقیق حاضر، امکان بررسی تأثیر ذرات خاک اره بر روی ویژگی‌های مکانیکی و رفتاری خاک رس است. برای تحقیق حاضر، دو نوع خاک رس کائولن با شاخص-های خمیری متفاوت از کارخانه صنایع خاک چینی ایران در نزدیکی شهر مرند با نام‌های تجاری SZWMK1 و ZMK2 تهیه گردیده‌است. در ادامه به منظور ارائه و



شکل ۲ منحنی دانه‌بندی مصالح مورد مطالعه در تحقیق حاضر

جدول ۳ ویژگی های ژئوتکنیکی مصالح مخلوط مورد مطالعه

خصوصیات ژئوتکنیکی	رس کائولن نوع ۲	رس کائولن نوع ۱
PI	۱۱	۱۵
Gs		
درصد خاکاره	رس کائولن نوع ۲	رس کائولن نوع ۱
۰	۲/۶۵	۲/۶۲
۳	۲/۷	۲/۷۲
۶	۲/۵۲	۲/۶۵
۹	۲/۵۸	۲/۷۹

جدول ۴ نوع و درصد وزنی کانی‌ها در خاک‌های رسی کائولن مورد مطالعه [17]

نوع کانی	کائولن نوع ۱	کائولن نوع ۲
کائولینیت	۶۴	۴۱
کوارتز	۲۷	۵۲
کلسیت	۲/۱	۳
سایر	۶	۴

کارهای آزمایشگاهی

در تحقیق حاضر، خاک‌های رسی کائولن با خاکاره با درصدهای وزنی ۳، ۶ و ۹ مخلوط شده‌است تا امکان بهبود خصوصیات مکانیکی و ژئوتکنیکی خاک‌های رسی ارزیابی گردد. بدین منظور ابتدا آزمون تراکم آزمایشگاهی طبق استاندارد ASTM D698 [22] انجام گرفت. سپس،

جدول ۲ خصوصیات شیمیایی و درصد کانی خاک‌های رس کائولن مورد مطالعه [17]

ماده تشکیل دهنده	درصد وزنی عناصر در کائولن SZWMK1 (نوع ۱)	درصد وزنی در کائولن ZMK2 (نوع ۲)
L.O.I	۹	۶
SiO ₂	۶۳	۷۴
Al ₂ O ₃	۲۴	۱۵
Fe ₂ O ₃	۰/۵۵	۰/۴۵
TiO ₂	۰/۰۴	۰/۰۴
CaO	۱/۲	۱/۵
MgO	۰/۵۵	۰/۴
Na ₂ O	۰/۴	۰/۳۵
K ₂ O	۰/۳	۰/۳
SO ₄	-	-

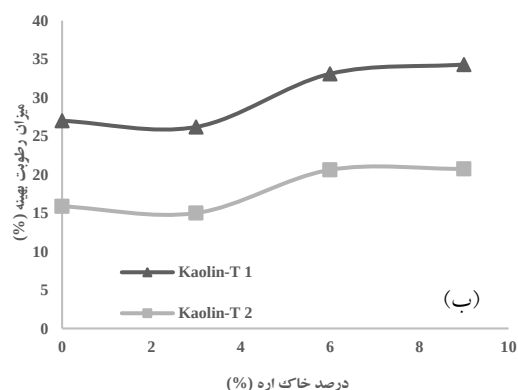
خاکاره مورد استفاده در پژوهش حاضر، مربوط به درخت کاج روسی است که از کارگاه چوب‌بری تهیه شده‌است و قبل از استفاده برای انجام آزمایش‌ها کاملاً خشک گردیده‌است. تصویر ظاهری خاکاره تهیه‌شده مطابق شکل (۱-ج) قابل مشاهده‌است. منحنی دانه‌بندی مصالح مورد مطالعه طبق استاندارد ASTM D421 [18] و ASTM D422 [19] تعیین گردیده‌است که می‌توان آن را در شکل (۲) مشاهده نمود. برای آن‌که بتوان تأثیر خاکاره را در تحقیق حاضر به‌طور مناسب ارزیابی نمود، با در نظر گرفتن منحنی دانه‌بندی خاک رس کائولنی، اندازه ذرات خاکاره کوچک‌تر از ۱/۱۹ میلی‌متر انتخاب شد. همچنین براساس منحنی‌ها می‌توان مشاهده نمود براساس سیستم نام‌گذاری متحد، خاک‌های رسی کائولن مورد مطالعه از نوع CL است که خصوصیات خمیری آنها طبق استاندارد ASTM D4318-95a [20] و چگالی ویژه نیز طبق استاندارد ASTM D854 [21] برآورد شده که در جدول (۳) ارائه شده‌است. نوع کانی‌ها و درصدهای آنها در خاک‌های رسی کائولن مورد مطالعه در جدول (۴) قابل مشاهده می‌باشد.

صورت گرفت. در مرحله سوم، برای بررسی تأثیر خاک‌اره بر روی میزان نفوذپذیری، نشست تحکیم و درصد تورم خاک‌های رسی مورد مطالعه، ابتدا آزمایش نفوذپذیری با ارتفاع متغیر طبق استاندارد ASTM D5084 [25] انجام گرفت. سپس، میزان نشست تحکیم و درصد تورم با استفاده از آزمایش تحکیم طبق استاندارد ASTM D2435 [26] صورت پذیرفت. برنامه آزمایشگاهی صورت گرفته بر روی نمونه‌های مورد مطالعه مطابق جدول (۵) قابل مشاهده است. لازم به ذکر است که ۲۵٪ از مجموع آزمایش‌های انجام یافته روی نمونه‌ها جهت تدقیق نتایج دوباره تکرار شده است.

برای تعیین پارامترهای رفتاری خاک‌های رسی کائولن تثبیت شده با خاک‌اره، در مرحله اول آزمایش مقاومت فشاری تک محوری طبق استاندارد ASTM D2166 [23] صورت پذیرفت. در مرحله دوم، آزمون برش مستقیم در دو حالت خشک و اشباع طبق استاندارد ASTM D3080-11 [24] بر روی نمونه‌های با ابعاد 10×10 سانتی متر مربع به صورت کنترل کرنش تحت اثر تنش‌های قائم ۵۰، ۱۰۰ و ۱۵۰ کیلو پاسکال صورت گرفت. لازم به یادآوری است در حالت اشباع، نمونه‌ها به مدت ۲۴ ساعت تحت اثر بارگذاری قائم قرار گرفتند تا عملیات تحکیم به اتمام برسد. سپس با سرعت ۰/۵ میلی متر بر دقیقه آزمایش انجام گرفت. در حالت خشک، عملیات بارگذاری نمونه‌های مورد مطالعه با سرعت ۱/۲۵ میلی متر بر دقیقه

جدول ۵ برنامه آزمون‌های صورت گرفته بر روی نمونه‌های مورد مطالعه در تحقیق حاضر

آزمایش‌های انجام یافته							درصد خاک‌اره	ماتریس خاک	نام نمونه	ردیف
تحکیم	برش مستقیم (اشباع)	برش مستقیم (خشک)	تک محوری	تراکم	چگالی ویژه	حدود آتربرگ				
*	*	*	*	*	*	*	۰	کائولن نوع ۱ (T1)	T1-0	۱
*	*	*	*	*	*	*	۳	کائولن نوع ۱ (T1)	T1-03	۲
*	*	*	*	*	*	*	۶	کائولن نوع ۱ (T1)	T1-06	۳
*	*	*	*	*	*	*	۹	کائولن نوع ۱ (T1)	T1-09	۴
*	*	*	*	*	*	*	۰	کائولن نوع ۲ (T2)	T2-0	۵
*	*	*	*	*	*	*	۳	کائولن نوع ۲ (T2)	T2-03	۶
*	*	*	*	*	*	*	۶	کائولن نوع ۲ (T2)	T2-06	۷
*	*	*	*	*	*	*	۹	کائولن نوع ۲ (T2)	T2-09	۸



شکل ۳ نتایج به دست آمده از آزمایش تراکم بر روی مصالح مورد مطالعه: (الف) وزن مخصوص خشک حداکثر، (ب) رطوبت بهینه.

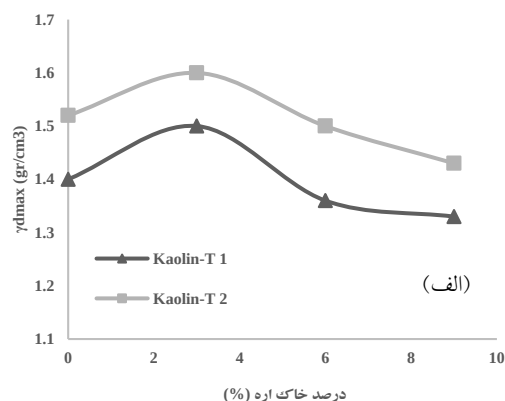
نتایج حاصل از آزمایش تک محوری

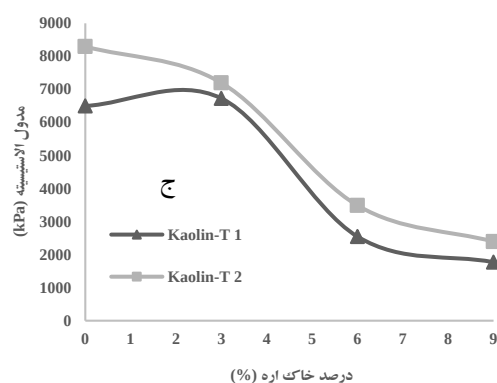
نتایج حاصل از نتایج مقاومت فشاری تک محوری را طبق نمودارهای شکل (۴-الف، ب و ج) می توان مشاهده نمود. باتوجه به نمودارهای شکل (۴-الف) مشاهده می گردد در شرایط تثبیت نشده، خاک رس کائولنی نوع ۲ دارای مقاومت فشاری بالاتری در مقایسه با خاک رس کائولنی نوع ۱ است. هنگامی که خاکاره به نمونه های مورد مطالعه افزوده شد، مشاهده گردید در کائولن نوع ۱ مقاومت فشاری تک محوری با حضور ۳٪ خاکاره به مقدار ۳۳٪ افزایش یافت و در ادامه، با افزایش درصد وزنی خاکاره مقدار توانایی باربری کاسته شد. در همین شرایط، مقاومت فشاری تک محوری کائولن نوع ۲ با حضور خاکاره کاهش یافت. این روند در دو نوع خاک رسی لاگوس و نیجر که توسط اولابایوده و همکاران [13] مورد مطالعه قرار گرفته است و از نظر مقدار شاخص خمیری به ترتیب نزدیک به کائولن های نوع ۱ و نوع ۲ تحقیق حاضر می باشد مشاهده شده است. وقوع این شرایط به آن علت است که در کائولن نوع ۱ خاصیت بالای چسبندگی و حضور پودر خاکاره (۳٪) باعث افزایش تماس ذرات به یکدیگر می شود و در نتیجه یک بهبودی نسبی در توانایی باربری به وقوع می پیوندد. کائولن نوع ۲، به دلیل بالا بودن درصد ذرات کوارتز و

نتایج و بحث

نتایج حاصل از آزمایش تراکم

نتایج به دست آمده حاصل از آزمون تراکم آزمایشگاهی در شکل (۳-الف و ب) ارائه شده است. باتوجه به نمودارها می توان دریافت که وزن مخصوص خشک حداکثر در شرایطی که خاکاره افزوده نشده است در خاک کائولن نوع ۲ به دلیل پایین بودن خصوصیات خمیری و وجود درصد کوارتز بالا در مقایسه با کائولن نوع ۱ دارای مقدار بالایی است. هنگامی که به مصالح مورد مطالعه خاکاره افزوده گردید، مشاهده شد که در ۳٪ وزنی خاکاره، وزن مخصوص خشک حداکثر افزایش یافت و رطوبت بهینه کاسته شد. میزان افزایش در وزن مخصوص خشک حداکثر در خاک کائولن نوع ۱ و نوع ۲ به ترتیب ۷/۱۴٪ و ۵/۳٪ بود و کاهش در مقدار رطوبت بهینه نیز به ترتیب ۳٪ و ۵/۵٪ بود. این شرایط بیان کننده آن است که تأثیر خاکاره بر روی خاک کائولن با خاصیت خمیری پایین بیشتر است؛ به گونه ای که ۳٪ خاکاره باعث کاستن فضای خالی بین ذرات کائولن می گردد و جذب رطوبت را کاهش می دهد. همچنین، هنگامی که درصد خاکاره در کائولن ها افزایش یافت مشاهده شد هم زمان وزن مخصوص خشک کاهش و رطوبت بهینه افزایش یافت که بیان کننده بالا رفتن درصد فضای خالی بین ذرات و افزایش میزان جذب آب است. این روند در مطالعات انجام یافته توسط مانوکاجی [1] و اولابایوده [13] نیز مشاهده شده است.



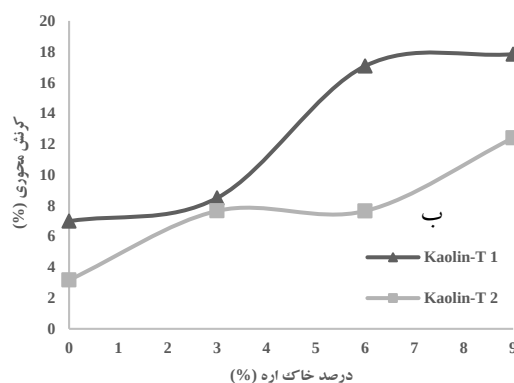
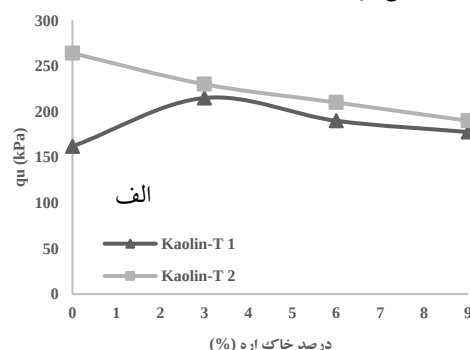


شکل ۴: نتایج به دست آمده از آزمایش مقاومت فشاری تک محوری بر روی مصالح مورد مطالعه: الف) مقاومت فشاری، ب) کرنش محوری در لحظه گسیختگی، ج) مدول الاستیسیته.

نتایج حاصل از آزمایش برش مستقیم

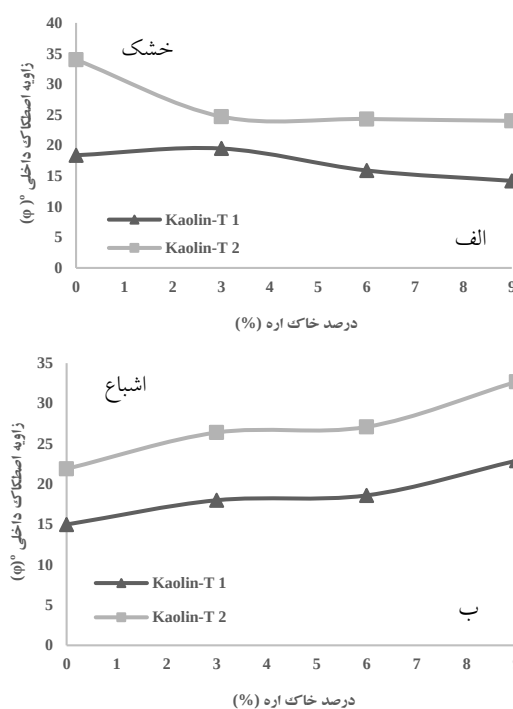
تأثیر خاک‌اره بر روی زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) خاک‌های رسی کائولنی در دو شرایط آزمایشی خشک و اشباع در شکل (۵-الف و ب) قابل مشاهده است. با توجه به دیگرام‌ها می‌توان دریافت، در حالت شرایط آزمایشی خشک و در وضعیت تثبیت نشده، خاک رس کائولن نوع ۲ دارای زاویه اصطکاک بالاتری در مقایسه با خاک رس کائولن نوع ۱ است. هم‌چنین، با مقایسه دیگرام‌ها در دو شرایط آزمایشی خشک و اشباع می‌توان دریافت که زاویه اصطکاک داخلی نمونه‌ها در شرایط خشک در مقایسه با حالت اشباع دارای مقدار بالاتری است. در شرایط بارگذاری خشک هنگامی که خاک‌اره به نمونه‌های خاکی مورد مطالعه اضافه شد، مشاهده گردید که یک بهبودی نسبی در زاویه اصطکاک داخلی در ۳٪ وزنی خاک‌اره در کائولن نوع ۱ صورت گرفته است که به میزان ۶٪ افزایش داشته است. سپس، با افزایش درصد خاک‌اره در نمونه‌های مورد مطالعه میزان ϕ یک روند کاهشی نمایان کرده است. در خاک رسی کائولن نوع ۲ افزودن خاک‌اره باعث کاهش در زاویه اصطکاک داخلی شده است. در شرایط آزمایشی اشباع، برخلاف حالت خشک با افزودن خاک‌اره به نمونه‌های مورد مطالعه مشاهده شد یک روند افزایشی در میزان ϕ به وقوع پیوسته است؛ به طوری که با

پایین بودن خاصیت چسبندگی دارای توانایی باربری نسبی بالایی در مقایسه با کائولن نوع ۱ است ولی حضور خاک‌اره باعث افزایش نسبی فضای خالی بین ذرات می‌گردد و در نتیجه کاهش توانایی به وقوع می‌پیوندد. در شکل (۴-ب) می‌توان مشاهده نمود که افزودن خاک‌اره به خاک‌های کائولنی باعث افزایش میزان کرنش محوری در لحظه گسیختگی شده است. البته افزایش شکل پذیری در خاک کائولن نوع ۱ با توجه به خاصیت خمیری بالاتر، بیشتر است. با توجه به شکل (۴-ج) می‌توان تأثیر خاک‌اره بر روی تغییرات مدول الاستیسیته را مشاهده نمود. بر این اساس می‌توان دریافت که افزودن ۳٪ خاک‌اره در کائولن نوع ۱ باعث بهبود نسبی مدول الاستیسیته به میزان ۳/۵٪ شده است. خاک کائولن نوع ۲، اگرچه در هر دو حالت تثبیت نشده و تثبیت شده دارای مقدار مدول الاستیسیته بالایی در مقایسه با کائولن نوع ۱ است ولی افزودن خاک‌اره به آن باعث یک روند کاهشی در مدول الاستیسیته می‌گردد.



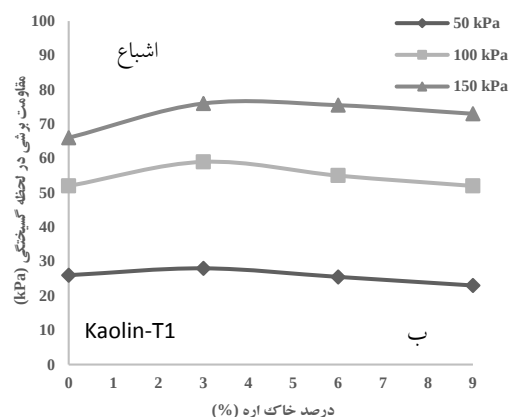
ذرات خاکاره به نمونه‌ها اضافه شد مشاهده گردید که در شرایط آزمایشی خشک، چسبندگی با افزایش درصد حضور خاکاره در خاک‌های رسی یک روند افزایشی نشان داده‌است؛ به گونه‌ای که در ۹٪ خاکاره مقدار چسبندگی در خاک‌های رسی کائولن نوع ۱ و نوع ۲ به ترتیب ۱/۷ و ۱/۳ برابر افزایش یافته‌است. در شرایط آزمایشگاهی اشباع، مشاهده شد افزودن خاکاره باعث کاهش چسبندگی می‌شود. نتایج به دست آمده باتوجه به میزان رطوبت و خصوصیات خمیری نمونه‌های رس قابل بیان است. مقدار رطوبت در صورتی که از حد بهینه تجاوز نماید، به علت ایجاد شرایط لغزندگی و صابونی شدن، خاکاره نمی‌تواند چسبندگی مناسبی را بین ذرات رس به وجود آورد. از سوی دیگر، در حالت خشک، به دلیل آن که آزمایش در شرایط رطوبت طبیعی محیط انجام گرفته‌است، حضور ذرات خاکاره باعث اندرکنش مناسب بین ذرات خاک رس شده‌است و سبب افزایش میزان چسبندگی نمونه‌های رس تثبیت شده گردیده‌است. تأثیر خاکاره بر روی مقادیر مقاومت برشی در لحظه گسیختگی خاک‌های رسی کائولن نوع ۱ و نوع ۲ در دو شرط آزمایشگاهی خشک و اشباع به ترتیب در شکل‌های (۷- الف و ب) و (۸- الف و ب) ارائه شده‌است. طبق شکل (۷- الف و ب) در شرایط آزمایشی خشک، مشاهده می‌شود که در خاک کائولن نوع ۱ هنگامی که ۳٪ خاکاره افزوده شود، مقاومت برشی نمونه خاک تثبیت شده به طور میانگین (در سه مقدار تنش قائم ۵۰، ۱۰۰ و ۱۵۰ کیلوپاسکال) به میزان ۲۶/۱٪ در مقایسه با حالت تثبیت نشده افزایش می‌یابد. در شرایط آزمایشی اشباع، می‌توان دریافت که افزودن خاکاره باعث بهبود مقاومت برشی خاک رس کائولن نوع ۱ می‌گردد؛ به گونه‌ای که افزودن ۳ درصد خاکاره به طور میانگین باعث افزایش ۱۲/۱٪ مقاومت برشی نمونه خاک تثبیت شده نسبت به حالت اصلاح نشده می‌گردد.

افزایش حضور خاکاره به مقدار ۹٪، زاویه اصطکاک داخلی نمونه‌های تثبیت شده به حداکثر میزان خود می‌رسد. این افزایش در خاک‌های رسی کائولن نوع ۱ و نوع ۲ به ترتیب تقریباً ۵۳٪ و ۴۹/۳٪ است. نتایج به دست آمده باتوجه به خاصیت جذب آب توسط ذرات خاکاره و فضای خالی بین ذرات قابل بیان است. در نمونه‌های اشباع جذب بیشتر رطوبت توسط ذرات اره و ایجاد تماس بیشتر بین آنها و ذرات رس، سبب گردیده‌است تغییرات زاویه اصطکاک داخلی رفتار متفاوتی را در مقایسه با شرایط بارگذاری خشک داشته باشد.



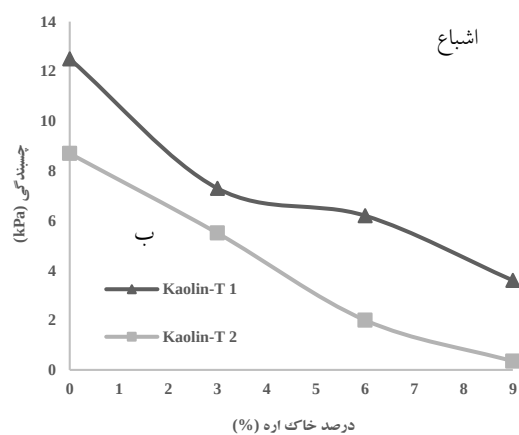
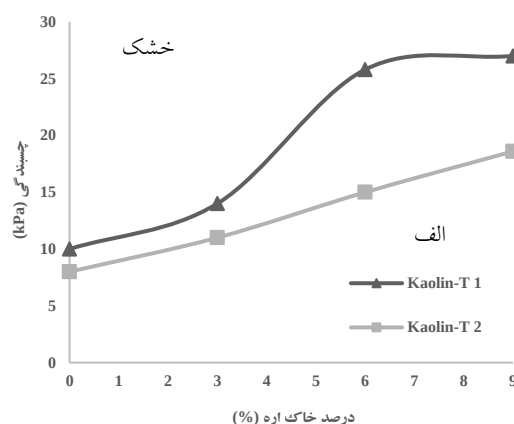
شکل ۵ تأثیر خاکاره بر روی زاویه اصطکاک داخلی مصالح مورد مطالعه: الف) حالت خشک، ب) حالت اشباع

تأثیر خاکاره بر روی میزان چسبندگی نمونه‌های خاکی ارزیابی شده‌است و نتایج مطالعه طبق شکل (۶- الف و ب) قابل مشاهده است. در شرایط تثبیت نشده، مشاهده می‌گردد که خاک رس کائولن نوع ۱ به دلیل خاصیت خمیری بالا در هر دو شرایط آزمایشی خشک و اشباع دارای بالاترین میزان چسبندگی است. هنگامی که

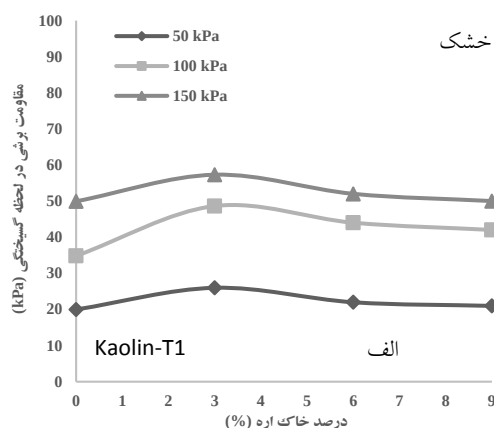


شکل ۷ تأثیر خاک‌اره بر روی مقاومت برشی خاک رس کائولن نوع ۱: الف) حالت خشک، ب) حالت اشباع

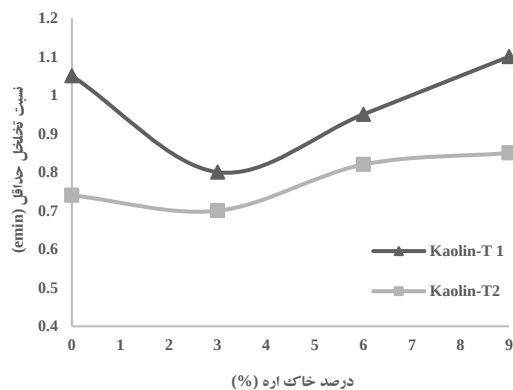
باتوجه به شکل (۸- الف و ب) می‌توان تأثیر خاک‌اره بر روی میزان مقاومت برشی خاک رس کائولن نوع ۲ را مشاهده نمود. در شرایط آزمایش خشک میزان مقاومت برشی در نمونه خاک مورد مطالعه هنگامی که ۳٪ خاک‌اره افزوده شده‌باشد به مقدار ۸/۵٪ به‌طور میانگین (در سه تنش بارگذاری قائم) افزایش می‌یابد. در شرایط آزمایش اشباع، افزودن خاک‌اره به‌طور کلی باعث افزایش مقاومت برشی می‌شود ولی بیشترین تأثیر در مقدار ۳٪ خاک‌اره است که به‌طور میانگین سبب افزایش توانایی باربری خاک مورد مطالعه به میزان ۱۱/۷۶٪ می‌گردد. با در نظر گرفتن تأثیرگذاری خاک‌اره بر میزان تغییرات نسبت تخلخل حداقل و نحوه قرارگیری ذرات رس در کنار ذرات اره، می‌توان طبق شکل (۹) دریافت که به‌دلیل آن‌که ۳٪ خاک‌اره در خاک رس کائولنی نوع ۱ فضای خالی کمتری را به‌وجود آورده و باعث گردیده تا نمونه تثبیت‌شده تراکم‌پذیرتر گردد، در نتیجه، زاویه اصطکاک داخلی بالاتری را ایجاد نموده و در حالت اشباع مقاومت برشی بالاتری را نسبت به شرایط بارگذاری خشک به‌وجود آورده‌است.



شکل ۶ تأثیر خاک‌اره بر روی چسبندگی مصالح مورد مطالعه: الف) حالت خشک، ب) حالت اشباع



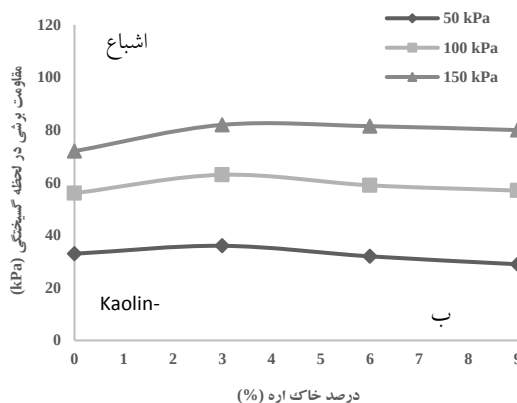
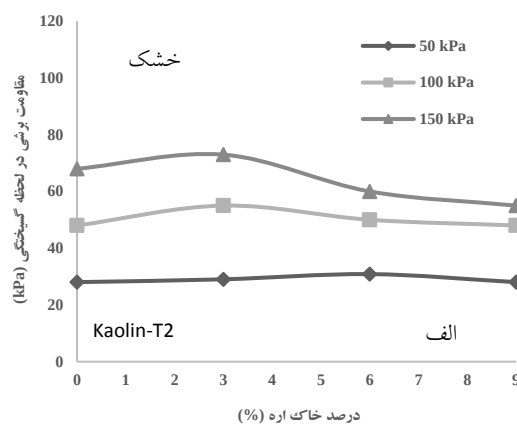
رفته که سبب سست شدن ساختار و ماتریس ذرات خاک می‌گردد که نتیجه آن، کاهش میزان توانایی باربری است.



شکل ۹ تأثیر خاکاره بر روی تغییرات نسبت تخلخل حداقل در نمونه‌های مورد مطالعه

نتایج حاصل از آزمایش نفوذپذیری

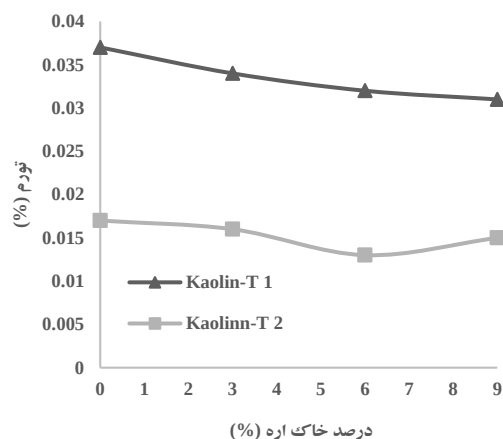
یکی از موضوعات مهم در خاک‌های ریزدانه رسی، ارزیابی رفتار آنها تحت اثر جریان آب و برآورد میزان نفوذپذیری است. در تحقیق حاضر، تأثیر خاکاره بر روی میزان نفوذپذیری خاک‌های رسی کائولنی مورد ارزیابی قرار گرفته و نتایج آن در شکل (۱۰) ارائه شده است. باتوجه به نمودارها می‌توان دریافت، در حالت تثبیت‌نشده میزان نفوذپذیری خاک رسی کائولن نوع ۲ در مقایسه با کائولن نوع ۱ باتوجه به نوع کانی آن (طبق جدول ۴) و حضور ذرات کوارتز بیشتر و پایین بودن خاصیت خمیری آن دارای مقدار بیشتری است. نتایج به‌دست‌آمده برخلاف مطالعات صورت‌گرفته توسط الحالم و البرودی [12] است. باتوجه به این که ۸۰٪ اندازه ذرات خاکاره مورد مطالعه در تحقیق حاضر کمتر از ۱/۱۹ میلی‌متر انتخاب گردیده است، هنگامی که به نمونه‌های مورد مطالعه افزوده شد، مشاهده گردید میزان نفوذپذیری با افزایش حضور خاکاره در هر دو نوع خاک کائولن روند کاهندگی را طی نموده است. میزان نرخ کاهش نفوذپذیری نسبت به حالت تثبیت‌نشده به‌طور میانگین در نمونه خاک کائولن نوع ۱ و کائولن نوع ۲ به‌ترتیب برابر با ۵۸/۲٪ و ۳۰/۷٪



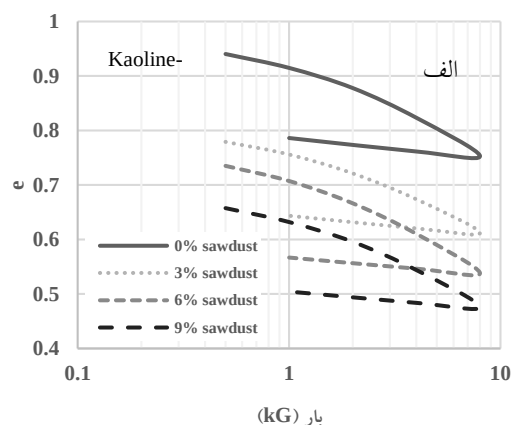
شکل ۸ تأثیر خاکاره بر روی مقاومت برشی خاک رس کائولن نوع ۲: الف) حالت خشک، ب) حالت اشباع

هم‌چنین، نتایج به‌دست‌آمده حاصل از آزمون‌های برش مستقیم را می‌توان براساس تغییرات نسبت تخلخل حداقل (e_{min}) طبق شکل (۹) بیان نمود. باتوجه به نمودارها می‌توان دریافت در حالت تثبیت‌نشده، خاک رس کائولن نوع ۱ به‌دلیل خاصیت خمیری بالا نسبت تخلخل حداقل بالاتری در مقایسه با کائولن نوع ۲ دارد که بیان‌کننده شکل‌پذیری بیشتر آن است. هنگامی که خاکاره به نمونه‌های مورد مطالعه افزوده می‌شود مشاهده می‌گردد در حضور ۳٪ خاکاره فضای خالی بین ذرات خاک رس کائولنی کاهش می‌یابد که این میزان کاهش در کائولن‌های نوع ۱ و نوع ۲ به‌ترتیب ۲۴٪ و ۵/۴٪ می‌باشد. این شرایط بیان‌کننده آن است که ذرات خاکاره در رس‌های کائولنی با خاصیت خمیری بالا تأثیرگذاری مناسب‌تری دارند. از سوی دیگر، با افزایش میزان خاکاره در درون ذرات رسی، فضای خالی بین ذرات بالا

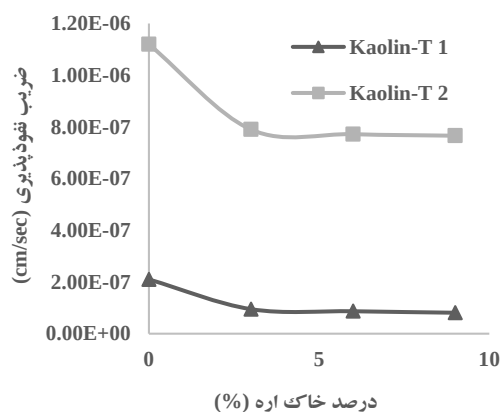
هم‌چنین تغییرات میزان نسبت تخلخل و شاخص نشست تحکیم (Cs) بر روی خاک‌های مورد مطالعه تحت اثر خاک‌اره به ترتیب در شکل (۱۲-الف و ب) و (۱۳) ارائه شده است. با مشاهده نمودارهای شکل (۱۲-الف و ب) می‌توان دریافت در حالت کلی افزودن خاک‌اره باعث کاهش میزان نسبت تخلخل و نشست تحکیم در نمونه‌های خاکی مورد مطالعه می‌گردد. هم‌چنین، باتوجه به دیاگرام‌های شکل (۱۳) می‌توان مشاهده نمود در حالت تثبیت‌نشده خاک رس کائولن نوع ۱ میزان نشست تحکیمی بیشتری نسبت به خاک رس کائولن نوع ۲ دارد. زمانی که خاک‌اره به نمونه‌ها افزوده می‌شود مشاهده می‌گردد در ۳٪ خاک‌اره بیشترین اثر در کاهش نشست تحکیم نمایان است که این تأثیر در خاک رس کائولن نوع ۱ و نوع ۲ به ترتیب برابر ۱۶/۶٪ و ۱۵/۴٪ است.



شکل ۱۰ تأثیر خاک‌اره بر روی میزان نفوذپذیری خاک‌های رسی کائولنی مورد مطالعه



می‌باشد؛ بنابراین می‌توان نتیجه گرفت خاک‌اره با اندازه ذرات ریز می‌تواند به عنوان یک آب‌بند در خاک‌های رسی کائولنی مورد استفاده قرار گیرد.

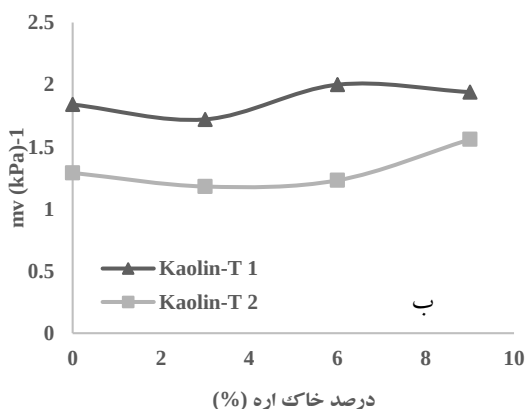
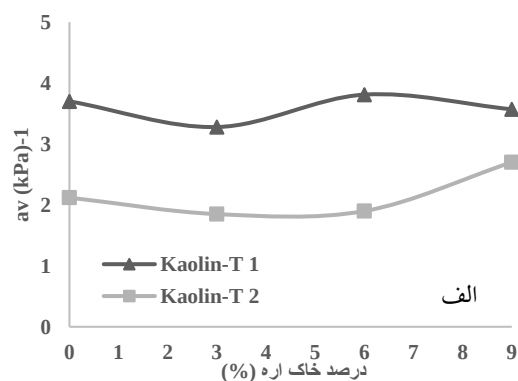


شکل ۱۱ تأثیر خاک‌اره بر روی میزان نفوذپذیری خاک‌های رسی کائولنی مورد مطالعه

نتایج حاصل از آزمایش تحکیم

نشست تحکیم و تورم در خاک‌های ریزدانه رسی ناشی از جذب آب و رطوبت از نمونه‌های رفتاری در خاک‌های مسئله‌دار می‌باشد. در این مطالعه، با انجام آزمایش تحکیم، تأثیر خاک‌اره بر روی میزان نشست و تورم خاک‌های رسی کائولنی ارزیابی شده است. تأثیر خاک‌اره بر روی میزان تورم آزاد نمونه‌های مورد مطالعه طبق شکل (۱۱) قابل مشاهده است. باتوجه به نمودارها می‌توان دریافت، در حالت تثبیت‌نشده خاک رس کائولن نوع ۱ به دلیل خواص خمیری بالا دارای پتانسیل تورمی بالاتری نسبت به خاک کائولن نوع ۲ است. هنگامی که به نمونه‌های مورد مطالعه خاک‌اره افزوده می‌گردد مشاهده می‌شود به دلیل خاصیت جذب آب ذرات خاک‌اره میزان تورم کاهش یافته و از افزایش حجم جلوگیری شده است. میزان کاهش تورم به‌طور میانگین در خاک‌های کائولن نوع ۱ و نوع ۲ به ترتیب ۱۲/۶٪ و ۱۳/۶٪ می‌باشد. نتایج به دست آمده مطابق با مطالعات صورت گرفته توسط چمانی و همکاران [9]، راتوکاتسورا [10] و مانوکاجی [1] می‌باشد.

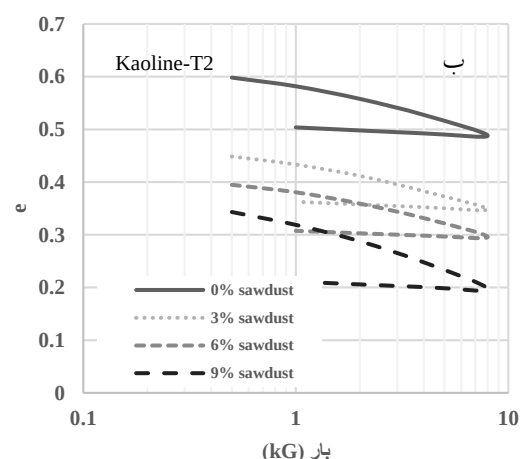
خاک رس کائولنی گردید. بنابراین میزان کاهش av در اثر خاکاره در خاک رس کائولن نوع ۱ و نوع ۲ به ترتیب $۱۱/۳\%$ و $۷/۷\%$ می باشد. همچنین مقدار کاهش در mv در کائولن های نوع ۱ و نوع ۲ به ترتیب $۶/۵۲\%$ و $۸/۵۲\%$ است.



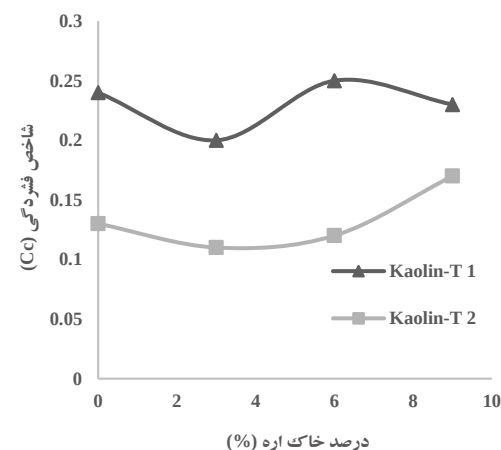
شکل ۱۴ تأثیر خاکاره بر روی پارامترهای نشست تحکیم خاک های رسی کائولنی مورد مطالعه: الف) ضریب تراکم پذیری (av)، ب) ضریب تغییر حجم (mv)

جمع بندی و نتیجه گیری

خاک های متورم شونده از جمله خاک های مشکل آفرین در پروژه های عمرانی محسوب می شوند. تغییر حجم ناشی از تغییر رطوبت در آنها همواره موجب بروز خسارات فراوانی به سازه ها و بناهای ساخته شده بر روی آنها (کانال های آبیاری و زهکشی، دیوارهای حائل، بزرگراه ها و تونل ها) می شود؛ بنابراین باید با به کارگیری روش هایی خسارت های ناشی از تورم خاک ها را کاهش داد. هدف از تحقیق حاضر، بررسی تأثیر خاکاره به عنوان



شکل ۱۲ تأثیر خاکاره بر روی میزان نسبت تخلخل خاک های رسی کائولنی مورد مطالعه، الف) خاک رسی کائولنی نوع ۱، ب) خاک رسی کائولنی نوع ۲



شکل ۱۳ تأثیر خاکاره بر روی میزان شاخص فشردگی (C_c) خاک های رسی کائولنی مورد مطالعه

در ادامه، تأثیر خاکاره بر روی پارامترهای نشست تحکیم هم چون ضریب تراکم پذیری (av) و ضریب تغییر حجم (mv) نمونه های مورد مطالعه طبق شکل (۱۴-الف و ب) ارائه شده است. با مشاهده نتایج به دست آمده می توان دریافت مشابه حالت های ذکر شده در بالا، در شرایط تثبیت نشده خاک رس کائولن نوع ۱ دارای بیشترین میزان av و mv در مقایسه با خاک رس کائولن نوع ۲ می باشد. زمانی که به نمونه های مورد مطالعه ۳% خاکاره افزوده شد باعث کاهش تراکم پذیری و تغییر حجم نمونه های

یک ماده ضایعاتی باطله بر روی خواص مکانیکی و ژئوتکنیکی خاک‌های رس کائولنی با خواص خمیری متفاوت می‌باشد. در این مطالعه، خاک‌اره با درصد‌های وزنی ۳، ۶ و ۹ با دو نوع خاک رس کائولنی به صورت تصادفی مخلوط گردید و رفتار خاک‌های تثبیت شده مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج مطالعات نشان داد که در حالت کلی بهینه ترین مقدار ذرات خاک‌اره برای به سازی رفتار خاک رس برابر ۳٪ وزنی می‌باشد. دلایل آن را می‌توان به شرح ذیل بیان نمود:

۱. زمانی که ۳٪ خاک‌اره به نمونه‌های مورد مطالعه افزوده شد، نسبت تخلخل حداقل در خاک رس کائولن ۱ با خاصیت خمیری بالا به میزان ۲۴٪ کاهش یافت که نتیجه آن افزایش تراکم پذیری و کاهش جذب آب است. با افزایش میزان حضور خاک‌اره رفتار تغییر یافت و باعث کاهش وزن مخصوص خشک حداکثر و ایجاد پوکی و افزایش جذب رطوبت گردید. این روند مشابه با مطالعات انجام یافته توسط مانوکاجی [1] و اولابایوده [13] می‌باشد.
۲. مخلوط کردن ۳٪ وزنی خاک‌اره در خاک رس کائولن نوع ۱ سبب افزایش مقاومت فشاری تک محوری (به میزان ۳۳٪)، مدول الاستیسیته (به میزان ۳/۵٪) و مقاومت برشی (به میزان ۲۶/۱٪) در حالت خشک و ۱۲/۱٪ (در حالت اشباع) گردیده است. افزایش درصد خاک‌اره سبب کاهش میزان توانایی باربری گردید که مشابه با مطالعات انجام یافته توسط اولابایوده [13] است.

۳. خاک‌اره بر روی رفتار تحکیمی خاک‌های رس مورد مطالعه نیز تأثیر گذاشته است؛ به طوری که، افزودن خاک‌اره باعث کاهش میزان نشست تحکیم در هر دو نمونه مورد مطالعه گردیده است. همچنین خاک‌اره بر روی رفتار تحکیم هر دو نوع خاک رس کائولنی مؤثر است ولی در خاک کائولن نوع ۲ دارای تأثیرگذاری بیشتر می‌باشد؛ به طوری که ضریب تراکم پذیری (به میزان ۱۱/۳٪) و ضریب تغییر حجم

۴. در حالت کلی افزودن خاک‌اره باعث کاهش میزان نفوذ پذیری در هر دو نوع خاک رس شده است. نتایج به دست آمده برخلاف مطالعات صورت گرفته توسط الحالم و البرودی [12] است؛ به دلیل آن که ۸۰٪ اندازه ذرات خاک‌اره در مطالعه حاضر کمتر از ۱/۱۹ میلی متر است، که این امر سبب کاهش میزان نفوذ پذیری گردیده است. همچنین افزودن خاک‌اره در هر دو نوع رس کائولنی باعث کاهش مقدار تورم در نمونه‌های خاکی مورد مطالعه گردیده است. این روند مشابه با مطالعات صورت گرفته توسط مانوکاجی [1]، چمانی و همکاران [9] و راثوکتسوارا [10] است.

باتوجه به نتایج به دست آمده می‌توان اشاره نمود رفتار خاک ریزدانه رسی تثبیت شده با ذرات خاک‌اره متأثر از نسبت تخلخل حداقل (e_{min}) و خاصیت جذب رطوبت و اندازه ذرات چوب می‌باشد. در حالت تثبیت نشده خاک رس کائولن نوع ۱ به دلیل خاصیت خمیری بالا، نسبت تخلخل حداقل بیشتری در مقایسه با کائولن نوع ۲ دارد که بیان کننده فضای خالی زیاد بین ذرات و شکل پذیری بیشتر آن است. همچنین حضور ذرات خاک‌اره و افزایش میزان حضور آنها در بین فضای ذرات خاک‌های کائولنی، سبب افزایش فضای خالی بین ذرات رس در نمونه تثبیت شده گردیده و باعث سست شدن ساختار و ماتریس ذرات خاک گردیده است. در این شرایط میزان ظرفیت باربری و مقاومت نمونه‌های مورد مطالعه کاهش می‌یابد. البته خاصیت جذب آب توسط خاک‌اره بر رفتار ژئوتکنیکی خاک رس تثبیت شده تأثیر می‌گذارد. نتایج به دست آمده از مطالعه حاضر نشان می‌دهد با افزودن خاک‌اره در خاک رس میزان تورم و نفوذ پذیری کاهش یافته است. در انتها باتوجه به نتایج به دست آمده می‌توان بیان کرد، خاک‌اره درخت کاج با اندازه ذرات کوچک تر از ۱/۱۹ میلی متر بر روی خاک رسی کائولن با خاصیت خمیری بالا تأثیر بیشتری نسبت به خاک رس با خاصیت خمیری پایین داشته است؛ بنابراین از خاک رسی

تثبیت شده با خاکاره می توان برای احداث لایه خاک
بستر روسازی راه در معرض رطوبت، به سازی خاک زیر
پی و در احداث ابنیه های ژئوتکنیکی استفاده نمود. البته
نوع خاکاره، اندازه آن و شرایط کاربرد آن (مرطوب و یا
سوخته) می تواند بر رفتار ژئوتکنیکی خاک رسی
تثبیت شده تأثیرگذار باشد که سعی می گردد در تحقیقات
آینده مورد بررسی قرار گیرد.

مراجع

1. Manukaji, U., "The Effects of Sawdust Addition on the Insulating Characteristics Of Clays From The Federal Capital Territory Of Abuja", *International Journal of Engineering Research and Applications*, Vol. 3, No. 2, Pp. 6-19. (2013).
2. نوظهور، س و فروغی اصل، ع. «بررسی خواص مکانیکی بتن خاکاره ای»، فصل نامه آنالیز سازه- زلزله، ج. ۱۴، ش. ۲، صص. ۱-۱۴، (۱۳۹۶).
3. Kontopoulos, N., "The Effects of Sample Disturbance on Pre-consolidation Pressure for Normally Consolidated and over consolidated Clays", Diploma In Civil Engineering, Civil And Environmental Engineering Department, Massachusetts Institute of Technology. (2012).
4. Asadollahi, F. and Dabiri, R., "Effects of Glass Fiber Reinforced Polymer on Geotechnical Properties of Clayey Soil", *Journal of Structural Engineering and Geotechnics*, Vol. 7, No. 2, Pp. 73-83, (2017).
5. Sahebkar A., A. and Dabiri, R., "Effects of the Fiber Types on Improving the Bearing Capacity of Clayey Soil", *International Journal on Technical and Physical Problems of Engineering*, Vol. 9, No. 1, Pp. 43-50, (2017).
6. FHWA, "Ground modification methods references manual", Vol. 1 and Vol. 2, U.s. Depart. Of Trans. Feder. High. Admin, (2017).
7. سیروس پور، س.، پرویزی، م.، پروین نیا، م. و شکرالهی، ا. «حذف نیترات از سیلاب های شهری توسط فرایند فیلتر چندگانه»، نشریه پژوهش های حفاظت آب و خاک، ج. ۲۴، ش. ۱، ۸۵-۱۰۱، (۱۳۹۶).
8. کافی، ذ.، گنجی دوست، ح. و آیتی، ب. «حذف رنگ از محلول آبی با خاکاره و رس بتونیت»، نشریه عمران مدرس، دوره یازدهم، ش. ۳، صص. ۶۷-۱۲۵، (۱۳۹۰).
9. Chemani, B. and Chemani, H., "Effect of Adding Sawdust on Mechanical-Physical Properties of Ceramic Bricks to Obtain Lightweight Building Material", *International Journal of Mechanical, Aerospace, Industrial, Mechatronic and Manufacturing Engineering*, Vol. 6, No. 11, Pp. 36-55. (2012).
10. Koteswara Rao, D., Anusha, M., Pranav, P.R.T. and Venkatesh, G., "A Laboratory Study On The Stabilization Of Marine Clay Using Saw Dust And Lime", *International Journal of Engineering Science & Advanced Technology*, Vol. 2, Pp. 851-862. (2012).
11. Edeh, J., Agbede, I. and Tyoyila, A., "Evaluation of Sawdust Ash-Stabilized Lateric Soil as Highway Pavement Material", *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 26, Pp. 367-373, (2014).
12. El Halim, A. and El Baroudy, A., "Influence addition of Fine Sawdust on Physical Properties of

- Expansive Soil in the Middle Nile Delta, Egypt", *Journal of Soil Science and Plant Nutrition*, Vol.14, No.2, pp :483-490, (2014).
13. Olubayode, S. A., Olateju, O. T., Awokola, O. S., Dare, E. O., Akinwamide, J. T. and Eshiett, I. M., "Engineering Properties of Sawdust Modified Clay Soil", *International Journal of Pure & Applied Bioscience*, Vol. 3, No. 5, Pp. 35-41, (2015).
 14. Naranagowda, M. J., Nithin, N. S., Maruthi, K. S. and Mosin Khan, D. S., "Effect of Sawdust Ash And Fly Ash on Stability of Expansive Soil", *International Journal of Research in Engineering and Technology*, Vol. 4, No.7, Pp. 83-96, (2015).
 15. Khan, S. and Khan, H., "Improvement of Mechanical Properties by Waste Sawdust Ash Addition into Soil", *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 20, Pp.1901-1914, (2015).
 16. Kumar, R. and Jain, P., "Prediction of Compression Index (Cc) of Fine Grained Remolded Soils from Basic Soil Properties", *International Journal of Applied Engineering Research*, Vol. 11, No.1, Pp. 592-598, (2016).
 17. Iran China Clay Industries Company, Marand, East Azerbaijan, Iran. www.icckaolin.com.
 18. ASTM D421-85, "Dry Preparation of Soil Samples for Particle-Size Analysis and Determination of Soil Constants", Annual book of ASTM standards, (1985).
 19. ASTM D422-63, "Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils", Annual book of ASTM standards, (1963).
 20. ASTM D 4318-95a, "Standard Test Method for Liquid Limit, Plastic Limit and Plasticity Index for Soils", Annual book of ASTM standards, (1995).
 21. ASTM D 854-02, "Standard Test Method for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer", Annual book of ASTM standards, (2002).
 22. ASTM-D 698-00, "Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12,400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³))", Annual book of ASTM standards, (2000).
 23. ASTM D2166-16, "Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil", Annual book of ASTM standards, (2016).
 24. ASTM D3080-11, "Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils under Consolidated Drained Conditions", Annual book of ASTM standards, (2011).
 25. ASTM D5084-03, "Standard Test Method for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using Flexible Wall Permeameter", Annual book of ASTM standards, (2003).
 26. ASTM D2435-11, "Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading", Annual book of ASTM standards, (2011).

تأثیر استفاده از نانوسیلیس بر بهبود خصوصیات مهندسی خاک‌های مارنی اصلاح‌شده با آهک*

محمد امیری^(۱) عادل عساکره^(۲) امین حسین فرخدل^(۳)

چکیده خاک‌های مارنی از خاک‌های مسئله‌دار هستند که در صورت قرار گرفتن در معرض جریان آب به سهولت فرسایش می‌یابند و مشکلاتی را در پایداری بستر پروژه‌های عمرانی ایجاد می‌نمایند. یکی از روش‌های اصلاح شیمیایی خاک استفاده از مواد افزودنی مانند آهک، سیمان و نانوذرات است. در پژوهش حاضر تأثیر افزودن نانوسیلیس بر عملکرد آهک در بهبود خصوصیات مهندسی خاک‌های مارنی و تشکیل ترکیبات جدید ناشی از فرایند تثبیت بررسی شده‌است. در این راستا پس از تعیین خصوصیات ژئوتکنیکی خاک مارن، بهبود ویژگی‌های مهندسی نمونه‌های تثبیت‌شده با درصد‌های مختلف آهک شکفته و نانوسیلیس بعد از پایان دوره عمل‌آوری از طریق انجام آزمایش‌های مختلف مکانیکی (حدود اتربرگ، دانه‌بندی، رسوب و مقاومت فشاری محدودنشده (UCS) و ریزساختاری (pH) پراش اشعه ایکس (XRD)) تجزیه و تحلیل شد. براساس نتایج پژوهش حاضر حضور نانوسیلیس در سیستم خاک مارنی-آهک، منجر به افزایش فعالیت‌های پوزولانی و رشد نانوساختارهای هیدرات سیلیکات کلسیم (C-S-H) و هیدرات آلومینات کلسیم (C-A-H) و توزیع یکنواخت این نانوساختارها می‌شود. هم‌چنین مقاومت فشاری نمونه‌های اصلاح‌شده با ترکیب نانوسیلیس و آهک متناسب با افزایش ماده افزودنی نانوسیلیس روند کاملاً صعودی دارد. براساس نتایج پژوهش حاضر خصوصیات مهندسی خاک‌های مارنی در نمونه اصلاح‌شده با ۶٪ آهک و ۱٪ نانوسیلیس، میزان مقاومت فشاری در ۷ روز اول به 18.45 kg/cm^2 افزایش یافته و نسبت به نمونه مرجع مقاومت فشاری ۱۸ برابر افزایش یافته‌است.

واژه‌های کلیدی مارن، نانوسیلیس، مقاومت فشاری محدودنشده، C-S-H، XRD.

The Effect of Combined Nanosilica and Lime on the Improvement of the Marl Soil Engineering Properties

M. Amiri

A. Asakereh

A.H. Farokhdell

Abstract Marls are problematic soils, which easily erode if they are exposed to water flow and problems in the stability of the bedding of construction projects can be occurred. One of the methods for soil chemical modification is the use of additives such as lime, cement and nanoparticles. The effect of adding nano-SiO₂ on the lime performance on the enhancement of the improvement process of the marl soil engineering properties and the formation of new compounds due to the stabilization process has been investigated in the present study. In this regard, after determining the geotechnical properties of Marl soil, improvement of engineering properties of samples stabilized with various percentages of lime and nano-SiO₂ after the end of the curing period was analyzed by performing large-scale experiments (Atterberg limits, aggregation, deposition and unconstrained compressive strength (UCS), and microstructure (pH) and X-ray diffraction (XRD)). According to the results of this study, the presence of nano-SiO₂ in the marl-lime soils system has led to increased pozzolanic activities and growth of calcium silicate hydrate (C-S-H) and calcium aluminate hydrate (C-A-H) nanostructures and uniform distribution of these nanostructures. The compressive strength of the modified samples with the combination of nano-silica and lime proportional to the increased nano-silica additive has a quite ascending trend. Based on the results of the present study, the development rate of improvement of marl soil engineering properties in a modified specimen with 6% lime and 1% nano-SiO₂ increased the compressive strength in the first 7 days by 18.45 kg/cm^2 and the compressive strength increased by 18 times compared to the reference specimen.

Key Words Marl, Lime, Nano-SiO₂, UCS, C-S-H, XRD.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۷/۴/۸ و تاریخ پذیرش آن ۹۸/۳/۲۹ می‌باشد.

Email: amirii@chmail.ir

(۱) نویسنده مسئول، استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه هرمزگان.

(۲) استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه هرمزگان.

(۳) دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران، دانشگاه هرمزگان.

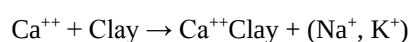
مقدمه

خاک‌های مارنی، خاک‌هایی با رفتار بسیار پیچیده هستند که در بسیاری از مناطق جهان مانند ایتالیا، اسپانیا، آمریکا، بریتانیا، کانادا، فرانسه، کشورهای حاشیه خلیج-فارس و ایران (از شمال و شمال غربی تا جنوب شرقی و در شرق و مرکز ایران)، مشاهده شده است [1-6]. در ایران، در شرق و مرکز در مناطق حاشیه‌ای خلیج فارس، استان آذربایجان شرقی، هرمزگان و جزیره قشم به وفور می‌توان خاک‌های مارنی را مشاهده کرد [3, 4, 6].

مشخصات مارن تابع مقدار کربنات و نوع و مقدار کانی‌ها در بخش رسی است [7]. عموماً بخش رسی مارن شامل پالی گورسکایت (Palygorskite) و سپیولایت (Sepiolite) است که عملکرد مارن را کنترل می‌کند. این دو کانی، برخلاف سایر کانی‌های رسی، دارای ساختار زنجیره‌ای هستند و معمولاً با سایر کانی‌های غیرسیلیکاتی هم‌چون کربنات‌ها و سولفات‌ها همراه‌اند [8-11]. مارن‌ها رفتار رمبنده، واگرا و تورمی را در حضور آب بروز می‌دهند [3-6]. در خلیج فارس و جزیره قشم، وقوع گسترده گسیختگی‌ها، از جمله فرسایش، گسیختگی در پی‌ها و شیب‌ها، ترک‌های کششی، ناپایداری وسیع در شیب‌های طبیعی و مصنوعی و در نهایت شستشوی خاک، مشاهده شده است [1, 6]. در شکل (۱) نمونه‌ای از گسیختگی در پی‌ها و ترک‌های کششی به دلیل خاک‌برداری و هوازگی مارن در جزیره قشم ارائه شده است.

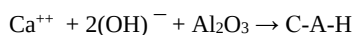
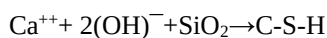
در بسیاری از مناطق گرم جهان برای پایدارسازی و غلبه بر مشکلات مارن از سیمان و آهک استفاده می‌شود. هنگامی که آهک و خاک رسی باهم مخلوط شوند و در معرض رطوبت قرار بگیرند، واکنش‌های شیمیایی زیادی رخ می‌دهد که شامل تبادل کاتیون، کلوخه شدن (Flocculation-agglomeration)، واکنش پوزولانی و کربناسیون است [11-12].

(۱) تبادل کاتیونی:

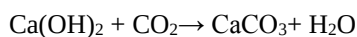


(۲) لخته شدن (فولکوله شدن).

(۳) واکنش پوزولانی:



(۴) کربناسیون:



تبادل کاتیونی و کلوخه شدن جزء واکنش‌های اولیه هستند که بلافاصله بعد از اختلاط رخ می‌دهند. در جریان این واکنش‌ها، کاتیون‌های یک ظرفیتی موجود در لایه دوگانه رسی با کاتیون دو ظرفیتی کلسیم جایگزین می‌شوند. این واکنش‌ها موجب تغییرات سریع در نشانه خمیری، کارپذیری و کسب مقاومت می‌شوند [9-13].



شکل ۱ گسیختگی در پی‌ها و ترک‌های کششی به دلیل خاک‌برداری و هوازگی خاک مارن در جزیره قشم

تشکیل ترکیبات متورم‌شونده‌ای مانند اترینگایت و توموسایت در فرایند تثبیت با آهک در خاک‌های مارنی موجب شکست فرایند تثبیت شده‌است [10]. هم‌چنین تأثیر نانوسیلیس بر اثربخشی فرایند تثبیت به‌صورت جامع مورد ارزیابی قرار نگرفته‌است. بر این اساس اهداف این پژوهش تعیین تأثیر نانوسیلیس بر شدت بخشی فرایند تثبیت خاک‌های مارنی در فرایند تثبیت و تعیین میزان آهک و نانوسیلیس مورد نیاز برای انجام فرایند تبادل کاتیونی (واکنش کوتاه‌مدت) و نرخ رشد واکنش‌های پوزولانی (واکنش بلندمدت) مارن-آهک در کوتاه‌مدت و بلندمدت از منظر ریزساختاری در طی زمان است.

مواد و روش‌ها

خاک مورد استفاده در این پژوهش، نمونه مارن غرب شهر قشم است. این نمونه‌ها از نظر زمین‌شناسی متعلق به سازند آغا‌جاری است که در ناحیه، تناوبی از لایه‌های ماسه‌سنگ آهکی و مارن می‌باشد و با سازند زیرین آن هم‌بری عادی دارد و هم‌بری آن ناپیوستگی زاویه‌داری با نهشته‌های جوان‌تر دارد. سازند فوق، بدنه اصلی ساخت تکنیکی جزیره قشم را به‌وجود آورده‌است [4]. در محل مورد مطالعه شکست‌های گسترده‌ای در بسیاری از پروژه‌های ژئوتکنیکی از قبیل گسیختگی در فونداسیون-ها، شیب‌ها و ترک‌های کششی گزارش شده‌است (شکل ۱). ساختار و کانی‌های تشکیل‌دهنده خاک مارن را می‌توان عامل اصلی بروز چنین مشکلاتی دانست [10]. مشاهدات انجام‌شده در منطقه حاکی از آن است که بیشتر خرابی‌ها پس از بارندگی یا هوازگی خاک‌های مارنی رخ داده‌است. براساس سیستم طبقه‌بندی متحد خاک (USCS)، خاک مارن مورد مطالعه از نوع خاک رس با خصوصیات خمیری زیاد (CH) است و ۹۵٪ وزنی آن از الک شماره ۲۰۰ (کوچک‌تر از ۷۵ میکرون) عبور کرده‌است. آهک مورد استفاده بسیار نرم بوده و از الک ۸۰ میکرومتری گذرانده شده‌است. آنالیز شیمیایی

آنچه باعث افزایش قابل توجه مقاومت در ترکیب خاک و آهک می‌شود، واکنش پوزولانی است. در طی فرایند واکنش پوزولانی محیط بسیار قلیایی ($\text{pH}=12.4$) که با اضافه کردن آهک ایجاد شده‌است، باعث تجزیه سیلیکا و آلومینای کانی‌های رسی می‌شود و ترکیب با کلسیم باعث ایجاد ترکیبات سیمانی جدید نانو ساختار هیدرات سیلیکات کلسیم (C-S-H)، نانو ساختار هیدرات آلومینات کلسیم (C-A-H) و هیدرات آلومینو-سیلیکات کلسیم (CSAH) می‌شود [11, 13, 16].

افزایش آهک، سبب به حداقل رساندن یا از بین بردن اثر ترشدگی در مارن می‌شود. اگرچه پس از گذشت مدت زمانی، گسیختگی‌های شدید در بسیاری از این خاک‌های پایدار شده، هم‌چنان گزارش می‌شود [1-3]. عمده‌تأ عوامل مکانیکی صرف برای توضیح این گسیختگی‌ها چندان جامع نیست [1,3]. در مارن‌های تثبیت‌شده، عموماً گسیختگی‌های غیرمنتظره در اثر شکل‌گیری کانی‌های متورم‌شونده اترینگایت (Ettringite) و تاموسایت رخ می‌دهد. اترینگایت یا هگزاکلسیم آلومینات تری سولفات هیدرات یک کانی با ترکیب شیمیایی $\text{Ca}_6\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3(\text{OH})_{12} \cdot 26(\text{H}_2\text{O})$ است، این کانی دارای ساختار سوزنی است و به‌شدت تورم-پذیر می‌باشد [9-10].

ذرات نانو به‌علت دارا بودن سطح مخصوص بزرگ قادر به اندرکنش وسیعی با خاک هستند. حتی وجود مقدار کمی از آنها ممکن است تأثیرات اساسی روی رفتار فیزیکی، شیمیایی و مهندسی خاک‌ها بگذارد [17-19].

اصلاح خاک با آهک به‌دلیل مؤثر و اقتصادی بودن آن روشی متداول برای بهبود خصوصیات مقاومتی خاک به‌شمار می‌رود [20-21]. مطالعات انجام‌گرفته نشان می‌دهند که تثبیت با آهک، ساختار خاک، خصوصیات خمیری خاک، روانی، پراکندگی، تورم و انقباض، رفتار نشست و نفوذپذیری را تغییر می‌دهد و موجب بهبود خواص ژئوتکنیکی خاک می‌شود؛ اما از سوی دیگر

آهک مورد استفاده در جدول (۱) آورده شده است. نانوسیلیس استفاده شده در این پژوهش به صورت پودری سفید رنگ و با خلوص ۹۸٪ از شرکت نانو ساو تهیه شده است. مشخصات فیزیکی نانوسیلیس در جدول (۲) و آنالیز شیمیایی نانوسیلیس در جدول (۳) ارائه شده است.

بخش اعظم آزمایش‌های انجام شده در این تحقیق براساس استاندارد ASTM صورت گرفته است [22]. اندازه‌گیری سطح مخصوص خاک (SSA) نیز با استفاده از محلول EGME انجام شده است [23]. برای تعیین درصد کربنات خاک، از روش تیتراسیون استفاده شده است [24].

برای تهیه نمونه‌های اشعه ایکس (XRD) از کلیه نمونه‌ها، یک گرم خاک خشک با دقت ۰/۰۰۱ گرم وزن شد و داخل تیوپ سانتیفریوژ ۵۰ میلی‌لیتر ریخته شد. سپس بعد از اضافه نمودن ۵۰ میلی‌لیتر از الکترولیت مورد نظر (آب مقطر) به خاک، این سوسپانسیون به مدت سه ساعت توسط لرزاننده الکتریکی کاملاً هم زده شد. پس از نگهداری نمونه‌ها به مدت ۲۴ ساعت برای اطمینان از حصول شرایط تعادل، این سوسپانسیون مجدداً به مدت سه ساعت توسط لرزاننده الکتریکی کاملاً هم زده شد و نمونه‌ها حدود ۱۲۰ ساعت دیگر نگهداری شد تا سیستم کاملاً همگن شود. سپس نمونه‌ها به مدت ۶۰ دقیقه توسط لرزاننده مجدداً هم زده شدند. در نهایت بین ۵ تا ۷ قطره از این سوسپانسیون بر روی اسلاید شیشه‌ای ریخته شد و پس از خشک شدن، با دستگاه پراش پرتوی ایکس مدل (D8-ADVANCE) X-Ray Diffractometer مورد آزمایش قرار گرفتند [25].

برای تعیین میزان زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) و میزان چسبندگی (c) نیز آزمایش برش مستقیم براساس استاندارد ASTM D 3080-90 انجام شده است [22]. در جدول (۴) برخی مشخصات ژئوتکنیکی و فیزیکی نمونه‌های مورد مطالعه در این پژوهش ارائه شده است. ارزیابی پراش پرتوی ایکس به عنوان یک معیار در تعیین ریزساختار خاک‌ها شناخته شده است. منحنی

پراش پرتوی ایکس خاک مورد مطالعه در شکل (۲) ارائه شده است. براساس منحنی پراش پرتوی ایکس حدود ۳۳ درصد این خاک از کانی‌های رسی است، قله‌های ($d_{400}=3.17$ ، $d_{121}=4.26$ Å، $d_{110}=10.34$ Å) ($^{\circ}$ Å) مربوط به کانی پالی‌گورسکایت (۲۰ درصد)، قله ($^{\circ}$ Å) ($d_{001}=2.19$ Å) مربوط به کانی سیپولایت (۷ درصد)، قله ($^{\circ}$ Å) ($d_{001}=2.02$ Å) مربوط به کانی کانولینیت (۶ درصد) و حدود ۶۷٪ کانی‌های غیررسی (۳۷ درصد کوآرتز و ۳۰٪ کانی کلسیت) تشکیل شده است [11,22]. به منظور تعیین درصد آهک و نانوسیلیس مورد نیاز برای تثبیت خاک، آزمایش‌های فیزیکی و مکانیکی در مقادیر مختلف آهک و نانوسیلیس انجام شده است. برای تعیین مقدار آهک بهینه برای بهبود خصوصیات مهندسی، آزمایش‌های مکانیکی و فیزیکی انجام شد. ابتدا pH خاک و آهک به طور جداگانه تعیین شد [22]. سپس درصدهای مختلف ۲ تا ۱۰ درصد آهک و ۰/۵، ۱ و ۱/۵ درصد نانوسیلیس به خاک اضافه شد. بر این اساس ۴ گرم خاک رد شده از الک شماره ۴۰ و خشک شده در هوا با دقت ۰/۰۰۱ گرم وزن شد و درون بطری پلاستیکی حاوی درپوش به ظرفیت ۵۰ میلی‌لیتر (بیشتر) ریخته شد. سپس به مقدار ۲، ۴، ۶، ۸ و ۱۰ درصد وزنی خاک، آهک و ۰/۵، ۱ و ۱/۵ درصد نانوسیلیس توزین شد. خاک، آهک و نانوسیلیس به درون بطری پلاستیکی ریخته و با هم مخلوط شدند. سپس ۴۰ میلی‌لیتر آب مقطر به بطری اضافه و به مدت دو ساعت توسط لرزاننده الکتریکی کاملاً هم زده شد. pH محلول‌ها بعد از ۱، ۲، ۳، ۷، ۱۴، ۲۸، ۴۵ و ۹۹ روز نگهداری اندازه‌گیری شدند. مقادیر pH با استفاده از دستگاه pH متر مدل (Istek-Ecomet) اندازه‌گیری شد.

به منظور انجام آزمایش‌ها بر روی خاک تثبیت شده با درصدهای مختلف آهک و نانوسیلیس، مقادیر ۲، ۴، ۶، ۸ و ۱۰ درصد آهک و ۰/۵، ۱ و ۱/۵ درصد نانوسیلیس به صورت خشک به خاک اضافه شده است. بعد از اختلاط کامل در حالت خشک، آب برای رساندن نمونه‌ها به درصد رطوبت بهینه (۲۰ درصد) به نمونه‌ها

درون قالب‌های استوانه‌ای (به قطر ۴/۶۳ سانتی متر و ارتفاع ۹/۵ سانتی متر) با بیشینه وزن واحد حجم خشک برابر با ۱/۷ گرم بر سانتی متر مکعب ساخته شده و به منظور سپری شدن دوره عمل‌آوری (برای زمان‌های ۱، ۳، ۷، ۲۸ و ۹۰ روزه) نمونه‌ها در حمام رطوبت نگهداری شده و در انتهای زمان عمل‌آوری، مورد آزمایش قرار گرفته‌اند.

اضافه شد، سپس نمونه‌ها به منظور توزیع یکنواخت رطوبت، ترکیب شدند تا به صورت همگن درآیند. بر این اساس آزمایش تعیین حدود اتربرگ (برای زمان عمل‌آوری ۷ روز) و آزمایش پراش پرتوی ایکس (برای زمان عمل‌آوری ۲۸ روز) بر روی ترکیب‌های مختلف خاک- آهک- نانوسیلیس به ترتیب براساس استاندارد ASTM D4318 و ASTM 2216 صورت گرفته است [22]. هم‌چنین نمونه‌های آزمایش مقاومت فشاری

جدول ۱ مشخصات شیمیایی آهک هیدراته براساس آنالیز XRF

Parameters Product type	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	K ₂ O	Na ₂ O	T.ALK	SO ₃	LOI	SrO	MnO
Hydrated Lime	1.71	0.7	0.20	72.4	0.83	0.1	0.1	-----	0.1	23.66	0.1	0.1

جدول ۲ مشخصه‌های فیزیکی نانوسیلیس

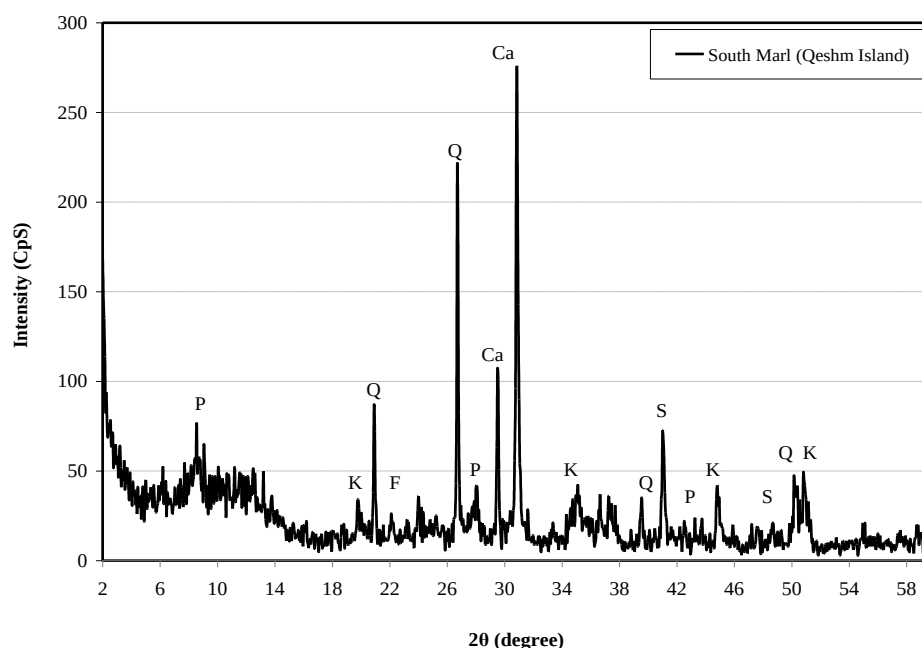
Color	Purity	Special surface area (m ² /g)	Particle Size (nm)	Density (kg/m ³)
white	> 98%	193	20-30	170

جدول ۳ آنالیز شیمیایی نانوسیلیس

SiO ₂	CaO	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	SO ₂	TiO ₂	Na ₂ O	K ₂ O	L.O.I
98.95	0.042	0.16	0.075	0.041	<0.01	0.07	0.01	0.42

جدول ۴ برخی از مشخصات ژئوتکنیکی و ژئوتکنیک زیست‌محیطی نمونه رسی مارن قشم

Physical properties of South Marl (Qeshm Island)	Quantity measured	References
Diameter less than 0.075 mm (%)	95	ASTM D422, [22]
Clay (%)	40	ASTM, D422-63 [22]
Silt (%)	55	ASTM, D422-63 [22]
Sand (%)	5	ASTM, D422-63 [22]
Liquid Limit (%)	58.6	ASTM, D4318 [22]
Plastic Limit (%)	28.0	ASTM, D4318 [22]
Plasticity Index (%)	30.6	ASTM, D4318 [22]
pH (1:10 ; soil : water)	6.93	
Surface area (m ² / kg*10 ⁻³)	44.2±3	Elthantaway & Arnold, 1973, [23]
Carbonate content (%)	33	[24]
Color	Brown	
Classification	CH	ASTM, D3282 [22]
Maximum dry density. γ _d (gr/cm ³)	1.67	ASTM D698 [22]
Optimum water content (%)	19.5	ASTM D698 [22]
Mineral composition	Palygorskite, Sepiolite, Calcite, Quartz	ASTM, D2216 [22]



شکل ۲. پراش اشعه ایکس نمونه مارن مورد مطالعه (مارن جزیره قشم)

P: پالی گورسکایت، S: سیپولایت، K: کائولینیت، M: مونت موریلونیت، Ca: کلسیت، Q: کوارتز

افزایش در میزان آهک باعث افزایش در میزان pH خاک شده و در واقع با افزایش آهک شکفته ($\text{Ca}(\text{OH})_2$)، در مدت زمان کوتاهی واکنش تبادل کاتیونی انجام شده- است؛ بنابراین کاتیون دوظرفیتی کلسیم (Ca^{++}) موجود در آهک جایگزین کاتیون تک ظرفیتی سدیم (Na^+) در خاک می شود و با افزایش غلظت یون هیدروکسید (OH^-) ناشی از یونیزه شدن آهک شکفته، pH محیط خاک افزایش می یابد [20, 26]. pH نمونه های خاک مارن حاوی نانوسیلیس بدون ماده اصلاح کننده آهک حدود ۰/۷ تا ۰/۹ افزایش یافته است. باتوجه به این که براساس روش pH، حداقل درصد آهک لازم برای تثبیت خاک، درصد آهکی است که pH محیط را به ۱۲/۴ برساند [20]، بنابراین مطابق با نتایج، حداقل درصد آهک مورد استفاده باید در حدود یا بیش از ۰/۴ وزنی خاک باشد.

براساس نتایج ارائه شده در نمونه حاوی ۲٪ آهک و ۰/۵ نانوسیلیس pH محیط واکنش حدود ۱۱/۹۶ است که نسبت به نمونه فاقد نانوسیلیس تغییر معناداری ندارد.

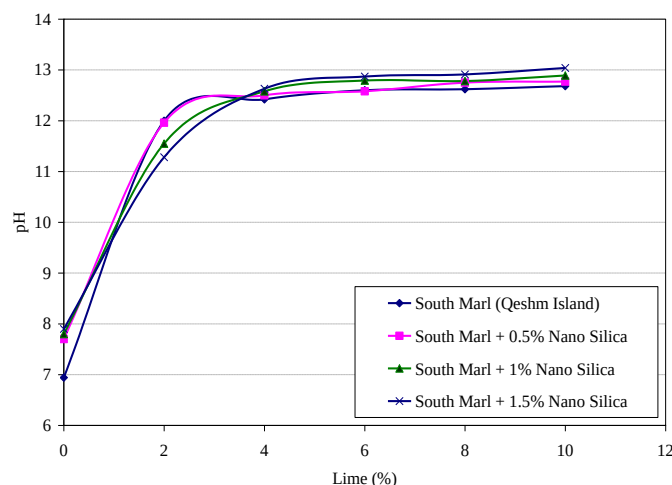
بحث و بررسی

تغییرات pH محیط واکنش در فرایند تثبیت

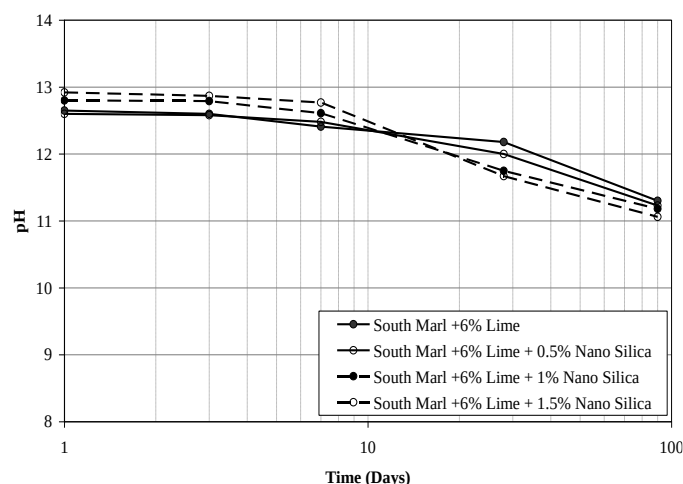
میزان حداقل آهکی که باید به خاک اضافه شود تا تبادل کاتیونی (تبادل Ca^{++} و Na^+) صورت بگیرد و در نتیجه یک تغییر گسترده در خواص خاک در کوتاه مدت رخ دهد را نقطه تثبیت آهک می گویند [5, 11, 20-21]. در این پژوهش تعیین این حداقل میزان آهک بر طبق اندازه گیری های pH و اعتبار بخشی توسط آزمایش های پراش پرتوی ایکس و مقاومت فشاری تک محوری صورت گرفته است. pH یک شاخص مهم برای اثربخشی تثبیت آهک است. براساس نتایج ارائه شده در شکل (۳)، pH خاک طبیعی ۶/۹۳ است و با افزودن تنها ۲٪ آهک pH مخلوط خاک- آهک پس از ۷۲ ساعت تا ۱۱/۸۵ افزایش یافته است و با ۴٪ آهک pH محیط به ۱۲/۳۴ رسیده است. براساس نتایج ارائه شده در شکل (۳) در نمونه های حاوی ۱۰٪ آهک، pH محیط سوسپانسیون بعد از ۷۲ ساعت به ۱۲/۶۸ افزایش یافته است. همان طور که از نتایج مشاهده می شود

به منظور بررسی تأثیر زمان عمل‌آوری و تأثیر درصدهای مختلف آهک و نانوسیلیس بر واکنش‌های بلندمدت (واکنش‌های پوزولانی)، تغییرات pH نمونه‌ها پس از اختلاط، تعیین و نتایج در شکل (۴) ارائه شده‌است. براساس تغییرات pH محیط واکنش، می‌توان شروع واکنش‌های پوزولانی را ارزیابی کرد. با افزایش زمان نگهداری میزان واکنش‌های پوزولانی افزایش می‌یابد. از سوی دیگر کاهش مقدار pH در طول دوره عمل‌آوری بیانگر مصرف آهک برای انجام واکنش‌های پوزولانی است.

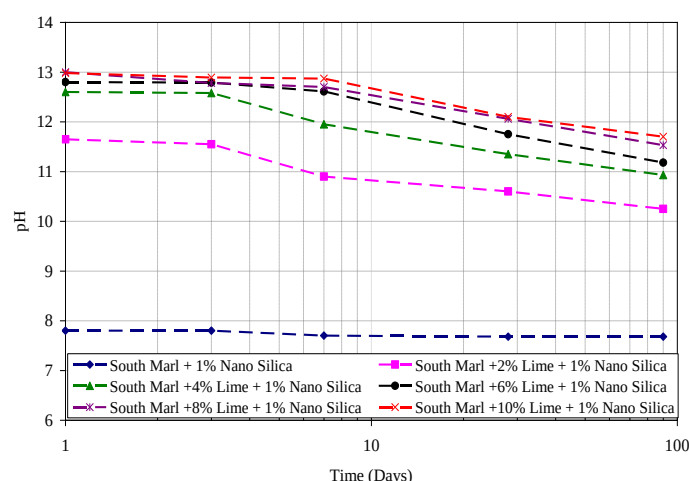
از سوی دیگر در نمونه‌های حاوی ۱/۵٪ نانوسیلیس و ۲٪ آهک pH محیط واکنش به حدود ۱۱/۳ واحد رسیده‌است که کاهش ۰/۷ واحدی را نشان می‌دهد. در نمونه‌های اصلاح‌شده با ۱۰٪ آهک و درصدهای مختلف نانوسیلیس pH محیط سوسپانسیون نسبت به نمونه‌های فاقد نانوسیلیس افزایش یافته‌است؛ به‌نحوی که در نمونه حاوی ۱/۵٪ نانوسیلیس pH محیط واکنش حدود ۰/۴ واحد افزایش یافته‌است. برای بررسی دقیق این تغییرات نمودار تغییرات pH محیط واکنش در طی زمان در شکل‌های (۴) و (۵) ارائه شده‌است.



شکل ۳ روند تغییرات pH نمونه‌های اصلاح‌شده با آهک و نانوسیلیس پس از ۷۲ ساعت



شکل ۴ روند تغییرات pH نمونه‌های اصلاح‌شده با ۶٪ آهک و نانوسیلیس طی زمان (دوره عمل‌آوری ۹۰ روزه)



شکل (۵) روند تغییرات pH نمونه‌های اصلاح‌شده با ۱٪ نانوسیلیس و آهک طی زمان (دوره عمل‌آوری ۹۰ روزه)

در شکل (۴) تغییرات pH نمونه‌های اصلاح‌شده با ۶٪ آهک و درصد‌های مختلف نانوسیلیس ارائه شده‌است. براساس تغییرات pH محیط واکنش می‌توان شروع واکنش پوزولانی را ارزیابی کرد. براساس نتایج ارائه‌شده در تمام نمونه‌ها pH محیط واکنش در طی زمان کاهش می‌یابد؛ به نحوی که در نمونه اصلاح‌شده با ۶٪ آهک در طی زمان pH محیط واکنش حدود ۱/۳ واحد کاهش یافته و از ۱۲/۶۵ به ۱۱/۳ بعد از ۹۹ روز کاهش رسیده‌است. از سوی دیگر در نمونه‌های حاوی نانوسیلیس pH اولیه محیط واکنش نسبت به نمونه فاقد نانوسیلیس در طی ۱۰ روز اول افزایش یافته اما پس از ۱۰ روز pH محیط واکنش نمونه‌های حاوی نانوسیلیس نسبت به نمونه فاقد نانوسیلیس کمتر شده‌است.

در حقیقت در نمونه حاوی ۱/۵٪ نانوسیلیس و ۶٪ آهک pH محیط واکنش حدود ۱/۹ واحد طی ۹۹ روز کاهش یافته از ۱۲/۹۲ به ۱۱/۰۶ کاهش رسیده‌است. در حقیقت می‌توان بیان کرد نانوسیلیس در کوتاه‌مدت موجب افزایش pH محیط واکنش شده‌است، یا به عبارتی نانوسیلیس در کوتاه‌مدت (کمتر از ۱۴ روز) موجب شدت بخشی واکنش‌های پوزولانی شده‌است. در حقیقت تا زمانی که یون هیدروکسید ناشی از فرایند یونیزاسیون در محیط انتشار یابد، pH محیط خاک-آهک-نانوسیلیس افزایش می‌یابد [20, 26]. با افزایش زمان نگهداری، pH نمونه‌ها کاهش یافته‌است به گونه‌ای که سرعت کاهش pH، با افزایش در مقدار آهک، افزایش می‌یابد. در واقع کاهش سریع‌تر pH در نمونه‌های حاوی درصد‌های بیشتر آهک و درصد‌های بیشتر نانوسیلیس نشان از افزایش سرعت ایجاد واکنش‌های پوزولانی در خاک است.

در شکل (۵) بررسی تأثیر درصد آهک در نمونه‌های حاوی ۱٪ نانوسیلیس ارائه شده‌است. در این شکل تغییرات pH در زمان عمل‌آوری ۱۰۰ روزه برای مقادیر مختلف ترکیبات خاک-آهک (۲٪ تا ۱۰٪)- نانوسیلیس (۱٪) ارائه شده‌است. براساس نتایج ارائه‌شده در کلیه نمونه‌ها افزایش درصد آهک موجب افزایش pH محیط واکنش شده‌است. برای نمونه‌هایی که حاوی ۲٪ آهک هستند، pH بعد از ۳ روز به آهستگی کاهش یافته‌است. در نمونه‌های حاوی ۴٪ آهک و ۱٪ نانوسیلیس pH محیط واکنش در ۴ روز اول بیش از pH نمونه اصلاح‌شده با ۴٪ آهک است اما بعد از ۴ روز pH محیط کمتر می‌شود. در نمونه حاوی ۶٪ آهک و ۱٪ نانوسیلیس در ۱۰ روز ابتدایی pH محیط واکنش بیش از ۱۲/۴ و بیش از نمونه حاوی ۶٪ آهک است که این امر نشان‌دهنده شدت بخشی واکنش‌های پوزولانی در ابتدای زمان عمل‌آوری است، برای نمونه حاوی ۸٪ و ۱۰٪ آهک و ۱٪ نانوسیلیس نیز همین روند مشاهده می‌شود. در حقیقت آهک برای انجام واکنش‌های پوزولانی در حضور نانوسیلیس به دلیل واکنش کلسیم با

در شکل (۴) تغییرات pH نمونه‌های اصلاح‌شده با ۶٪ آهک و درصد‌های مختلف نانوسیلیس ارائه شده‌است. براساس تغییرات pH محیط واکنش می‌توان شروع واکنش پوزولانی را ارزیابی کرد. براساس نتایج ارائه‌شده در تمام نمونه‌ها pH محیط واکنش در طی زمان کاهش می‌یابد؛ به نحوی که در نمونه اصلاح‌شده با ۶٪ آهک در طی زمان pH محیط واکنش حدود ۱/۳ واحد کاهش یافته و از ۱۲/۶۵ به ۱۱/۳ بعد از ۹۹ روز کاهش رسیده‌است. از سوی دیگر در نمونه‌های حاوی نانوسیلیس pH اولیه محیط واکنش نسبت به نمونه فاقد نانوسیلیس در طی ۱۰ روز اول افزایش یافته اما پس از ۱۰ روز pH محیط واکنش نمونه‌های حاوی نانوسیلیس نسبت به نمونه فاقد نانوسیلیس کمتر شده‌است.

در حقیقت در نمونه حاوی ۱/۵٪ نانوسیلیس و ۶٪ آهک pH محیط واکنش حدود ۱/۹ واحد طی ۹۹ روز کاهش یافته از ۱۲/۹۲ به ۱۱/۰۶ کاهش رسیده‌است. در حقیقت می‌توان بیان کرد نانوسیلیس در کوتاه‌مدت موجب افزایش pH محیط واکنش شده‌است، یا به عبارتی نانوسیلیس در کوتاه‌مدت (کمتر از ۱۴ روز) موجب شدت بخشی واکنش‌های پوزولانی شده‌است. در حقیقت تا زمانی که یون هیدروکسید ناشی از فرایند یونیزاسیون در محیط انتشار یابد، pH محیط خاک-آهک-نانوسیلیس افزایش می‌یابد [20, 26]. با افزایش زمان نگهداری، pH نمونه‌ها کاهش یافته‌است به گونه‌ای که

پالی گورسکایت و سیپولایت شده است [11]. درواقع تشکیل ساختار مجتمع ذرات خاک (تبادل کاتیونی) و همچنین مصرف ذرات رسی در واکنش های پوزولانی (به دلیل حلالیت سیلیس و آلومینا در محیط با pH بالا) و پوشیده شدن آنها به وسیله ترکیبات نانوساختار هیدرات سیلیکات کلسیم (C-S-H)، میزان بازتابش پرتوی ایکس را کاهش داده که در نهایت باعث کاهش یافتن شدت قله کانی های رسی (پالی گورسکایت، کائولینیت و سیپولایت) شده است.

از سوی دیگر الگوهای پراش پرتوی ایکس، بازتاب هایی را برای کریستال های هیدرات سیلیکات کلسیم (C-S-H) در نمونه های اصلاح شده با ۶٪ آهک و درصد های مختلف نانوسیلیس نشان می دهد. این بازتاب ها با افزایش آهک، افزایش نانوسیلیس و زمان عمل آوری افزایش داشته است. ترکیبات تشکیل شده شامل نانوساختار هیدرات سیلیکات کلسیم (C-S-H) و هیدرات کلسیم آلومینات (C-A-H) است [22]. این مواد معمولاً حفرات خاک را پر کرده و یا این که ذرات آن را می پوشانند. در نتیجه تخلخل و نفوذ پذیری بسته به درصد آهک کاهش می یابد. از سوی دیگر با افزایش درصد نانوسیلیس هر چند که روند رشد نانوساختار هیدرات سیلیکات کلسیم (C-S-H) به صورت نسبی مشاهده می شود، اما به وضوح میزان رشد قابل مشاهده نیست. از سوی دیگر براساس نتایج ارائه شده در شکل (۶) بازتاب هایی نیز در $3.87^\circ 2\theta$ ، $3.49^\circ 2\theta$ و $2.71^\circ 2\theta$ مشاهده می شود که مربوط به کانی اترینگایت است. درحقیقت آزاد شدن آلومینا از کانی های پالی گورسکایت و سیپولایت و کائولینیت موجود در خاک مارن و یون کلسیم ناشی از آهک و سولفات موجود در آب منفذی منجر به ایجاد کانی اترینگایت می شود. از سوی دیگر براساس پراش های ارائه شده در شکل (۶) به وضوح مشاهده می شود که حضور نانوسیلیس به شدت موجب کاهش رشد کانی اترینگایت در نمونه ها شده است. در حقیقت با افزایش درصد نانوسیلیس شدت قله کانی اترینگایت کاهش می یابد و به دلیل اتصال ذرات خاک به یکدیگر، ساختاری بسیار متراکم

ذرات نانوسیلیس سریع تر به مصرف رسیده و در نتیجه منجر به کاهش pH محیط واکنش شده است.

کاهش pH در طول دوره عمل آوری را می توان با مصرف آهک برای واکنش پوزولانی توضیح داد؛ زیرا تبادل یون مثبت (تبادل کاتیونی) بر غلظت یون هیدروکسید (OH^-) تأثیر می گذارد. کاهش آهسته pH مربوط به نمونه های اصلاح شده، به علت فعالیت آهسته واکنش پوزولانی است. به علاوه برای نمونه های اصلاح شده با ۲٪ آهک و ۱٪ نانوسیلیس (در حدود مصرف اولیه آهک $pH \leq 12$) کاهش کم در مقدار pH، عدم رخداد واکنش پوزولانی یا واکنش بسیار کم پوزولانی را نشان می دهد. در حقیقت در تمام نمونه های حاوی آهک و ۱٪ نانوسیلیس pH محیط واکنش در طی ۹۰ روز حدود $1/3$ تا $1/6$ واحد کاهش یافته است.

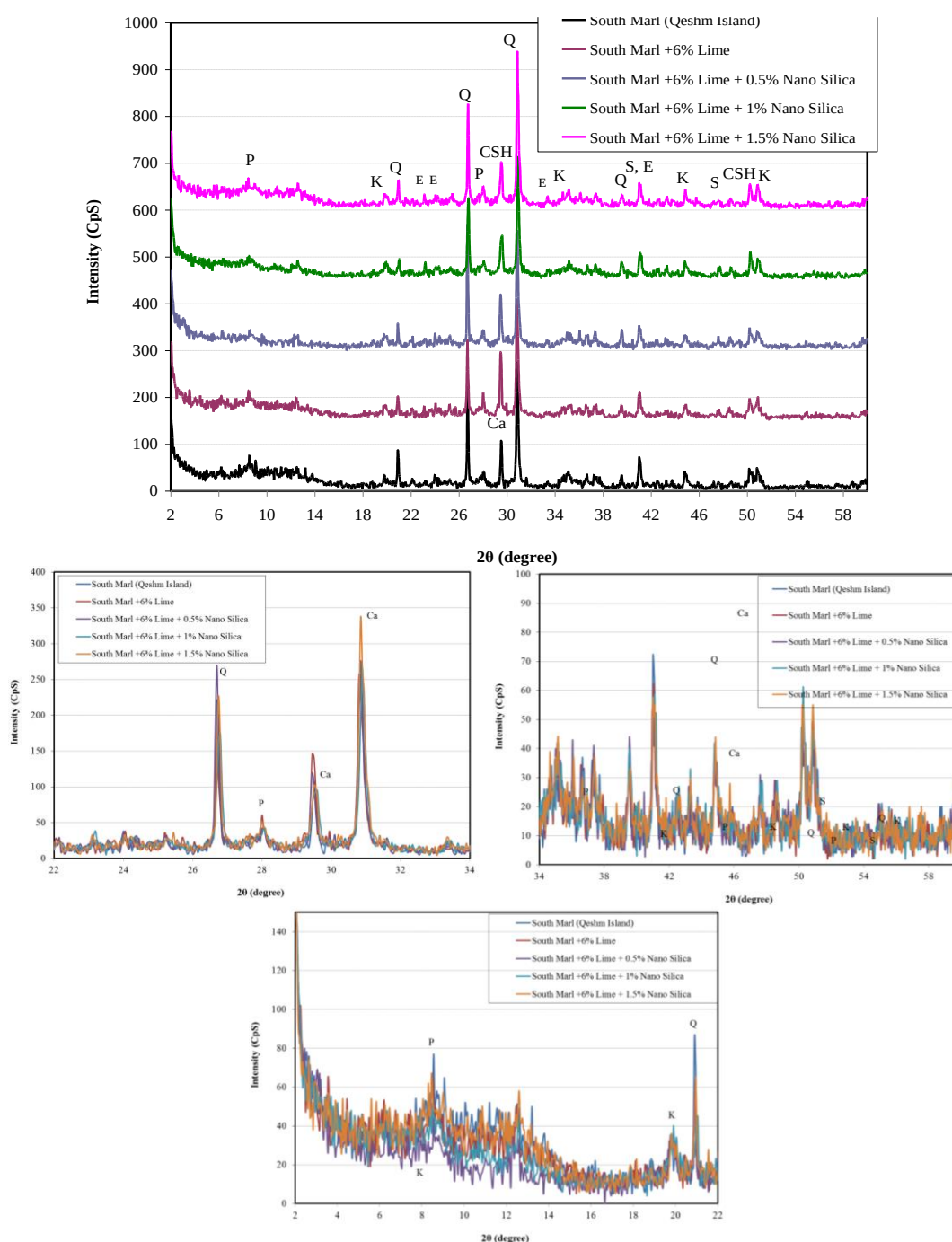
آنالیز ریزساختاری فرایند تثبیت

فرایند تثبیت خاک مارن- آهک- نانوسیلیس به واسطه تأثیر نهادن بر نیروهای بین پولک ها سبب تغییر در ریزساختار خاک های مارنی می شود [9,25]. ارزیابی طیف اشعه ایکس به عنوان یک معیار در تعیین ریزساختار خاک ها شناخته شده است؛ به طوری که طیف اشعه ایکس نمونه های رسی دارای ساختار پراکنده دارای شدت بیشتری در مقایسه با قله طیف اشعه ایکس نمونه های رسی دارای ساختار درهم است. به منظور امکان تفسیر رفتار مشاهده شده از دیدگاه ریزساختاری، پراش پرتوی اشعه ایکس نمونه های مارن و نمونه های حاوی درصد های مختلف آهک و نانوسیلیس تهیه شد و مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفت.

شکل (۶) منحنی پراش پرتوی ایکس نمونه های مارن و مارن اصلاح شده با ۶٪ آهک و درصد های مختلف نانوسیلیس (۰/۵، ۱ و ۱/۵ درصد) را پس از دوره عمل آوری ۲۸ روزه نشان می دهد. براساس نتایج ارائه شده در شکل (۶) در نمونه حاوی ۶٪ آهک و درصد های مختلف نانوسیلیس، افزایش آهک هیدراته موجب افزایش pH محیط واکنش (شکل ۴) به بیش از ۱۲ و حل شدگی قله های کانی های رسی کائولینیت،

تشکیل شده و منافذ خاک به شدت پر شده است. همچنین افزودن نانوسیلیس به مخلوط خاک مارن-آهک منجر به افزایش پایداری نانوساختار هیدرات سیلیکات کلسیم (C-S-H) می‌شود. در این حالت می‌توان نتیجه‌گیری کرد که به دلیل توزیع گسترده و

یکنواخت CSH در سطح ذرات خاک، تخلخل و نفوذپذیری کاهش یافته است. شایان ذکر است محتوای کربنات بالا در مارن‌ها می‌تواند بر پایداری C-(A)-S-H که بر تثبیت آهک شکل گرفته است، تأثیر بگذارد.



شکل ۶ منحنی پراش اشعه ایکس نمونه رسی مارن و مارن اصلاح شده با ۶٪ آهک و درصدهای مختلف نانوسیلیس
P: پالی گورسکایت، S: سیپولایت، K: کائولینیت، M: مونت موریلونیت، Ca: کلسیت، Q: کوآرتز، C-S-H: هیدرات سیلیکات کلسیم

بررسی پارامترهای ژئوتکنیکی در فرایند تثبیت

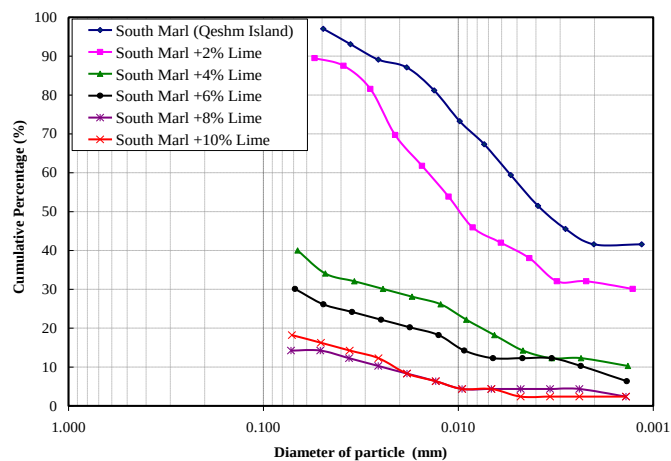
شکل (۷-الف) منحنی هیدرومتری نمونه‌های اصلاح شده با درصد‌های متفاوت آهک را پس از ۷ روز عمل‌آوری نشان می‌دهد. براساس نتایج ارائه شده در شکل (۷-الف) با افزایش آهک به دلیل واکنش‌های شیمیایی و تشکیل پیوند بین ذرات، فرایند فولوکوله شدن صورت می‌گیرد. همان‌طور که مشاهده می‌شود با افزایش ۲٪ آهک، درصد ذرات کوچک‌تر از ۵ میکرون از ۶۰٪ به حدود ۳۸٪ کاهش یافته‌است. این در حالی است که این مقدار با افزایش ۶٪، ۸٪ و ۱۰٪ آهک به حدود ۱۲٪، ۴٪ و ۳٪ کاهش یافته‌است. به عبارت دیگر به دلیل چسبیدن ذرات لای و رس به یکدیگر توسط ترکیبات سیمانی به وجود آمده در نتیجه واکنش‌های پوزولانی خاک-آهک، افزایش قطر ذرات مشاهده می‌شود. براساس نتایج ارائه شده در شکل (۷-ب) افزودن درصد‌های مختلف نانوسیلیس به نمونه‌های اصلاح شده با آهک از نظر تغییر اندازه ذرات چندان مؤثر نبوده‌است. براساس نتایج ارائه شده در شکل (۷-الف) و (۷-ب) با افزایش درصد آهک و نانوسیلیس به دلیل تغییرات ضخامت لایه دوگانه نمونه مارن و تغییر ریخت‌شناسی، فرایند کلوخه شدن صورت گرفته‌است. شایان ذکر است که فولوکله شدن ذرات خاک بلافاصله پس از تثبیت آهک اتفاق می‌افتد و موجب کاهش شدید مساحت سطح و افزایش اندازه ذرات می‌شود. درحقیقت حضور الکترولیت، تلورانس ذرات کلئیدی رس را تسهیل می‌کند که باعث انباشته شدن آنها و در نتیجه کاهش مساحت سطح می‌شود [20-21]. باتوجه به نظریه ون اولفن (۱۹۸۷)، ضخامت لایه دوگانه بین ذرات با افزایش غلظت الکترولیت کاهش می‌یابد [27]. این یافته‌ها در نمونه‌های تثبیت شده با مارن نشان داده شده‌است، که نشان‌دهنده کاهش قابل توجهی در مساحت سطح در غلظت‌های زیاد آهک است [6]. به عبارت دیگر به دلیل تغییرات ضخامت لایه دوگانه و تشکیل ساختار مجتمع در نتیجه حضور آهک، افزایش قطر ذرات مشاهده می‌شود. داده‌های اخذ شده از آزمایش رسوب نتایج این بخش را تأیید می‌کند.

تغییرات بافت خاک مارنی در طی فرایند تثبیت با آهک توسط افزایش اندازه ذرات منعکس می‌شود. به‌طور معمول، مبادله کاتیون و فولوکله شدن، عمدتاً برای بهبود کوتاه‌مدت خواص ژئوتکنیکی قابل قبول است. در مقابل واکنش‌های پوزولانی که منجر به تشکیل C-(A)-S-H می‌شوند، فرایندهای آهسته‌ای هستند که به‌طور چشم‌گیری در بهبود کوتاه‌مدت [26] تأثیری نخواهند داشت و در درازمدت مؤثر هستند. نتایج ارائه شده نشان می‌دهد که اثر فولوکله شدن فوری باعث افزایش محدودی در اندازه ذرات می‌شود. براساس نتایج پراش اشعه ایکس (شکل ۶) تشکیل نانوساختارهای C-S-H حدود یک هفته از تثبیت شناسایی شد و در افزایش اندازه ذرات تأثیر چندانی ندارد.

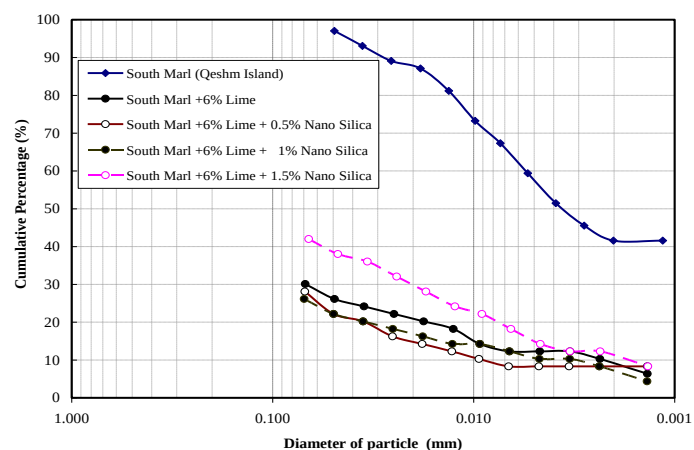
براساس نتایج ارائه شده در شکل (۸) برای نمونه‌های اصلاح شده با آهک، درحالی‌که در نمونه خالص پس از ۱۰ دقیقه حدود ۱۰٪ رسوب مشاهده می‌شود، این مقدار با افزایش ۲٪ آهک به ۸۰٪ رسیده‌است. با افزایش میزان آهک به نمونه‌ها فرایند رسوب در نمونه‌ها به دلیل افزایش جایگزینی کاتیون‌های دوظرفیتی به جای کاتیون‌های تک‌ظرفیتی، فرایند تبادل کاتیونی و کلوخه شدن به سرعت صورت می‌پذیرد. به عبارتی در نمونه‌های حاوی ۶٪، ۸٪ و ۱۰٪ آهک در زمانی کمتر از ۱۰ دقیقه فرایند رسوب به‌طور کامل صورت پذیرفته‌است.

درحقیقت با افزایش Ca(OH)_2 به نمونه، همراه با جایگزینی کاتیون‌های دوظرفیتی کلسیم به جای کاتیون تک‌ظرفیتی سدیم در محیط، واکنش‌های یونیزاسیون آهک موجب آزاد شدن یون‌های هیدروکسید (OH^-) می‌شود که این امر افزایش pH محیط را نتیجه می‌دهد (شکل‌های ۳ و ۴). باتوجه به حدود سرعت قابل توجه رسوب نمونه‌ها می‌توان بیان کرد که در فرایند رسوب نمونه‌های اصلاح شده با آهک، فاز تبادل کاتیونی نقش اساسی را ایفا کرده‌است. این امر را بررسی نتایج pH نیز

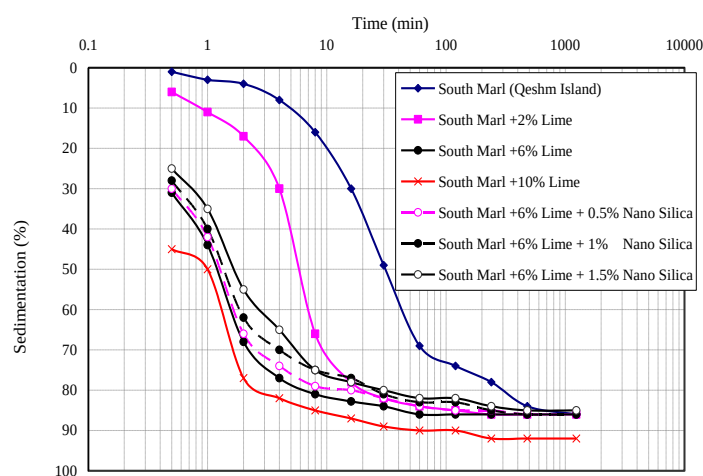
تأیید می‌کند (شکل ۴). شایان ذکر است افزایش نداشته‌است، در حقیقت تأثیر آهک بر حضور نانوسیلیس تأثیر قابل توجهی بر فرایند رسوب نانوسیلیس غالب است.



شکل ۷ الف) منحنی هیدرومتری خاک مارن به همراه منحنی هیدرومتری نمونه‌های اصلاح‌شده با درصد‌های مختلف آهک



شکل ۷ ب) منحنی هیدرومتری خاک واگرا به همراه منحنی هیدرومتری نمونه‌های اصلاح‌شده با ۶٪ آهک و درصد‌های متفاوت نانوسیلیس



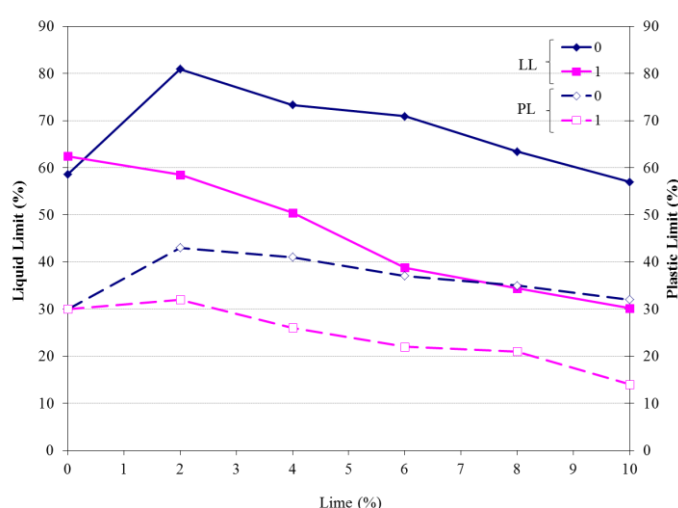
شکل ۸ منحنی رسوب خاک مارن به همراه نمونه‌های اصلاح‌شده با آهک

پراش اشعه ایکس و تغییرات حد روانی و حد خمیری می‌توان بیان نمود که حضور کانی تورمی اترینگایت در نمونه خاک مارنی موجب می‌شود که بررسی درشت‌ساختاری تثبیت خاک که بر جنبه‌های مکانیکی و فیزیکی عملکرد خاک توجه دارد، قادر به ارزیابی بی- ثباتی خاک مارن تثبیت‌شده نباشد.

از سوی دیگر براساس نتایج ارائه‌شده در شکل (۹)، در نمونه اصلاح‌شده با درصدهای مختلف آهک و ۱٪ نانوسیلیس، حد روانی و حد خمیری نمونه‌ها کاهش یافته‌است. درحقیقت براساس نتایج پراش اشعه ایکس ارائه‌شده در شکل (۶)، حضور نانوسیلیس باعث کاهش شدت قله اترینگایت شده‌است. از سوی دیگر فرایند لخته شدن در خاک تثبیت‌شده با آهک باعث به هم پیوستن ذرات خاک می‌شود، این امر سطح تماس خاک با آب را کاهش می‌دهد، درنتیجه حد روانی نیز کاهش می‌یابد. همچنین با افزایش میزان آهک به ۱۰٪ حد روانی و حد خمیری نمونه‌ها کاهش می‌یابد. از سوی دیگر به دلیل مرز کرناته ایجادشده ناشی از ساختار لخته شدن، مقدار آب در ساختار خاک افزایش می‌یابد و منجر به افزایش بیشتر حد روانی می‌شود [20].

خواص فیزیکی خاک عمدتاً تحت تأثیر نوع و مقدار مواد معدنی خاک رس است [21-6]. باتوجه به حضور حدود ۳۳٪ کانی‌های رسی کائولینیت، سپیولایت و پالی‌گورسکایت در خاک مارنی مورد مطالعه، مقادیر حد روانی و شاخص خمیری به ترتیب ۵۸/۶ و ۲۸ (جدول ۴) حاصل شده‌است [3-1]. در شکل (۹) نتایج مربوط به تغییرات حد روانی و حد خمیری خاک مارن اصلاح‌شده با درصدهای مختلف (۲ تا ۱۰ درصد) و نانوسیلیس (۱٪) در دوره عمل‌آوری ۷ روزه ارائه شده‌است. براساس نتایج، با افزودن آهک مقدار حد روانی و حد خمیری در دوره عمل‌آوری ۷ روزه افزایش پیدا می‌کند؛ به گونه‌ای که در حالت افزودن ۲٪ آهک به خاک مارن، حد روانی و حد خمیری خاک به ترتیب به ۸۰ و ۳۹/۶ واحد رسیده‌است و افزایش ۳۸٪ و ۳۲٪ را نشان می‌دهد. در نمونه اصلاح‌شده با ۶٪ آهک حد روانی ۲۱٪ و حد خمیری ۹٪ افزایش را نشان می‌دهد.

براساس نتایج پراش اشعه ایکس (شکل ۶)، حضور کانی تورمی اترینگایت در نمونه خاک مارن پس از تثبیت با آهک موجب افزایش حد روانی و حد خمیری خاک مارنی می‌شود. به طور کلی براساس نتایج



شکل ۹ منحنی تغییرات حد روانی و شاخص خمیری نمونه‌های اصلاح‌شده با آهک طی دوره عمل‌آوری ۷ روزه

رسیده است. بر این اساس رفتار مقاومت فشاری محدود نشده (UCS) را می‌توان به تغییرات ساختار ذرات که در اثر واکنش‌های کوتاه‌مدت ایجاد شده‌اند نیز نسبت داد. تبادل کاتیونی به وسیلهٔ کلسیم یک ساختار پایدارتر (غیرمترم) و فشرده‌تر ایجاد می‌کند که به نمونهٔ رسی استحکام بیشتری می‌دهد. به علاوه تشکیل نانوساختار هیدرات آلومینات کلسیم (C-A-H) و هیدرات سیلیکات کلسیم (C-S-H) در این رفتار نقش تعیین‌کننده داشته است [10-13].

در نمونهٔ اصلاح‌شده با ۶٪ آهک و ۱٪ نانوسیلیس مقاومت فشاری نسبت به نمونهٔ اصلاح‌شده با ۶٪ آهک تقریباً دو برابر افزایش یافته است، این افزایش می‌تواند به دلیل افزایش تشکیل نانوساختار C-S-H و همچنین تشکیل ساختار متراکم‌تر باشد. از سوی دیگر افزایش نانوسیلیس به ترکیب خاک مارن و آهک منجر به پایداری بیشتر نانوساختار C-S-H می‌شود. شایان ذکر است با افزایش میزان نانوسیلیس به ۱/۵٪ روند افزایش مقاومت ادامه می‌یابد. در نمونهٔ اصلاح‌شده با ۱۰٪ آهک مقاومت فشاری مارن به حدود $14/2 \text{ kg/cm}^2$ رسیده است، افزایش ۵/۰٪ نانوسیلیس مقاومت فشاری را حدود 20 kg/cm^2 افزایش داده است و به رسانده است. شایان ذکر است در نمونهٔ اصلاح‌شده با ۱۰٪ آهک و ۱/۵٪ نانوسیلیس مقاومت فشاری محدود نشده به حدود $44/8 \text{ kg/cm}^2$ افزایش یافته است.

شکل (۱۱) روند تغییرات مقاومت فشاری محدود نشده نمونه‌های اصلاح‌شده با درصد‌های مختلف آهک و ۱٪ نانوسیلیس را طی زمان ارائه داده است. روند افزایش مقاومت نمونه‌های اصلاح‌شده با ۱٪ نانوسیلیس در فقدان آهک در طی زمان نشان می‌دهد که حضور نانوسیلیس در طی زمان تأثیرگذار نیست. از سوی دیگر در نمونهٔ اصلاح‌شده با ۲٪ آهک و ۱٪ نانوسیلیس میزان مقاومت فشاری پس از ۲۴ ساعت عمل‌آوری به حدود $6/5 \text{ kg/cm}^2$ رسیده است و پس از ۷ روز به $9/07 \text{ kg/cm}^2$ رسیده است، این رفتار را می‌توان به ماهیت کلوخه

شکل (۱۰) روند تغییرات مقاومت فشاری محدود نشده (UCS) نمونه‌های اصلاح‌شده با آهک و نانوسیلیس را بعد از ۲۸ روز عمل‌آوری نشان می‌دهد. براساس نتایج ارائه شده حضور نانوسیلیس در فقدان آهک تأثیر چندانی بر مقاومت فشاری خاک مارنی نداشته است، هرچند که در حضور ۱/۵٪ نانوسیلیس مقاومت فشاری پس از ۲۸ روز عمل‌آوری حدود $0/8 \text{ kg/cm}^2$ افزایش یافته است. این افزایش مقاومت می‌تواند به دلیل خاصیت پرکنندگی نانوسیلیس باشد، از سوی دیگر درصد بالای کربنات موجود در خاک مارن (جدول ۴) و میزان فعالیت زیاد نانوسیلیس می‌تواند منجر به واکنش‌های محدود شیمیایی نیز شده باشد.

افزایش ۲٪ آهک مقاومت فشاری خاک مارنی را بیش از $5/5 \text{ kg/cm}^2$ افزایش داده است. براساس نتایج ارائه شده در شکل (۱۰) در نمونهٔ حاوی ۲٪ آهک، افزایش مقاومت فشاری به مقدار ناچیزی وابسته به واکنش‌های پوزولانی است و به عامل اصلی افزایش مقاومت ماهیت کلوخه‌ای شدن خاک اصلاح‌شده که با واکنش سریع آهک با خاک رس (تبادل کاتیونی و کلوخه شدن) ایجاد می‌شود، نسبت داده می‌شود. همچنین براساس منحنی پراش پرتوی ایکس ارائه شده در شکل (۶) در نمونهٔ اصلاح‌شده با آهک، قله‌های بسیار ضعیف نانوساختار هیدرات سیلیکات کلسیم (C-S-H) مشاهده می‌شود. از سوی دیگر افزایش ۵/۰٪ نانوسیلیس به ۲٪ آهک مقاومت فشاری را به بیش از $7/8 \text{ kg/cm}^2$ می‌رساند و افزایش ۴۰٪ مقاومت فشاری را نشان می‌دهد. با افزایش نانوسیلیس به ۱/۵٪ در حضور ۲٪ آهک مقاومت فشاری خاک مارنی اصلاح‌شده به حدود $14/4 \text{ kg/cm}^2$ رسیده است. این افزایش مقاومت را می‌توان به دلیل فعل و انفعالات شیمیایی ذرات نانوسیلیس و آهک دانست.

در نمونهٔ اصلاح‌شده با ۶٪ آهک در فقدان نانوسیلیس مقاومت فشاری نسبت به نمونهٔ مرجع حدود ۱۰ برابر افزایش یافته است و به حدود $11/8 \text{ kg/cm}^2$

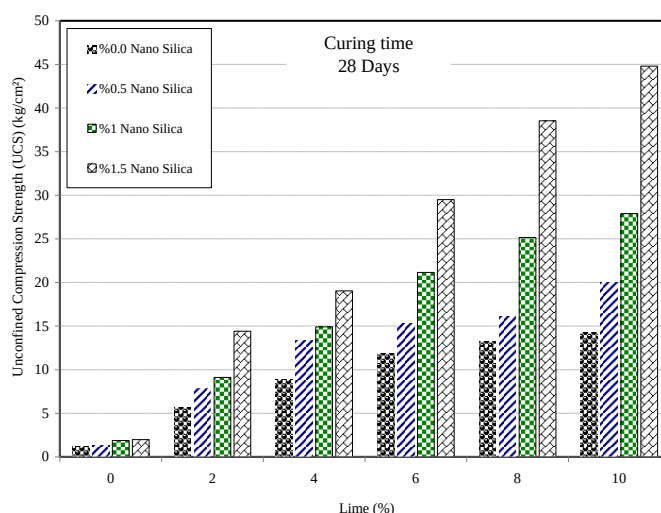
فشاری در ۷ روز اول به $18/45 \text{ kg/cm}^2$ افزایش یافته است، در واقع نسبت به نمونه مرجع مقاومت فشاری ۱۸ برابر افزایش یافته است و نسبت به نمونه اصلاح شده با ۶٪ آهک مقاومت فشاری بعد از ۷ روز عمل آوری حدود 10 kg/cm^2 افزایش یافته است. براساس نتایج تغییرات pH ارائه شده در شکل (۵)، pH نمونه اصلاح شده با ۶٪ آهک و ۱٪ نانوسیلیس در ۱۰ روز اول بیش از ۱۲ واحد است، در حقیقت حضور ۱٪ نانوسیلیس موجب شده است که pH محیط واکنش در مدت بیشتری بیش از ۱۲ واحد باشد و افزایش مقاومت به دلیل ادامه واکنش های پوزولانی است. در واقع حضور نانوسیلیس و تداوم $\text{pH} \geq 12$ موجب توسعه واکنش های پوزولانی در کوتاه مدت شده است و میزان رشد مقاومت در کوتاه مدت افزایش یافته است.

شایان ذکر است نرخ رشد واکنش های پوزولانی بعد از ۲۸ روز نمی تواند قابل توجه باشد ($\text{pH} \leq 12$) افزایش مقاومت فشاری محدود است. با افزایش مقدار آهک به ۸٪ و ۱۰٪ برای مقدار ثابت ۱٪ نانوسیلیس براساس نتایج ارائه شده در شکل (۵)، pH محیط واکنش در ۳۰ روز اول بیش از ۱۲ واحد است. از این رو شرایط رشد واکنش های پوزولانی فراهم می شود. نتایج مقاومت فشاری محدود نشده نیز این امر را تأیید می کند. براساس نتایج ارائه شده در نمونه اصلاح شده با ۱۰٪ آهک و ۱٪ نانوسیلیس مقاومت فشاری محدود نشده به kg/cm^2 ۲۷/۹ رسیده است که افزایش ۲۵ برابری مقاومت فشاری را نشان می دهد. شایان ذکر است بعد از ۲۸ روز به دلیل کاهش نرخ واکنش های پوزولانی ($\text{pH} \leq 12$) کاهش نرخ رشد مقاومت مشاهده می شود. از سوی دیگر مقایسه نمونه اصلاح شده با ۱۰٪ آهک و ۱٪ نانوسیلیس نسبت به نمونه اصلاح شده با ۱۰٪ آهک افزایش kg/cm^2 ۱۳ تا kg/cm^2 ۱۵ مقاومت فشاری را در طی زمان نشان می دهد.

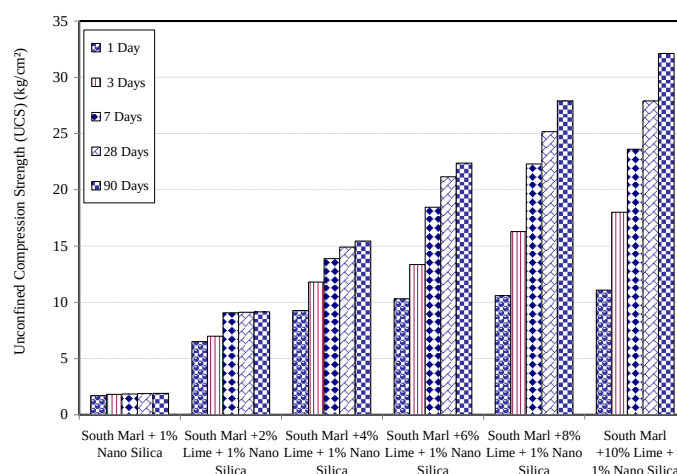
شدن خاک اصلاح شده که با واکنش سریع آهک و خاک ایجاد شده و تشکیل محدود نانوساختار C-S-H نسبت داد. بعد از ۷ روز عمل آوری افزایش مقاومت مشاهده نمی شود. در حقیقت بخش اعظم آهک اضافه شده به نمونه در طی ۷ روز اول به مصرف واکنش های پوزولانی رسیده است. بررسی منحنی تغییرات pH در شکل (۵) این نتیجه را تأیید می کند. در حقیقت یون هیدروکسید (OH^-) که موجب افزایش pH شده است پس از ۱۴ روز به مقدار قابل توجهی مصرف شده است. برای مقادیر کم آهک (۲ و ۴ درصد) که به نمونه خالص اضافه شده است مقاومت فشاری محدود نشده (UCS) در طول ۱۴ روز به مقدار بیشینه می رسد و به نظر می رسد این مقادیر آهک به طور کامل برای واکنش کوتاه مدت مورد استفاده قرار گرفته است؛ بنابراین میزان واکنش های پوزولانی در خاک اصلاح شده نمی تواند قابل توجه باشد یا به عبارتی واکنش های پوزولانی پیشرفت نمی کنند. شایان ذکر است در تمام نمونه های اصلاح شده با ۲٪ آهک و ۱٪ نانوسیلیس نسبت به نمونه اصلاح شده با ۲٪ آهک مقاومت فشاری بین $3/5 \text{ kg/cm}^2$ تا 4 kg/cm^2 افزایش یافته است.

بررسی مقاومت فشاری محدود نشده نمونه اصلاح شده با ۶٪ آهک نیز نشان می دهد در حالی که مقاومت فشاری نمونه در ۷ روز اول حدود ۷ برابر افزایش یافته است، اما پس از ۱۴ روز نرخ رشد مقاومت فشاری بسیار کند شده است و به حدود ۷٪ رسیده است. برای یک نمونه اصلاح شده با ۶ درصد آهک، افزایش مقاومت فشاری محدود نشده (UCS) بعد از ۲۸ و ۹۹ روز به ترتیب ۹ و ۱۰ برابر بوده است. ارزیابی pH محیط واکنش (شکل ۵) نیز نشان می دهد که در طی ۲۸ روز اول $\text{pH} \geq 12$ بوده است. در حقیقت $\text{pH} \leq 12$ موجب عدم تداوم واکنش های پوزولانی شده و نرخ افزایش مقاومت فشاری بسیار محدود شده است.

براساس نتایج ارائه شده در شکل (۱۱) در نمونه اصلاح شده با ۶٪ آهک و ۱٪ نانوسیلیس میزان مقاومت



شکل ۱۰ روند تغییرات مقاومت فشاری محدودنشده (UCS) نمونه‌های اصلاح‌شده با آهک پس از ۲۸ روز عمل‌آوری



شکل ۱۱ روند تغییرات مقاومت فشاری محدودنشده (UCS) نمونه‌های اصلاح‌شده با آهک و ۱٪ نانوسیلیس در طی زمان

فشاری محدودنشده خاک مارن ندارد، اما به‌عنوان ذرات فعال زمانی که با ذرات آهک ترکیب می‌شوند به‌دلیل توسعه واکنش‌های پوزولانی و تشکیل نانوساختار C-S-H مقاومت فشاری نمونه خاک مارن را به‌میزان قابل توجهی افزایش می‌دهد. هم‌چنین مقدار کم نانوسیلیس مقاومت خاک تثبیت‌شده با آهک را تا حد زیادی افزایش می‌دهد.

درحقیقت نانوسیلیس به‌دلیل بالا بودن مساحت سطح مخصوص و واکنش سطحی، با کلسیم هیدروکسید آزادشده ناشی از آهک وارد واکنش می‌شود

مقاومت فشاری، با افزایش مقدار (آهک-نانوسیلیس) روند صعودی دارد، که این موضوع را می‌توان به‌دلیل فعل و انفعالات شیمیایی ذرات نانوسیلیس و آهک ارزیابی کرد. درواقع مصرف کامل آهک توسط نانوسیلیس موجب توسعه واکنش‌های پوزولانی و تقویت پیوند بین ذرات شده‌است و درنهایت افزایش مقاومت فشاری محدودنشده نمونه‌ها را به‌همراه داشته‌است.

همان‌گونه که در شکل‌های (۱۰) و (۱۱) نشان داده شد نانوسیلیس به‌تنهایی تأثیر چندانی بر مقاومت

پیوستن ذرات خاک می‌شود، این امر سطح تماس خاک با آب را کاهش می‌دهد، در نتیجه حد روانی نیز کاهش می‌یابد. هم‌چنین با افزایش میزان آهک به ۱۰٪ حد روانی و حد خمیری نمونه‌ها کاهش می‌یابد.

۴. با افزایش درصد نانوسیلیس شدت قلّه کانی اترینگایت کاهش می‌یابد و به دلیل اتصال ذرات خاک به یکدیگر، ساختاری بسیار متراکم تشکیل شده و منافذ خاک به شدت پر شده‌است. هم‌چنین افزودن نانوسیلیس به مخلوط خاک مارن- آهک منجر به افزایش فعالیت‌های پوزولانی و رشد و افزایش پایداری نانوساختارهای هیدرات سیلیکات کلسیم (C-S-H) و توزیع یکنواخت این نانوساختارها می‌شود. در این حالت می‌توان نتیجه‌گیری کرد که به دلیل توزیع گسترده و یکنواخت CSH در سطح ذرات خاک، تخلخل و نفوذپذیری کاهش و مقاومت فشاری افزایش یافته‌است.

۵. در نمونه اصلاح شده با ۶٪ آهک و ۱٪ نانوسیلیس میزان مقاومت فشاری در ۷ روز اول به kg/cm^2 ۱۸/۴۵ افزایش یافته‌است، درواقع نسبت به نمونه مرجع مقاومت فشاری ۱۸ برابر افزایش یافته‌است و نسبت به نمونه اصلاح شده با ۶٪ آهک مقاومت فشاری بعد از ۷ روز عمل‌آوری حدود kg/cm^2 ۱۰ افزایش یافته‌است. درحقیقت حضور ۱٪ نانوسیلیس موجب شده‌است که pH محیط واکنش در مدت بیشتری بیش از ۱۲ واحد باشد و افزایش مقاومت به دلیل ادامه واکنش‌های پوزولانی، تشکیل نانوساختار C-S-H و هم‌چنین تشکیل ساختار متراکم‌تر است. درواقع حضور نانوسیلیس و تداوم $\text{pH} \geq 12$ موجب توسعه واکنش‌های پوزولانی در کوتاه مدت شده‌است و میزان رشد مقاومت در کوتاه مدت افزایش یافته‌است.

و باعث متراکم شدن نانوساختار هیدرات سیلیکات کلسیم (CSH) می‌شود. خاصیت پرکنندگی نانوسیلیس، تخلخل موجود درون ترکیبات سیمانی تشکیل شده را پر می‌کند. به‌طور کلی می‌توان بیان کرد که افزودن نانوسیلیس منجر به بهبود مقاومت خاک می‌شود.

نتیجه‌گیری

براساس مطالعات آزمایشگاهی انجام شده در این پژوهش، نتایج ذیل قابل استخراج است:

۱. در نمونه‌های حاوی نانوسیلیس pH اولیه محیط واکنش نسبت به نمونه فاقد نانوسیلیس در طی ۱۰ روز اول افزایش یافته‌است اما پس از ۱۰ روز pH محیط واکنش نمونه‌های حاوی نانوسیلیس نسبت به نمونه فاقد نانوسیلیس کمتر بوده‌است. درحقیقت می‌توان بیان کرد نانوسیلیس در کوتاه مدت موجب افزایش pH محیط واکنش شده‌است، یا به عبارتی نانوسیلیس در کوتاه مدت (کمتر از ۱۴ روز) موجب شدت بخشی واکنش‌های پوزولانی شده‌است.

۲. در حالت افزودن ۲٪ آهک به خاک مارن، حد روانی و حد خمیری خاک به ترتیب به ۸۰ و ۳۹/۶ واحد رسیده‌است و افزایش ۳۸٪ و ۳۲٪ را نشان می‌دهد. در نمونه اصلاح شده با ۶٪ آهک حد روانی ۲۱٪ و حد خمیری ۹٪ افزایش را نشان می‌دهد. براساس نتایج پراش اشعه ایکس، حضور کانی تورمی اترینگایت در نمونه خاک مارن پس از تثبیت با آهک موجب افزایش حد روانی و حد خمیری خاک مارنی می‌شود.

۳. در نمونه اصلاح شده با درصدهای مختلف آهک و ۱٪ نانوسیلیس، حد روانی و حد خمیری نمونه‌ها کاهش یافته‌است. درحقیقت براساس نتایج پراش اشعه ایکس حضور نانوسیلیس باعث کاهش شدت قلّه اترینگایت شده‌است. از سوی دیگر فرایند لخته شدن در خاک تثبیت شده با آهک باعث به هم

قدردانی

وسایل این تحقیق تشکر نمایند.

مؤلفان این مقاله بر خود لازم می‌دانند از حوزه معاونت پژوهشی دانشگاه هرمزگان برای تهیه بخشی از مواد و

مراجع

1. Ouhadi, V. R., and Yong, R. N., "The Role of Clay Fractions of Marly Soils on their Post Stabilization Failure", *J. Engineering Geology*, Vol. 70, Pp. 365-375, (2003).
2. Oostwoud Wijdenes, D. J., Ergenzinger, P., "Erosion and Sediment Transport on Steep Marly Hillslopes", Draix, Haute-Provence, France: an experimental field study. *J. Catena*, Vol. 33, Pp. 179-200, (1998).
3. Ouhadi, V. R., Yong, R. N., "The Role of Clay Fractions of Marly Soils on their Post Stabilization Failure", Vol. 70, Pp. 365-375, (2003).
4. Rezaee, P., Zarezadeh, R., "Carbonate Marine Terraces of Qeshm Island, a Symbol of Sea Level Changes of the Persian Gulf in the Quaternary", *Geosciences - Scientific Quarterly Journal*, Vol. 23, Pp. 67-74, (2014).
5. Kerstin Elert, J., Miguel, A., Fernando, N., "Smectite Formation upon Lime Stabilization of Expansive Marls", *Applied Clay Science*, Pp. 29-36, (2018).
6. Majidi, A., Lashkaripour, G., Shoaee, Z., "Prediction of Swelling Potential of Marl Soils of Salt Lake Watershed Basin", *Watershed Engineering and Management*, Vol. 9, Pp. 292-307, (2017).
7. Lamas, F., Irigaray, C., Chacón, J., "Geotechnical Characterization of Carbonate Marls for Construction of Impermeable Dam Cores", *Eng. Geol.* Vol. 66, Pp. 283-294, (2002).
8. Ouhadi, V.R., "The Role of Marl Components and Ettringite on the Stability of Stabilized Marl", Ph.D thesis, Department of Civil Engineering and applied mechanics, McGill University, Montreal, Canada, (1997).
9. Yong, R. N., and Ouhadi, V. R., "Experimental Study on Instability of Bases on Natural and Lime/cement- stabilized Clayey Soils", *J. Applied Clay Science*, Vol. 35, Pp. 238-249, (2007).
10. Ouhadi, V. R., Yong, R. N. and Mohamed, A. M. O., "Formation of Ettringite as a Swelling Mineral on Stabilized Marl Soil", *Proceeding of the 1st conference on civil engineering by Iranian students in Canada*, Montreal, Pp. 131-138, (1996).
11. Ouhadi, V. R., Yong, R. N., Amiri, M., Ouhadi, M. H., "Pozzolanic Consolidation of Stabilized Soft Clays", *Appl. Clay Sci.* Vol. 95, Pp. 111-118, (2014).
12. Al-Rawas, A. A., Hago, A.W., Al-Sarmi, H., "Effect of Lime, Cement and Sarooj (Artificial Pozzolan) on the Swelling Potential of an Expansive Soil from Oman", *Building and Environment*, 40 (5), Pp. 681-687, (2005).

13. Ouhadi, V. R., Amiri, M., "Dispersive sSoil Improvement with Lime, Special Attention to the Reduction of Peak Intensity of Clay Minerals in XRD Analysis", *modares civil Engineering journal*, Vol. 14, Pp. 13-25, (2014).
14. Richardson, I. G., "The Calcium Silicate Hydrates", *Cem. Concr. Res.* Vol. 38, Pp. 137–158, (2008).
15. Richardson, I. G., "Model Structures for C-(A)-S-H (I)", *Acta Crystallographica Section B* B70, Pp. 903–923, (2014).
16. Abdelzahergend, E. A., Mostafa, M. S., Ouf, Mokhtar, F. Elgendy, "Stabilization of Subgrade Pavement Layer Using Silica Fume and Nano Silica", *International Journal of Scientific & Engineering Research*, Vol. 7, Pp 35-45, (2016).
17. Goodarzi, A., Moradloo, A., "Effect of Curing Temperature and SiO₂-nanoparticles on the Engineering Properties of Lime Treated Expansive Soil", *Modares Civil Engineering Journal*, Vol. 17, No. 3, Pp. 8-18, (2017). (In Persian)
18. Changizi, F., Haddad, A., "Strength Properties of Soft Clay Treated with Mixture of Nano-SiO₂ and Recycled Polyesterfiber", *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, No. 7, Pp. 367-378, (2015).
19. Ghasabkolaei, N., Janalizade, A., Roshan, N., Ghasemi, S. E., "Geotechnical properties of the Soils Modified whit Nanomaterials: A Comprehensive Review", No. 17, Pp. 639-650, (2017).
20. Fu, J. and Naguib, H. E., "Nanocomposite Foams Effect of Nanoclay on the Mechanical Properties of PMMA /Clay", *Journal of Cellular Plastics*, No. 42, Pp. 325, (2006).
21. Maubec, N., Deneele, D., Ouvrardb, G., "Influence of the Clay Type on the Strength Evolution of Lime Treated Material", *Applied Clay Science*, Vol. 137, Pp. 107-114, (2017).
22. American Society for Testing and Materials, "ASTM, 2014, American Society for Testing and Materials, ASTM, Annual Book of ASTM Standards", P.A., Philadelphia V.4, 08, (2014).
23. Cerato, A. B., Lutenegeger, A. J., "Determination of Surface are of Fine-grained Soils by the Ethylene Glycol Monoethyl Ether (EGME) Method", *ASTM Geotechnical Testing Journal*, Vol. 25, No. 3, Pp. 1–7, (2002).
24. Hesse, P. R., "A Textbook of Soil Chemical Analysis", William Clowes and Sons, 519p, (1971).
25. Ouhadi, V. R., Yong, R. N., "Experimental and Theoretical Evaluation of Impact of Clay Microstructure on the Quantitative Mineral Evaluation by XRD Analysis", *Elsevier Appl. Clay Sci. J.* 23. Pp 141, (2003).
26. Ouhadi, V. R., Amiri, M., Zangene, M., "Microstructural Assessment of Lime Consumption Rate and Pozzolanic Reaction Progress of a Lime-Stabilized Dispersive Soil", *Modares Journal of Technical & Civil Engineering*, Pp. 11-22, (2016).
27. Van Olphen, H., "An Introduction to Clay Colloid Chemistry", Wiley Interscience; Pp. 187, (1977).

مطالعه آزمایشگاهی و عددی پایداری شیب ماسه‌ای با استفاده از ستون سنگی مسلح با ورقه‌های افقی ژئوتکستایل*

محمد حاجی عزیزی^(۱)مسعود نصیری^(۲)

چکیده هدف از انجام این پژوهش، مطالعه آزمایشگاهی بر روی عملکرد ستون سنگی معمولی و ستون سنگی مسلح با ورقه‌های افقی ژئوتکستایل در پایداری سازی شیب‌های خاکی ماسه‌ای می‌باشد. مدل شیب ماسه‌ای پس از ساخت از طریق بارش اشباع شده و با نصب ستون سنگی معمولی و ستون سنگی مسلح با ورقه‌های افقی ژئوتکستایل درون آن، مسلح شده است و در نهایت تاج شیب بارگذاری شده است. نتایج به دست آمده با استفاده از روش تفاضل محدود سه بعدی (FLAC^{3D}) نیز مورد تأیید قرار گرفته‌اند. نتایج مدل سازی‌های آزمایشگاهی و تحلیل‌های عددی، نشان داده‌اند که ستون سنگی مسلح با ژئوتکستایل در وسط شیب ماسه‌ای تأثیر چشمگیری در افزایش پایداری شیروانی مسلح دارد؛ به طوری که ستون سنگی مسلح مقاومت برشی شیب ماسه‌ای را ۱/۵ برابر نسبت به ستون سنگی معمولی افزایش می‌دهد.

واژه‌های کلیدی شیب ماسه‌ای، پایداری سازی، ستون سنگی، ژئوتکستایل.

Experimental and Numerical Investigation on Stability of Reinforced Sandy Slope using Reinforced Stone Column with Horizontally Laminated Geotextile Disks

M. Hajiazizi

M. Nasiri

Abstract The aim of this research is to experimentally investigation of ordinary stone column and reinforced stone column using horizontally laminated geotextile disks in stabilizing sandy slopes. The sand slope model saturated through precipitation and reinforced by installing ordinary stone column and horizontal layers of geotextile within the stone column, and then slope crest undergo loading. Accuracy of experimental results confirmed using 3-D finite difference method (FLAC^{3D}). Both experimental and numerical results show that geotextile reinforced stone column in the middle of sandy slope have an impressive impact on increasing stability of reinforced slope. In such way that reinforced stone column, increase shear strength of sandy slope up to 1.5 times more than ordinary stone column.

Key Words Sandy Slope, Stabilization, Stone Column, Laminated Geotextile Disks.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۵/۱۱/۱۸ و تاریخ پذیرش آن ۹۷/۴/۲۳ می‌باشد.

Email: mhazizi@yahoo.com

(۱) دانشیار مهندسی عمران، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه رازی، کرمانشاه.

(۲) دانشجوی دکتری مهندسی عمران- ژئوتکنیک، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه رازی، کرمانشاه.

مقدمه

در طول سالیان، موضوع تثبیت شیب‌های خاکی یکی از مسائل حائز اهمیت برای تحقیقات علمی بوده و توجهات بسیار زیادی را در سرتاسر دنیا به خود جلب کرده است. به طور کلی، شیوه‌های پایدارسازی یا نیروهای محرک را کاهش می‌دهند، یا نیروهای مقاوم را افزایش می‌دهند، و یا هر دوی این عملکردها را باهم دارند. پایدارسازی شیب‌ها می‌تواند با روش‌های متعددی از جمله تغییر هندسه سطح شیب (خاک‌ریزی پایین‌دست یا خاک‌برداری بالادست شیب)، استفاده از مسلح‌کننده‌های خاک و یا نصب اعضای باربر سازه‌ای همانند ستون‌های سنگی افزایش یابد. ستون‌های سنگی اعضای باربر سازه‌ای محسوب می‌شوند که می‌توانند سبب افزایش ضریب اطمینان شبروانی‌های خاکی شوند؛ این روش پایدارسازی، علاوه بر سادگی و راحتی اجرا در نواحی شیب‌ها، از نقطه نظر اقتصادی نیز نسبت به سایر روش‌های متداول اجرایی، مقرون به صرفه است. ستون‌های سنگی می‌توانند سبب افزایش ظرفیت باربری، کاهش میزان نرخ نشست، افزایش مقاومت برشی خاک پیرامونی، کنترل روانگرایی و ایجاد شرایط زهکشی شوند. ستون‌های سنگی به عنوان اعضای مقاومی عمل می‌کنند که عموماً در معرض نیروهای جانبی قرار دارند، بنابراین استفاده از پوشش ژئوتکستایل به عنوان ورقه‌های افقی درون ستون سنگی، سبب افزایش مقاومت برشی ستون سنگی و در نتیجه، افزایش مقاومت برشی خاک پیرامون آن می‌شود.

تاریخچه استفاده از ستون‌های سنگی به سال ۱۸۳۰ برمی‌گردد [1]. مطالعات آزمایشگاهی و تحلیل‌های عددی نشان داده‌است که علت اصلی بهبود خاک مسلح‌شده با ستون سنگی، سختی بالاتر ستون سنگی نسبت به خاک اطرافش می‌باشد [2]. ستون‌های سنگی قابلیت استفاده به منظور پایدارسازی و جلوگیری از وقوع زمین لغزش را نیز دارند [3]. تثبیت شیب‌های خاکی

اطراف بزرگ‌راهایی هم‌چون آلاسکا، کالیفرنیا، فلوریدا، آیووا، کنتاکی، می‌سی‌سی‌پی، نیویورک، تگزاس، داکوتای جنوبی، ویرجینیا و ویسکونسین به کمک ستون‌های سنگی انجام شده‌است [4]. ظرفیت باربری و نشست شبروانی خاکی مسلح با ستون سنگی به کمک مدل‌سازی‌های آزمایشگاهی توسط وکلی و همکاران انجام شده‌است [5]. تأثیر و کارایی ظرفیت باربری ستون‌های سنگی به تنش جانبی وابسته است و در برخی خاک‌ها لازم است تا محصور کنندگی اضافی برای آن فراهم شود که در این زمینه، شیوه‌های متفاوتی برای بهبود عملکرد ستون‌های سنگی پیشنهاد شده است. ابوشی و همکاران [3]، قسمت بالایی ستون سنگی را با پوشش فلزی مسلح کرده‌اند. راثو و بهندری [6] استفاده از دوغاب سیمان را برای جلوگیری از شکم‌دادگی ستون سنگی پیشنهاد داده‌اند. ژوران و ریکوبونو [7] پیشنهاد کرده‌اند که قسمت بالای ستون سنگی با سیمان مخلوط شود. استفاده از لایه‌های ژئوگرید نیز برای بهبود عملکرد ستون‌های سنگی پیشنهاد شده‌است [8, 9, 1]. روش مؤثر دیگر برای فراهم کردن فشار محصورکنندگی مورد نیاز به منظور افزایش ظرفیت باربری ستون‌های سنگی، استفاده از لایه‌های مسلح‌کننده ژئوتکستایل می‌باشد. ایده ستون سنگی مسلح با پیچیدن لایه ژئوتکستایل به دور آن برای اولین بار توسط ون ایمپ [10] ارائه شده است. کتی و همکاران [11] اثرات تسلیحی پیچیدن ژئوتکستایل به دور شمع‌های ماسه فشرده را بررسی کرده‌اند. آزمایش‌های فشاری محصور نشده و سه‌محوری بر روی ستون‌های سنگی مسلح با ژئوتکستایل، بهبود عملکرد این پوشش را اثبات کرده است [12]. تحقیقات فردوسی شاهاندرستی و همکاران [۱۳] نشان داد که افزایش میزان سختی ژئوستتیک‌ها می‌تواند سبب کاهش تغییر مکان‌ها شود. نتایج تحلیل‌های عددی بر روی خاکریز مسلح با ژئوتکستایل، بهبود کارکرد خاکریز را نشان داده است [۱۴].

معرفی می‌گردد و به همین منظور یک سری مدل‌سازی‌های آزمایشگاهی انجام گرفته است و نتایج به دست آمده با روش تفاضل محدود سه بعدی ($FLAC^{3D}$) نیز مقایسه گردیده است. ذکر این نکته ضروری می‌باشد که در این پژوهش، هدف گسیختگی شیب و ایجاد تغییر شکل‌های پلاستیک در آن است و کرنش‌های کوچک و تغییر شکل‌های الاستیک به وجود آمده در شیب مورد توجه نخواهند بود.

مدل‌سازی‌های آزمایشگاهی جعبه آزمایش

جعبه آزمایش شامل پنج قسمت می‌باشد که عبارتند از: سیستم تأمین آب، محل ساخت مدل، قسمت زهکشی آب، تابلوهای پیزومتر و سیستم بارگذاری. جداره‌های شیشه‌ای جعبه به اندازه کافی صلب می‌باشند که شرایط کرنش مسطح را برای جلوگیری از جابه‌جایی‌ها حفظ کنند و اجازه مشاهده مدل را در زمان ساخت، بارش و بارگذاری می‌دهند. پیش از ساخت مدل‌ها، جداره‌های داخلی جعبه به خوبی به روغن آغشته می‌شوند تا اصطکاک با ماسه تا حد امکان کاهش یابد. جعبه آزمایش در شکل (۱) نشان داده شده است.



شکل ۱ جعبه آزمایش

مصالح آزمایش

ماسه. ماسه مورد استفاده در این پژوهش از نوع شسته است (شکل ۲). با انجام آزمایش برش مستقیم در حالت خشک و اشیاء پارامترهای مقاومتی ماسه مطابق جدول (۱) به دست آمده است. در این آزمایش از سه تنش عمودی ۰/۳، ۰/۶ و ۰/۹ کیلوگرم بر

مدل‌های تحلیلی برای آنالیزهای عددی ستون سنگی مسلح با ژئوتکستایل توسط محققان متعددی ارائه شده است [15-19]. بررسی عملکرد ستون‌های سنگی مسلح با ژئوستتیک‌ها به کمک روش‌های عددی مورد توجه پژوهشگران زیادی قرار گرفته است [20-26] و تحلیل تغییر شکل ستون‌های سنگی مسلح با ژئوستتیک بررسی شده است [27-34]. کمپفرت [35] با مطالعه بر روی کارایی ستون‌های مسلح، بهبود عملکرد این ستون‌ها را در مقابل ستون‌های سنگی معمولی نشان داده است. موروگسان و راجاگوپل [36] مجموعه‌ای از آزمایش‌های بارگذاری روی ستون‌های سنگی معمولی و ستون‌های سنگی مسلح انجام داده‌اند و به نتایج مطلوبی در این زمینه دست یافته‌اند. براساس نتایج تحقیقات حسین‌پور و همکاران [37] می‌توان گفت با استفاده از ژئوستتیک، تنش قائم بسیج شده روی ستون افزایش می‌یابد، تنش قائم روی خاک اطراف کاهش پیدا می‌کند و پوشش افقی ورقه‌های ژئوتکستایل سبب کاهش میزان نشست می‌شود. تحقیقات نظری افشار و قضاوی [38] نشان می‌دهد که شکم‌دادگی جانبی در ستون‌های سنگی مسلح با ژئوتکستایل به دلیل محصورشدگی جانبی اضافی که توسط ژئوتکستایل فراهم می‌شود، کمتر از ستون‌های سنگی معمولی است و لایه‌های افقی ژئوتکستایل این ویژگی را دارند که اگر یکی از ورقه‌های مسلح‌کننده در نصب یا بارگذاری دچار آسیب شود، لایه‌های دیگر به نقش تسلیحی خود ادامه دهند. نتایج تحقیقات هونگ و همکاران [39] نشان داده است که ستون‌های سنگی مسلح شده با ژئوتکستایل در زمان گسیختگی، ظرفیت باربری بیشتری نسبت به ستون‌های سنگی معمولی دارند.

علی‌رغم تحقیقات گسترده‌ای که در زمینه ستون‌های سنگی مسلح با ژئوتکستایل به آنها اشاره شد، استفاده از این پوشش، در مسلح‌سازی و افزایش پایداری شیب‌های خاکی مورد مطالعه قرار نگرفته است و به عنوان راهکاری جدید، در این مطالعه آزمایشگاهی، استفاده از این شیوه در مسلح‌سازی شیب ماسه‌ای

موقعیت‌های مختلف جعبه آزمایش کنترل گردیده است. هم‌چنین در زمان اجرا و ساخت شیب‌های خاکی، هیچ‌گونه جابه‌جایی‌های قابل مشاهده‌ای رؤیت نگردیده است.

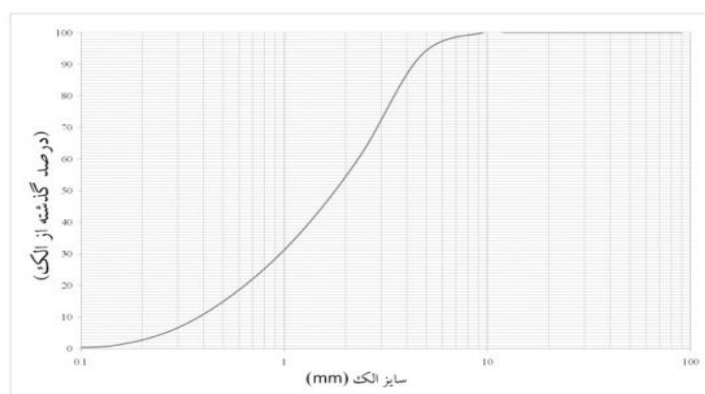


شکل ۲ ماسه شسته استفاده شده در آزمایشگاه

سانتی متر مربع استفاده شده است و تنش‌های برشی اعمالی هم به ترتیب عبارتند از ۰/۳۰۵، ۰/۵۶۶ و ۰/۸۱۱ کیلوگرم بر سانتی متر مربع. سرعت دستگاه برش هم ۰/۰۵ میلی متر بر دقیقه می باشد و ابعاد نمونه هم ۵ × ۵ × ۲ سانتی متر است.

دانه‌بندی ماسه توسط روش الک خشک انجام شده و نمودار آن در شکل (۳) آورده شده است (مقدار ریزدانه این ماسه کمتر از ۰/۲۸۵ درصد بوده است).

بستر ماسه‌ای در لایه‌های با ضخامت ۵۰ میلی متر توسط روش بارش که در آن ماسه از ارتفاع مشخص و کنترل شده‌ای ریخته می‌شود، ساخته شده است تا تراکم یکنواختی در مدل ایجاد شود. تراکم خاکریز در طول آزمایش با جمع‌آوری نمونه‌هایی با حجم مشخص در



شکل ۳ نمودار دانه‌بندی ماسه

جدول ۱ مشخصات ماسه

وزن مخصوص (حالت خشک)	۱۶ کیلونیوتن بر متر مکعب
وزن مخصوص (حالت اشباع)	۱۸ کیلونیوتن بر متر مکعب
زاویه اصطکاک داخلی (حالت خشک)	۴۰ درجه
زاویه اصطکاک داخلی (حالت اشباع)	۳۶ درجه
چسبندگی	۰
مدول الاستیسیته [۴۰]	۴۰ مگا پاسکال
چگالی ویژه	۲/۶۵
نسبت پواسن [۴۰]	۰/۳
حداکثر نسبت تخلخل	۰/۶
حداقل نسبت تخلخل	۰/۳



شکل ۴ شن استفاده شده در آزمایشگاه

لایه ژئوتکستایل. در این پژوهش از ژئوتکستایل بافته نشده استفاده شده است، بنا بر اعلام شرکت تولیدکننده آن، مدول سختی ژئوتکستایل ۶۰۰۰ کیلونیوتن بر متر و مقدار مقاومت کششی آن هم ۲۰ مگاپاسکال می باشد. همچنین ضخامت این لایه نیز ۲ میلی متر است (شکل ۵). جدول (۳) مشخصات ژئوتکستایل را نشان داده است.



شکل ۵ لایه ژئوتکستایل استفاده شده در آزمایشگاه

جدول ۳ مشخصات ژئوتکستایل

ضخامت	۲ میلی متر
مدول الاستیسیته	۲۰ مگاپاسکال
سختی کششی	۴۰ کیلونیوتن بر متر

آزمایش های انجام شده و ساخت مدل ها

مدل های مورد نظر با روش بارش ساخته شده اند و از طریق جداره های شیشه ای جعبه آزمایش هم قابل مشاهده اند. به منظور بررسی اثر ستون سنگی مسلح با لایه های افقی ژئوتکستایل در شیب ماسه ای، سه نوع مدل

ستون سنگی. دانه بندی ستون سنگی از ذراتی تشکیل شده است که از الک شماره ۰/۵ اینچ عبور کنند و بر روی الک شماره ۴ باقی مانده باشند (شکل ۴). به کمک آزمایش برش مستقیم زاویه اصطکاک ستون سنگی در حالت خشک ۴۱ درجه و در حالت اشباع ۳۷ درجه به دست آمده است. برای ساخت ستون سنگی معمولی و ستون سنگی مسلح با ورقه های افقی ژئوتکستایل، از غلافی پلاستیکی به قطر ۳/۶ استفاده شده است (علت انتخاب این قطر برای ستون سنگی، محدودیت عرض جعبه بوده است و با انتخاب قطر ۳/۶ سانتی متری، تأثیر جداره های کناری بر ستون سنگی از بین رفته است). پیش از ساخت مدل، این غلاف پلاستیکی در محل مورد نظر قرار داده می شود و در حین ساخت مدل در هر مرحله، با توجه به میزان وزن مخصوص ستون، شن مورد نیاز درون آن ریخته و به وسیله میله مخصوص کوبش متراکم می شود. جدول (۲) خصوصیات فیزیکی شن مورد استفاده در ساخت ستون سنگی را نشان داده است.

جدول ۲ مشخصات شن

وزن مخصوص (حالت خشک)	۱۶ کیلونیوتن بر متر مکعب
وزن مخصوص (حالت اشباع)	۱۹ کیلونیوتن بر متر مکعب
زاویه اصطکاک داخلی (حالت خشک)	۴۱ درجه
زاویه اصطکاک داخلی (حالت اشباع)	۳۷ درجه
چسبندگی	۰
مدول الاستیسیته [40]	۱۰۰ مگا پاسکال
چگالی ویژه	۲/۶۰
نسبت پواسن [40]	۰/۲
حداکثر نسبت تخلخل	۰/۷۵
حداقل نسبت تخلخل	۰/۳۵

۳. پس از ساخت مدل، برای جلوگیری از آبشستگی سطح شیروانی از یک لایه نازک دوغاب روی سطح شیب استفاده شده است.

۴. اشباع کردن مدل به کمک بارش مصنوعی صورت گرفته است و دبی بارش ۲ لیتر بر دقیقه بوده است.

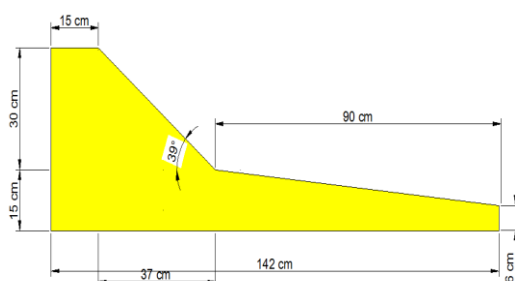
۵. عملیات زهکشی و خروج آب مخزن از طریق قسمت پایین دست جعبه آزمایش انجام می‌شود.

۶. قطر ستون سنگی ۳/۶ سانتی متر بوده است و به اندازه ۵ سانتی متر از کف جعبه فاصله دارد.

۷. خاکریز ماسه‌ای به صورت یک لایه‌ای اجرا شده است و وزن مخصوص شیب و ستون سنگی ۱۶ کیلونیوتن بر مترمکعب می‌باشد.

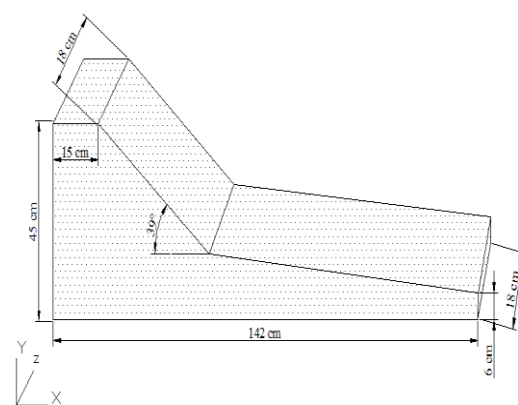
شیروانی غیرمسلح

هندسه این شیب در شکل (۷) نشان داده شده است. در ابتدا جداره‌های داخلی شیشه روغن کاری شده‌اند و پس از ساخت شیروانی غیرمسلح (شکل ۸)، شیروانی از نظر پایداری بدون مشکل بوده است؛ سپس مدل تحت بارش مصنوعی قرار داده شده است. این شیروانی پس از گذشت حدود ۴۰ دقیقه از فرآیند اشباع، دچار ترک‌هایی در وسط شیروانی گردیده و پس از گذشت دقایقی گسیختگی کامل در آن رخ داده است. شکل (۹) گسیختگی کامل شیروانی غیرمسلح را در اثر اشباع کامل نشان داده است.



شکل ۷ هندسه شیب غیرمسلح

ساخته و مورد مطالعه قرار گرفته است. مدل اول ساخت شیروانی خاکی غیرمسلح و سپس انجام عملیات بارش و اشباع نمونه می‌باشد، مدل دوم ساخت شیروانی مسلح به کمک ستون سنگی در وسط شیروانی و انجام عملیات بارش و اشباع آن است و مدل سوم ساخت شیروانی مسلح با ستون سنگی به همراه لایه‌های افقی ژئوتکستایل در وسط شیروانی و انجام عملیات بارش و اشباع نمونه می‌باشد. در هر مرحله از اعمال بار، مدت زمانی این بارهای اعمالی ثابت نگه داشته می‌شوند تا شیب تحت اثر آن بار به تعادل برسد، سپس گام بعدی بارگذاری انجام می‌شود. مشخصات و شرایطی که در زیر ارائه می‌شود برای هر سه مدل مشابه و یکسان می‌باشند. هندسه کلی مدل‌ها در شکل (۶) نشان داده شده است.

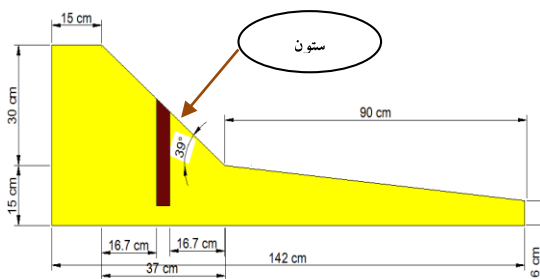


شکل ۶ هندسه کلی مدل‌ها

۱. برای از بین بردن اثر اصطکاک جداره‌های جعبه، پیش از شروع کار آنها به روغن آغشته می‌شوند تا اصطکاک آنها با ماسه تا حد ممکن، از بین برود.
۲. طول تاج شیروانی در هر سه مدل ۱۵ سانتی متر انتخاب گردیده است و زاویه شیب هم باتوجه به زاویه اصطکاک داخلی ماسه خشک (۴۰ درجه) ۳۹ درجه بوده است. ارتفاع شیب ۳۰ سانتی متر و ارتفاع کلی مدل ساخته شده ۴۵ سانتی متر بوده است.

ساخت مدل، به آرامی و با احتیاط کامل غلاف بیرون کشیده می شود. اشکال (۱۰)، (۱۱) و (۱۲) به ترتیب هندسه شیب، مدل ساخته شده و موقعیت قرارگیری ستون سنگی را نشان می دهند.

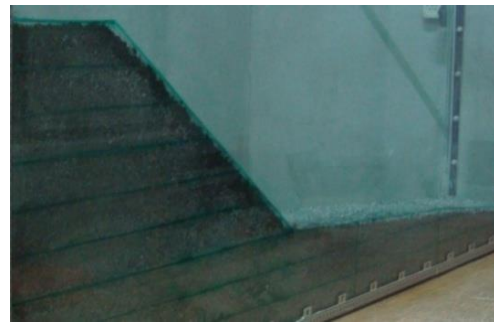
پس از تکمیل ساخت مدل، شیروانی تحت بارش مصنوعی قرار داده می شود و پس از اشباع کامل و با گذشت بیش از ۹۰ دقیقه هیچ گونه ترکی در شیروانی روی نمی دهد؛ پس می توان نتیجه گرفت پس از مسلح کردن با ستون سنگی ضریب اطمینان شیروانی افزایش یافته است. برای ایجاد گسیختگی، شیروانی تحت بارگذاری به صورت تدریجی قرار داده می شود (سرعت بارگذاری در حدود $\frac{1 \text{ Kg}}{10 \text{ min}}$ بوده است). شیروانی به صورت تدریجی بارگذاری می شود و بدون فروپاشی مقاومت بسیار خوبی از خود نشان می دهد. پس از بارگذاری روی تاج شیب، شیروانی در فشار ۶/۶۰ کیلو پاسکال دچار گسیختگی می گردد. در شکل (۱۳) سطح لغزش شیب گسیخته شده را می توان مشاهده کرد.



شکل ۱۰ هندسه شیب مسلح با ستون سنگی معمولی



شکل ۱۱ مدل شیب مسلح با ستون سنگی معمولی



شکل ۸ مدل شیب غیرمسلح

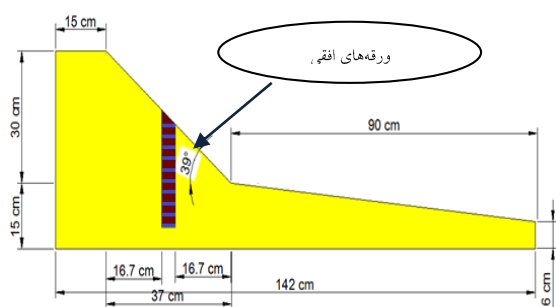


شکل ۹ گسیختگی شیب غیرمسلح

شیروانی مسلح با ستون سنگی معمولی

باتوجه به تحقیقات انجام شده [41]، موقعیت بهینه برای قرارگیری ستون سنگی، در وسط شیروانی می باشد؛ به همین دلیل برای انجام آزمایش در شیروانی مسلح، ستون سنگی در وسط شیروانی قرار داده شده است. برای این کار ابتدا جداره های داخلی شیشه جعبه و جداره های داخلی و خارجی غلاف ستون به روغن آغشته شده است (به منظور تسهیل در بیرون کشیدن غلاف پس از اتمام ساخت). پیش از آغاز کار، غلاف مورد نظر در محل مشخص شده (روی لایه ۵ سانتی متری اول) قرار داده می شود و همراه هر لایه خاکریزی و تراکم، شن درون غلاف ریخته می شود و متراکم می گردد. پس از اتمام

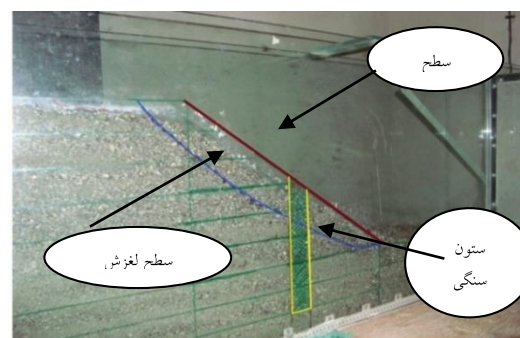
تدریجی قرار می‌گیرد (نرخ بارگذاری مشابه مدل پیشین بوده است). پس از بارگذاری تدریجی روی تاج، سرانجام شیب در فشار ۹/۰۹۰ کیلو پاسکال دچار گسیختگی می‌شود (ابتدا در وسط شیب و در محل ستون سنگی مسلح ترک عرضی ایجاد می‌شود و در نهایت گسیختگی کامل در مدل اتفاق می‌افتد). شکل (۱۷) سطح لغزش و جابه‌جایی ستون سنگی در شیب گسیخته شده را نشان می‌دهد.



شکل ۱۴ هندسه شیب مسلح با ستون سنگی تسلیح شده با ژئوتکستایل



شکل ۱۲ موقعیت قرارگیری ستون سنگی (وسط شیب)



شکل ۱۳ گسیختگی شیب مسلح با ستون سنگی معمولی

شیروانی مسلح با ستون سنگی تسلیح شده با لایه‌های افقی ژئوتکستایل

هندسه شیب در شکل (۱۴) نشان داده شده است. برای انجام این آزمایش همانند قبل، ستون سنگی مسلح در وسط شیب قرار داده می‌شود. پیش از آغاز کار، لایه‌های ژئوتکستایل با مقطع دایره‌ای به قطر ۳/۶ سانتی‌متر بریده می‌شوند (شکل ۱۵). این شیب مسلح با همان غلاف پلاستیکی که برای ساخت ستون سنگی معمولی استفاده شد، ساخته شده است و پس از هر دو سانتی‌متر ریختن شن در غلاف، دو صفحه افقی ژئوتکستایل بالای لایه شن قرار داده می‌شوند و گام بعدی که ریختن و تراکم شن است انجام می‌گیرد (شکل ۱۶). پس از تکمیل ساخت، مدل تا اشیاع کامل در معرض بارش مصنوعی قرار می‌گیرد و پس از گذشت بیش از ۸۰ دقیقه، همانند حالت شیب مسلح با ستون سنگی معمولی هیچ ترکی در این مرحله مشاهده نمی‌شود و شیب کاملاً پایدار باقی می‌ماند. در گام بعدی، شیب تحت بارگذاری



شکل ۱۵ ورقه‌های افقی ژئوتکستایل مورد استفاده در تسلیح ستون سنگی

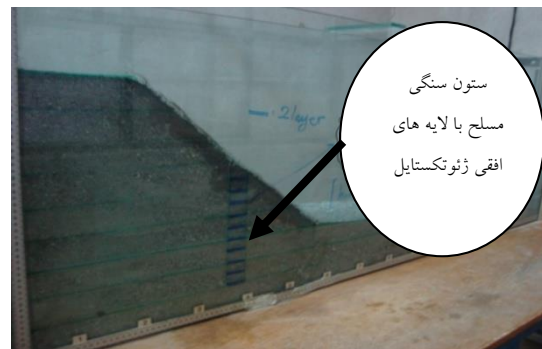
مدل شده در نرم افزار در جدول شماره (۴) نشان داده شده است.

جدول ۴ خصوصیات ژئومکانیکی مصالح در مدل سازی های عددی

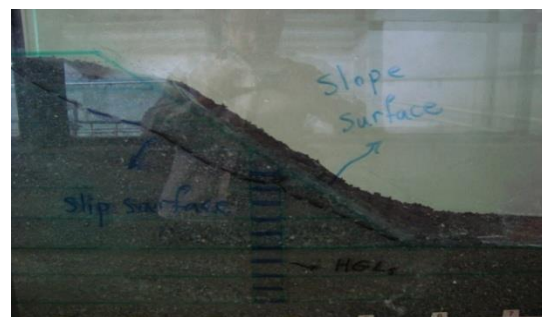
وزن مخصوص ماسه خشک	۱۶ کیلونیوتن بر متر مکعب
وزن مخصوص ماسه اشباع	۱۸ کیلونیوتن بر متر مکعب
وزن مخصوص ستون سنگی خشک	۱۶ کیلونیوتن بر متر مکعب
وزن مخصوص ستون سنگی اشباع	۱۹ کیلونیوتن بر متر مکعب
مدول بالک ماسه	$3/3 \times 10^7$ نیوتن بر متر مربع
مدول برشی ماسه	$1/5 \times 10^7$ نیوتن بر متر مربع
مدول بالک ستون سنگی	$5/6 \times 10^7$ نیوتن بر متر مربع
مدول برشی ستون سنگی	$4/2 \times 10^7$ نیوتن بر متر مربع
چسبندگی ماسه	۰
زاویه اصطکاک ماسه خشک	۴۰ درجه
زاویه اصطکاک ماسه اشباع	۳۶ درجه
چسبندگی ستون سنگی	۰
زاویه اصطکاک ستون سنگی خشک	۴۱ درجه
زاویه اصطکاک ستون سنگی اشباع	۳۷ درجه
مدول بالک ژئوتکستایل	$2/0 \times 10^9$ نیوتن بر متر مربع
مدول برشی ژئوتکستایل	$1/2 \times 10^9$ نیوتن بر متر مربع
تنش کششی ژئوتکستایل	$2/0 \times 10^7$ نیوتن بر متر مربع

تحلیل عددی شیروانی غیر مسلح

مدل شیب غیر مسلح در تحلیل عددی در شکل (۱۸) نشان داده شده است. پس از مدل سازی شیروانی غیر مسلح در حالت خشک مقدار ضریب اطمینان $1/12$ به دست می آید (شکل ۱۹) و شیروانی در این حالت پایدار است. سپس شیروانی در حالت اشباع مدل سازی می شود؛ در حالت اشباع شیروانی دچار گسیختگی می گردد و مقدار ضریب اطمینان آن $0/97$ به دست می آید (شکل ۲۰). این دو مورد دقیقاً همانند آن چیزی است که در آزمایشگاه مشاهده گردیده است.



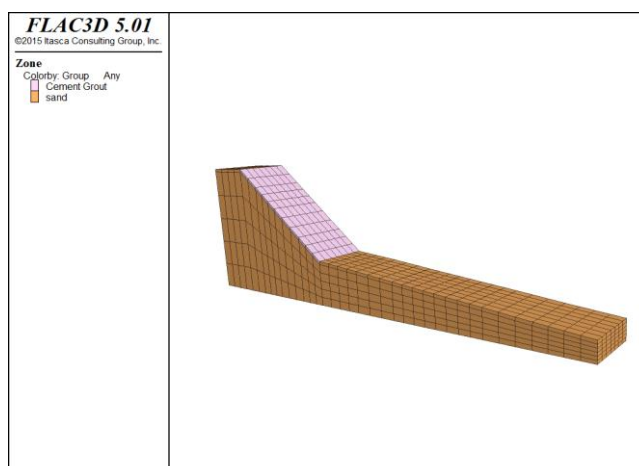
شکل ۱۶ نحوه ساخت شیب مسلح با ستون سنگی مسلح



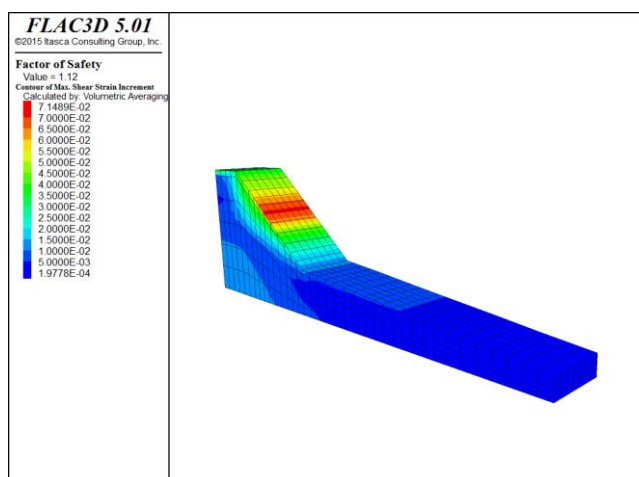
شکل ۱۷ ایجاد ترک و گسیختگی کامل شیب مسلح با ستون سنگی تسلیح شده با ژئوتکستایل

تحلیل های عددی با نرم افزار FLAC^{3D}

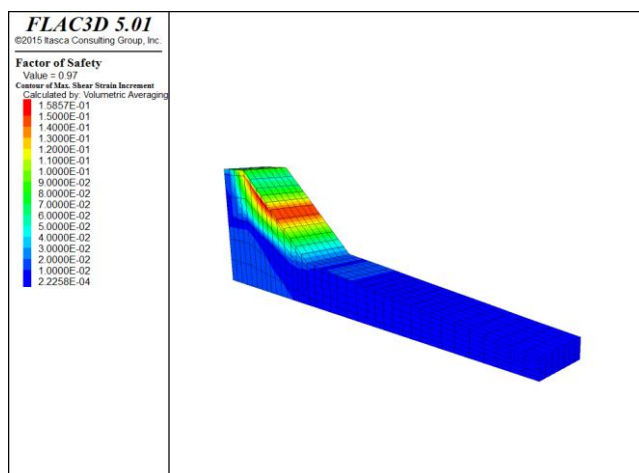
تحلیل های عددی به روش تفاضل محدود سه بعدی و با نرم افزار FLAC^{3D} صورت گرفته است و مدل سازی برای هر سه حالت شیب غیر مسلح، شیب مسلح با ستون سنگی معمولی و شیب مسلح با ستون سنگی تسلیح شده با ورقه های افقی ژئوتکستایل انجام شده است. نتایج تحلیل های عددی به خوبی تصدیق کننده نتایج مدل سازی های آزمایشگاهی می باشند. ویژگی شیب های



شکل ۱۸ شیب غیر مسلح در تحلیل عددی



شکل ۱۹ تحلیل و مقدار ضریب اطمینان شیب غیر مسلح خشک



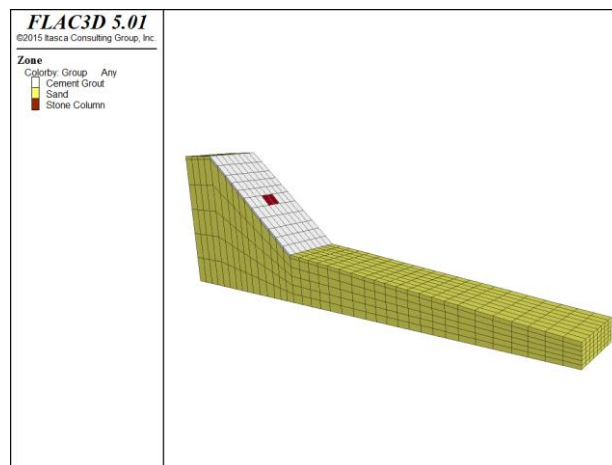
شکل ۲۰ تحلیل و مقدار ضریب اطمینان شیب غیر مسلح اشباع (بدون بارگذاری)

تحلیل شیروانی مسلح با ستون سنگی معمولی

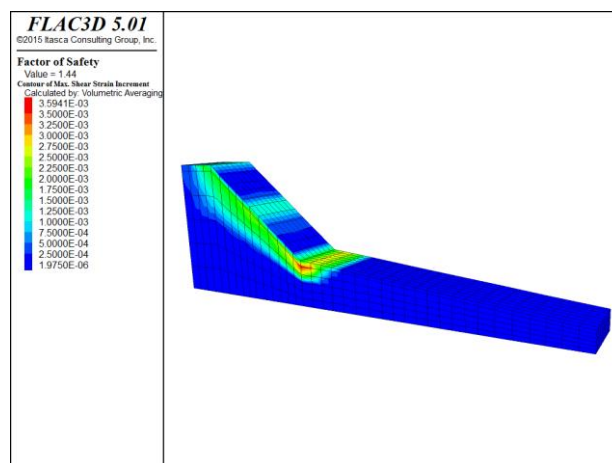
در گام بعدی شیروانی مسلح با ستون سنگی معمولی مورد تحلیل عددی قرار می‌گیرد (مدل تحلیلی این شیب در شکل (۲۱) نشان داده شده است). در این مدل، ستون سنگی به صورت یک المان مکعب مربع مدل شده است که صحت این فرض قبلاً به اثبات رسیده است [24, 42]. ابتدا شیروانی مسلح در حالت خشک تحلیل می‌شود و مقدار ضریب اطمینان آن $1/44$ به دست می‌آید (شکل ۲۲). سپس شیب در حالت اشباع تحلیل می‌شود که مقدار ضریب اطمینان آن $1/24$ محاسبه شده است (شکل ۲۳). در مرحله آخر تحلیل این شیب در حالت بارگذاری تاج آن با همان مشخصات انجام می‌شود و بار

بحرانی برای ایجاد گسیختگی شیروانی $5/850$ کیلوپاسکال به دست می‌آید (شکل ۲۴).

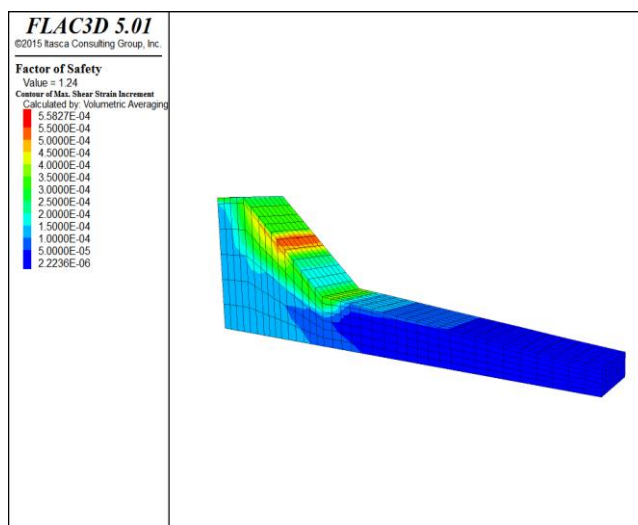
در آزمایشگاه مقدار تنش که سبب گسیختگی شیروانی می‌شود، $6/060$ کیلوپاسکال است و این مقدار در تحلیل عددی $5/850$ به دست آمده است و اختلاف آنها کمتر از ۱ درصد می‌باشد. مدل سازی آزمایشگاهی دارای برخی خطاهای غیر قابل کنترل می‌باشد از جمله تأثیر جدارهای کناری (حتی در حالت آغشته شده به روغن)، عملکرد زهکشی ستون سنگی و نیز فرض مکعبی بودن ستون سنگی در نرم افزار درحالی که در آزمایشگاه ستون سنگی به صورت استوانه‌ای بوده است.



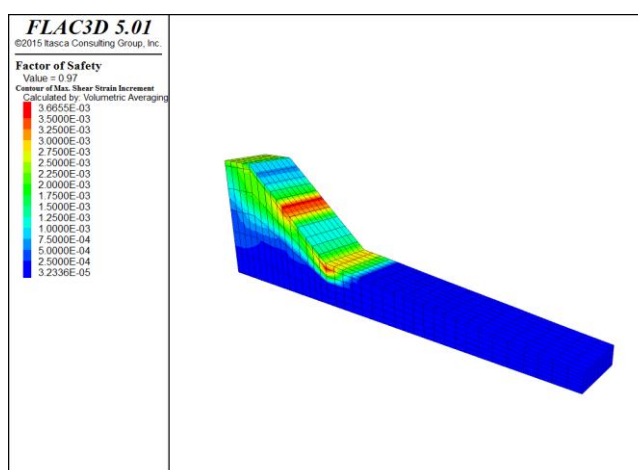
شکل ۲۱ شیب مسلح در تحلیل عددی



شکل ۲۲ تحلیل و مقدار ضریب اطمینان شیب مسلح با ستون سنگی معمولی خشک



شکل ۲۳ تحلیل و مقدار ضریب اطمینان شیب مسلح با ستون سنگی معمولی اشباع



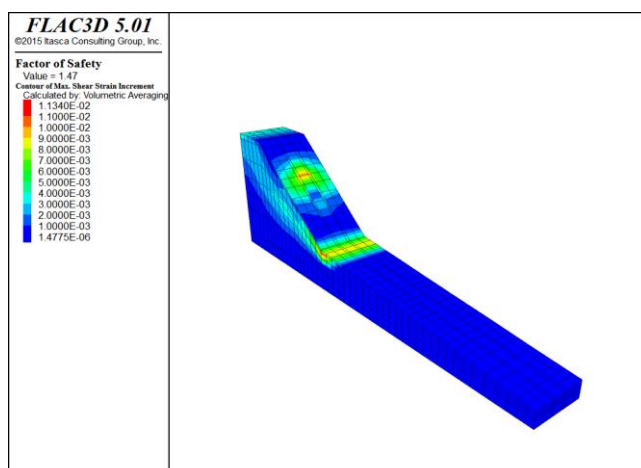
شکل ۲۴ تحلیل و مقدار ضریب اطمینان شیب مسلح ستون سنگی معمولی اشباع با بارگذاری (بار بحرانی ۵/۸۵۰ کیلوپاسکال)

مشخصات تحلیل می‌شود و بار بحرانی برای گسیختگی شیب مقدار ۸/۲۷۸ کیلوپاسکال به دست می‌آید (شکل ۲۷).

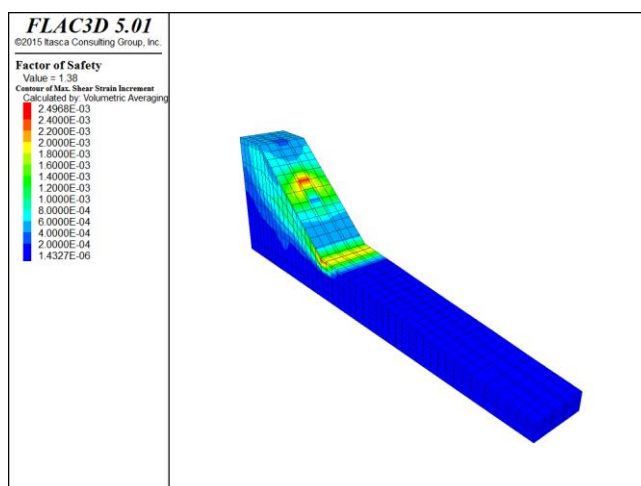
در آزمایشگاه مقدار باری که سبب گسیختگی این شیب شده است، ۹/۰۹۰ کیلوپاسکال بوده است و این مقدار در حالت تحلیل عددی ۸/۲۷۸ به دست آمده است. این مقادیر تطابق بسیار خوبی با یکدیگر دارد. نتایج تحلیل‌های عددی و آزمایشگاهی در جدول (۵) ارائه شده است.

تحلیل شبروانی مسلح با ستون سنگی تسلیح شده با ورقه‌های افقی ژئوتکستایل

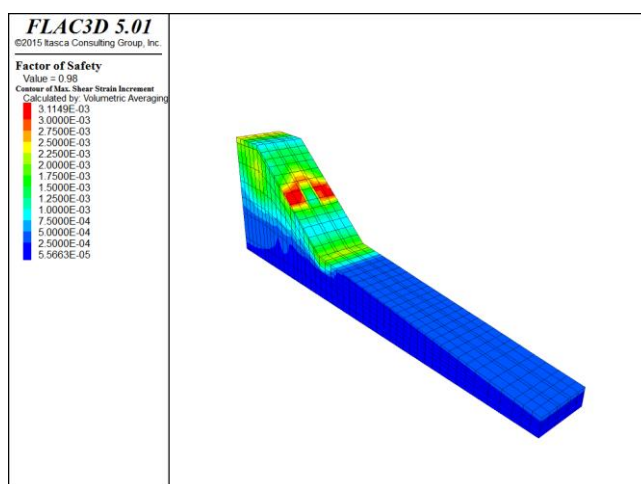
در گام سوم، شیب مسلح با لایه‌های افقی ژئوتکستایل تحلیل و بررسی می‌شود. در این مدل، ستون سنگی به صورت المان مربعی با لایه‌های افقی ژئوتکستایل درون آن مدل‌سازی می‌گردد. در ابتدا، شیب خشک تحلیل می‌شود و مقدار ضریب اطمینان ۱/۴۷ به دست می‌آید (شکل ۲۵). سپس شیب اشباع مدل‌سازی می‌شود و ضریب اطمینان آن ۱/۳۸ به دست می‌آید (شکل ۲۶). در مرحله آخر، شیب تحت شرایط بارگذاری با همان



شکل ۲۵ تحلیل و مقدار ضریب اطمینان شیب مسلح با ستون سنگی مسلح خشک



شکل ۲۶ تحلیل و مقدار ضریب اطمینان شیب مسلح با ستون سنگی مسلح اشباع



شکل ۲۷ تحلیل و مقدار ضریب اطمینان شیب مسلح ستون سنگی مسلح اشباع با بارگذاری (بار بحرانی ۸/۲۷۸ کیلو پاسکال)

جدول ۵ ظرفیت باربری شیب‌ها در مدل‌سازی‌های عددی و آزمایشگاهی

تحلیل عددی	مدل‌سازی آزمایشگاهی	
ناپایدار	ناپایدار	شیب غیر مسلح در حالت اشباع
۰	۰	ظرفیت باربری شیب غیر مسلح در حالت اشباع
پایدار	پایدار	شیب مسلح با ستون سنگی معمولی در حالت اشباع
۵/۸۵۰ کیلوپاسکال	۶/۰۶۰ کیلوپاسکال	ظرفیت باربری شیب مسلح با ستون سنگی معمولی در حالت اشباع
پایدار	پایدار	شیب مسلح با ستون سنگی تسلیح شده با ژئوتکستایل در حالت اشباع
۸/۲۷۸ کیلوپاسکال	۹/۰۹۰ کیلوپاسکال	ظرفیت باربری شیب مسلح با ستون سنگی تسلیح شده با ژئوتکستایل در حالت اشباع

به دلیل دخالت عوامل پیچیده و متعدد در این زمینه، ایجاد شرایط کاملاً مشابه بین مدل آزمایشگاهی و نمونه اصلی امکان‌پذیر نمی‌باشد و باید تصمیم‌گیری در مورد عوامل مؤثر در اثرات مقیاس به قضاوت محققان در این زمینه واگذار شود.

بحث و نتیجه‌گیری

در این پژوهش، تعدادی مدل‌سازی آزمایشگاهی برای شیب ماسه‌ای مسلح با ستون سنگی معمولی و ستون سنگی تسلیح شده با پوشش ژئوتکستایل انجام شده است و نتایج حاصل با استفاده از نرم‌افزار تفاضل محدود سه بعدی صحت‌سنجی شده‌اند. ستون سنگی مسلح شده با ژئوتکستایل ظرفیت باربری شيروانی را نسبت به حالت ستون سنگی معمولی در حدود ۱/۵ برابر افزایش داده و پایداری شیب را به اندازه‌ای در حدود ۵۰ درصد بهبود بخشیده است. این افزایش ظرفیت باربری شیب ناشی از مقاومت کششی و مدول الاستیسیته بالایی می‌باشد که ورقه‌های ژئوتکستایل برای ستون سنگی فراهم می‌کنند. ستون سنگی مانع توسعه صفحه گسیختگی می‌شود و در برابر تغییر شکل‌های جانبی به دلیل جابه‌جایی محل ستون سنگی در حین بارگذاری مقاومت می‌کند. استفاده از مسلح‌کننده ژئوتکستایل به شکل ورقه‌های افقی، مقاومت در برابر بارهای اعمالی را به خوبی

اثرات مقیاس و تحلیل ابعادی

واضح است که به دلیل اثرات مقیاس و طبیعت خاک‌ها (به ویژه خاک‌های ماسه‌ای)، خاک‌ها ممکن است همان نقشی را که در مدل‌های آزمایشگاهی ایفا می‌کنند در نمونه اصلی نداشته باشند. این تفاوت‌ها در ابتدا به علت تفاوت در تراز تنش بین آزمایش‌های مدلی و آزمایش‌های صحرایی اتفاق می‌افتاد [43]. با توجه به این موضوع سواف [44] پیشنهاد کرده است که استفاده از مدل‌های 1-g می‌تواند فقط در پیش‌بینی‌های رفتارهای کلی نمونه‌های اصلی به کار برود. هجد و سیت‌هارام [45] توضیح داده‌اند که آزمایش‌های کوچک مقیاس در شرایط 1-g به دست‌یابی تقریب مناسب اطلاعات در مورد رفتار کلی نمونه‌های اصلی، سریع‌تر و ساده‌تر از آزمایش‌های بزرگ مقیاس کمک می‌کنند، هرچند که آزمایش‌های بزرگ مقیاس کنترل بهتری در مورد پارامترهای کلیدی نمونه مورد نظر دارند. نکته مهم در این زمینه این است که نتایج آزمایش‌های کوچک مقیاس متأثر از اثرات مقیاس هستند و نتایج به دست آمده در شرایط آزمایش‌های 1-g مستقیماً برای حالت نمونه اصلی قابل کاربرد نیستند. همان‌طور که توسط فاخر و جونز [46] پیشنهاد شده است، نتایج آزمایش‌های کوچک مقیاس را می‌توان با استفاده دقیق از قوانین مقیاس برای نمونه‌های اصلی هم به کار برد. آنان هم‌چنین هشدار می‌دهند که

افزایش می‌دهد و پایداری شیب را بهبود می‌بخشد. استفاده از لایه‌های افقی ژئوتکستایل درون ستون سنگی تغییری در حالت شکست ستون ایجاد نمی‌کند و شکست هر دو ستون سنگی (ستون سنگی معمولی و ستون سنگی مسلح با ژئوتکستایل) به صورت گسیختگی برشی می‌باشد. استفاده از ستون سنگی مسلح با ژئوتکستایل، یک روش مفید و کارآمد می‌باشد که علاوه بر سادگی و راحتی اجرا، توانایی تثبیت شیب‌های در معرض خطر را به خوبی دارا می‌باشد.

با این حال، رفتار شیب‌های طبیعی ممکن است با آنچه که در این پژوهش انجام گرفته است متفاوت باشد، به همین منظور تحقیقات بیشتر در این زمینه و استفاده از آزمایش‌های دیگری همچون آزمایش‌های بزرگ مقیاس پیشنهاد می‌شود.

مراجع

1. Fattah, M. Y. and Majeed, Q. G., "Finite Element Analysis of Geogrid Encased Stone Columns", *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 30, Pp. 713-726, (2012).
2. Ambily, A. P. and Gandhi. S. R., "Behavior of Stone Columns Based on Experimental and FEM Analysis", *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 133, (2007).
3. Aboshi, H., Ichimoto, E., Enoki, M. and Harada, K., "The Composer - A Method to Improve Characteristics of Soft Clay by Inclusion of Large Diameter Sand Columns", *Proceedings of the International Conference on Soil Reinforcement: Reinforced Earth and other Techniques*, Paris, Vol. 1, Pp. 211-216, (1979).
4. Xanthakos, P. P., Amberson, L. W. and Bruce, D., "Ground Control and Improvement", New York, John Wiley & Sons, (1994).
5. Vekli, M., Aytekin, M., Ikizler, S. B. and Calik, U., "Experimental and Numerical Investigation of Slope Stabilization by Stone Columns", *Natural Hazards*, Vol. 64, No. 1, Pp. 797-820, (2012).
6. Rao, B. G. and Bhandari, R. K., "Skirting - A New Concept in Design of Heavy Storage Tank Foundation", *Proceedings of the 6th South-East Conference on soil Engineering*, Taipei, Taiwan, Pp. 283-300, (1980).
7. Juran, I. and Riccobono, O., "Reinforced Soft Soils with Artificially Cemented Compacted-sand Columns", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 117, No. 7, Pp. 1042-1060, (1991).
8. Sharma, R. S., Kumar, B. R. P., and Nagendra, G., "Compressive Load Response of Granular Piles Reinforced with Geogrids", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 41, No. 1, Pp. 187-192, (2004).
9. Gniel, J. and Bouazza A., "Improvement of Soft Soils Using Geogrid Encased Stone Columns", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 27, Pp. 167-175, (2009).
10. Van Impe, W. F., "Soil Improvement Techniques and Their Evolution", Balkema, Rotterdam, The Netherlands, (1989).
11. Katti, R. K., Katti, A. R. and Naik, S., "Monograph to Analysis of Stone Columns with and Without Geosynthetic Encasement", CBIP Publication, New Delhi, (1993).

12. Al-Joulani, M. A., "Laboratory and Analytical Investigation of Sleeve Reinforced Stone Columns", Ph.D. Thesis, Carleton Univ., Ottawa, Ontario, Canada, (1995).
۱۳. فردوسی شاهاندشتی، آتنا، مقدس‌نژاد، فریدون، افلاکی، اسماعیل، «بررسی عددی پایداری دیوارهای خاکی مسلح با ژئوستتیک»، نشریه مهندسی عمران دانشگاه فردوسی مشهد، سال ۲۷، ش. ۱، (۱۳۹۴).
۱۴. بدو، کاظم، امامی، رقیه، «پیش‌بینی و چگونگی در اختیار گرفتن نشست خاکریز ساخته شده روی پی سست با مسلح سازی به کمک ژئوتکستایل (مطالعه موردی بزرگراه شهید کلانتری)»، نشریه مهندسی عمران دانشگاه فردوسی مشهد، سال ۲۲، ش. ۲، (۱۳۹۰).
15. Raithel, M. and Kempfert, H. G., "Calculation Models for Dam Foundations with Geotextile Coated Sand Columns", *Proceedings of the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering*, Melbourne, (2000).
16. Raithel, M., Kempfert, K. G. and Kirchner, A., "Geotextile- Encased Columns (GEC) for foundation of a dike on very soft soils", *Proceedings of the 7th International Conference on Geosynthetics*, Nice, France, Pp. 1025-1028, (2002).
17. Raithel, M., Kuster, V., and Lindmark, A., "Geotextile encased columns - A Foundation System for Earth Structures, Illustrated by a Dyke Project for a Works Extension in Hamburg", Nordic Geotechnical Meeting NGM 2004, Ystad, Sweden. (2004).
18. Raithel, M. and Kirchner, A., "Calculation Techniques and Dimensioning of Encased Columns - Design and State of the Art", *Proceedings of the 4th Asian Regional Conference on Geosynthetics*, June 17-20, Sanghai, China, (2008).
19. Pulko, B., Majes, B., Logar, J., "Geosynthetic-encased Stone Columns: Analytical Calculation Model", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 29, Pp. 29-39 (2011).
20. Murugesan, S. and Rajagopal, K., "Model Tests on Geosynthetic Encased Stone Columns", *Journal of the Geosynthetics International*, Vol. 14, No. 6, Pp. 346-354, (2007).
21. Malarvizhi, I., "Comparative Study on the Behavior of Encased Stone Column and Conventional Stone Column", *Soil and Foundations. Japanese Geotechnical Society*, Vol. 47, No. 5, Pp. 873-855, (2007).
22. Lo, S. R., Zhang, R. and Mak, J., "Geosynthetic-encased Stone Columns in Soft Clay: A Numerical Study", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 28, No. 3, Pp. 292- 302, (2010).
23. Khabazian, M., Kaliakin, V. N. and Meehan, C. L., "3D Numerical Analyses of Geosynthetic Encased Stone Columns", *ASCE Conference Proceedings*, Pp. 201-208, (2010).
24. Keykhosropur, L., Soroush, A. and Imam, R., "3D Numerical Analyses of Geosynthetic Encased Stone Columns", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 35, Pp. 61-68, (2012).
25. Almeida, M. S. S., Hosseinpour, I. and Riccio, M., "Performance of a Geosynthetic Encased Column (GEC) in Soft Ground: Numerical and Analytical Studies", *Geosynthetics International*, Vol. 20, No. 4, Pp. 252-262, (2013).

26. Elsawy, M .B. D., "Behaviour of Soft Ground Improved by Conventional and Geogrid-encased Stone Columns, Based on FEM Study", *Geosynthetics International*, Vol. 20, No. 4, Pp. 276-285, (2013).
27. Kempfert, H. G., Raithel, M. and Jaup, A., "Model Tests for Analysis of the Bearing and Deformation Behavior of Column Foundations", *Proceedings of 12th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure*, Balkema, Rotterdam, Pp. 1521-1526, (1999).
28. Raithel, M. and Kempfert, H. G., "Calculation Models for Dam Foundations with Geosynthetic Coated Sand Columns", *Proceedings of International Conference on Geotechnical & Geological Engineering. GeoEng*, Melbourne Australia, Pp. 347-352, (2000).
29. Geduhn, M., Raithel, M. and Kempfert, H. G., "Practical Aspects of the Design of Deep Geosynthetic Coated Sand Columns for the Foundation of a Dike on Very Soft Soils", *Proceedings of 4th International Symposium on Earth Reinforcement: Landmarks in Earth Reinforcement*, Vol. 1, Pp. 545-548. Fukuoka, Kyushi, Japan, (2001).
30. Alexiew, D., Brokemper, D. and Lothspeich, S., "Geosynthetic Encased Columns (GEC): Load Capacity, Geosynthetic Selection and Pre-design Graphs", *Contemporary Issues in Foundation Engineering*. ASCE, New York, USA, Pp. 497-510. Geotechnical Special Publication, No. 131, (2005).
31. Black, J. A., Sivakumar, V., Madhav, M. R. and Hamill, G. A., "Reinforced Stone Columns in Weak Deposits: Laboratory Model Study", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 133, No. 9, Pp. 1154-1161, (2007).
32. Wu, C. S., Hong, Y. S. and Lin, H. C., "Axial Stress-relation of Encapsulated Granular Column" *Computers and Geotechnics*, Vol. 36, No. 2, Pp. 226-240, (2008).
33. Joel, G. and Abdelmalek, B., "Improvement of Soft Soils Using Geogrid Encased Stone Columns", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 27, No. 3, Pp. 167-175, (2009).
34. Zhang, Y. P., Li, T. and Wang, Y., "Theoretical Elastic Solutions for Foundations Improved by Geosynthetic-encased Columns", *Geosynthetics International*, Vol. 18, No. 1, Pp. 12-20, (2011).
35. Kempfert, H. G., "Ground Improvement Methods with Special Emphasis on Column-type Techniques", *In: International Workshop on Geotechnics of Soft Soils - Theory and Practice*, Netherlands, Pp. 101–112, (2003).
36. Murugesan, S. and Rajagopal, K., "Studies on the Behavior of Single and Group of Geosynthetic Encased Stone Columns", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE Vol. 136, No. 1, Pp. 129-139, (2010).
37. Hosseinpour, I., Riccio, M. and Almeida, M. S. S., "Numerical Evaluation of Granular Column Reinforced by Geosynthetics Using Encasement and Laminated Disks", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 42, No. 4, Pp. 363-373, (2014).

38. NazariAfshar, J. and Gazavi, M., "Experimental Studies on Bearing Capacity of Geosynthetic Reinforced Stone Columns", *Arabian Journal of Science and Engineering*, Vol. 39, Pp. 1559-1571, (2014).
39. Hong, Y. S., Wu, C. S. and Yu, Y. S., "Model Tests on Geotextile-encased Granular Columns under 1-g and Undrained Conditions", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 44, Pp. 13-27, (2016).
40. Das, B. M., "Advanced Soil Mechanics", Fourth edition, CRC Press.
41. Hajiazizi, M. and Mazaheri, A. R., "Use of Line Segments Slip Surface for Optimized Design of Piles in Stabilization of Earth Slopes", *International Journal of Civil Engineering*, No. 1, Transaction B: Geotechnical engineering, Vol. 13, (2015).
42. Murugesan, S. and Rajagopal, K., "Geosynthetic-encased Stone Columns: Numerical Evaluation", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 24, Pp. 349-358, (2006).
43. Vesic, A. S., "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations", *Soil Mechanics and Foundation*, Vol. 99, No. 1, Pp. 45-73, (1973).
44. Sawwaf, M., "Strip Footing Behavior on Pile and Sheet Pile-stabilized Sand Slope", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 131, No. 6, Pp. 705-715, (2005).
45. Hegde, A. M. and Sitharam, T. G., "Experimental and Numerical Studies on Protection of Buried Pipeline Sand Underground Utilities Using Geocells", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 43, No. 5, Pp. 372-381, (2015).
46. Fakher, A. and Jones, C. J. F. P., "Discussion on Bearing Capacity of Rectangular Footings on Geogrid Reinforced Sand. by Yetimoglu, T., Wu, J. T. H., Saglamer, A., 1994", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 122, Pp. 326-327, (1996).

معرفی دو اصلاح مؤثر برای بهبود پیش‌بینی رفتار دینامیکی خاک‌های دانه‌ای در مدل رفتاری پاستور-زینکوویچ*

امین ایرجی^(۱)

چکیده دو اصلاح مؤثر برای بهبود پیش‌بینی رفتار دینامیکی خاک‌های دانه‌ای توسط مدل رفتاری خمیری تعمیم‌یافته (Generalized plasticity) پاستور-زینکوویچ (Pastor-Zienkiewicz, PZ) معرفی شده‌است. اصلاح اول برای در نظر گرفتن پدیده اثر سست‌شوندگی در بارگذاری متناوب خاک‌های دانه‌ای متراکم و اصلاح دوم برای بهبود پیش‌بینی پدیده رچتینگ (Ratcheting) یعنی کرنش‌های خمیری پیش‌رونده در خاک‌های دانه‌ای تحت بارگذاری متناوب اعمال شده‌است. از سه آزمایش سه‌محوری و سه آزمایش کرنش مسطح تحت بارگذاری متناوب برای صحت‌سنجی مدل اصلاح‌شده استفاده شده‌است. در هر دو اصلاح مذکور، پیش‌بینی تغییرات تنش در مقابل کرنش و همچنین تغییرات کرنش حجمی رضایت‌بخش بوده‌اند؛ با این حال نتایج پیش‌بینی تغییرات کرنش حجمی در اصلاح دوم نسبت به اصلاح اول تطابق بیشتری با آزمایش‌ها داشتند.

واژه‌های کلیدی نظریه خمیری تعمیم‌یافته، اصلاح مدل رفتاری، خاک‌های دانه‌ای متراکم، شبیه‌سازی بارگذاری متناوب، سست‌شوندگی، رچتینگ.

Introducing Two Effective Modifications for Pastor-Zienkiewicz Model for Improvement of Dynamic Simulation Capability of Granular Soils

A. Irajy

Abstract Two effective modifications were introduced for Pastor-Zienkiewicz (PZ) model to improve the prediction of dynamic behavior of granular soils. The first modification was implementation of degradation effect for dense granular soils under cyclic loading, and the second was improvement of ratcheting effect for granular soils under cyclic loading. Three cyclic triaxial tests and three cyclic plane strain test were used to validate the introduced modifications. Predictions of stress versus strain for both of modifications were satisfactory. However, predictions of volumetric strain for the second modification were better than those of the first modification.

Key Words Generalized plasticity theory; Modification of constitutive law; Dense granular soils; Simulation of cyclicloading; Degradation; Ratcheting

* تاریخ دریافت مقاله ۹۶/۱/۲۲ و تاریخ پذیرش آن ۹۷/۱۲/۱۲ می‌باشد.

Email: a.iraji@urmia.ac.ir

(۱) نویسنده مسئول، استادیار، دانشکده فنی مهندسی خوی، دانشگاه ارومیه.

مقدمه

تحلیل و طراحی دقیق سازه‌های ژئوتکنیکی تحت بارهای دینامیکی و لرزه‌ای یکی از چالش‌های مهندسان و محققان در دهه‌های اخیر می‌باشد. بسیاری از سازه‌های ژئوتکنیکی در شرایط بهره‌برداری عادی و تحت بارهای استاتیکی به‌طور معمول معیارهای طراحی را برآورده می‌کنند. با این حال در شرایط ویژه از جمله بارهای لرزه‌ای، مشکل پایداری یا تغییر شکل‌های بیش از حد مجاز بروز می‌کند که امکان بهره‌برداری را مختل می‌کنند. به‌طور کلی روش‌های مذکور را می‌توان در چند دسته اصلی شامل تعادل حدی، تحلیل حدی و روش‌های عددی دسته‌بندی کرد. از آنجا که تعیین مقاومت و تغییر شکل سازه‌ها همواره دو هدف اصلی محققان در این خصوص بوده‌است، لذا روش‌های عددی همواره کامل‌ترین روش به‌خصوص برای شبیه‌سازی دینامیکی معرفی شده‌است. مدل رفتاری دینامیکی مصالح به‌عنوان اصلی‌ترین مسأله در روش‌های عددی دینامیکی مطرح می‌باشد؛ خصوصاً این‌که رفتار مصالح ژئوتکنیکی عمدتاً به‌صورت غیرخطی و ارتجاعی خمیری می‌باشد. محققان مختلف مدل‌های رفتاری دینامیکی متنوعی را برای پیش‌بینی رفتار مصالح ژئوتکنیکی معرفی کرده‌اند. با این حال تعداد بسیاری از آنها تنها در حالت‌های مشخص تنش و شرایط مرزی، جواب‌های قابل قبولی ارائه می‌دهند؛ لذا اهمیت تحقیق و توسعه در خصوص مدل‌های رفتاری دینامیکی بیش از پیش نمایان می‌شود.

مدل رفتاری PZ (Pastor-Zienkiewicz) بر پایه تئوری خمیری تعمیم‌یافته تعریف شده‌است. نظریه اخیر توسط مروز و زینکوویچ [1] و زینکوویچ و مروز [2] معرفی شده و توسط پژوهشگران دیگر از قبیل زینکوویچ و همکاران [3] و پاستور و همکاران [4-6] توسعه داده شده‌است. این مدل قادر است تا رفتار ماسه‌های سست و متراکم را تحت شرایط استاتیکی و دینامیکی پیش‌بینی نماید. در مدل PZ از سطوح تسلیم و پتانسیل خمیری استفاده نشده و به‌جای آنها از گرادیان‌های سطح تسلیم

و پتانسیل خمیری استفاده شده‌است. این گرادیان‌ها در رابطه بین نرخ تنش و نرخ کرنش لحاظ می‌شوند. مهم‌ترین مزیت مدل PZ حالت نموی رابطه بین تنش و کرنش است که قادر است به‌آسانی رفتار خاک دانه‌ای را تحت بارگذاری‌های پیچیده دینامیکی شبیه‌سازی کند. پاستور و همکاران [6] این مدل را برای شبیه‌سازی روان‌گرایی و رفتار زهکشی‌نشده ماسه به‌کار بردند.

پژوهشگران مختلفی بر روی نظریه خمیری تعمیم‌یافته مطالعه نموده و آن را به روش‌های مختلفی توسعه داده‌اند. پاستور و همکاران [7] اثر ناهمسانی (Anisotropy) را در این مدل لحاظ کرده‌اند. باهدا و همکاران [8] مدل اصلی را تغییر داده‌اند و اثر پارامتر حالت و قانون سخت‌شوندگی دوگانه‌ای (Double hardening model) را در آن اعمال کرده‌اند. هم‌چنین نظریه خمیری تعمیم‌یافته برای مدل‌سازی خاک‌های نیمه‌اشباع و با روش عددی انتگرالسیون غیرصریح (Implicit integration method) توسعه داده شده‌است [9]. در مطالعه دیگر، پدیده تشکیل باند برشی (Shear band) در خاک‌های کاملاً اشباع و نیمه‌اشباع با روش dynamic strain localization و محیط چندفازی (فازهای جامد، مایع و گاز)، با استفاده از نظریه خمیری تعمیم‌یافته بررسی شده‌است [10]. لینگ و لیو [11] اثر وابستگی پارامترها را به سطح تنش و رفتار تراکمی ماسه تحت بارگذاری یک‌سویه و متناوب در نظر گرفتند. مرودو و همکاران [12] یک مدل توسعه‌یافته خمیری تعمیم‌یافته را ارائه نمودند که قادر به شبیه‌سازی پدیده شکست (Damage phenomenon) در مصالح ژئوتکنیکی می‌باشد. میرا و همکاران [13] در بخش الاستیک مدل و تغییر شکل‌های برگشت‌پذیر به‌جای فرمولاسیون هیپو-الاستیک (Hypo-elastic) که در مدل پایه به کار برده شده‌است، از فرمولاسیون هیپر-الاستیک (Hyper-elastic) استفاده کردند.

لشکری و لطیفی [14] یک اصلاحیه برای بهبود پیش‌بینی پدیده روانگرایی در ماسه توسط مدل رفتاری

مدل PZ، تغییر شکل‌های نهایی پیش‌بینی شده در نمونه‌های تحت بارگذاری متناوب، به‌خصوص با سیکل‌های کوچک بارگذاری و باربرداری بسیار بیشتر از نتایج واقعی می‌باشد. به عبارت دیگر مدل PZ قادر به پیش‌بینی مطلوب پدیده رچتینگ نیست و یک اصلاح دیگر در این خصوص ضروری به نظر می‌رسد (لازم به ذکر است که مفهوم پدیده رچتینگ بیشتر در مهندسی مکانیک و متالورژی کاربرد دارد و در این رشته‌ها نیز تاکنون معادل فارسی مناسبی برای این کلمه انتخاب نشده است. بیشترین کاربرد این واژه در ادبیات فنی به صورت «رچتینگ» است. با این حال در موارد کمی از عبارت «خزش سیکلی» نیز استفاده شده است). اصلاحیه اول مدل منجر به افزایش تعداد پارامترهای مدل نمی‌شود درحالی‌که در اصلاحیه دوم تعداد پارامترهای مدل به اندازه دو پارامتر افزایش می‌یابد. سه آزمایش سه-محوری و سه آزمایش کرنش مسطح تحت بارگذاری متناوب بر روی خاک‌های ماسه‌ای برای صحت‌سنجی استفاده شده‌اند. تغییرات تنش در مقابل کرنش و هم‌چنین تغییرات کرنش حجمی بررسی شده‌اند. در تمام شبیه-سازی‌های انجام شده شرایط زهکشی شده در نظر گرفته شده است. خاطرنشان می‌شود که مدل اصلاح شده تنها توانایی شبیه‌سازی رفتار دینامیکی در شرایط زهکشی شده را دارد و قابلیت شبیه‌سازی در شرایط زهکشی نشده را ندارد. مدل PZ ابتدا در زبان برنامه‌نویسی فرتن (FORTRAN) و سپس با استفاده از زبان برنامه‌نویسی فیش (FISH) در نرم‌افزار FLAC نوشته شده است.

تشریح مدل پاستور-زینکوویچ

مدل PZ ۱ سا سا در فضای سه‌محوری p, q, θ تعریف شده است. این مدل در بارگذاری یکسویه (Monotonic) به ۷ پارامتر و در بارگذاری متناوب به ۱۰ پارامتر نیاز دارد.

رابطه بین نرخ تنش و نرخ کرنش برای مصالحی که رفتار آنها تابع زمان نیست، به صورت زیر تعریف

پاستور-زینکوویچ-چان معرفی کردند. این اصلاحیه قابلیت پیش‌بینی روانگرایی ماسه در هنگام چرخش محورهای تنش اصلی را به مدل مذکور اضافه می‌کند. گلچین و لشکری [15] پدیده تغییرات ویژگی‌های ارتجاعی مصالح دانه‌ای در اثر تغییرات کرنش خمیری را با وارد کردن یک مدل هیپرالاستیک در چهارچوب نظریه خمیری سطح مرزی حالت حدی بررسی کردند. شبیه-سازی‌ها حاکی از رضایت‌بخش بودن نتایج به دست آمده بود. ایرجی و همکاران [16] یک اصلاح مؤثر برای بهبود پیش‌بینی پدیده اثر سست‌شوندگی ماسه متراکم تحت بارگذاری متناوب را در چهارچوب نظریه خمیری تعمیم یافته ارائه کرده‌اند. گورانی و حمیدی [17] یک مدل خمیری تعمیم یافته اصلاح شده را برای پیش‌بینی رفتار مصالح دانه‌ای حاوی مخلوط ماسه و شن ارائه کرده‌اند. آنها برای این منظور خط حالت بحرانی مدل مذکور را برای مصالح مخلوط شن و ماسه اصلاح کرده‌اند. روانبخش و حمیدی [18] با اصلاح خط حالت بحرانی برای ماسه سیمانته در نظریه خمیری تعمیم یافته چهارچوب جدیدی را برای پیش‌بینی رفتار این نوع ماسه ارائه کردند. نجمه و لطیفی [19] یک روش تحلیلی برای روانگرایی ماسه سست و بر مبنای مفهوم و تعریف پایه‌ای روانگرایی ارائه داده‌اند. آنها برای این منظور از مدل رفتاری دافالیاس-منظری (Dafalias-Manzari) استفاده کرده و نسبت تنش در لحظه شروع روانگرایی را به صورت تابعی از پارامترهای مدل ارائه داده‌اند.

ماسه‌های سست و متراکم، طی بارگذاری دینامیکی رفتارهای متفاوتی را در بارگذاری مجدد بروز می‌دهند. در طول بارگذاری مجدد بر روی ماسه سست، سختی ماسه سست افزایش پیدا می‌کند. این پدیده در مدل رفتاری PZ لحاظ شده است؛ با این حال در ماسه متراکم به علت دانسیته نسبی بالا در طی بارگذاری مجدد، کاهش سختی و رفتار اتساعی مشاهده می‌شود؛ که مدل PZ قادر به شبیه‌سازی چنین رفتاری نیست و یک اصلاح مؤثر در این خصوص ضروری به نظر می‌رسد. از سوی دیگر در

می‌شود:

$$d\sigma = D^{ep}:d\varepsilon \quad (۱)$$

که در آن $d\sigma$ و D^{ep} به ترتیب نرخ تانسور تنش و تانسور سختی الاستوپلاستیک هستند. عملگر «:» بیانگر ضرب عددی دو تانسور است. تانسور سختی الاستوپلاستیک در نظریه خمیری تعمیم یافته به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$D^{ep} = D^e - \frac{D^e:n_{gL/U}:n^T:D^e}{H_{L/U}+n^T:D^e:n_{gL/U}} \quad (۲)$$

که در آن D^e ، n ، $n_{gL/U}$ و $H_{L/U}$ به ترتیب تانسور سختی الاستیک، بردار جهت بارگذاری و باربرداری، بردار جهت جریان خمیری تحت شرایط بارگذاری یا باربرداری و ضریب پلاستیک بارگذاری یا باربرداری می‌باشند. هم‌چنین اندیس‌های L و U به ترتیب حالت بارگذاری و باربرداری را نشان می‌دهند.

رفتار الاستیک از قانون هوک (Hoek) پیروی می‌کند. ضریب برشی ارتجاعی توسط رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$G = G_0 \left(\frac{p}{p_a} \right) \quad (۳)$$

در رابطه بالا p تنش مؤثر میانگین p_a فشار اتمسفر، I_1 اولین نامتغیر تنش و G_0 ($p = \frac{I_1}{3}$) مدول برشی پایه می‌باشند. هم‌چنین مقدار p_a ۱۰۱/۳۲۵ kPa لحاظ می‌شود. مدول حجمی ارتجاعی به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$K = K_0 \left(\frac{p}{p_a} \right) \quad (۴)$$

که در آن K_0 مدول حجمی پایه است. براساس رابطه پیشنهادی نووا و وود [20]، پاستور و همکاران رابطه زیر را برای اتساع خاک پیشنهاد نمودند که در مدل PZ به کار برده شده است:

$$d_g = \frac{\varepsilon_v^p}{\varepsilon_s^p} = (1 + \alpha)(M_g - \eta) \quad (۵)$$

که در آن ε_v^p و ε_s^p به ترتیب نرخ کرنش حجمی خمیری و نرخ کرنش انحرافی خمیری، M_g شیب خط

حالت بحرانی در فضای $p - q$ ، $\eta = q/p$ نسبت تنش و α پارامتر ثابت مدل هستند. M_g با زاویه اصطکاک داخلی در حالت بحرانی ϕ_c و زاویه لود (Lode)، θ ، روابط زیر را دارد:

$$M_g = \frac{6\sin\phi_c}{3-\sin\phi_c\sin3\theta} \quad (۶)$$

$$\sin3\theta = \frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{\sqrt{J_2^3}} \quad (۷)$$

که در آن J_2 و J_3 به ترتیب نامتغیرهای دوم و سوم تنش می‌باشند.

بردار گرادیان سطح تسلیم بردار جهت بارگذاری یعنی n و بردار گرادیان سطح پتانسیل خمیری بردار جهت جریان خمیری یعنی n_g است. قانون جریان خمیری (Flow rule)، غیروابسته است، به طوری که دو بردار گرادیان ذکر شده یکسان نیستند و به صورت زیر تعریف می‌شوند:

$$n = \left(\frac{\partial f}{\partial p}, \frac{\partial f}{\partial q}, \frac{\partial f}{\partial \theta} \right)^T$$

$$= (df, 1, -qM_f \cos 3\theta / 2)^T \quad (۸)$$

$$n_g = \left(\frac{\partial g}{\partial p}, \frac{\partial g}{\partial q}, \frac{\partial g}{\partial \theta} \right)^T$$

$$= (dg, 1, -qM_g \cos 3\theta / 2)^T \quad (۹)$$

f و g به ترتیب سطوح تسلیم و پتانسیل خمیری مدل هستند. M_f ثابت مدل است که در اندازه سطح تسلیم تأثیرگذار است و $d_f = (1 + \alpha)(M_f - \eta)$. ضریب خمیری در شرایط بارگذاری اولیه به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$H_L = H_0 p H_f \{H_v + H_s\} \quad (۱۰)$$

H_0 ضریب خمیری اولیه و H_v ، H_f و H_s ضرایب خمیری هستند که به صورت زیر تعریف می‌شوند:

$$H_f = (1 - \frac{\eta}{\eta_f})^4 \quad (۱۱)$$

که در آن:

(۱۹)

بردار n در بارگذاری و باربرداری یکسان است؛
بنابراین داریم:

$$n_u = (n_{uL}^p, n_{uL}^q, n_{uL}^\theta) = (n_{uL}^p, n_{uL}^q, n_{uL}^\theta) \quad (20)$$

تعیین پارامترهای مدل PZ

در مدل رفتاری PZ، G_0 از شیب اولیه نمودار تنش- کرنش به دست می‌آید. K_0 از آزمایش فشاری همگن (Isotropic compression test) یا با برازش دادن شیب- های اولیه نمودار $\varepsilon_1 - p$ یا $\varepsilon_v - p$ در آزمایش و شبیه- سازی حاصل می‌شود. M_g شیب نمودار $q - p'$ در حالت بحرانی است. برای تعیین مقدار اولیه برای M_f معمولاً از فرمول تقریبی $M_f/M_g = D_r$ استفاده می‌شود. این نسبت برای ماسه متراکم حدود 0.9 الی 1.1 و برای ماسه سست حدود 0.3 الی 0.6 است. مقدار تقریبی M_f از ضرب این نسبت در مقدار M_g به دست می‌آید. مقدار دقیق آن نیز از کالیبره کردن آن با نتایج آزمایشگاهی تعیین می‌شود. مقدار α از شیب نمودار اتساع $(\frac{\varepsilon_p^p}{\varepsilon_s^p}) -$ نسبت تنش (η) به دست می‌آید (رابطه ۵). با این حال این پارامتر در بیشتر شبیه‌سازی‌ها 0.45 فرض می‌شود. H_0 در آزمایش سه- محوری یا کرنش مسطح از شیب اولیه نمودارهای تنش برشی- کرنش محوری یا شیب اولیه نمودار کرنش حجمی- کرنش محوری در آزمایش‌های زهکشی شده یا شیب اولیه مسیر تنش $q - p'$ در آزمایش‌های زهکشی- نشده به دست می‌آید. β_0 و β_1 از نمودارهای تنش برشی- کرنش محوری آزمایش به دست می‌آید. مقادیر β_0 و β_1 با استفاده از روش سعی و خطا و طوری انتخاب می‌شوند تا نمودار شبیه‌سازی شده بیشترین تطابق را با نمودار آزمایش داشته باشد. مقادیر اولیه توصیه شده برای این پارامترها به ترتیب 0.2 و 0.4 است. بازه توصیه شده برای این پارامترها به ترتیب برابر با $1/5$ الی $5/0$ و 0.1 الی 0.2 هستند.

$$\eta_f = \left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) M_f \quad (12)$$

$$H_v = 1 - \frac{\eta}{M_g} \quad (13)$$

$$H_s = \beta_0 \beta_1 \exp(-\beta_0 \xi) \quad (14)$$

η_f پارامتر نسبت تنش است. β_0 و β_1 پارامترهای ثابت مدل هستند. همچنین ξ کرنش انحرافی پلاستیک جمعی است: $\xi = \int |\dot{\varepsilon}_s^p|$. ξ_s^p نرخ کرنش انحرافی خمیری است.

ضریب خمیری برای بارگذاری مجدد به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$H_L = H_0 p H_f (H_v + H_s) H_{DM} \quad (15)$$

در رابطه بالا ضریب H_{DM} به منظور در نظر گرفتن تاریخچه تنش می‌باشد و به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$H_{DM} = \left(\frac{\xi_{max}}{\xi}\right)^\gamma \quad (16)$$

$$\xi = p \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{1 + \alpha} \frac{\eta}{M_f}\right)^{-1/\alpha} \quad (17)$$

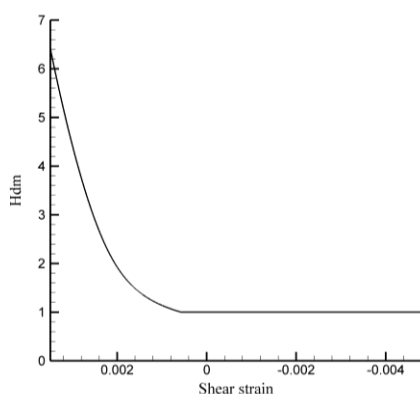
در رابطه بالا ξ تنش بسیج شده (Mobilized stress) در هر لحظه بارگذاری است. همچنین γ پارامتر ثابت مدل رفتاری می‌باشد. ضریب خمیری مدل در باربرداری به صورت زیر تعریف شده است:

$$H_U = H_{U0} \left(\frac{M_g}{\eta_U}\right)^{\gamma_U} \quad \text{for } \left|\frac{M_g}{\eta_U}\right| > 1$$

$$H_U = H_{U0} \quad \text{for } \left|\frac{M_g}{\eta_U}\right| \leq 1 \quad (18)$$

در این رابطه، H_{U0} ضریب خمیری باربرداری اولیه می‌باشد. η_U نیز نسبت تنش در نقطه‌ای است که از آنجا باربرداری شروع می‌شود. γ_U یک پارامتر ثابت مدل است. اندیس U حالت باربرداری را نشان می‌دهد. بردار n_g در هنگام باربرداری به صورت زیر تعریف شده است:

$$n_{gu} = (n_{guL}^p, n_{guL}^q, n_{guL}^\theta) = (-|n_{gL}^p|, n_{gL}^q, n_{gL}^\theta)$$



شکل ۱ تغییرات H_{DM} در برابر کرنش برشی در مرحله بارگذاری مجدد یک آزمایش سه‌محوری متناوب (پرادهان و همکاران [21]) بر روی ماسه متراکم در مدل PZ و در حالت کششی (extension)

خاک‌های ماسه‌ای سست یا نسبتاً سست در بارگذاری‌های مجدد در طول بارگذاری متناوب، رفتاری سخت‌شونده دارند. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که نحوه تعریف پارامتر H_{DM} در مدل PZ مناسب خاک‌های دانه‌ای سست است. در ماسه‌های متراکم، همان‌گونه که نتایج آزمایش‌های پرادهان و همکاران [21] و ماسودا و همکاران [22] نشان می‌دهند، نمونه در بارگذاری مجدد کاهش سختی دارد، شیب منحنی بارگذاری آن کمتر است و تراکم نمونه‌ها کمتر می‌شود. بنابراین پارامتر H_{DM} در مدل PZ قادر به شبیه‌سازی چنین رفتاری نخواهد بود.

برای شبیه‌سازی نرم‌شوندگی ماسه متراکم لازم است تا ضریب H_{DM} مقداری بین صفر و یک داشته باشد. هم‌چنین مقدار γ باید منفی باشد. بنابراین در رابطه (۱۶) بایستی یک عبارت در γ ضرب شود تا علامت آن منفی شود. این عبارت بایستی طوری تعریف شود که قادر به تشخیص حالت متراکم یا سست خاک دانه‌ای باشد. در تعریف جدید به جای γ از γ' استفاده می‌کنیم. رابطه جدید زیر به‌عنوان جایگزین رابطه (۱۶) معرفی شده‌است:

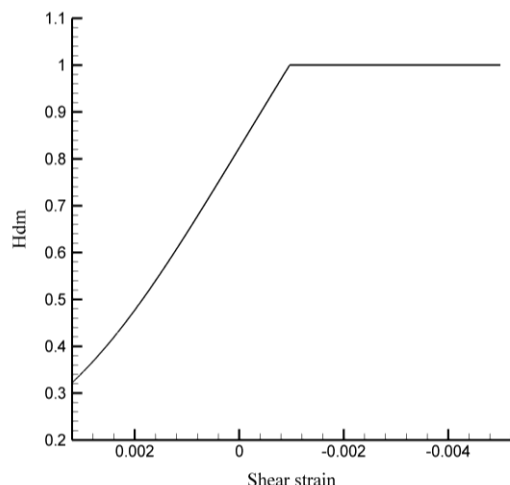
$$H_{DM} = \left(\frac{\zeta_{max}}{\zeta} \right)^{\gamma' \left(0.5 - \frac{M_f}{M_g} \right)} \quad (21)$$

H_{U0} از شیب اولیه نمودار تنش برشی - کرنش محوری در اولین باربرداری به‌دست می‌آید. γ_U از کالیبره کردن با نرخ تغییر شیب نمودار تنش برشی - کرنش محوری در اولین باربرداری به‌دست می‌آید. γ از کالیبره کردن با شیب نمودار تنش برشی - کرنش محوری در اولین بارگذاری مجدد به‌دست می‌آید. واحد G_0 و K_0 برحسب کیلوپاسکال و بقیه پارامترها بدون بعد می‌باشند.

اصلاح پیشنهادی اول: اعمال اثر سست‌شوندگی

پارامتر H_{DM} در مدل PZ اثر تاریخچه تنش را در بارگذاری مجدد و در بارگذاری متناوب نشان می‌دهد (روابط ۱۶ و ۱۷). برای این‌که اثر سست‌شوندگی یا به عبارت دیگر کاهش سختی در بارگذاری مجدد ماسه متراکم لحاظ شود، مقدار H_{DM} بایستی در بازه $0.0 < H_{DM} \leq 1.0$ تغییر کند. لازمه این شرایط این است که مقدار γ در رابطه (۱۶) منفی باشد؛ درحالی‌که این مقدار در مدل PZ همواره مثبت است. در مدل PZ مقدار بیشینه کمیت ζ در پایان بارگذاری اولیه ذخیره می‌شود و برای محاسبه H_{DM} در بارگذاری مجدد استفاده می‌شود. مقدار H_{DM} در بارگذاری اولیه برابر یک است. در ابتدای بارگذاری همواره شرایط $\zeta < \zeta_{max}$ برقرار است، بنابراین مطابق رابطه (۱۶) مقدار H_{DM} از یک بیشتر می‌شود. با این حال زمانی که مقدار ζ در طول بارگذاری افزایش می‌یابد و از ζ_{max} نیز بیشتر می‌شود، مقدار H_{DM} از یک کمتر خواهد بود. شکل (۱) تغییرات مقدار H_{DM} در برابر کرنش برشی در اولین بارگذاری مجدد در یکی از آزمایش‌های سه‌محوری دینامیکی زهکشی‌شده انجام شده توسط پرادهان و همکاران [21] بر روی ماسه متراکم و در حالت کشش (extension) را نشان می‌دهد.

را در برابر کرنش برشی در اولین بارگذاری مجدد در یکی از آزمایش‌های سه‌محوری دینامیکی زهکشی‌شده انجام‌شده توسط پرادهان و همکاران [21] بر روی ماسه متراکم و در حالت کشش (extension) نشان می‌دهد.



شکل ۲ تغییرات H_{DM} اصلاح‌شده در برابر کرنش برشی در مرحله بارگذاری مجدد یک آزمایش سه‌محوری دینامیکی (پرادهان و همکاران [21]) بر روی ماسه متراکم در مدل PZ و در حالت کشش (extension)

اعتبارسنجی اصلاح پیشنهادشده برای اعمال اثر

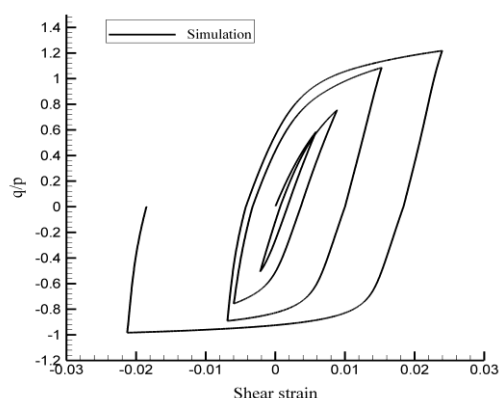
سست‌شوندگی

دو آزمایش سه‌محوری دینامیکی زهکشی‌شده توسط تاتسوکا و ایشیهارا [23] بر روی ماسه سست و توسط پرادهان و همکاران [21] بر روی ماسه متراکم و دو آزمایش کرنش مسطح دینامیکی زهکشی‌شده توسط ماسودا و همکاران [22] بر روی ماسه متراکم توسط مدل-های PZ و PZ اصلاح‌شده شبیه‌سازی شده‌اند. شبیه‌سازی ماسه سست توسط مدل‌های PZ و PZ اصلاح‌شده نتایج یکسانی را می‌دهند. با این حال، مدل PZ اصلاح‌شده نتایج بسیار بهتری را برای ماسه متراکم نسبت به مدل PZ ارائه می‌دهد.

عبارت $(0.5 - \frac{M_f}{M_g})$ حالت سست یا متراکم خاک دانه‌ای را تشخیص می‌دهد. بازه معمول برای دانسیته نسبی خاک‌های دانه‌ای بین ۰/۳ تا ۰/۷ است. بنابراین مقدار ۰/۵ به عنوان دانسیته نسبی متوسط در نظر گرفته می‌شود. مقدار $\frac{M_f}{M_g}$ نیز تقریباً مساوی با دانسیته نسبی خاک (D_r) در نظر گرفته می‌شود. مطابق رابطه (۲۱) هنگامی که نوع خاک ماسه متراکم است، عبارت $(0.5 - \frac{M_f}{M_g})$ منفی می‌شود. با توجه به این که مقدار γ' مثبت است، بنابراین مقدار H_{DM} کوچک‌تر از یک خواهد بود. با ضرب مقدار H_{DM} در H_L ، ضریب خمیری در بارگذاری مجدد کاهش خواهد یافت. هنگامی که نوع خاک ماسه سست است، عبارت $(0.5 - \frac{M_f}{M_g})$ مثبت و بنابراین مقدار H_{DM} برابر یا بزرگ‌تر از یک خواهد شد که نتیجه آن بزرگ‌تر بودن سختی ماسه سست در بارگذاری مجدد خواهد شد. مقادیر پارامترها را می‌توان طوری کالیبره کرد که مقدار عبارت $(0.5 - \frac{M_f}{M_g})\gamma'$ در مدل PZ اصلاح‌شده با پارامتر γ در مدل PZ در ماسه سست یکسان شود. بنابراین اصلاح معرفی‌شده تنها در خصوص پیش‌بینی رفتار دینامیکی ماسه متراکم کارساز است.

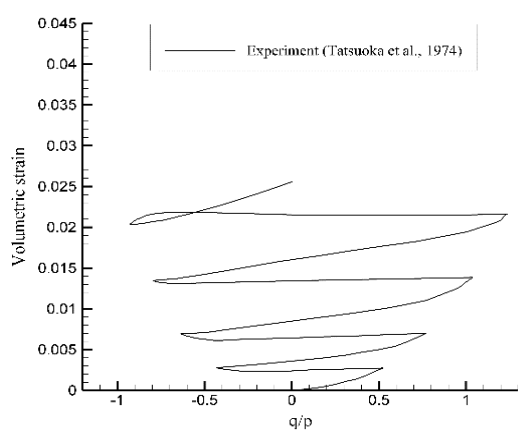
خاطر نشان می‌شود که در صورت تخصیص مقدار ۰/۵ برای $\frac{M_f}{M_g}$ در رابطه $(0.5 - \frac{M_f}{M_g})$ ، مقدار این عبارت صفر می‌شود، در نتیجه H_{DM} در رابطه (۲۱) برابر با یک خواهد شد. به عبارت دیگر نمونه تراکم متوسطی خواهد داشت و اثر این رابطه بر تغییرات سختی نمونه در بارگذاری‌های مجدد از بین خواهد رفت.

در مدل PZ اصلاح‌شده در ابتدای بارگذاری مجدد ماسه متراکم، مقدار تنش بسیج‌شده (ζ) کوچک‌تر از مقدار بیشینه آن است. بنابراین مقدار H_{DM} عددی بین صفر و یک خواهد بود. زمانی که مقدار تنش بسیج‌شده به مقدار بیشینه قبلی می‌رسد و از آن مقدار نیز تجاوز می‌کند، H_{DM} نیز بیشتر می‌شود و به مقدار بیشینه‌اش، یعنی یک می‌رسد. شکل (۲) تغییرات مقدار H_{DM} اصلاح‌شده

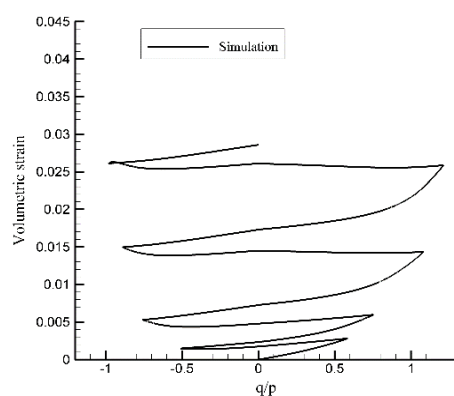


(ب)

شکل ۳ مقایسه نتایج شبیه‌سازی با نتایج آزمایش سه‌محوری زهکشی‌شده دینامیکی ماسه سست، نمودار نسبت تنش - کرنش برشی (الف) آزمایش تاتسوکا و ایشیهارا [23] (ب) شبیه‌سازی با مدل PZ و PZ اصلاح‌شده (هر دو یکسان می‌باشند)



(الف)



(ب)

شکل ۴ مقایسه نتایج شبیه‌سازی با نتایج آزمایش سه‌محوری زهکشی‌شده دینامیکی ماسه سست، نمودار نسبت تنش - کرنش حجمی (الف) آزمایش تاتسوکا و ایشیهارا [23] (ب) شبیه‌سازی با مدل PZ

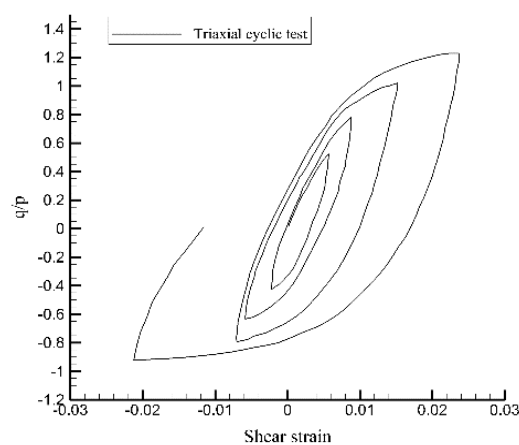
ماسه سست

شبیه‌سازی آزمایش تاتسوکا و ایشیهارا

تاتسوکا و ایشیهارا [23] یک سری آزمایش سه-محوری دینامیکی بر روی ماسه فوجی ریور (Fuji river) با دانسیته‌های نسبی مختلف انجام داده‌اند. تخریل این نوع ماسه در بازه ۰/۵۳ تا ۱/۰۸ متغیر بوده‌است. نمونه‌ها اشباع‌شده بوده و ارتفاع آنها ۱۰ cm و قطر آنها ۵ cm بوده‌است.

آزمایش دینامیکی بر روی نمونه نسبتاً سست ماسه با تخریل اولیه ۰/۷۴ و تنش جانبی ۲۰۰ kPa انجام شده‌است. تنش‌ها و کرنش‌ها بدین شرح تعریف شده‌اند: σ'_a تنش محوری مؤثر، σ'_r تنش شعاعی مؤثر، $q = \sigma'_a - \sigma'_r$ (تنش انحرافی، $p = (\sigma'_a + 2\sigma'_r)/3$ ، $\gamma = \epsilon_a - \epsilon_r$ کرنش شعاعی، و ϵ_r کرنش برشی).

شکل‌های (۳-الف) و (۴-الف) به ترتیب نمودار نسبت تنش - کرنش برشی و نسبت تنش - کرنش حجمی را در آزمایش نشان می‌دهند و شکل‌های (۳-ب) و (۴-ب) شبیه‌سازی آنها را بدون اعمال اصلاح مدل نشان می‌دهند. بررسی نمودارها مشخص می‌کند که مدل PZ رفتار دینامیکی ماسه را به‌خوبی پیش‌بینی کرده‌است. همان‌گونه که در شکل (۳-ب) مشاهده می‌شود، شیب‌های بارگذاری، باربرداری و بارگذاری مجدد در شبیه‌سازی تطابق خوبی با شیب‌های متناظر در آزمایش دارند.



(الف)

نمونه‌ها در ابتدای آزمایش‌ها تنها در یک امتداد تحکیم شده‌اند. ماسه تویورا متشکل از دانه‌های تیز گوشه تا نسبتاً تیز گوشه کوارتز (۹۰٪) و دانه‌های سیلیسی (۱٪) است. پارامترهای فیزیکی این ماسه به شرح زیر است:

$$G_s = 2.64, D_{50} = 0.16\text{mm}, U_c = 1.46,$$

$$e_{\max} = 0.977, e_{\min} = 0.605$$

تنش همه‌جانبه (p) ثابت در آزمایش‌های سه-محوری انجام شده ۹۸/۱ kPa می‌باشد. تنش‌ها و کرنش‌ها بدین شرح تعریف شده‌اند: تنش محوری مؤثر، σ'_r تنش جانبی مؤثر، $q (= \sigma'_a - \sigma'_r)$ تنش انحرافی، $p = (\sigma'_a + 2\sigma'_r)/3$ تنش میانگین مؤثر، ϵ_a کرنش محوری، ϵ_r کرنش جانبی، و $\gamma (= \epsilon_a - \epsilon_r)$ کرنش برشی می‌باشد. در آزمایش انتخاب شده برای مطالعه حاضر (نمونه شماره CYCD09، پرادهان و همکاران [21]) تخلخل ماسه در تنش همه‌جانبه 0.3 kg/cm^2 برابر $e = 0.653$ است که حاکی از تراکم بالای ماسه می‌باشد. پارامترهای این ماسه برای مدل PZ و PZ اصلاح شده، در جدول (۲) معرفی شده‌اند، که از کالیبراسیون با نتایج آزمایش پرادهان و همکاران [21] به دست آمده‌اند.

جدول ۲ پارامترهای مدل PZ و PZ اصلاح شده در آزمایش سه-محوری دینامیکی (پرادهان و همکاران [21]) برای ماسه تویورا

پارامتر مدل	مقدار
مدول حجمی پایه K_0 (kPa)	$8/5 \times 10^4$
مدول برشی پایه G_0 (kPa)	$2/5 \times 10^4$
پارامتر ثابت مدل M_f	$0/68$
شیب خط حالت بحرانی M_g	$1/25$
ضریب خمیری اولیه (بارگذاری) H_0	$3/0 \times 10^4$
پارامتر ثابت مدل (باربرداری) H_{U0}	$0/5 \times 10^4$
پارامتر ثابت مدل (بارگذاری مجدد) γ^a	$1/0$
پارامتر ثابت مدل (بارگذاری مجدد) γ^b	$30/0$
پارامتر ثابت مدل (باربرداری) γ_U	$15/0$
پارامتر ثابت مدل β_0	$7/0$
پارامتر ثابت مدل β_1	$0/15$

^a فقط مدل PZ ^b فقط مدل PZ اصلاح شده

ماسه شبیه‌سازی شده نسبتاً سست است. مقدار M_f/M_g برابر با $0/43$ می‌باشد که از دیدگاه اصلاح معرفی شده حاکی از یک نمونه نسبتاً سست است. مقدار توان H_{DM} یعنی γ در مدل PZ (به طوری که نمودار پیش-بینی، بهترین مطابقت را با آزمایش داشته باشد) برابر با یک است. این توان در مدل اصلاح شده برابر با $\gamma' \left(0.5 - \frac{M_f}{M_g}\right) = 0.07\gamma'$ می‌شود. با فرض مقدار 14 برای γ' داریم: $\gamma' \left(0.5 - \frac{M_f}{M_g}\right) = 1.0$. در این حالت سیکل بارگذاری مجدد بهترین مطابقت را با آزمایش خواهد داشت. بنابراین اصلاح ارائه شده برای نمونه‌های با مقدار M_f/M_g کوچک‌تر از $0/5$ یا برای ماسه‌های سست کاربردی نخواهد داشت. پارامترهای مدل PZ برای ماسه فوجی ریور (Fuji river) در جدول (۱) آمده‌است که از کالیبراسیون با نتایج آزمایش تاتسوکا و ایشیهارا [23] به دست آمده‌است.

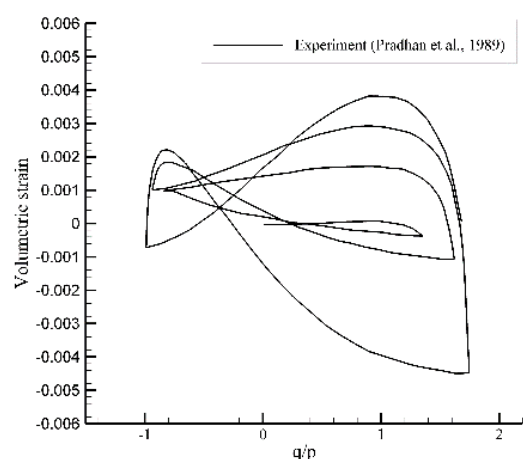
جدول ۱ پارامترهای مدل PZ و در آزمایش سه‌محوری دینامیکی (تاتسوکا و ایشیهارا [23]) برای ماسه فوجی ریور (Fuji river)

پارامتر مدل	مقدار
مدول حجمی پایه K_0 (kPa)	2×10^4
مدول برشی پایه G_0 (kPa)	$0/8 \times 10^4$
پارامتر ثابت مدل M_f	$0/6$
شیب خط حالت بحرانی M_g	$1/4$
ضریب خمیری اولیه (بارگذاری) H_0	$0/8 \times 10^4$
پارامتر ثابت مدل (باربرداری) H_{U0}	$0/2 \times 10^4$
پارامتر ثابت مدل (بارگذاری مجدد) γ'	$1/0$
پارامتر ثابت مدل (باربرداری) γ_U	$10/0$
پارامتر ثابت مدل β_0	$5/0$
پارامتر ثابت مدل β_1	$0/2$

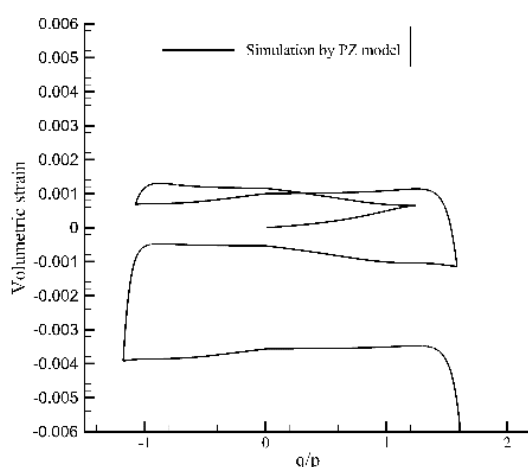
ماسه متراکم

شبیه‌سازی آزمایش پرادهان و همکاران

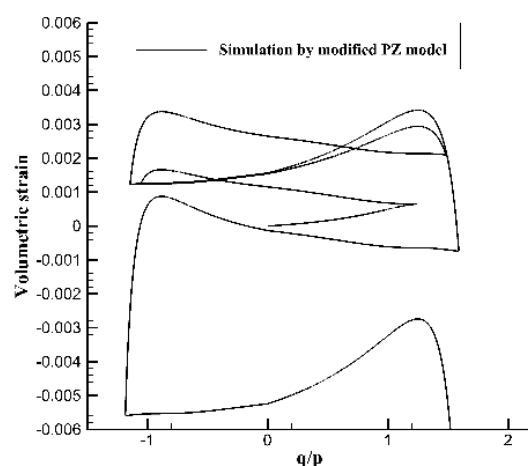
پرادهان و همکاران [21] یک سری آزمایش‌های سه-محوری دینامیکی را روی نمونه‌های ماسه اشباع تویورا (Toyoura) تحت شرایط زهکشی شده انجام داده‌اند.



(الف)



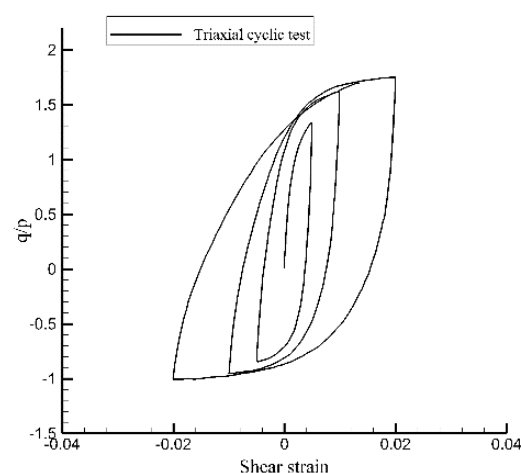
(ب)



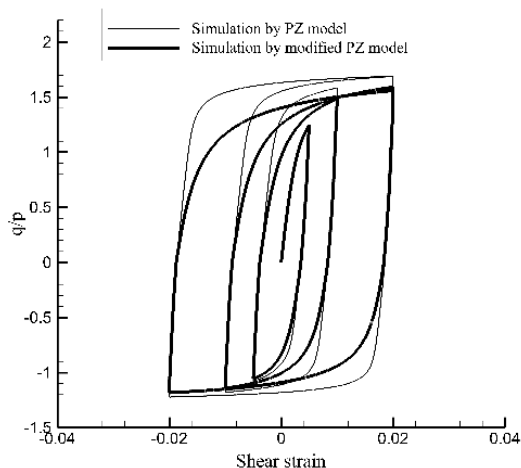
(ج)

شکل ۶ مقایسه نتایج شبیه‌سازی با مدل PZ، PZ اصلاح شده و نتایج آزمایشگاهی برای ماسه متراکم، (الف) نسبت تنش- کرنش حجمی، آزمایش پرادهان و همکاران [21] (ب) نسبت تنش- کرنش حجمی، شبیه‌سازی

شکل‌های (۵) و (۶) آزمایش دینامیکی ماسه متراکم تویورا و شبیه‌سازی آن را نشان می‌دهند. مقدار M_f/M_g بیشتر از ۰/۵ یعنی ۰/۵۴ می‌باشد که نشان‌دهنده متراکم بودن ماسه است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با اصلاح انجام‌شده، نمودار شبیه‌سازی در شکل‌های (۵) و (۶) به نتایج آزمایشگاهی نزدیک‌تر شده است.



(الف)



(ب)

شکل ۵ مقایسه نتایج شبیه‌سازی با مدل PZ، PZ اصلاح شده و نتایج آزمایشگاهی برای ماسه متراکم، (الف) نسبت تنش- کرنش برشی، آزمایش پرادهان و همکاران [21] (ب) نسبت تنش- کرنش برشی، شبیه‌سازی

شبیه‌سازی آزمایش‌های ماسودا و همکاران

ماسودا و همکاران [22] رفتار تناوبی ماسهٔ تویورا را در حالت متراکم در دستگاه آزمایش کرنش مسطح مورد آزمایش قرار داده‌اند. پارامترهای فیزیکی این ماسه به شرح زیر است:

$$G_s = 2.64, D_{50} = 0.162 \text{ mm}, U_c = 1.46$$

$$e_{\max} = 0.973, e_{\min} = 0.612$$

آنها تعدادی آزمایش دینامیکی با مقدار فشار جانبی ثابت σ_h انجام داده‌اند. تعدادی از نمونه‌ها در ابتدای آزمایش به صورت همگن و تحت شرایط $\sigma_h = \sigma_v = 78.5 \text{ kPa}$ و تعدادی دیگر به صورت غیرهمگن و تحت شرایط $\sigma_h = 78.5 \text{ kPa}$ و $\sigma_v = 29.5 \text{ kPa}$ تحکیم یافته‌اند. تنش عمودی وارد بر نمونه است. تخلخل اولیه نمونه تحکیم یافته به صورت همگن $e_0 = 0.654$ و تخلخل اولیه نمونه تحکیم یافته به صورت غیرهمگن $e_0 = 0.659$ می‌باشد. ارتفاع نمونه‌ها 20 cm ، طول آنها 16 cm و عرض آنها (در امتداد σ_h) 8 cm است. نتایج

آزمایش‌ها برحسب زاویه اصطکاک داخلی بسیج شده $\sin \phi_{\text{mob}} = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{\sigma_v + \sigma_h}$ و کرنش برشی $\varepsilon_v - \varepsilon_h$ ارائه شده‌اند.

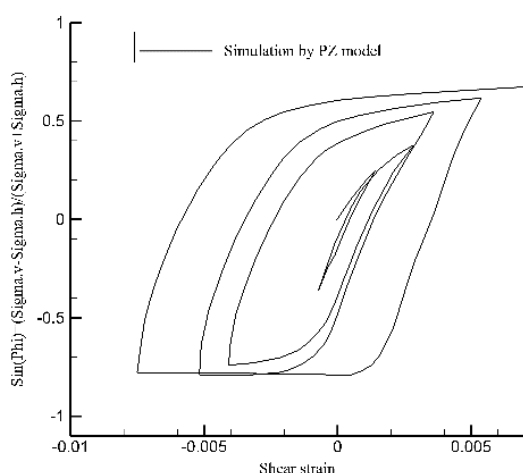
در تحقیق حاضر، آزمایش‌های شمارهٔ 5-6 case و 2-5 case انتخاب شده و شبیه‌سازی شده‌اند. در طول مدت بارگذاری تنش جانبی ثابت 78.5 kPa برای حالت تحکیم یافته همگن (case 5-6) و تنش جانبی ثابت 29.5 kPa برای حالت تحکیم یافته غیرهمگن (case 2-5) بر مرزهای جانبی مدل اعمال شده‌است. جدول (۳) پارامترهای مدل PZ و PZ اصلاح شده را برای ماسهٔ تویورا در آزمایش کرنش مسطح نشان می‌دهد.

پارامترهای مدل PZ اصلاح شده همانند پارامترهای مدل PZ در جدول (۳) است. تنها پارامتر γ' به جای γ استفاده خواهد شد. شکل‌های (۷) تا (۱۰) نتایج آزمایشگاهی نمونه‌های case 5-6 و case 2-5، به همراه نتایج پیش‌بینی مدل PZ و مدل PZ اصلاح شده را نشان می‌دهند.

جدول ۳ پارامترهای مدل PZ و PZ اصلاح شده در آزمایش کرنش مسطح دینامیکی برای ماسهٔ تویورا

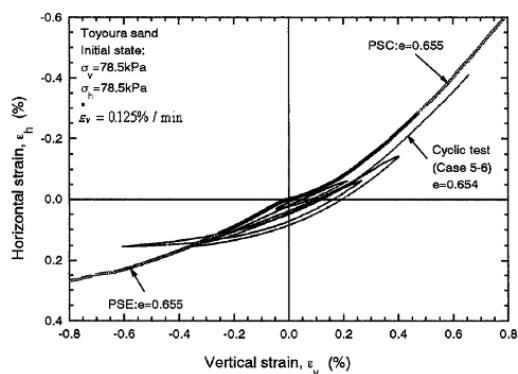
پارامتر مدل	مقدار (Case 5-6)	مقدار (Case 2-5)
مدول حجمی پایه $K_0 \text{ (kPa)}$	$4/0 \times 10^4$	$4/2 \times 10^4$
مدول برشی پایه $G_0 \text{ (kPa)}$	$3/0 \times 10^4$	$4/3 \times 10^4$
پارامتر ثابت مدل M_f	$0/9$	$0/95$
شیب خط حالت بحرانی M_g	$1/2$	$1/1$
ضریب خمیری اولیه (بارگذاری) H_0	$0/4 \times 10^4$	$0/15 \times 10^4$
پارامتر ثابت مدل (باربرداری) H_{U0}	$1/0 \times 10^4$	$1/0 \times 10^4$
پارامتر ثابت مدل (بارگذاری مجدد) γ^a	$1/0$	$1/0$
پارامتر ثابت مدل (بارگذاری مجدد) γ^b	$2/0$	$1/0$
پارامتر ثابت مدل (باربرداری) γ_U	$1/0$	$15/0$
پارامتر ثابت مدل β_0	$4/0$	$10/0$
پارامتر ثابت مدل β_1	$0/1$	$0/1$

^a فقط مدل PZ ^b فقط مدل PZ اصلاح شده

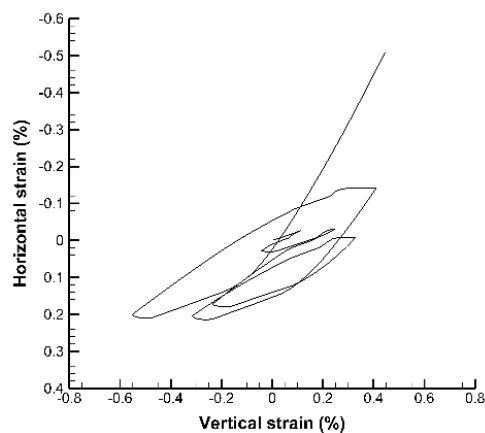


(ج)

شکل ۷ مقایسه نتایج آزمایشگاهی کرنش مسطح دینامیکی زهکشی‌شده ماسه متراکم با نتایج مدل PZ و مدل اصلاح شده، case 5-6، تنش بسیج‌شده-کرنش برشی، الف) آزمایش ماسودا و همکاران [22]، ب) شبیه‌سازی با مدل PZ اصلاح‌شده و ج) شبیه‌سازی با مدل PZ



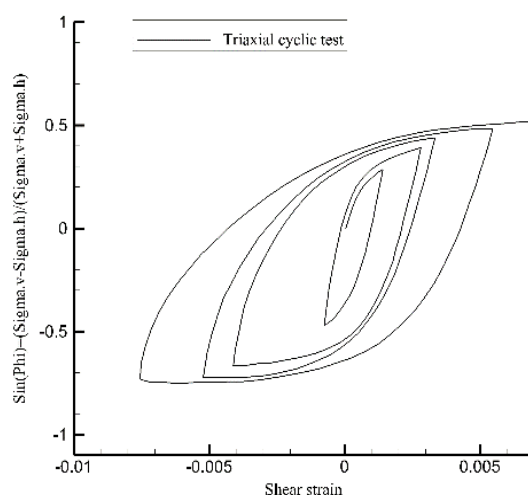
(الف)



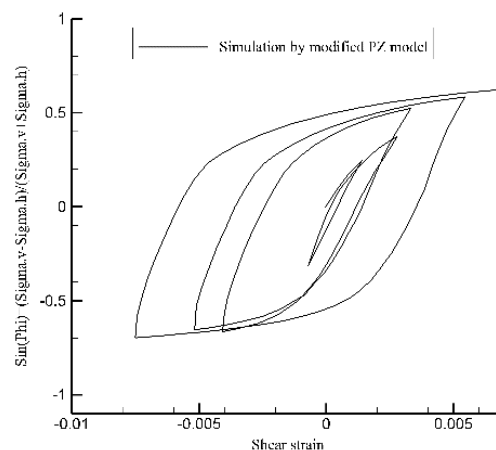
(ب)

شکل‌های (۷-الف) و (۹-الف) نشان می‌دهند که در طول آزمایش دینامیکی سختی نمونه به تدریج کاهش می‌یابد. پیش‌بینی مدل‌های آزمایش توسط مدل PZ اصلاح‌شده نیز نشان‌دهنده کاهش سختی در سیکل‌های بارگذاری مجدد است، درحالی‌که این کاهش سختی در نتایج مدل PZ قابل مشاهده نیست.

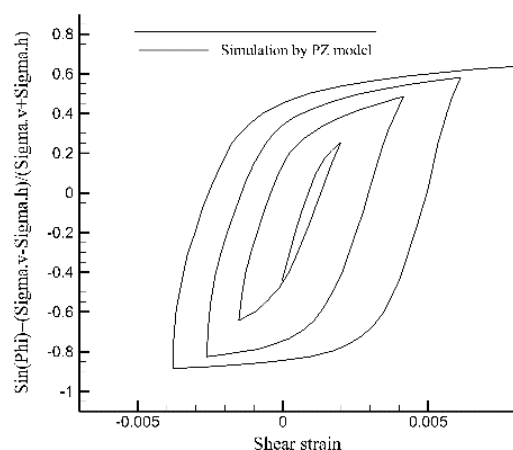
شکل‌های (۸) و (۱۰) نمودارهای کرنش جانبی-کرنش قائم را در آزمایش‌ها و مدل‌های PZ و PZ اصلاح‌شده نشان می‌دهند. نتایج حاکی از بهبود نتایج در اثر اصلاح اعمال‌شده هستند.



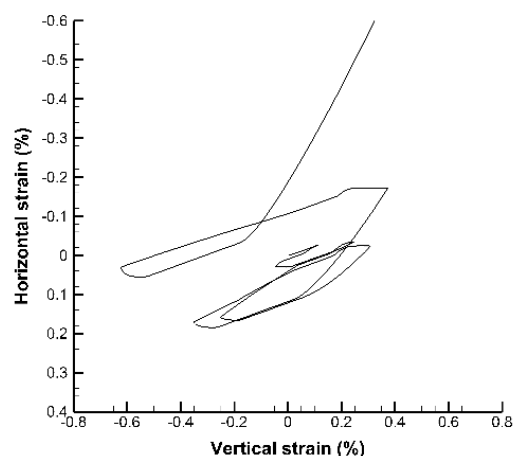
(الف)



(ب)



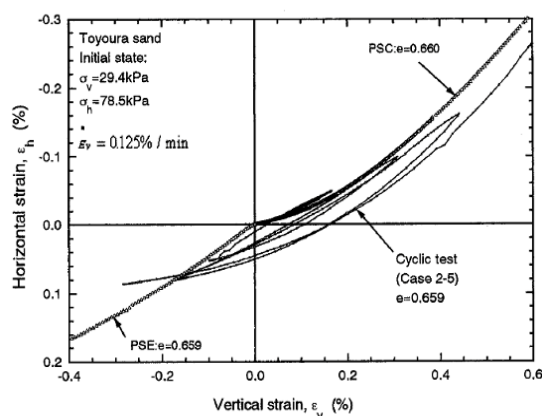
(ج)



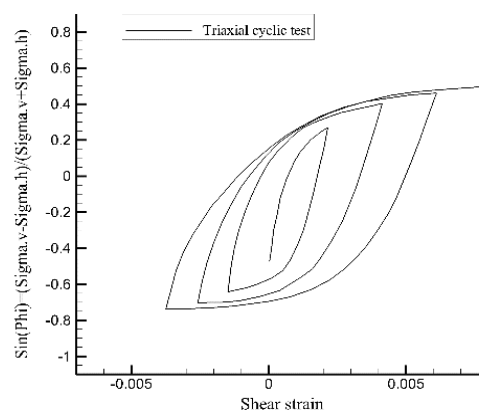
(ج)

شکل ۹ مقایسه نتایج آزمایشگاهی سه محوری دینامیکی ماسه متراکم با مدل PZ و مدل اصلاح شده در شرایط زهکشی شده، case 2-5، الف) آزمایش سه محوری دینامیکی ماسودا و همکاران [22]، ب) مدل اصلاح شده و ج) مدل PZ

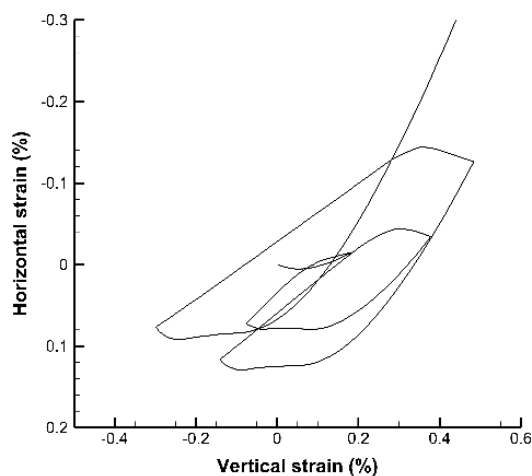
شکل ۸ مقایسه نتایج آزمایشگاهی کرنش مسطح دینامیکی زهکشی شده ماسه متراکم با نتایج مدل PZ و مدل اصلاح شده، case 5-6، کرنش جانبی - کرنش قائم، الف) آزمایش ماسودا و همکاران [22]، ب) شبیه سازی با مدل اصلاح شده و ج) شبیه سازی با مدل PZ



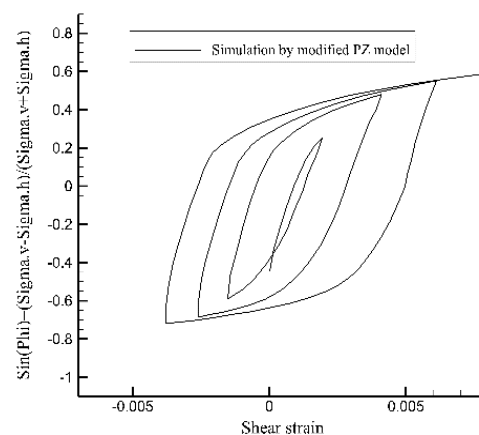
(الف)



(الف)



(ب)



(ب)

در رابطه بالا β_2 و β_3 پارامترهای جدید مدل رفتاری هستند. ضریب خمیری بارگذاری مجدد و باربرداری در مدل رفتاری PZ به صورت زیر بازتعریف می‌شوند:

$$H_L = H_r H_{0p} H_f \{H_v + H_s\} H_{DM} \quad (23)$$

و

$$H_U = H_r H_{U0} \left(\frac{M_g}{\eta_u} \right)^{\gamma_U} \text{ for } \left| \frac{M_g}{\eta_u} \right| > 1 \quad (24)$$

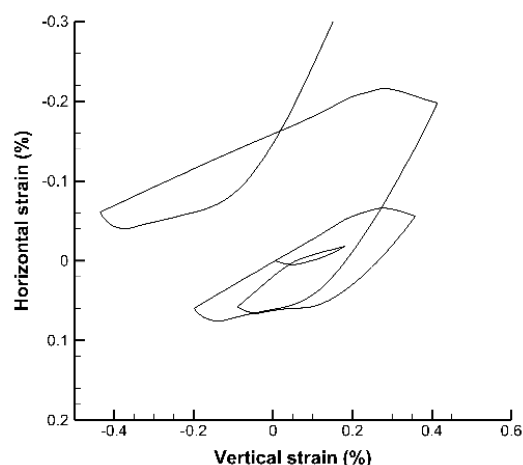
$$H_U = H_r H_{U0} \text{ for } \left| \frac{M_g}{\eta_u} \right| \leq 1 \quad (25)$$

در سیکل‌های اولیه بارگذاری و تغییرات محدود تنش، مقدار کرنش خمیری انحرافی تجمعی بسیار پایین است، بنابراین H_r و در نتیجه مقادیر H_L و H_U بالا خواهد بود و تغییر شکل‌های برگشت‌ناپذیر نیز کوچک خواهند بود. با ادامه سیکل‌های بارگذاری، مقدار ξ افزایش و در نتیجه مقدار H_r کاهش پیدا می‌کند و نزدیک عدد یک می‌شود؛ بنابراین اثر پارامتر H_r بر ضرایب خمیری بارگذاری و باربرداری کم می‌شود و در نهایت بسیار ناچیز می‌شود. پارامترهای β_2 و β_3 طوری انتخاب می‌شوند که شیب نمودار تنش-کرنش در بارگذاری‌های بعدی بیشترین تطابق را با آزمایش داشته باشد و همچنین تعداد سیکل‌های بارگذاری لازم در شبیه‌سازی و آزمایش برای تولید یک مقدار مشخص کرنش خمیری یکسان باشد.

اعتبارسنجی اصلاح پیشنهاد شده برای پدیده رچتینگ
از یک آزمایش کرنش مسطح دینامیکی [25] و یک آزمایش سه‌محوری دینامیکی [26] برای صحت‌سنجی اصلاح پیشنهادی استفاده شده است. در ادامه، آزمایش‌ها توسط هر دو مدل رفتاری PZ و PZ اصلاح شده شبیه‌سازی شده و با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده‌اند.

شبیه‌سازی آزمایش کریمی و همکاران

در این بخش از یک آزمایش کرنش مسطح دینامیکی که توسط کریمی و همکاران [25] بر روی ماسه متراکم



(ج)

شکل ۱۰ مقایسه نتایج آزمایشگاهی کرنش مسطح دینامیکی زهکشی‌شده ماسه متراکم با نتایج مدل PZ و مدل PZ اصلاح شده، case 2-5، کرنش جانبی-کرنش قائم، الف) آزمایش ماسودا و همکاران [22]، ب) شبیه‌سازی با مدل PZ اصلاح شده و ج) شبیه‌سازی با مدل PZ

اصلاح پیشنهادی دوم: اصلاح اثر رچتینگ

رچتینگ به حالتی گفته می‌شود که در آن، نمونه تحت بارگذاری متناوب کرنش‌های خمیری پیش‌رونده ایجاد شود [24]. در مراحل اولیه وقوع زلزله معمولاً شتاب ناشی از زلزله پایین است و در نتیجه دامنه کرنش در سازه‌های ژئوتکنیکی نیز پایین می‌باشد. مدل PZ در این شرایط مقادیر کرنش خمیری تجمعی بالایی را نشان می‌دهد، به طوری که منجر به بروز تغییر شکل‌های قابل توجه خواهد شد. تغییر شکل پیش‌بینی شده در این شرایط بیشتر از تغییر شکل واقعی است. شبیه‌سازی آزمایش‌های دینامیکی المانی بر روی خاک‌های دانه‌ای توسط مدل PZ این موضوع را نشان می‌دهد.

پارامتر H_r برای اعمال اصلاح اثر پدیده رچتینگ در مدل PZ معرفی می‌شود. این پارامتر به پارامترهای H_L و H_U به ترتیب در مرحله بارگذاری مجدد و باربرداری ضرب می‌شود. مقدار H_r طوری تعریف می‌شود که تابع کرنش انحرافی خمیری تجمعی $(\xi = \int |d\epsilon_s^p|)$ باشد:

$$H_r = \beta_2 \exp(-\beta_3 \xi) + 1.0 \quad (22)$$

بارگذاری و باربرداری منجر به کرنش $2/6\%$ می شود که به نتایج آزمایش نزدیک تر است.

جدول ۴ پارامترهای مدل PZ و PZ اصلاح شده برای ماسه متراکم توپورا در شبیه سازی آزمایش کرنش مسطح دینامیکی

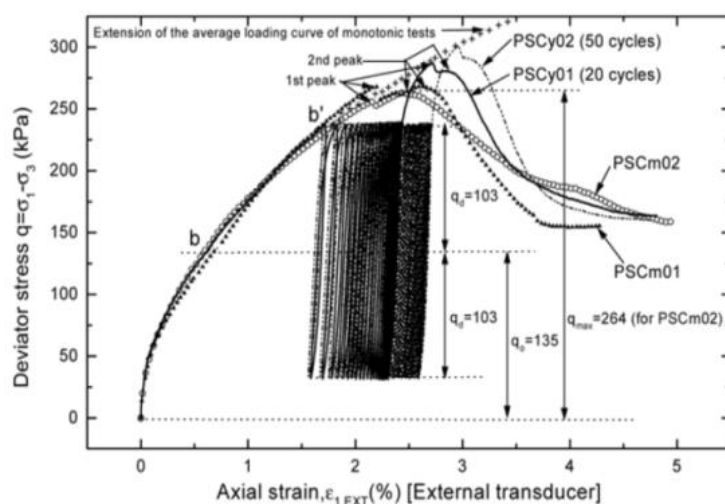
پارامتر مدل	مقدار
مدول حجمی پایه K_0 (kPa)	$1/0 \times 10^5$
مدول برشی پایه G_0 (kPa)	$4/0 \times 10^4$
پارامتر ثابت مدل M_F	$0/69$
شیب خط حالت بحرانی M_g	$0/82$
ضریب خمیری اولیه (بارگذاری) H_0	$2/0 \times 10^3$
پارامتر ثابت مدل (باربرداری) H_{U0}	$5/0 \times 10^4$
پارامتر ثابت مدل (بارگذاری مجدد) γ^a	$-44/0$
پارامتر ثابت مدل (بارگذاری مجدد) γ^b	$1/1$
پارامتر ثابت مدل (باربرداری) γ_U	$30/0$
پارامتر ثابت مدل β_0	$5/0$
پارامتر ثابت مدل β_1	$0/2$
پارامتر ثابت مدل (بارگذاری و باربرداری) β_2^a	$100/0$
پارامتر ثابت مدل (بارگذاری و باربرداری) β_3^a	$1/0$

^a فقط مدل PZ ^b فقط مدل PZ اصلاح شده

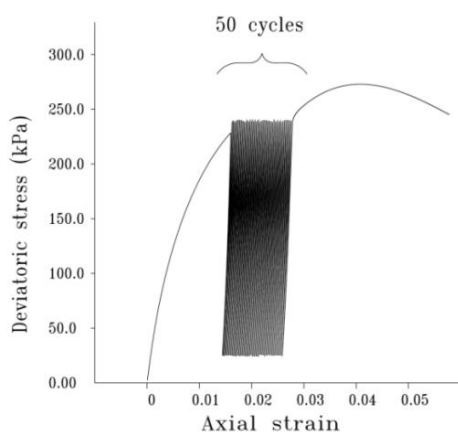
توپورا و در شرایط زهکشی شده انجام شده، برای صحت سنجی اصلاحیه پیشنهادی استفاده می شود. مشخصات ماسه شامل: $e_{max}=0.961$, $D_{50}=0.2$ mm, $e_{min}=0.601$, $G_s=2.635$, $D_r=90\%$, ارتفاع نمونه آزمایش 160 mm، عرض آن 60 mm و طول آن 80 mm می باشد. تنش جانبی ثابت اعمالی به نمونه 49 kPa است. آزمایش شماره PSCy02 (کریمی و همکاران [25]) برای شبیه سازی انتخاب شده است.

جدول (۴) پارامترهای مدل PZ را برای این آزمایش نشان می دهد. تغییرات کرنش حجمی در برابر کرنش محوری برای این آزمایش گزارش نشده است؛ بنابراین مقدار K_0 از سعی و خطا به دست آمده است.

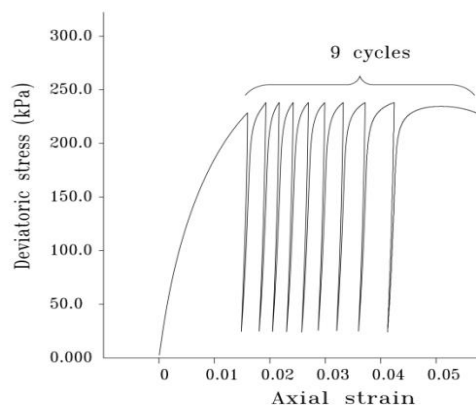
شکل (۱۱) نتایج آزمایش کرنش مسطح دینامیکی را نشان می دهد. همان طور که مشاهده می شود، پس از 50 سیکل بارگذاری و باربرداری، بارگذاری به صورت یک سو به تا مرحله گسیختگی ادامه می یابد. شکل (۱۱-ب) نشان می دهد که در مدل PZ پس از 9 سیکل بارگذاری و باربرداری، گسیختگی روی می دهد. درحالی که با استفاده از مدل PZ اصلاح شده، 50 سیکل



(الف)



(ج)



(ب)

شکل ۱۱ آزمایش کرنش مسطح دینامیکی زهکشی‌شده بر روی ماسهٔ تویورا، نمودار تنش انحرافی - کرنش محوری: (الف) آزمایش کریمی و همکاران [25]، (ب) مدل PZ و (ج) مدل PZ اصلاح‌شده

آزمایش نزدیک‌تر است. کرنش حجمی تجمعی پیش-بینی‌شده با مدل PZ اصلاح‌شده در شکل (۱۴-ب) برابر ۱/۶۵٪ است که تطابق مناسبی با مقدار واقعی آن در آزمایش یعنی ۱/۷٪ دارد. کرنش حجمی تجمعی پیش-بینی‌شده با مدل PZ معادل ۳/۵٪ است.

جدول ۵ پارامترهای مدل PZ و مدل PZ اصلاح‌شده برای شبیه‌سازی آزمایش سه‌محوری دینامیکی بر روی ماسهٔ توکاچی

پارامتر مدل	مقدار
مدول حجمی پایه K_0 (kPa)	$9/4 \times 10^3$
مدول برشی پایه G_0 (kPa)	$6/5 \times 10^3$
پارامتر ثابت مدل M_f	۰/۵۳
شیب خط حالت بحرانی M_g	۱/۳۵
ضریب خمیری اولیه (بارگذاری) H_0	$6/0 \times 10^3$
پارامتر ثابت مدل (باربرداری) H_{U0}	$1/0 \times 10^2$
پارامتر ثابت مدل (بارگذاری مجدد) γ^a	۱۴۰/۰
پارامتر ثابت مدل (بارگذاری مجدد) γ^{*b}	۱/۰
پارامتر ثابت مدل (باربرداری) γ_U	۱/۰
پارامتر ثابت مدل β_0	۱/۰
پارامتر ثابت مدل β_1	۰/۱
پارامتر ثابت مدل (بارگذاری و باربرداری) β_2^a	$1/0 \times 10^3$
پارامتر ثابت مدل (بارگذاری و باربرداری) β_3^a	۰/۵

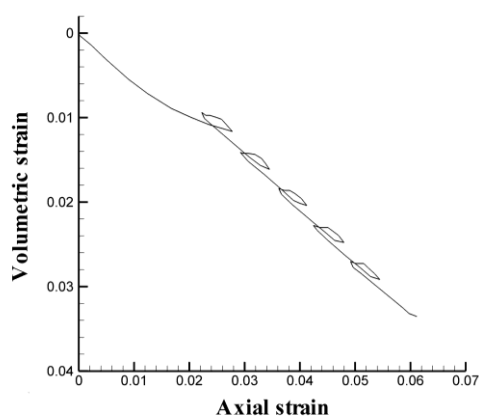
^a فقط مدل PZ ^b فقط مدل PZ اصلاح‌شده

شبیه‌سازی آزمایش لینگ و همکاران

لینگ و همکاران [26] یک آزمایش سه‌محوری دینامیکی زهکشی‌شده بر روی ماسهٔ توکاچی (Tokachi) انجام دادند. در این آزمایش تنش جانبی ۷۰ kPa و دانسیتهٔ نسبی نمونهٔ آزمایش ۵۵٪ است. جدول (۵) پارامترهای مدل PZ و PZ اصلاح‌شده را برای ماسهٔ توکاچی نشان می‌دهد. این پارامترها براساس نتایج آزمایش سه‌محوری بر روی ماسه کالیبره شده‌اند.

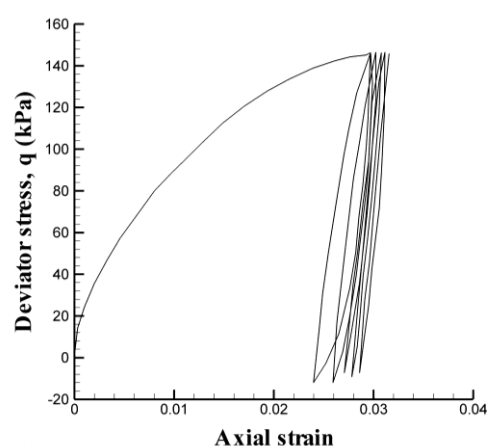
شکل (۱۲) رفتار ماسهٔ توکاچی را در آزمایش سه-محوری نشان می‌دهد. نمودارها شامل تغییرات تنش انحرافی در برابر کرنش محوری و کرنش حجمی در برابر کرنش محوری هستند. شکل (۱۳) شبیه‌سازی آزمایش سه‌محوری با مدل PZ را نشان می‌دهد. همچنین شکل (۱۴) نتایج شبیه‌سازی آزمایش سه‌محوری را با مدل PZ اصلاح‌شده نشان می‌دهد. در شکل (۱۲-الف) مقدار کرنش محوری پس از ۵ سیکل بارگذاری و باربرداری ۳/۱۵٪ است.

مدل PZ، ۶٪ کرنش محوری و مدل PZ اصلاح‌شده، ۳/۴٪ کرنش محوری پس از ۵ سیکل بارگذاری و باربرداری را محاسبه می‌کند. کرنش محوری پیش-بینی‌شده توسط مدل PZ اصلاح‌شده به میزان واقعی آن در

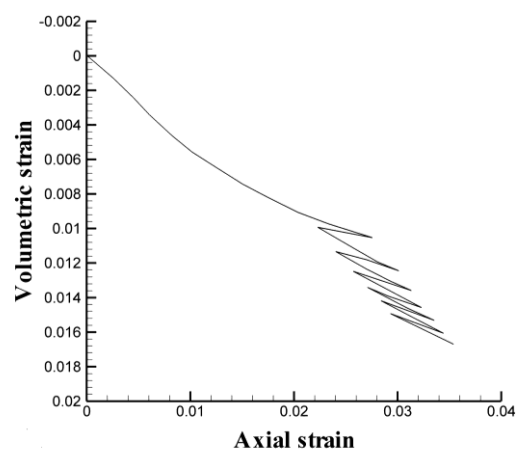


(ب)

شکل ۱۳ شبیه‌سازی آزمایش سه‌محوری دینامیکی لینگ و همکاران [26] با مدل PZ: (الف) تغییرات تنش انحرافی در برابر کرنش محوری و (ب) تغییرات کرنش حجمی در برابر کرنش محوری

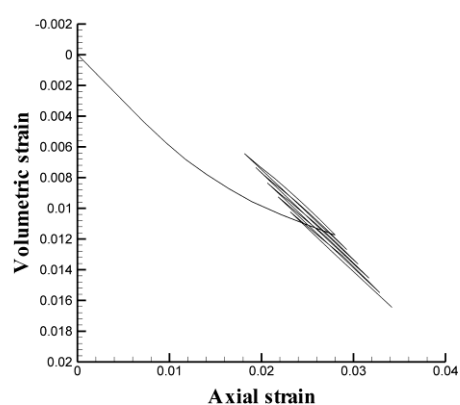


(الف)



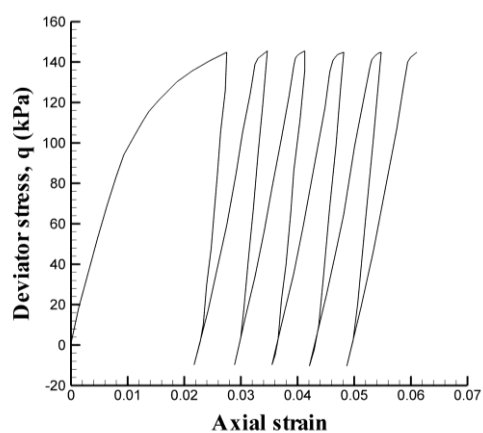
(ب)

شکل ۱۲ رفتار ماسه توکاجی در آزمایش سه‌محوری دینامیکی زهکشی‌شده لینگ و همکاران [26]: (الف) تغییرات تنش انحرافی در برابر کرنش محوری و (ب) تغییرات کرنش حجمی در برابر کرنش محوری



(ب)

شکل ۱۴ شبیه‌سازی آزمایش سه‌محوری دینامیکی لینگ و همکاران [26] با مدل PZ اصلاح‌شده: (الف) تغییرات تنش انحرافی در برابر کرنش محوری و (ب) تغییرات کرنش حجمی در برابر کرنش محوری



(الف)

نتیجه‌گیری

دو اصلاح مؤثر برای بهبود پیش‌بینی رفتار دینامیکی خاک‌های دانه‌ای متراکم و هم‌چنین بهبود پیش‌بینی کرنش‌های خمیری پیش‌رونده تحت بارهای متناوب (رچتینگ) ارائه شد. در ابتدا دو سری آزمایش سه‌محوری دینامیکی بر روی ماسه سست و متراکم انتخاب شد و رفتار آنها توسط مدل رفتاری PZ پیش‌بینی گردید. در طول این بررسی مشخص شد که مدل رفتاری PZ قادر به شبیه‌سازی پدیده سست‌شوندگی ماسه متراکم در طول بارگذاری متناوب نیست و لازم است یک اصلاح مؤثر بدین منظور در مدل اعمال شود. اصلاح مذکور با شبیه‌سازی دو سری آزمایش سه‌محوری دینامیکی بر روی ماسه صحت‌سنجی شد.

مدل PZ در خاک‌های دانه‌ای تحت بارهای متناوب و با سیکل‌های تنش نسبتاً کوچک کرنش‌های برشی خمیری پیش‌رونده بیشتری را نسبت به آزمایش پیش‌بینی می‌کند. این مسئله ناشی از نقص مدل PZ در پیش‌بینی مطلوب پدیده رچتینگ به خصوص در سیکل‌های

کوچک بارگذاری و باربرداری است. برای بهبود پیش‌بینی این رفتار یک اصلاح دیگر به مدل اعمال شد.

اصلاح مذکور نیاز به دو پارامتر جدید دارد که منجر به بهبود پیش‌بینی پدیده رچتینگ می‌شود. ابتدا از یک آزمایش سه‌محوری دینامیکی فرضی استفاده شد. سپس از یک آزمایش کرنش مسطح دینامیکی و یک آزمایش سه‌محوری دینامیکی برای تأیید صحت اصلاح اعمال‌شده استفاده شد. در خصوص اصلاح دوم بایستی اشاره نمود که اصلاح مذکور قادر به پیش‌بینی دقیق پدیده هیستریزیس در سیکل‌های بارگذاری و باربرداری به‌خصوص در سطوح تنش پایین‌تر نیست.

از مدل رفتاری اصلاح‌شده می‌توان برای شبیه‌سازی دینامیکی سازه‌هایی استفاده کرد که عمدتاً از مصالح دانه‌ای متراکم تشکیل شده‌اند. هم‌چنین در سازه‌هایی که تحت بارهای دینامیکی نسبتاً طولانی قرار گرفته و کرنش‌های خمیری جمع‌شونده در آنها قابل توجه است، می‌توان از مدل اصلاح‌شده استفاده کرد.

مراجع

1. Mroz, Z., and Zienkiewicz, O., "Uniform Formulation of Constitutive Equations for Clays and Sands" *Mechanics of engineering materials*, Vol. 12, Pp. 415-449, (1984).
2. Zienkiewicz, O., and Z. Mroz., "Generalized Plasticity Formulation and Applications to Geomechanics", *Mechanics of engineering materials*, Vol. 44, No. 3, Pp. 655-679, (1984).
3. Zienkiewicz, OC, Leung, KH, and Pastor, M., "Simple Model for Transient Soil Loading in Earthquake Analysis I Basic Model and its Application", *Int J Num Anal Meth Geomech*, 9, Pp. 453-476, (1985).
4. Pastor, M., Zienkiewicz, O., & Leung, K., "Simple Model for Transient Soil Loading in Earthquake Analysis. II. Non- Associative Models for Sands", *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, Vol. 9, No. 5, Pp. 477-498, (1985).
5. Pastor, M., & Zienkiewicz, O., "A Generalized Plasticity, Hierarchical Model for Sand under Monotonic and Cyclic Loading", *Numerical Methods in Geomechanics*, Pp. 131-150, (1986).
6. Pastor, M., Zienkiewicz, O., and Chan, A., "Generalized Plasticity and the Modelling of Soil Behavior" *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 14, No. 3, Pp. 151-190, (1990).

7. Pastor, M., Zienkiewicz, O., Xu, G., and Peraire, J., "Modeling of Sand Behavior: Cyclic Loading, Anisotropy and Localization" *Modern Approaches to Plasticity*, D. Kolymbas (ed.), Pp. 469-492, (1993).
8. Bahda, F., Pastor, M., & Saitta, A., "A Double Hardening Model based on Generalized Plasticity and State Parameters for Cyclic Loading of Sands", *Numerical models in Geomechanics*. The Netherlands, Rotterdam, Pp. 33-38, (1997).
9. Zhang, H., Heeres, O., De Borst, R., & Schrefler, B., "Implicit Integration of a Generalized Plasticity Constitutive Model for Partially Saturated Soil", *Engineering Computations*, Vol. 18, No. 1/2, Pp. 314-336, (2001).
10. Schrefler, B., Zhang, H., Pastor, M., & Zienkiewicz, O., "Strain Localisation Modelling and Pore Pressure in Saturated Sand Samples", *Computational Mechanics*, Vol. 22, No. 3, Pp. 266-280, (1998).
11. Ling, H. I., and Liu, H., "Pressure-level Dependency and Densification Behavior of Sand through Generalized Plasticity Model", *Journal of engineering mechanics*, Vol. 129, No. 8, Pp. 851-860, (2003).
12. Merodo, J., A., Tamagnini, R., Pastor, M., Mira, P., "Modelling Damage with Generalized Plasticity", *Rivista Italiana di Geotecnica*, Vol. 4, Pp.32-42, (2005).
13. Mira, P., Tonni, M., Pastor, M., and Fernandez Merodo, A., "A Generalized Midpoint Aalgorithm for the Integration of a Generalized Plasticity Model for Sands", *Int J Numer Meth Engng*, Vol. 77, No. 9, Pp. 1201-1223, (2009).
14. Lashkari, A., & Latifi, M., "A Constitutive Model for Sand Liquefaction under Continuous Rotation of Principal Stress Axes", *Mechanics Research Communications*, Vol. 36, No. 2, 215-223, (2009).
15. Golchin, A., & Lashkari, A., "A Critical State Sand Model with Elastic-plastic Coupling", *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 51, No. 15-16, 2807-2825, (2014).
16. Iraj, A., Farzaneh, O. and Seyed Hosseininia, E., "A Modification to Dense Sand Dynamic Simulation Capability of Pastor-Zienkiewics-Chan Model", *Acta Geotechnica*, Vol. 9, No. 2, Pp. 343-353, (2014).
17. Goorani, M., and Hamidi, A., "A Generalized Plasticity Constitutive Model for Sand-gravel Mixtures", *International Journal of Civil Engineering*, Vol. 13, No. 2, Pp. 133-145, (2015).
18. Ravanbakhsh, E., and Hamidi, A., "Development of a Generalized Plasticity Constitutive Model for Cemented Sands Using Critical State Concept", *International Journal of Geotechnical Engineering* Vol. 7, No. 4, Pp. 364-373, (2013).
19. Najma, A. and Latifi, M., "Predicting Flow Liquefaction, a Constitutive Model Approach", *Acta Geotechnica*, Vol. 12, No. 4, Pp. 793-808, (2017).
20. Nova, R., and Wood, D. M., "A Constitutive Model for Sand in Triaxial Compression", *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, Vol. 3, No. 3, Pp. 255-278, (1979).

21. Pradhan, T. B. S., Tatsuoka, F., Sato, Y., "Experimental Stress-dilatancy Relations of Sand Subjected to Cyclic Loading", *Soils and Foundations*, Vol. 29, No. 1, Pp. 45-64, (1989).
22. Masuda, T., Tatsuoka, F., Yamada, S., & Sato, T., "Stress-Strain Behavior of Sand in Plane Strain Compression, Extension and Cyclic Loading Tests", *Soils and Foundations*, Vol. 39, No. 5, Pp. 31-45, (1999).
23. Tatsuoka, F. and Ishihara, K., "Drained Deformation of Sand under Cyclic Stresses Reversing Direction", *Soils and Foundations*, Vol. 14, No. 3, Pp. 51-65, (1974b).
24. Niemunis, A., and Herle, I., "Hypoplastic Model for Cohesionless Soils with Elastic Strain Range", *Mechanics of Cohesive- frictional Materials*, Vol. 2, No. 4, Pp. 279-299, (1997).
25. Karimi, J., Sato, T., & Koseki, J., "Plane Strain Compression Tests with Image Analysis on Dense Toyoura Sand", *Bulletin of ERS*, No. 38, Pp. 81-92, (2005).
26. Ling, H. I., Yang, S., Leshchinsky, D., Liu, H., and Burke, C., "Finite-element Simulations of Full-scale Modular-block Reinforced Soil Retaining Walls under Earthquake Loading", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 136, No. 5, Pp. 653-661, (2010).

تأثیر ترکیب سنگدانه‌های سنگین مگنتیت و الیاف فولادی در بهبود خواص مکانیکی بتن‌های سنگین*

مجید مهربد^(۱)محمدکاظم شربتدار^(۲)

چکیده در این مقاله خصوصیات مکانیکی بتن‌های ویژه با استفاده از سنگدانه‌های سنگین مگنتیت و الیاف فولادی با ۲۴ طرح اختلاط با درصد‌های ۰، ۵۰ و ۱۰۰٪ سنگدانه‌های سنگین جایگزین سنگدانه‌های معمولی، با نسبت‌های آب به سیمان ۰/۵۲ و ۰/۴ و الیاف فولادی با درصد‌های ۰، ۱، ۱/۵ و ۲٪ با مجموعاً ۳۰۰ نمونه آزمایشگاهی مکعبی، استوانه‌ای، تیر بررسی گردید. نتایج نشان داد که استفاده از سنگدانه‌های سنگین و الیاف فولادی باعث افزایش مقاومت‌های فشاری، کششی و برشی بتن شد و بیشترین تأثیر در نمونه‌های با ۵۰٪ سنگدانه سنگین و ۲٪ الیاف اتفاق افتاد.

واژه‌های کلیدی بتن‌های ویژه، الیاف فولادی، سنگدانه‌های سنگین، مقاومت، برشی، فشاری، کششی.

Magnetic Aggregates and Steel Fibre Combination Effect on Improving of Mechanical Characteristics of High Weight Concrete

M. Mehrbod

M. K. Sharbatdar

Abstract In this paper, the mechanical properties of special concrete with magnetic heavy weight aggregates and steel fibres, from 24 different mixed designs with 0, 50, 100% of heavy weight aggregates replacing with regular aggregates, 0.52 and 0.4 water-cement ratios and 0, 1, 1.5 and 2% of steel fibers, totally 300 specimens including cubic, cylindrical, and beam was investigated. The results showed that the compressive, tensile and shear strenghts were improved with using special aggregate and fibres particularly with 50% high weight aggregate and 2% steel fibres.

Key Words Special Concrete, Steel Fibers, Heavy Aggregates, Shear, Compressive, Tensile.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۵/۱۱/۱۱ و تاریخ پذیرش آن ۹۷/۶/۲۴ می‌باشد.

(۱) دانش‌آموخته کارشناسی ارشد، مهندسی سازه، دانشگاه سمنان.

(۲) نویسنده مسئول، دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان.

مقدمه

بتن‌های ویژه، به بتن‌هایی با خصوصیات غیرمعمول یا بتن‌های تولیدشده با روش‌های غیرمعمول گفته می‌شود. با توجه به ابداع بتن‌های جدید با افزودنی‌های مختلف و خواص فیزیکی و مکانیکی مختلفی که آنها دارند می‌توان از این خصوصیات جدید در ساخت انواع سازه‌ها با کاربردهای مختلف استفاده کرد. تاکنون مشخص شده‌است که انواع الیاف می‌توانند ظرفیت کرنش، مقاومت در برابر ضربه، میزان جذب انرژی، مقاومت سایشی و مقاومت کششی بتن را افزایش دهند. به‌طور کلی برای کاربرد در سازه، الیاف فولادی می‌توانند نقش مکملی برای میلگرد داشته باشند. الیاف فولادی با پخش ترک‌ها مقابله می‌کنند و مقاومت بتن را در برابر خستگی، ضربه، جمع‌شدگی و تنش‌های حرارتی افزایش می‌دهند و در همه مدهای شکست، روی خواص مکانیکی بتن تأثیر مثبت می‌گذارند [1-4]. بسیاری از محققان نشان داده‌اند در صورتی که از روش‌های عادی اختلاط استفاده شود، الیاف با نسبت طول به قطر بیشتر از ۱۰۰، باعث کم شدن کارایی بتن به مقدار قابل ملاحظه‌ای می‌شوند و یا به‌طور ناهمگون در بتن توزیع می‌گردند. الیاف فولادی کوتاه در نظر گرفته شده به عنوان تقویت‌کننده بتن، قطعات کوتاه فولادی هستند که دارای نسبت ابعاد (طول به قطر) حدود ۲۰ تا ۱۰۰ و دارای مقاطع و اشکال مختلف‌اند و در بتن ساخته شده به‌طور تصادفی پخش می‌شوند [5]. یکی از مشکلات مهم در به‌دست آوردن مخلوط یکنواخت، تمایل الیاف به توده شدن در یک جا می‌باشد که باید از این پدیده جلوگیری شود [6]. بتن الیافی SFRC، بتنی با حجم سیمان و نسبت بزرگ‌تری از ریزدانه نسبت به درشت‌دانه نسبت به بتن معمولی است و چندین روش برای طرح اختلاط آن وجود دارد که ممکن است روش طرح اختلاط برای بتن معمولی برای بتن SFRC کارایی نداشته باشد [7] و برای کاهش مقدار سیمان، برای مقادیر سیمان بالای

۳۵٪، ممکن است از خاکستر بادی استفاده شود [8]. اضافه نمودن الیاف، صرفاً برای افزایش مقاومت کششی مستقیم ارزشمند نمی‌باشد بلکه در فشار نیز باعث افزایش زیاد رفتار بعد از ترک‌خوردگی می‌شود [9]. الیاف فولادی عموماً باعث می‌شوند که سنگدانه‌ها اثر بیشتری در مقاومت خمشی SFRC داشته باشند. افزایش مقاومت خمشی نه تنها نسبت به مقدار الیاف، بلکه نسبت به مقدار l/d دارای حساسیت است [7,10]. ضمن این که الیاف برای بهبود سختی (سطح زیر نمودار کامل بار-تغییر مکان در خمش) یا افزایش ظرفیت جذب انرژی هم به بتن اضافه می‌شوند [6]. افزایش مقاومت فشاری، مدول الاستیسیته و نسبت پواسون ناشی از الیاف فولادی در بتن‌های با رده‌های مختلف ۳۵، ۶۵ و ۸۵ مگاپاسکال نسبتاً کم است (کمتر از ۱۰٪) [11]. در تحقیقی دیگر، سه نوع الیاف پلیمری پلی پروپیلن، فولادی و الیاف کربنی انتخاب و نمونه‌های بتنی با استفاده از آنها ساخته شده و مقاومت‌های خمشی، کششی و فشاری نمونه‌های ساخته شده، اندازه‌گیری و با یکدیگر مقایسه گردیده‌است. در این تحقیق مقاومت کششی نمونه‌های بتن الیافی تهیه شده با الیاف فولادی بالاتر بود و نمونه‌های بتن با الیاف کربنی نسبت به دو نوع بتن الیافی دیگر مقاومت فشاری بالاتری داشتند. همچنین مقاومت خمشی نمونه‌های بتن با الیاف کربنی نسبت به دو نوع بتن الیافی دیگر پایین‌تر بود اما نتایج نرمالیزه شده بیانگر مقاومت خمشی بیشتر بتن با الیاف فولادی بود [12,13]. برای تولید بتن سنگین از سنگدانه‌های سنگین مانند باریت، فروفسفر، ژئوتیت، هماتیت، ایلمنیت، لیمونیت، مگنتیت و ذرات پانچی فولادی چربی‌زدایی شده استفاده می‌شود. به‌طور کلی انتخاب سنگدانه براساس خصوصیات فیزیکی، قابلیت دسترسی و هزینه انجام می‌شود [14]. به منظور دستیابی به ارزیابی ویژگی‌های بتن سنگین با استفاده از فولاد سرباره، خصوصاً در مورد ویژگی‌های محافظت در تشعشع آن، آزمایش‌های متعددی طراحی و اجرا

سنگین از سنگ معدن طبیعی ایلمنیت و سرپتین به ترتیب به عنوان درشت دانه و ریزدانه استفاده شده است تا بتن ISFHC که توانایی مقاومت در برابر اثرات انفجار هسته‌ای را دارد بررسی گردد. نتایج نشان می‌دهد که سرعت امواج صوتی با زیاد شدن حجم الیاف تا ۲٪، افزایش می‌یابد و هرچه زمان بیشتری سپری شود مقاومت فشاری نیز افزایش پیدا می‌کند. همچنین افزایش حجم الیاف تا حداکثر ۳٪ حجمی، به افزایش ۱۰۰٪ مقاومت خمشی منجر می‌شود. این امر ممکن است ناشی از درصد الیاف که خود باعث بزرگی سطح خمش می‌شود باشد. ضمناً مقادیر مقاومت ضربه‌ای در اولین ترک و ترک انهدام بتن ISFHC، خیلی بیشتر از آن مقدار در بتن معمولی است؛ لذا المان‌های سازه‌ای پناهگاه بتن ISFHC می‌توانند نزدیک به نصف ابعاد بتن معمولی طراحی شوند [23]. از آهن به عنوان جایگزین درشت دانه و ریزدانه استفاده می‌شود و بتن سنگین از همان روش طراحی بتن معمولی می‌تواند طرح شود لذا سنگدانه‌های درشت با هماتیت به مقدار ۰ تا ۵۰٪ جایگزین می‌شوند که نتایج کلی آزمایش‌ها نشان می‌دهد دانه‌های هماتیت می‌توانند برای ساخت بتن سنگین استفاده شوند؛ اما این امر تأثیر زیادی بر روی مشخصات مقاومتی بتن نظیر مقاومت فشاری، کششی و خمشی نخواهد داشت [24]. پدیده افزایش مقاومت در بتن ساخته شده از نوع سنگدانه گرانیتی به همراه میکروسلیس را می‌توان به چسبندگی بهتر این سنگدانه‌ها با خمیر سیمان و مقاومت سنگدانه ارتباط داد به طوری که تأثیرپذیری نوع سنگدانه در روابط فشار و کشش و مدول الاستیسیته به خصوص برای بتن‌های با مقاومت بالای ۶۰ مگاپاسکال کاملاً مشهود است، بنابراین بتن ساخته شده با سنگدانه‌های گرانیتی، به دلیل هموزن بودن و تراکم سنگدانه‌ها، از صلبیت بالایی در مقایسه با سنگدانه‌های آهکی برخوردار است که در نتیجه مدول الاستیسیته در بتن‌های با سنگدانه‌های گرانیتی به طور محسوسی بیشتر از بتن‌های با

گردیده است [15,16]. آزمایش‌هایی در دانشگاه براویجایی اندونزی مربوط به ویژگی‌های فیزیکی و مکانیکی بتن سنگین انجام شده و نتایج نشان داده است که بتن سنگین، تشعشع بیشتری را نسبت به بتن معمولی جذب می‌کند و ضریب میرایی تشعشع بتن سنگین، از ضریب میرایی تشعشع بتن معمولی بالاتر است به طوری که افزایش ضخامت نمونه‌های بتن سنگین و معمولی، ضریب میرایی مؤثر را افزایش می‌دهد [17,18]. در بررسی دیگری، برخی خصوصیات فیزیکی و مکانیکی بتن ساخته شده با سنگدانه‌های باریت و $BaSO_4$ تحلیل شده است و نمونه‌هایی شامل درصد‌های حجمی ۰، ۱۰، ۲۰، ۳۰، ۴۰ و ۵۰٪ سنگدانه‌های باریت آماده شده است و نتایج آزمایش‌های بتن معمولی و بتن تهیه شده با باریت با هم مقایسه شده‌اند. نتایج نشان‌دهنده افزایش ضریب هدایت گرمایی تا ۱۰۰٪ برای بتن سنگین بوده است [19]. در یک تحقیق بر روی سنگ شکسته طبیعی و همچنین دانه‌های باریت در ترکیه، با افزایش میزان باریت، درصد جذب آب کاهش پیدا کرده و با دانه‌های باریت دارای وزن مخصوص بالا، ضریب الاستیسیته و وزن مخصوص و ضریب هدایت گرمایی هم افزایش یافته است [20]. مصالح مازاد صنعتی SBR به عنوان ماده افزودنی به بتن به منظور تولید بتن سنگین با جایگزینی آن به جای ماسه استفاده شده، اما تأثیر زیادی بر مقاومت فشاری بتن نداشته است ولی افزایش درصد SBR وزن مخصوص بتن را افزایش داده است [14,21]. در مطالعه آزمایشگاهی انجام شده با سنگدانه‌های مگنتیت به عنوان بتن محافظ در برابر حرارت بالا تا ۸۰۰ درجه، مشخص شده است که مقاومت فشاری بتن مرجع شامل سنگدانه‌های معمولی، با افزایش درجه حرارت کاهش می‌یابد ولی مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی مگنتیت تا ۳۰۰ درجه افزایش می‌یابد و در دمای $450^{\circ}C$ شروع به کاهش می‌کند. با این اوصاف، مقاومت فشاری نمونه‌ها هنوز بیشتر از نمونه مرجع می‌باشد [22]. در تحقیقی بر روی بتن

سنگدانه‌های آهکی می‌باشد [25].

نمونه‌های آزمایشگاهی

مشخصات مصالح و نمونه‌ها

اثر الیاف فولادی در بتن و نقش سنگدانه‌های سنگین مگنتیت به همراه نسبت آب به سیمان W/C بر خواص بتن تازه و سخت شده از اهداف این تحقیق آزمایشگاهی است، لذا دو مقدار برای متغیر W/C ($0/4$ و $0/52$)، سه مقدار برای سنگدانه‌های سنگین مگنتیت (تمام سنگدانه‌های معمولی، 50% سنگدانه‌های سنگین مگنتیت و 50% سنگدانه‌های معمولی و تمام سنگدانه‌ها از نوع سنگین) انتخاب شد و چهار مقدار برای الیاف فولادی (0 ، $1/5$ و 2% حجم بتن) در نظر گرفته شد؛ به این ترتیب در مجموع ۲۴ طرح مختلف آزمایشگاهی مطابق جدول (۱) و تعداد کل نمونه‌ها برابر ۳۰۰ نمونه استوانه‌ای، مکعبی و برشی مطابق شکل (۱) در نظر گرفته شد. نمونه‌ها شامل ۱۴۴ نمونه 100×200 میلی‌متر استوانه‌ای برای آزمایش مقاومت فشاری و کششی برزیلی، ۱۲۰ نمونه مکعبی $100 \times 100 \times 100$ میلی‌متر برای آزمایش مقاومت فشاری و ۳۶ نمونه $38 \times 150 \times 400$ میلی‌متر برای آزمایش مقاومت برشی ساخته شد. نام‌گذاری طرح‌های اختلاط براساس نوع مصالح مصرفی در آن مطابق جدول (۱) است. طرح‌های اختلاط شامل سنگدانه‌های کاملاً معمولی با علامت N، 50% سنگدانه سنگین و 50% سنگدانه معمولی با علامت NW، و سنگدانه‌های کاملاً سنگین با علامت W نام‌گذاری شدند. طرح‌های اختلاط با درصد الیاف ۰ با علامت F0، درصد الیاف ۱ با علامت F1، درصد الیاف $1/5$ با علامت F1.5 و با درصد الیاف ۲ با علامت F2 مشخص شد. علاوه بر آن، کلیه طرح‌های اختلاط تعیین شده با دو نسبت مختلف آب به سیمان $0/52$ و $0/4$ برای تعیین اثر نسبت‌های آب به سیمان مختلف بر مشخصات مکانیکی نمونه ساخته شد که به ترتیب با علامت اختصاری ۱ و ۲ در طرح‌های اختلاط مشخص گردید. سیمان استفاده شده در این تحقیق، سیمان پرتلند تیپ ۲ کارخانه سیمان شاهرود بوده است. در این تحقیق

از دو نوع سنگدانه شامل سنگدانه‌های با چگالی بالای مگنتیت (Fe_3O_4) و سنگدانه‌های معمولی و هر یک نیز شامل ریزدانه (ماسه) و درشت‌دانه (شن) با مشخصات مطابق جدول (۲) استفاده شده است. منحنی دانه‌بندی سنگدانه‌های معمولی و سنگین در شکل‌های (۲) و (۳) نشان داده شده است و سعی شده است طوری دانه‌بندی شوند که منحنی دانه‌بندی آنها به منحنی دانه‌بندی سنگدانه‌های معمولی نزدیک باشد. نسبت 50% به صورت حجمی می‌باشد و باتوجه به چگالی و وزن مخصوص ماسه‌ها و شن‌ها، وزن آنها محاسبه شده است. الیاف فولادی مورد استفاده از شرکت DUROCEM ایتالیا با مشخصات جدول (۳) و شکل (۴) بوده است.



(الف) نمونه‌های مکعبی



(ب) نمونه‌های استوانه‌ای



(ج) نمونه‌های برشی

شکل ۱ نمونه‌های آزمایشگاهی مورد نظر

جدول ۱ نام‌گذاری و مشخصات طرح‌های اختلاط مختلف

ردیف	نشان اختصاری	مشخصات
۱	N1	سنگدانه‌های معمولی، بدون الیاف و نسبت آب به سیمان ۰,۵۲
۲	N2	سنگدانه‌های معمولی، بدون الیاف و نسبت آب به سیمان ۰,۴
۳	NW1	سنگدانه‌های معمولی و سنگین، بدون الیاف و نسبت آب به سیمان ۰,۵۲
۴	NW2	سنگدانه‌های معمولی و سنگین، بدون الیاف و نسبت آب به سیمان ۰,۴
۵	W1	سنگدانه‌های سنگین، بدون الیاف و نسبت آب به سیمان ۰,۵۲
۶	W2	سنگدانه‌های سنگین، بدون الیاف و نسبت آب به سیمان ۰,۴
۷	N1F1	سنگدانه‌های معمولی، با الیاف ۱٪ و نسبت آب به سیمان ۰,۵۲
۸	N2F1	سنگدانه‌های معمولی، با الیاف ۱٪ و نسبت آب به سیمان ۰,۴
۹	NW1F1	سنگدانه‌های معمولی و سنگین، با الیاف ۱٪ و نسبت آب به سیمان ۰,۵۲
۱۰	NW2F1	سنگدانه‌های معمولی و سنگین، با الیاف ۱٪ و نسبت آب به سیمان ۰,۴
۱۱	W1F1	سنگدانه‌های سنگین، با الیاف ۱٪ و نسبت آب به سیمان ۰,۵۲
۱۲	W2F1	سنگدانه‌های سنگین، با الیاف ۱٪ و نسبت آب به سیمان ۰,۴
۱۳	N1F1.5	سنگدانه‌های معمولی، با الیاف ۱/۵٪ و نسبت آب به سیمان ۰,۵۲
۱۴	N2F1.5	سنگدانه‌های معمولی، با الیاف ۱/۵٪ و نسبت آب به سیمان ۰,۴
۱۵	NW1F1.5	سنگدانه‌های معمولی و سنگین، با الیاف ۱/۵٪ و نسبت آب به سیمان ۰,۵۲
۱۶	NW2F1.5	سنگدانه‌های معمولی و سنگین، با الیاف ۱/۵٪ و نسبت آب به سیمان ۰,۴
۱۷	W1F1.5	سنگدانه‌های سنگین، با الیاف ۱/۵٪ و نسبت آب به سیمان ۰,۵۲
۱۸	W2F1.5	سنگدانه‌های سنگین، با الیاف ۱/۵٪ و نسبت آب به سیمان ۰,۴
۱۹	N1F2	سنگدانه‌های معمولی، با الیاف ۲٪ و نسبت آب به سیمان ۰,۵۲
۲۰	N2F2	سنگدانه‌های معمولی، با الیاف ۲٪ و نسبت آب به سیمان ۰,۴
۲۱	NW1F2	سنگدانه‌های معمولی و سنگین، با الیاف ۲٪ و نسبت آب به سیمان ۰,۵۲
۲۲	NW2F2	سنگدانه‌های معمولی و سنگین، با الیاف ۲٪ و نسبت آب به سیمان ۰,۴
۲۳	W1F2	سنگدانه‌های سنگین، با الیاف ۲٪ و نسبت آب به سیمان ۰,۵۲
۲۴	W2F2	سنگدانه‌های سنگین، با الیاف ۲٪ و نسبت آب به سیمان ۰,۴

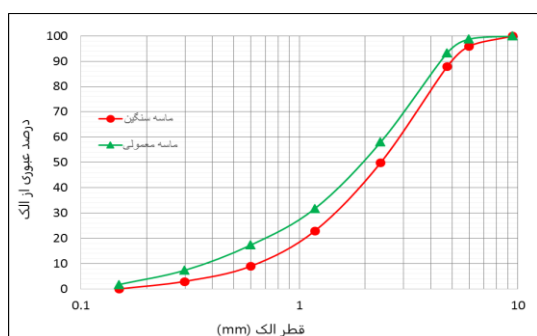
جدول ۲ مشخصات فیزیکی مصالح سنگی

مشخصات نوع	شکل ظاهری	وزن مخصوص (kg/m ³)	چگالی نسبی	مدول نرمی	درصد جذب	درصد رطوبت
شن سنگین	نسبتاً تیز گوشه	۲۴۰۰	۴/۱۸	-	۱,۵	۰/۴
ماسه سنگین	نسبتاً تیز گوشه	۲۷۴۰	۳/۷۷	۳	۲,۳	۰/۶۲
شن معمولی	نسبتاً تیز گوشه	۱۵۹۰	۲/۶۷	-	۱,۳	۰/۳۶
ماسه معمولی	نسبتاً تیز گوشه	۱۷۷۰	۲/۴۵	۳	۲,۲	۰/۸۸

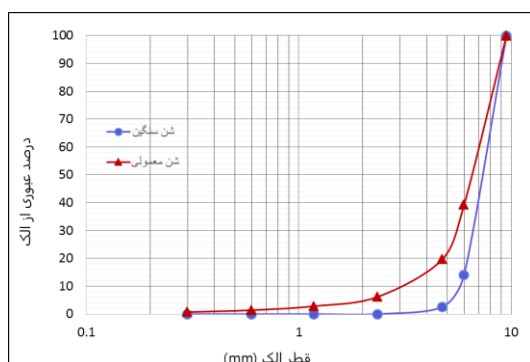
جدول ۳ مشخصات فنی و مکانیکی الیاف فولادی

مقاومت کششی (MPa)	Type	L/d	Elongation (%)	Material	L (mm)	d (mm)
۸۰۰	Hooked	۳۷/۵	۱,۳	Steel	۳۰	۰/۸

هم‌چنین برای اندازه‌گیری مقاومت کششی از استاندارد ASTM C496 استفاده گردید که مقاومت کششی برزیلی نمونه‌ها از رابطه $f_t = \frac{2P_{max}}{\pi D L}$ محاسبه شد که در آن P_{max} بار نهایی و D و L قطر و طول استوانه است.



(الف) ماسه معمولی و سنگین مگنتیت



(ب) شن معمولی و سنگین مگنتیت

شکل ۳ مقایسه منحنی دانه‌بندی سنگدانه معمولی و سنگین



شکل ۴ الیاف فولادی مورد استفاده

برای آزمایش مقاومت برشی بتن از همان دستگاه به‌همراه استفاده از سیستم بارگذاری مطابق شکل (۵) بر روی نمونه‌های تیری شکل به ابعاد $400 \times 150 \times 38$

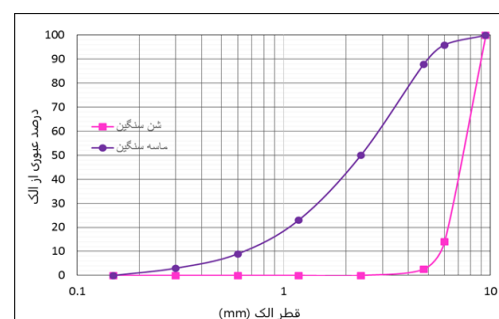
آزمایش‌های بتن تازه و سخت‌شده

آزمایش استاندارد اسلامپ (قالب به‌شکل مخروط ناقص به ارتفاع ۳۰۰ میلی‌متر، قطر ۱۰۰ میلی‌متر در بالا و قطر ۲۰۰ میلی‌متر در پایین) برای مشخص کردن درجه کارایی براساس استاندارد ASTM-C143 انجام می‌گیرد. آزمایش وزن مخصوص بتن تازه هم براساس استاندارد ASTM-C138 انجام می‌گیرد. نمونه‌ها بعد از ۲۴ ساعت در آب قرار داده و تا ۲۸ روز عمل‌آوری شدند. قبل از انجام آزمایش‌های بتن سخت‌شده، کلیه نمونه‌ها توزین و وزن مخصوص سخت‌شده نمونه‌ها محاسبه گردید. برای تست مقاومت فشاری و کششی (برزیلی) از دستگاه Toni Technik استفاده گردید.

بارگذاری نمونه‌های فشاری طبق استاندارد BS1881 و ASTM-C39 انجام شد. مقاومت فشاری نمونه‌های بتنی مکعبی و استوانه‌ای از تقسیم مقدار بار نهایی قرائت‌شده از دستگاه بر سطح بارگذاری برابر $f = \frac{P_{max}}{A}$ به‌دست آمد.



(الف) ماسه و شن معمولی



(ب) ماسه و شن سنگین مگنتیت

شکل ۲ منحنی دانه‌بندی ماسه و شن



(ج) نمونه واقعی حین آزمایش
شکل ۵ آزمایش مقاومت برشی

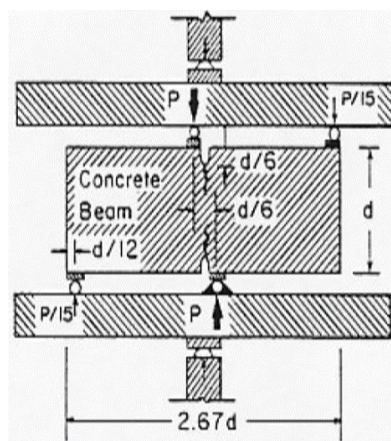
نتایج آزمایش‌ها و تجزیه و تحلیل اسلامپ

مقادیر اسلامپ و درصد کاهش آن در تمامی طرح‌های اختلاط نسبت به طرح اختلاط بتن مرجع N1 با ثابت فرض نمودن یکی از متغیرهای نسبت آب به سیمان به دست می‌آید که در جدول (۴) نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود بیشترین کاهش اسلامپ در نسبت آب به سیمان ۰/۴ به میزان ۵۷/۱۴٪ اتفاق می‌افتد و با ثابت فرض نمودن الیاف فولادی، ملاحظه می‌شود بیشترین کاهش اسلامپ در نمونه‌های حاوی ۲٪ الیاف فولادی به میزان ۵۷/۱۴٪ اتفاق می‌افتد و نتیجه می‌شود هرچه الیاف بیشتر باشد اسلامپ کاهش خواهد یافت. همچنین با فرض ثابت بودن درصد استفاده از سنگدانه‌های سنگین مگنتیت نسبت به کل حجم سنگدانه‌ها، نتایج نشان می‌دهد که بیشترین کاهش اسلامپ مربوط به بتن حاوی ۱۰۰٪ سنگدانه‌های سنگین و به میزان ۵۷/۱۴٪ می‌باشد، بنابراین هرچه میزان سنگدانه‌های سنگین بیشتر شود اسلامپ کاهش خواهد یافت.

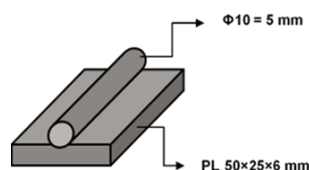
وزن مخصوص بتن سخت شده

مقادیر وزن مخصوص بتن سخت شده و درصد افزایش آن در تمامی طرح‌های اختلاط نسبت به طرح اختلاط بتن مرجع N1 با ثابت فرض نمودن یکی از متغیرهای نسبت آب به سیمان به دست می‌آید که در جدول (۵)

میلی متر بهره گرفته شد. برای بارگذاری نقطه‌ای به صورت غلتکی مطابق شکل از آرماتور ساده و ورق فولادی استفاده شد. بار دستگاه در محل بارگذاری P بالایی نشان داده شده در شکل اعمال گردید و در محل بار P پایینی یکی از غلتک‌ها بر روی نشیمن مهار شد تا تکیه‌گاه مفصلی تأمین شود. ملاحظه می‌شود بیشینه میزان برش $\frac{14P}{15}$ در محدوده $\frac{d}{6}$ وسط از طول تیر اعمال می‌شود و برای این‌که برش حتی‌الامکان از مقطعی ضعیف شده اتفاق بیفتد دو شیار به ابعاد ۲/۵×۲۵ میلی متر و به ضخامت نمونه در بالا و پایین نمونه با دستگاه برش ایجاد شد. مقاومت برشی نمونه‌ها به صورت متوسط از رابطه $f_s = \frac{14P_{max}}{15A}$ محاسبه گردید که P_{max} بار نهایی و A سطح بارگذاری شده برابر ۳۸۰۰ میلی متر مربع است. نمونه‌های فشاری مکعبی در سنین ۷ و ۲۸ روزه و نمونه‌های آزمایشی کششی برزیلی و فشاری استوانه‌ای و همین‌طور همه نمونه‌های تیری برای آزمایش مقاومت برشی بتن در سن ۲۸ روزه آزمایش شدند.



(الف) چیدمان آزمایش



(ب) غلتک‌های آماده شده

میزان افزایش وزن مخصوص مربوط به بتن حاوی ۲٪ الیاف می‌باشد و همچنین با ثابت بودن درصد الیاف، بیشترین افزایش وزن مخصوص مربوط به رده بتن ۱۰۰٪ سنگدانه‌های سنگین به میزان ۴۴/۸۷٪ می‌باشد.

نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد وزن مخصوص نمونه‌ها نسبت به میزان W/C حساسیت زیادی ندارد اما بیشترین وزن مخصوص مربوط به بتن W1F2 و به میزان ۴۴/۸۷٪ نسبت به بتن معمولی می‌باشد. با ثابت بودن درصد سنگدانه‌ها، هرچه میزان الیاف بیشتر باشد وزن مخصوص بتن نیز افزایش خواهد یافت و بیشترین

جدول ۴ تغییرات اسلامپ با ثابت بودن یکی از متغیرها در همه طرح‌های اختلاط

(الف) نسبت آب به سیمان ۰/۵۲ و ۰/۴

W/C = ۰/۴				W/C = ۰/۵۲			
درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1	اسلامپ (cm)	نام اختصاری طرح اختلاط	ردیف	درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1	اسلامپ (cm)	نام اختصاری طرح اختلاط	ردیف
-۳,۳	۸,۸	N2	۱	۰	۹,۱	N1	۱
-۱۶,۴۸	۷,۶	NW2	۲	-۸,۷۹	۸,۳	NW1	۲
-۲۹,۶۷	۶,۴	W2	۳	-۱۹,۷۸	۷,۳	W1	۳
-۱۴,۲۹	۷,۸	N2F1	۴	-۹,۸۹	۸,۲	N1F1	۴
-۲۸,۵۷	۶,۵	NW2F1	۵	-۲۱,۹۸	۷,۱	NW1F1	۵
-۴۳,۹۶	۵,۱	W2F1	۶	-۳۱,۸۷	۶,۲	W1F1	۶
-۲۱,۹۸	۷,۱	N2F1.5	۷	-۱۷,۵۸	۷,۵	N1F1.5	۷
-۳۷,۳۶	۵,۷	NW2F1.5	۸	-۲۸,۵۷	۶,۵	NW1F1.5	۸
-۵۰,۵۵	۴,۵	W2F1.5	۹	-۳۹,۵۶	۵,۵	W1F1.5	۹
-۲۸,۵۷	۶,۵	N2F2	۱۰	-۲۴,۱۸	۶,۹	N1F2	۱۰
-۴۳,۹۶	۵,۱	NW2F2	۱۱	-۳۶,۲۶	۵,۸	NW1F2	۱۱
-۵۷,۱۴	۳,۹	W2F2	۱۲	-۴۷,۲۵	۴,۸	W1F2	۱۲

(ب) صفر و ۱٪ الیاف فولادی

الیاف ۱٪				بدون الیاف			
درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1	اسلامپ (cm)	نام اختصاری	ردیف	درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1	اسلامپ (cm)	نام اختصاری	ردیف
-۹,۸۹	۸,۲	N1F1	۱	۰	۹,۱	N1	۱
-۱۴,۲۹	۷,۸	N2F1	۲	-۳,۳	۸,۸	N2	۲
-۲۱,۹۸	۷,۱	NW1F1	۳	-۸,۷۹	۸,۳	NW1	۳
-۲۸,۵۷	۶,۵	NW2F1	۴	-۱۶,۴۸	۷,۶	NW2	۴
-۳۱,۸۷	۶,۲	W1F1	۵	-۱۹,۷۸	۷,۳	W1	۵
-۴۳,۹۶	۵,۱	W2F1	۶	-۲۹,۶۷	۶,۴	W2	۶

(ج) ۱/۵ و ۲٪ الیاف فولادی

الیاف ۲٪				الیاف ۱/۵٪			
ردیف	نام اختصاری	اسلامپ (cm)	درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1	ردیف	نام اختصاری	اسلامپ (cm)	درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1
۱	N1F1.5	۷,۵	-۱۷,۵۸	۱	N1F2	۶,۹	-۲۴,۱۸
۲	N2F1.5	۷,۱	-۲۱,۹۸	۲	N2F2	۶,۵	-۲۸,۵۷
۳	NW1F1.5	۶,۵	-۲۸,۵۷	۳	NW1F2	۵,۸	-۳۶,۲۶
۴	NW2F1.5	۵,۷	-۳۷,۳۶	۴	NW2F2	۵,۱	-۴۳,۹۶
۵	W1F1.5	۵,۵	-۳۹,۵۶	۵	W1F2	۴,۸	-۴۷,۲۵
۶	W2F1.5	۴,۵	-۵۰,۵۵	۶	W2F2	۳,۹	-۵۷,۱۴

(د) ۰ و ۵۰٪ سنگدانه‌های سنگین

بدون سنگدانه‌های سنگین				۵۰٪ سنگدانه‌های سنگین			
ردیف	نام اختصاری	اسلامپ (cm)	درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1	ردیف	نام اختصاری	اسلامپ (cm)	درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1
۱	N1	۹,۱	۰	۱	NW1	۸,۳	-۸,۷۹
۲	N2	۸,۸	-۳,۳	۲	NW2	۷,۶	-۱۶,۴۸
۳	N1F1	۸,۲	-۹,۸۹	۳	NW1F1	۷,۱	-۲۱,۹۸
۴	N2F1	۷,۸	-۱۴,۲۹	۴	NW2F1	۶,۵	-۲۸,۵۷
۵	N1F1.5	۷,۵	-۱۷,۵۸	۵	NW1F1.5	۶,۵	-۲۸,۵۷
۶	N2F1.5	۷,۱	-۲۱,۹۸	۶	NW2F1.5	۵,۷	-۳۷,۳۶
۷	N1F2	۶,۹	-۲۴,۱۸	۷	NW1F2	۵,۸	-۳۶,۲۶
۸	N2F2	۶,۵	-۲۸,۵۷	۸	NW2F2	۵,۱	-۴۳,۹۶

(ه) ۱۰۰٪ سنگدانه‌های سنگین

۱۰۰٪ سنگدانه‌های سنگین			
ردیف	نام اختصاری	اسلامپ (cm)	درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1
۱	W1	۷,۳	-۱۹,۷۸
۲	W2	۶,۴	-۲۹,۶۷
۳	W1F1	۶,۲	-۳۱,۸۷
۴	W2F1	۵,۱	-۴۳,۹۶
۵	W1F1.5	۵,۵	-۳۹,۵۶
۶	W2F1.5	۴,۵	-۵۰,۵۵
۷	W1F2	۴,۸	-۴۷,۲۵
۸	W2F2	۳,۹	-۵۷,۱۴

مقاومت فشاری

مقاومت‌های فشاری به عنوان پارامتر مهمی از خواص بتن‌های ویژه می‌باشد لذا در این بخش، تغییرات متوسط مقاومت‌های فشاری همه نمونه‌های ساخته شده شامل مکعبی ۷ روزه، مکعبی ۲۸ روزه و استوانه‌ای ۲۸ روزه مربوط به تمامی طرح‌های اختلاط نسبت به مقاومت فشاری به ترتیب مکعبی ۷ روزه، مکعبی ۲۸ روزه و استوانه‌ای ۲۸ روزه نمونه مرجع (N1) برحسب درصد با فرض ثابت بودن یکی از متغیرها محاسبه گردید و در جدول (۶) نشان داده شد. تعداد نمونه‌ها برای تعیین

مقاومت مکعبی ۷ روزه ۲ عدد، مکعبی ۲۸ روزه ۳ عدد و استوانه‌ای ۲۸ روزه ۳ عدد بوده است. نتایج نشان می‌دهد که در حالت نسبت آب به سیمان ۰/۵۲، بیشترین افزایش مقاومت فشاری نمونه‌های مکعبی ۷ و ۲۸ روزه و استوانه‌ای ۲۸ روزه نسبت به نمونه مرجع مشابه در نمونه‌های NW1F1.5، NW1F2 و NW1F2 بود که به ترتیب حدود ۷۸، ۷۰ و ۷۸٪ بود. این افزایش در حالت نسبت آب به سیمان ۰/۴ در نمونه‌های NW2F2، NW2F2 و NW2F1.5 به ترتیب حدود ۱۴۷، ۹۹ و ۱۳۱٪ بود.

جدول ۵ تغییرات وزن مخصوص بتن سخت شده با ثابت بودن یکی از متغیرها در همه طرح‌های اختلاط (الف) نسبت آب به سیمان ۰/۵۲ و ۰/۴

W/C = ۰/۴				W/C = ۰/۵۲			
ردیف	نام اختصاری	وزن مخصوص gr/cm ³	درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1	ردیف	نام اختصاری	وزن مخصوص gr/cm ³	درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1
۱	N2	۲,۳۹	۲,۱۴	۱	N1	۲,۳۴	۰
۲	NW2	۲,۷۹	۱۹,۲۳	۲	NW1	۲,۷۹	۱۹,۲۳
۳	W2	۳,۲۷	۳۹,۷۴	۳	W1	۳,۲۳	۳۸,۰۳
۴	N2F1	۲,۴۸	۵,۹۸	۴	N1F1	۲,۴۴	۴,۲۷
۵	NW2F1	۲,۸۸	۲۳,۰۸	۵	NW1F1	۲,۸۱	۲۰,۰۹
۶	W2F1	۳,۲۸	۴۰,۱۷	۶	W1F1	۳,۳۲	۴۱,۸۸
۷	N2F1.5	۲,۵۲	۷,۶۹	۷	N1F1.5	۲,۴۷	۵,۵۶
۸	NW2F1.5	۲,۹	۲۳,۹۳	۸	NW1F1.5	۲,۹۶	۲۶,۵
۹	W2F1.5	۳,۳۱	۴۱,۴۵	۹	W1F1.5	۳,۳۴	۴۲,۷۴
۱۰	N2F2	۲,۴۹	۶,۴۱	۱۰	N1F2	۲,۴۹	۶,۴۱
۱۱	NW2F2	۲,۹۳	۲۵,۲۱	۱۱	NW1F2	۲,۹۶	۲۶,۵
۱۲	W2F2	۳,۳۴	۴۲,۷۴	۱۲	W1F2	۳,۳۹	۴۴,۸۷

(ب) صفر و ۱٪ الیاف فولادی

الیاف ۱٪				بدون الیاف			
ردیف	نام اختصاری	وزن مخصوص gr/cm ³	درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1	ردیف	نام اختصاری	وزن مخصوص gr/cm ³	درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1
۱	N1F1	۲,۴۴	۴,۲۷	۱	N1	۲,۳۴	۰
۲	N2F1	۲,۴۸	۵,۹۸	۲	N2	۲,۳۹	۲,۱۴
۳	NW1F1	۲,۸۱	۲۰,۰۹	۳	NW1	۲,۷۹	۱۹,۲۳
۴	NW2F1	۲,۸۸	۲۳,۰۸	۴	NW2	۲,۷۹	۱۹,۲۳
۵	W1F1	۳,۲۲	۴۱,۸۸	۵	W1	۳,۲۳	۳۸,۰۳
۶	W2F1	۳,۲۸	۴۰,۱۷	۶	W2	۳,۲۷	۳۹,۷۴

(ج) ۱/۵ و ۲٪ الیاف فولادی

الیاف ۲٪				الیاف ۱/۵٪			
ردیف	نام اختصاری	وزن مخصوص gr/cm ³	درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1	ردیف	نام اختصاری	وزن مخصوص gr/cm ³	درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1
۱	N1F1.5	۲,۴۷	۵,۵۶	۱	N1F2	۲,۴۹	۶,۴۱
۲	N2F1.5	۲,۵۲	۷,۶۹	۲	N2F2	۲,۴۹	۶,۴۱
۳	NW1F1.5	۲,۹۶	۲۶,۵	۳	NW1F2	۲,۹۶	۲۶,۵
۴	NW2F1.5	۲,۹	۲۳,۹۳	۴	NW2F2	۲,۹۳	۲۵,۲۱
۵	W1F1.5	۳,۳۴	۴۲,۷۴	۵	W1F2	۳,۳۹	۴۴,۸۷
۶	W2F1.5	۳,۳۱	۴۱,۴۵	۶	W2F2	۳,۳۴	۴۲,۷۴

(د) ۰ و ۵۰٪ سنگدانه‌های سنگین

بدون سنگدانه‌های سنگین				۵۰٪ سنگدانه‌های سنگین			
ردیف	نام اختصاری	وزن مخصوص gr/cm ³	درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1	ردیف	نام اختصاری	وزن مخصوص gr/cm ³	درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1
۱	N1	۲,۳۴	۰	۱	NW1	۲,۷۹	۱۹,۲۳
۲	N2	۲,۳۹	۲,۱۴	۲	NW2	۲,۷۹	۱۹,۲۳
۳	N1F1	۲,۴۴	۴,۲۷	۳	NW1F1	۲,۸۱	۲۰,۰۹
۴	N2F1	۲,۴۸	۵,۹۸	۴	NW2F1	۲,۸۸	۲۳,۰۸
۵	N1F1.5	۲,۴۷	۵,۵۶	۵	NW1F1.5	۲,۹۶	۲۶,۵
۶	N2F1.5	۲,۵۲	۷,۶۹	۶	NW2F1.5	۲,۹	۲۳,۹۳
۷	N1F2	۲,۴۹	۶,۴۱	۷	NW1F2	۲,۹۶	۲۶,۵
۸	N2F2	۲,۴۹	۶,۴۱	۸	NW2F2	۲,۹۳	۲۵,۲۱

(ه) ۱۰۰٪ سنگدانه‌های سنگین

۱۰۰٪ سنگدانه‌های سنگین			
ردیف	نام اختصاری	وزن مخصوص gr/cm ³	درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1
۱	W1	۳,۲۳	۳۸,۰۳
۲	W2	۳,۲۷	۳۹,۷۴
۳	W1F1	۳,۳۲	۴۱,۸۸
۴	W2F1	۳,۲۸	۴۰,۱۷
۵	W1F1.5	۳,۳۴	۴۲,۷۴
۶	W2F1.5	۳,۳۱	۴۱,۴۵
۷	W1F2	۳,۳۹	۴۴,۸۷
۸	W2F2	۳,۳۴	۴۲,۷۴

از سنگدانه‌های سنگین نسبت به کل حجم سنگدانه‌ها، بیشترین میزان افزایش مقاومت فشاری مربوط به رده بتن بدون سنگدانه‌های سنگین در نمونه‌های مکعبی ۷ و ۲۸ روزه و استوانه‌ای ۲۸ روزه نسبت به نمونه مرجع مشابه در نمونه‌های NW2F2، N2F2 و N2F1 به ترتیب برابر ۱۰۲ و ۷۴ و ۹۹٪ بود و این افزایش در حالت با ۵۰٪ سنگدانه سنگین در نمونه‌های مکعبی ۷ و ۲۸ روزه NW2F2 و استوانه‌ای ۲۸ روزه NW2F1.5 به ترتیب حدود ۱۴۷، ۹۹ و ۱۳۱٪ بود و در حالت با ۱۰۰٪ سنگدانه سنگین برای نمونه‌های مکعبی NW2F2 و استوانه‌ای NW2F1.5 به ترتیب حدود ۸۸ و ۶۶٪ بود. ضمناً نحوه شکست نمونه‌های کششی استوانه‌ای ۲۸ روزه که دارای بیشترین مقاومت در هر حالت هستند به همراه نمونه مرجع در شکل (۷) نشان داده شده است.

تغییرات مقاومت فشاری در حالت ثابت بودن درصد الیاف نشان می‌دهد بیشترین افزایش مقاومت فشاری در حالت بدون الیاف در همه نمونه‌های مکعبی ۷ و ۲۸ روزه و استوانه‌ای ۲۸ روزه نسبت به نمونه مرجع مشابه در نمونه‌های NW2 به ترتیب حدود ۹۳، ۶۱ و ۶۹٪ بود و این افزایش در حالت ۱٪ الیاف در نمونه NW2F1 به ترتیب حدود ۱۰۹، ۸۴ و ۹۸٪ بود و در حالت ۱/۵٪ الیاف، بیشترین افزایش مقاومت‌ها در نمونه NW2F1.5 اتفاق افتاد که در مکعب‌های ۷ و ۲۸ روزه برابر ۱۴۰ و ۹۳ درصد و در نمونه استوانه‌ای برابر ۱۳۱٪ بود و نهایتاً در حالت ۲٪ الیاف، بیشترین افزایش مقاومت‌ها در نمونه NW2F2 در مکعب‌های ۷ و ۲۸ روزه برابر ۱۴۸ و ۹۹٪ و در نمونه استوانه‌ای برابر ۱۱۵٪ بود. هم‌چنین در حالت ثابت بودن درصد استفاده

جدول ۶ تغییرات مقاومت‌های فشاری بتن سخت‌شده با ثابت بودن یکی از متغیرها در همه طرح‌های اختلاط (الف) نسبت آب به سیمان ۰/۵۲

ردیف	نام اختصاری	۷ روزه مکعبی		۲۸ روزه مکعبی		۲۸ روزه استوانه‌ای	
		میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف مقاومت میانگین نسبت به بتن مرجع N1	میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف مقاومت میانگین نسبت به بتن مرجع N1	میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف مقاومت میانگین نسبت به بتن مرجع N1
۱	N1	۲۱،۴۸	۰،۰۰	۳۲،۴۵	۰،۰۰	۲۵،۲۸	۰،۰۰
۲	NW1	۳۶،۴۱	۶۹،۵۱	۴۷،۰۵	۴۴،۹۹	۳۸،۹۲	۵۳،۹۶
۳	W1	۲۱،۰۵	-۲،۰۰	۳۱،۲۲	-۳،۷۹	۲۵،۶۵	۱،۴۶
۴	N1F1	۲۸،۱۲	۳۰،۹۱	۴۰،۰۱	۲۳،۳۰	۳۲،۴۲	۲۸،۲۴
۵	NW1F1	۳۶،۰۰	۶۷،۶۰	۵۰،۳۶	۵۵،۱۹	۳۹،۳۹	۵۵،۸۱
۶	W1F1	۲۳،۷۵	۱۰،۵۷	۳۱،۸۱	-۱،۹۷	۲۵،۰۰	-۱،۱۱
۷	N1F1.5	۳۰،۲۳	۴۰،۷۴	۳۹،۸۹	۲۲،۹۳	۳۴،۴۹	۳۶،۴۳
۸	NW1F1.5	۳۸،۲۷	۷۸،۱۷	۵۲،۳۸	۶۱،۴۲	۳۷،۱۹	۴۷،۱۱
۹	W1F1.5	۲۵،۵۰	۱۸،۷۲	۳۴،۰۷	۴،۹۹	۲۶،۹۵	۶،۶۱
۱۰	N1F2	۳۶،۸۲	۷۱،۴۲	۴۸،۴۱	۴۹،۱۸	۴۰،۶۱	۶۰،۶۴
۱۱	NW1F2	۳۷،۷۶	۷۵،۷۹	۵۵،۲۵	۷۰،۲۶	۴۵،۰۴	۷۸،۱۶
۱۲	W1F2	۲۹،۹۳	۳۹،۳۴	۴۲،۴۴	۳۰،۷۹	۲۸،۹۸	۱۴،۶۴

(ب) نسبت آب به سیمان ۰/۴

ردیف	نام اختصاری	۷ روزه مکعبی		۲۸ روزه مکعبی		۲۸ روزه استوانه ای	
		میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف مقاومت میانگین نسبت به بتن مرجع N1	میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف مقاومت میانگین نسبت به بتن مرجع N1	میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف مقاومت میانگین نسبت به بتن مرجع N1
۱	N2	۳۱,۸۳	۴۸,۱۸	۴۴,۵۹	۳۷,۴۱	۳۶,۷۹	۴۵,۵۳
۲	NW2	۴۱,۵۵	۹۳,۴۴	۵۲,۳۶	۶۱,۳۶	۴۲,۶۲	۶۸,۵۹
۳	W2	۳۲,۰۹	۴۹,۳۹	۴۴,۱۳	۳۵,۹۹	۳۴,۲۳	۳۵,۴۰
۴	N2F1	۴۱,۳۰	۹۲,۲۷	۵۳,۰۳	۶۳,۴۲	۵۰,۲۳	۹۸,۶۹
۵	NW2F1	۴۴,۸۸	۱۰۸,۹۴	۵۹,۵۹	۸۳,۶۴	۴۹,۹۲	۹۷,۴۷
۶	W2F1	۳۵,۷۴	۶۶,۳۹	۴۶,۵۹	۴۳,۵۷	۴۰,۳۱	۵۹,۴۵
۷	N2F1.5	۴۱,۴۹	۹۳,۱۶	۵۳,۸۳	۶۵,۸۹	۴۴,۵۲	۷۶,۱۱
۸	NW2F1.5	۵۱,۷۴	۱۴۰,۸۸	۶۲,۴۹	۹۲,۵۷	۵۸,۴۶	۱۳۱,۲۵
۹	W2F1.5	۳۸,۵۴	۷۹,۴۲	۵۰,۵۱	۵۵,۶۵	۴۷,۶۰	۸۸,۲۹
۱۰	N2F2	۴۳,۳۵	۱۰۱,۸۲	۵۶,۵۷	۷۴,۳۳	۴۸,۸۹	۹۳,۳۹
۱۱	NW2F2	۵۳,۲۰	۱۴۷,۶۷	۶۴,۶۳	۹۹,۱۷	۵۴,۵۱	۱۱۵,۶۳
۱۲	W2F2	۴۰,۵۵	۸۸,۷۸	۵۳,۸۵	۶۵,۹۵	۴۴,۴۷	۷۵,۹۱

(ج) بدون الیاف فولادی

ردیف	نام اختصاری	۷ روزه مکعبی		۲۸ روزه مکعبی		۲۸ روزه استوانه ای	
		میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف مقاومت میانگین نسبت به بتن مرجع N1	میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف مقاومت میانگین نسبت به بتن مرجع N1	میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف مقاومت میانگین نسبت به بتن مرجع N1
۱	N1	۲۱,۴۸	۰,۰۰	۳۲,۴۵	۰,۰۰	۲۵,۲۸	۰,۰۰
۲	N2	۳۱,۸۳	۴۸,۱۸	۴۴,۵۹	۳۷,۴۱	۳۶,۷۹	۴۵,۵۳
۳	NW1	۳۶,۴۱	۶۹,۵۱	۴۷,۰۵	۴۴,۹۹	۳۸,۹۲	۵۳,۹۶
۴	NW2	۴۱,۵۵	۹۳,۴۴	۵۲,۳۶	۶۱,۳۶	۴۲,۶۲	۶۸,۵۹
۵	W1	۲۱,۰۵	-۲,۰۰	۳۱,۲۲	-۳,۷۹	۲۵,۶۵	۱,۴۶
۶	W2	۳۲,۰۹	۴۹,۳۹	۴۴,۱۳	۳۵,۹۹	۳۴,۲۳	۳۵,۴۰

(د) ۱٪ الیاف فولادی

ردیف	نام اختصاری	۷ روزه مکعبی		۲۸ روزه مکعبی		۲۸ روزه استوانه ای	
		میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف مقاومت میانگین نسبت به بتن مرجع N1	میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف مقاومت میانگین نسبت به بتن مرجع N1	میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف مقاومت میانگین نسبت به بتن مرجع N1
۱	N1F1	۲۸,۱۲	۳۰,۹۱	۴۰,۰۱	۲۳,۳۰	۳۲,۴۲	۲۸,۲۴
۲	N2F1	۴۱,۳۰	۹۲,۲۷	۵۳,۰۳	۶۳,۴۲	۵۰,۲۳	۹۸,۶۹
۳	NW1F1	۳۶,۰۰	۶۷,۶	۵۰,۳۶	۵۵,۱۹	۳۹,۳۹	۵۵,۸۱
۴	NW2F1	۴۴,۸۸	۱۰۸,۹۴	۵۹,۵۹	۸۳,۶۴	۴۹,۹۲	۹۷,۴۷
۵	W1F1	۲۳,۷۵	۱۰,۵۷	۳۱,۸۱	-۱,۹۷	۲۵,۰۰	-۱,۱۱
۶	W2F1	۳۵,۷۴	۶۶,۳۹	۴۶,۵۹	۴۳,۵۷	۴۰,۳۱	۵۹,۴۵

(ه) ۱/۵٪ الیاف فولادی

ردیف	نام اختصاری	۷ روزه مکعبی		۲۸ روزه مکعبی		۲۸ روزه استوانه ای	
		میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف مقاومت میانگین نسبت به بتن مرجع N1	میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف مقاومت میانگین نسبت به بتن مرجع N1	میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف مقاومت میانگین نسبت به بتن مرجع N1
۱	N1F1.5	۳۰,۲۳	۴۰,۷۴	۳۹,۸۹	۲۲,۹۳	۳۴,۴۹	۳۶,۴۳
۲	N2F1.5	۴۱,۴۹	۹۳,۱۶	۵۳,۸۳	۶۵,۸۹	۴۴,۵۲	۷۶,۱۱
۳	NW1F1.5	۳۸,۲۷	۷۸,۱۷	۵۲,۳۸	۶۱,۴۲	۳۷,۱۹	۴۷,۱۱
۴	NW2F1.5	۵۱,۷۴	۱۴۰,۸۸	۶۲,۴۹	۹۲,۵۷	۵۸,۴۶	۱۳۱,۲۵
۵	W1F1.5	۲۵,۵۰	۱۸,۷۲	۳۴,۰۷	۴,۹۹	۲۶,۹۵	۶,۶۱
۶	W2F1.5	۳۸,۵۴	۷۹,۴۲	۵۰,۵۱	۵۵,۶۵	۴۷,۶۰	۸۸,۲۹

(و) ۲٪ الیاف فولادی

ردیف	نام اختصاری	۷ روزه مکعبی		۲۸ روزه مکعبی		۲۸ روزه استوانه ای	
		میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف مقاومت میانگین نسبت به بتن مرجع N1	میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف مقاومت میانگین نسبت به بتن مرجع N1	میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف مقاومت میانگین نسبت به بتن مرجع N1
۱	N1F2	۳۶,۸۲	۷۱,۴۲	۴۸,۴۱	۴۹,۱۸	۴۰,۶۱	۶۰,۶۴
۲	N2F2	۴۳,۳۵	۱۰۱,۸۲	۵۶,۵۷	۷۴,۳۳	۴۸,۸۹	۹۳,۳۹
۳	NW1F2	۳۷,۷۶	۷۵,۷۹	۵۵,۲۵	۷۰,۲۶	۴۵,۰۴	۷۸,۱۶
۴	NW2F2	۵۳,۲۰	۱۴۷,۶۷	۶۴,۶۳	۹۹,۱۷	۵۴,۵۱	۱۱۵,۶۳
۵	W1F2	۲۹,۹۳	۳۹,۳۴	۴۲,۴۴	۳۰,۷۹	۲۸,۹۸	۱۴,۶۴
۶	W2F2	۴۰,۵۵	۸۸,۷۸	۵۳,۸۵	۶۵,۹۵	۴۴,۴۷	۷۵,۹۱

(ز) بدون سنگدانه‌های سنگین

ردیف	نام اختصاری	۷ روزه مکعبی		۲۸ روزه مکعبی		۲۸ روزه استوانه ای	
		میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف مقاومت میانگین نسبت به بتن مرجع N1	میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف مقاومت میانگین نسبت به بتن مرجع N1	میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف مقاومت میانگین نسبت به بتن مرجع N1
۱	N1	۲۱,۴۸	۰,۰۰	۳۲,۴۵	۰,۰۰	۲۵,۲۸	۰,۰۰
۲	N2	۳۱,۸۳	۴۸,۱۸	۴۴,۵۹	۳۷,۴۱	۳۶,۷۹	۴۵,۵۳
۳	N1F1	۲۸,۱۲	۳۰,۹۱	۴۰,۰۱	۲۳,۳۰	۳۲,۴۲	۲۸,۲۴
۴	N2F1	۴۱,۳۰	۹۲,۲۷	۵۳,۰۳	۶۳,۴۲	۵۰,۲۳	۹۸,۶۹
۵	N1F1.5	۳۰,۲۳	۴۰,۷۴	۳۹,۸۹	۲۲,۹۳	۳۴,۴۹	۳۶,۴۳
۶	N2F1.5	۴۱,۴۹	۹۳,۱۶	۵۳,۸۳	۶۵,۸۹	۴۴,۵۲	۷۶,۱۱
۷	N1F2	۳۶,۸۲	۷۱,۴۲	۴۸,۴۱	۴۹,۱۸	۴۰,۶۱	۶۰,۶۴
۸	N2F2	۴۳,۳۵	۱۰۱,۸۲	۵۶,۵۷	۷۴,۳۳	۴۸,۸۹	۹۳,۳۹

(ح) ۵۰٪ سنگدانه‌های سنگین

ردیف	نام اختصاری	۷ روزه مکعبی		۲۸ روزه مکعبی		۲۸ روزه استوانه ای	
		میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف مقاومت میانگین نسبت به بتن مرجع N1	میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف مقاومت میانگین نسبت به بتن مرجع N1	میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف مقاومت میانگین نسبت به بتن مرجع N1
۱	NW1	۳۶،۴۱	۶۹،۵۱	۴۷،۰۵	۴۴،۹۹	۳۸،۹۲	۵۳،۹۶
۲	NW2	۴۱،۵۵	۹۳،۴۴	۵۲،۳۶	۶۱،۳۶	۴۲،۶۲	۶۸،۵۹
۳	NW1F1	۳۶،۰۰	۶۷،۶۰	۵۰،۳۶	۵۵،۱۹	۳۹،۳۹	۵۵،۸۱
۴	NW2F1	۴۴،۸۸	۱۰۸،۹۴	۵۹،۵۹	۸۳،۶۴	۴۹،۹۲	۹۷،۴۷
۵	NW1F1.5	۳۸،۲۷	۷۸،۱۷	۵۲،۳۸	۶۱،۴۲	۳۷،۱۹	۴۷،۱۱
۶	NW2F1.5	۵۱،۷۴	۱۴۰،۸۸	۶۲،۴۹	۹۲،۵۷	۵۸،۴۶	۱۳۱،۲۵
۷	NW1F2	۳۷،۷۶	۷۵،۷۹	۵۵،۲۵	۷۰،۲۶	۴۵،۰۴	۷۸،۱۶
۸	NW2F2	۵۳،۲۰	۱۴۷،۶۷	۶۴،۶۳	۹۹،۱۷	۵۴،۵۱	۱۱۵،۶۳

(ط) ۱۰۰٪ سنگدانه‌های سنگین

ردیف	نام اختصاری	۷ روزه مکعبی		۲۸ روزه مکعبی		۲۸ روزه استوانه ای	
		میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف مقاومت میانگین نسبت به بتن مرجع N1	میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف مقاومت میانگین نسبت به بتن مرجع N1	میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف مقاومت میانگین نسبت به بتن مرجع N1
۱	W1	۲۱،۰۵	-۲،۰۰	۳۱،۲۲	-۳،۷۹	۲۵،۶۵	۱،۴۶
۲	W2	۳۲،۰۹	۴۹،۳۹	۴۴،۱۳	۳۵،۹۹	۳۴،۲۳	۳۵،۴
۳	W1F1	۲۳،۷۵	۱۰،۵۷	۳۱،۸۱	-۱،۹۷	۲۵،۰۰	-۱،۱۱
۴	W2F1	۳۵،۷۴	۶۶،۳۹	۴۶،۵۹	۴۳،۵۷	۴۰،۳۱	۵۹،۴۵
۵	W1F1.5	۲۵،۵۰	۱۸،۷۲	۳۴،۰۷	۴،۹۹	۲۶،۹۵	۶،۶۱
۶	W2F1.5	۳۸،۵۴	۷۹،۴۲	۵۰،۵۱	۵۵،۶۵	۴۷،۶۰	۸۸،۲۹
۷	W1F2	۲۹،۹۳	۳۹،۳۴	۴۲،۴۴	۳۰،۷۹	۲۸،۹۸	۱۴،۶۴
۸	W2F2	۴۰،۵۵	۸۸،۷۸	۵۳،۸۵	۶۵،۹۵	۴۴،۴۷	۷۵،۹۱

مقاومت کششی برزیلی

مقاومت‌های کششی و نحوه شکست به‌عنوان پارامتر مهمی از خواص بتن‌های ویژه می‌باشد، لذا در این بخش، تغییرات متوسط مقاومت‌های کششی نمونه‌های استوانه‌ای ۲۸ روزه مربوط به تمامی طرح‌های اختلاط نسبت به مقاومت کششی نمونه مرجع برحسب درصد با فرض ثابت بودن یکی از متغیرها محاسبه گردید. در جدول (۷) نشان داده شده‌است که تعداد نمونه‌ها جهت تعیین این مقاومت ۳ عدد استوانه بود.

نتایج نشان می‌دهد که در حالت نسبت آب به سیمان ۰/۵۲ و ۰/۴، بیشترین افزایش مقاومت کششی

در نمونه‌های NW1F2 و NW2F2 به ترتیب حدود ۱۹۸ و ۲۲۳٪ بود و این افزایش در حالت نسبت آب به سیمان ۰/۴ نسبت به حالت ۰/۵۲ برابر ۱۳٪ بود. بیشترین تغییرات مقاومت کششی در حالت‌های صفر، ۱ و ۱/۵ و ۲٪ الیاف در نمونه‌های NW2F1، NW2F1.5 و NW2F2 با افزایش ۶۵، ۱۲۰، ۱۸۱ و ۲۲۳٪ اتفاق افتاد.

مقاومت برشی

مقاومت برشی ارتباط مناسبی با پارامترهای مختلف و ترکیبات بتن دارد که در این بخش، تغییرات متوسط

مقاومت برشی نمونه‌های تیر شیاردار در همه طرح‌های اختلاط نسبت به مقاومت برشی نمونه مرجع برحسب درصد با فرض ثابت بودن یکی از متغیرها محاسبه گردیده و در جدول (۸) نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد که در حالت نسبت آب به سیمان ۰/۵۲، بیشترین افزایش مقاومت برشی در نمونه NW1F1.5 به میزان ۸۰٪ بود و بیشترین تغییرات این مقاومت در حالت‌های صفر، ۱ و ۱/۵ و ۲٪ در نمونه‌های NW1، NW1F1.5 و NW1F2 با افزایش ۱۸، ۳۸، ۸۰ و ۷۰٪ بود و این افزایش با صفر، ۵۰ و ۱۰۰٪ سنگدانه‌های سنگین، برابر ۵۲، ۸۰، ۵۸٪ در نمونه‌های NW1F1.5، NW1F1.5، W1F1.5 بود. ضمناً نحوه شکست نمونه‌های برشی ۲۸ روزه که دارای بیشترین مقاومت در هر حالت هستند به همراه نمونه مرجع در شکل (۸) نشان داده شده است.

مقاومت برشی نمونه‌های تیر شیاردار در همه طرح‌های اختلاط نسبت به مقاومت برشی نمونه مرجع برحسب درصد با فرض ثابت بودن یکی از متغیرها محاسبه گردیده و در جدول (۸) نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد که در حالت نسبت آب به سیمان ۰/۵۲، بیشترین افزایش مقاومت برشی در نمونه NW1F1.5 به میزان ۸۰٪ بود و بیشترین تغییرات این مقاومت در حالت‌های صفر، ۱ و ۱/۵ و ۲٪ در نمونه‌های NW1، NW1F1.5 و NW1F2 با افزایش ۱۸، ۳۸، ۸۰ و ۷۰٪ بود و این افزایش با صفر، ۵۰ و ۱۰۰٪ سنگدانه‌های سنگین، برابر ۵۲، ۸۰، ۵۸٪ در نمونه‌های NW1F1.5، NW1F1.5، W1F1.5 بود. ضمناً نحوه شکست نمونه‌های برشی ۲۸ روزه که دارای بیشترین مقاومت در هر حالت هستند به همراه نمونه مرجع در شکل (۸) نشان داده شده است.



NW2 (ج)



NW2F1.5 (ب)



N1 (الف)



N2F1 (و)



NW2F2 (ه)



NW2F1 (د)

شکل ۶ شکست نمونه‌های فشاری استوانه‌ای ۲۸ روزه



W2F2 (ج)



NW2F2 (ب)



N1 (الف)

شکل ۷ شکست نمونه‌های کششی استوانه‌ای ۲۸ روزه

جدول ۷ تغییرات مقاومت‌های کششی بتن سخت‌شده با ثابت بودن یکی از متغیرها در همه طرح‌های اختلاط

(الف) نسبت آب به سیمان ۰/۵۲ و ۰/۴

W/C = ۰/۴				W/C = ۰/۵۲			
درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1	میانگین مقاومت (MPa)	نام اختصاری طرح اختلاط	ردیف	درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1	میانگین مقاومت (MPa)	نام اختصاری طرح اختلاط	ردیف
۳۴,۹۴	۳,۳۶	N2	۱	۰	۲,۴۹	N1	۱
۶۵,۰۶	۴,۱۱	NW2	۲	۴۲,۱۷	۳,۵۴	NW1	۲
۳۹,۷۶	۳,۴۸	W2	۳	۸,۴۳	۲,۷	W1	۳
۷۹,۹۲	۴,۴۸	N2F1	۴	۵۸,۶۳	۳,۹۵	N1F1	۴
۱۱۹,۲۸	۵,۴۶	NW2F1	۵	۶۱,۴۵	۴,۰۲	NW1F1	۵
۱۱۳,۶۵	۵,۳۲	W2F1	۶	۴۴,۵۸	۳,۶۰	W1F1	۶
۱۴۴,۵۸	۶,۰۹	N2F1.5	۷	۱۰۸,۸۴	۵,۲۰	N1F1.5	۷
۱۸۱,۱۲	۷,۰۰	NW2F1.5	۸	۱۳۲,۱۳	۵,۷۸	NW1F1.5	۸
۱۴۲,۱۷	۶,۰۳	W2F1.5	۹	۸۰,۷۲	۴,۵۰	W1F1.5	۹
۱۵۵,۸۲	۶,۳۷	N2F2	۱۰	۱۵۳,۰۱	۶,۳۰	N1F2	۱۰
۲۲۳,۲۹	۸,۰۵	NW2F2	۱۱	۱۹۷,۵۹	۷,۴۱	NW1F2	۱۱
۲۲۰,۴۸	۷,۹۸	W2F2	۱۲	۱۴۰,۹۶	۶,۰۰	W1F2	۱۲

(ب) صفر و ۱٪ الیاف فولادی

الیاف ۱٪				بدون الیاف			
درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1	میانگین مقاومت (MPa)	نام اختصاری	ردیف	درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1	میانگین مقاومت (MPa)	نام اختصاری	ردیف
۵۸,۶۳	۳,۹۵	N1F1	۱	۰	۲,۴۹	N1	۱
۷۹,۹۲	۴,۴۸	N2F1	۲	۳۴,۹۴	۳,۳۶	N2	۲
۶۱,۴۵	۴,۰۲	NW1F1	۳	۴۲,۱۷	۳,۵۴	NW1	۳
۱۱۹,۲۸	۵,۴۶	NW2F1	۴	۶۵,۰۶	۴,۱۱	NW2	۴
۴۴,۵۸	۳,۶	W1F1	۵	۸,۴۳	۲,۷	W1	۵
۱۱۳,۶۵	۵,۳۲	W2F1	۶	۳۹,۷۶	۳,۴۸	W2	۶

(ج) ۱/۵ و ۲٪ الیاف فولادی

الیاف ۲٪				الیاف ۱/۵٪			
درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1	میانگین مقاومت (MPa)	نام اختصاری	ردیف	درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1	میانگین مقاومت (MPa)	نام اختصاری	ردیف
۱۵۳,۰۱	۶,۳	N1F2	۱	۱۰۸,۸۴	۵,۲	N1F1.5	۱
۱۵۵,۸۲	۶,۳۷	N2F2	۲	۱۴۴,۵۸	۶,۰۹	N2F1.5	۲
۱۹۷,۵۹	۷,۴۱	NW1F2	۳	۱۳۲,۱۳	۵,۷۸	NW1F1.5	۳
۲۲۳,۲۹	۸,۰۵	NW2F2	۴	۱۸۱,۱۲	۷	NW2F1.5	۴
۱۴۰,۹۶	۶	W1F2	۵	۸۰,۷۲	۴,۵	W1F1.5	۵
۲۲۰,۴۸	۷,۹۸	W2F2	۶	۱۴۲,۱۷	۶,۰۳	W2F1.5	۶

(د) ۰ و ۵۰٪ سنگدانه‌های سنگین

۵۰٪ سنگدانه‌های سنگین				بدون سنگدانه‌های سنگین			
ردیف	نام اختصاری	میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1	ردیف	نام اختصاری	میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1
۱	N1	۲,۴۹	۰	۱	NW1	۳,۵۴	۴۲,۱۷
۲	N2	۳,۳۶	۳۴,۹۴	۲	NW2	۴,۱۱	۶۵,۰۶
۳	N1F1	۳,۹۵	۵۸,۶۳	۳	NW1F1	۴,۰۲	۶۱,۴۵
۴	N2F1	۴,۴۸	۷۹,۹۲	۴	NW2F1	۵,۴۶	۱۱۹,۲۸
۵	N1F1.5	۵,۲	۱۰۸,۸۴	۵	NW1F1.5	۵,۷۸	۱۳۲,۱۳
۶	N2F1.5	۶,۰۹	۱۴۴,۵۸	۶	NW2F1.5	۷	۱۸۱,۱۲
۷	N1F2	۶,۳	۱۵۳,۰۱	۷	NW1F2	۷,۴۱	۱۹۷,۵۹
۸	N2F2	۶,۳۷	۱۵۵,۸۲	۸	NW2F2	۸,۰۵	۲۲۳,۲۹

(ه) ۱۰۰٪ سنگدانه‌های سنگین

۱۰۰٪ سنگدانه‌های سنگین			
ردیف	نام اختصاری	میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1
۱	W1	۲,۷	۸,۴۳
۲	W2	۳,۴۸	۳۹,۷۶
۳	W1F1	۳,۶	۴۴,۵۸
۴	W2F1	۵,۳۲	۱۱۳,۶۵
۵	W1F1.5	۴,۵	۸۰,۷۲
۶	W2F1.5	۶,۰۳	۱۴۲,۱۷
۷	W1F2	۶	۱۴۰,۹۶
۸	W2F2	۷,۹۸	۲۲۰,۴۸

جدول ۸ تغییرات مقاومت‌های برشی بتن سخت‌شده با ثابت بودن یکی از متغیرها در همه طرح‌های اختلاط

(الف) نسبت آب به سیمان ۰/۵۲

ردیف	نام اختصاری	میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1	ردیف	نام اختصاری	میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1
۱	N1	۳,۸۶	۰,۰۰	۱	N1F1.5	۵,۸۸	۵۲,۳۳
۲	NW1	۴,۵۷	۱۸,۳۹	۲	NW1F1.5	۶,۹۴	۷۹,۷۹
۳	W1	۴,۱۲	۶,۷۴	۳	W1F1.5	۶,۱۰	۵۸,۰۳
۴	N1F1	۴,۶۱	۱۹,۴۳	۴	N1F2	۵,۴۱	۴۰,۱۶
۵	NW1F1	۵,۳۱	۳۷,۵۶	۵	NW1F2	۶,۵۷	۷۰,۲۱
۶	W1F1	۴,۹۱	۲۷,۲۰	۶	W1F2	۵,۸۱	۵۰,۵۲

(ب) صفر و ۱٪ الیاف فولادی

الیاف ۱٪				بدون الیاف			
ردیف	نام اختصاری	میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1	ردیف	نام اختصاری	میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1
۱	N1	۳,۸۶	۰,۰۰	۱	N1F1	۴,۶۱	۱۹,۴۳
۲	NW1	۴,۵۷	۱۸,۳۹	۲	NW1F1	۵,۳۱	۳۷,۵۶
۳	W1	۴,۱۲	۶,۷۴	۳	W1F1	۴,۹۱	۲۷,۲۰

(ج) ۱/۵ و ۲٪ الیاف فولادی

الیاف ۱/۵٪				الیاف ۲٪			
ردیف	نام اختصاری	میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1	ردیف	نام اختصاری	میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1
۱	N1F1.5	۵,۸۸	۵۲,۳۳	۱	N1F2	۵,۴۱	۴۰,۱۶
۲	NW1F1.5	۶,۹۴	۷۹,۷۹	۲	NW1F2	۶,۵۷	۷۰,۲۱
۳	W1F1.5	۶,۱۰	۵۸,۰۳	۳	W1F2	۵,۸۱	۵۰,۵۲

(د) ۰ و ۵۰٪ سنگدانه‌های سنگین

بدون سنگدانه‌های سنگین				۵۰٪ سنگدانه‌های سنگین			
ردیف	نام اختصاری	میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1	ردیف	نام اختصاری	میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1
۱	N1	۳,۸۶	۰	۱	NW1	۴,۵۷	۱۸,۳۹
۲	N1F1	۴,۶۱	۱۹,۴۳	۲	NW1F1	۵,۳۱	۳۷,۵۶
۳	N1F1.5	۵,۸۸	۵۲,۳۳	۳	NW1F1.5	۶,۹۴	۷۹,۷۹
۴	N1F2	۵,۴۱	۴۰,۱۶	۴	NW1F2	۶,۵۷	۷۰,۲۱

(ه) ۱۰۰٪ سنگدانه‌های سنگین

۱۰۰٪ سنگدانه‌های سنگین			
ردیف	نام اختصاری	میانگین مقاومت (MPa)	درصد اختلاف نسبت به بتن مرجع N1
۱	W1	۴,۱۲	۶,۷۴
۲	W1F1	۴,۹۱	۲۷,۲
۳	W1F1.5	۶,۱	۵۸,۰۳
۴	W1F2	۵,۸۱	۵۰,۵۲



(ب) N1F1.5



(الف) N1



(د) W1F1.5



(ج) NW1F1.5

شکل ۸ شکست نمونه‌های برشی ۲۸ روزه

بتن با سنگدانه‌های معمولی با ۳/۳٪ و بیشترین کاهش مربوط به بتن حاوی سنگدانه‌های سنگین به مقدار ۱۸/۷۵٪ بوده است. با توجه به این که نسبت آب به سیمان ۰/۴ حدود ۳۰٪ از نسبت آب به سیمان ۰/۵۲ کمتر است اما حداکثر کاهش اسلامپ ناشی از این دو نسبت مختلف ۱۸/۷۵٪ می‌باشد. برای تمامی طرح‌های اختلاط با افزایش میزان استفاده از سنگدانه‌های سنگین اسلامپ آن کاهش می‌یابد و این کاهش تقریباً نسبت به مقدار سنگدانه‌های سنگین خطی است به طوری که با دو برابر کردن مقدار سنگدانه‌های سنگین میزان کاهش اسلامپ نیز دو برابر خواهد شد. حداکثر کاهش اسلامپ مربوط به بتن حاوی سنگدانه‌های سنگین و با ۲٪ الیاف به مقدار ۴۰٪ می‌باشد. از بخش‌های بالا نتیجه می‌شود الیاف ۲٪ و سنگدانه‌های کاملاً سنگین اثر مشابه در کاهش اسلامپ دارند.

وزن مخصوص

میزان وزن مخصوص با افزایش درصد الیاف در طرح‌های اختلاط مختلف افزایش می‌یابد. کمترین

بررسی پارامترهای مؤثر بر خواص مکانیکی بتن اسلامپ

میزان اسلامپ با افزایش درصد الیاف در طرح‌های اختلاط مختلف کاهش می‌یابد. از سویی دیگر درصد کاهش اسلامپ بتن با افزایش درصد استفاده از الیاف در بتن‌های با ۱۰٪ سنگدانه‌های سنگین بیشتر است به صورتی که حداکثر کاهش اسلامپ مربوط به بتن‌های با سنگدانه‌های سنگین حاوی ۲٪ الیاف به ترتیب برابر ۳۴/۲۵ و ۳۹/۰۶٪ نسبت به بتن بدون الیاف همان رده است. حداکثر کاهش اسلامپ بتن برای بتن‌های با سنگدانه‌های معمولی و ۲٪ الیاف به ترتیب برابر ۲۴/۱۸ و ۲۶/۱۴٪ است. به طور متوسط با افزایش هر ۰/۵٪ الیاف حدود ۱۰٪ از اسلامپ کاهش و در بتن با سنگدانه‌های معمولی به ازای افزایش هر ۰/۵٪ الیاف حدود ۶٪ از اسلامپ کاهش می‌یابد. میزان اسلامپ با کاهش نسبت آب به سیمان در طرح‌های اختلاط مختلف کاهش می‌یابد و این کاهش با افزایش درصد استفاده از الیاف بیشتر می‌شود. کمترین درصد کاهش اسلامپ در نتیجه کاهش نسبت آب به سیمان مربوط به

بدون الیاف همان رده است و افزایش مقاومت بتن برای بتن‌های NW1 و NW2 که کمترین مقدار است به ترتیب برابر ۵/۱۱ و ۲۸/۰۴٪ است. بتن‌های W1 و W2 از نظر میزان افزایش مقاومت به ترتیب ۴۲/۱۹ و ۲۶/۳۶٪ نسبت به بتن بدون الیاف همان رده افزایش مقاومت را نشان می‌دهند. با افزایش درصد الیاف در طرح‌های اختلاط مختلف مقاومت فشاری ۲۸ روزه مکعبی بتن نیز برای تمام طرح‌های اختلاط افزایش می‌یابد که بیشترین مقدار آن در میزان الیاف ۲٪ است که حداکثر افزایش مقاومت بتن برای بتن‌های N1 و N2 به ترتیب برابر ۴۹/۱۸ و ۲۶/۸۷٪ نسبت به بتن بدون الیاف همان رده است. با افزایش درصد الیاف در طرح‌های اختلاط مختلف در نمونه‌های استوانه‌ای نیز برآیند کلی، افزایش مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن تقریباً برای تمام طرح‌های اختلاط می‌باشد که حداکثر افزایش مقاومت بتن برای بتن‌های N1 و N2 به ترتیب برابر ۶۰/۶۴ و ۳۲/۸۹٪ نسبت به بتن بدون الیاف همان رده است. حداکثر افزایش مقاومت بتن برای بتن‌های NW1 و NW2 به ترتیب برابر ۱۵/۷۲ و ۲۷/۹٪ است. این در حالی است که این مقادیر برای بتن‌های W1 و W2 به ترتیب ۱۲/۹۸ و ۲۹/۹۲٪ نسبت به بتن بدون الیاف همان رده می‌باشد.

مقاومت کششی برزیلی

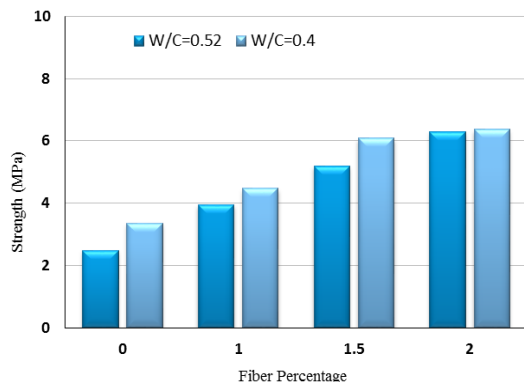
درصد تغییرات مقاومت کششی برزیلی براساس درصد استفاده از الیاف در نمودارهای ستونی در شکل (۱۰) نشان داده شده است. داده‌های شکل (۱۰) نشان می‌دهد که میزان مقاومت کششی برزیلی بتن با افزایش درصد الیاف در طرح‌های اختلاط مختلف افزایش قابل ملاحظه‌ای نشان می‌دهد به طوری که استفاده از الیاف به میزان ۲٪ باعث بهبود مقاومت کششی بتن تا ۲/۵ برابر بتن بدون الیاف با سنگدانه‌های معمولی می‌شود، زیرا در هنگام شکست ترک‌هایی در بتن ایجاد می‌شود که افزایش میزان عرض ترک‌ها و در نتیجه شکست کلی نمونه را در پی خواهد داشت؛ اما وجود الیاف فولادی باعث ایجاد پلهایی در ترک‌های ریز می‌شود و از توسعه عرض ترک جلوگیری می‌کند.

درصد تأثیر الیاف بر وزن مخصوص بتن مربوط به همان رده متعلق به بتن با سنگدانه‌های سنگین با نسبت آب به سیمان ۰/۴ و معادل ۲/۱۴٪ و کمترین تأثیر الیاف بر وزن مخصوص بتن مربوط به بتن با سنگدانه‌های معمولی و نسبت آب به سیمان ۰/۵۲ معادل ۶/۴۱٪ می‌باشد که حدود ۳ برابر بیشتر است. دو نسبت آب به سیمان ۰/۵۲ و ۰/۴ تأثیر زیادی در وزن مخصوص خشک شده بتن ندارد. درصد تغییرات وزن مخصوص بتن با نسبت آب به سیمان ۰/۴ در طرح‌های اختلاط مختلف نسبت به مقدار آن در نسبت آب به سیمان ۰/۵۲ گاه قدری افزایش و گاهی نیز کاهش را نشان می‌دهد. حداکثر درصد افزایش یافته معادل ۲/۴۹٪ و حداکثر درصد کاهش یافته معادل ۲/۰۳٪ بوده است. برای تمامی طرح‌های اختلاط با افزایش میزان استفاده از سنگدانه‌های سنگین، وزن مخصوص افزایش می‌یابد و با دو برابر کردن میزان استفاده از سنگدانه‌های سنگین به طوری که تمامی سنگدانه‌ها از نوع سنگین باشد، درصد افزایش وزن مخصوص تقریباً دو برابر حالتی است که نصف سنگدانه‌ها سنگین باشد. میزان درصد افزایش وزن مخصوص با درصد سنگدانه‌های سنگین رابطه خطی دارد و حداکثر افزایش وزن مخصوص مربوط به بتن بدون الیاف و نسبت آب به سیمان ۰/۵۲ و معادل ۳۸/۰۳٪ و حداقل افزایش وزن مخصوص مربوط به بتن با ۱/۵٪ الیاف و نسبت آب به سیمان ۰/۴ معادل ۳۱/۳۵٪ بتن معمولی همان رده است و از پارامترهای متغیر در بتن، سنگدانه‌های سنگین بیشترین اثر را در افزایش وزن مخصوص بتن از خود نشان می‌دهد به طوری که تا حدود ۳۸٪ باعث افزایش وزن مخصوص بتن می‌شود.

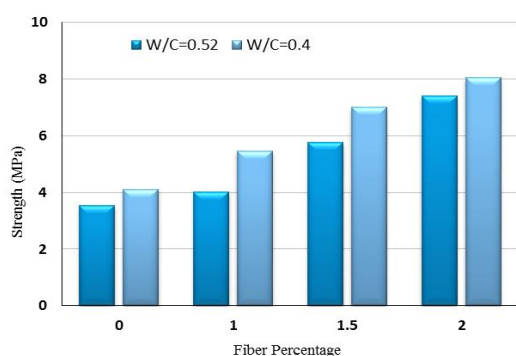
مقاومت فشاری

با افزایش درصد الیاف در طرح‌های اختلاط مختلف، مقاومت فشاری ۷ روزه بتن برای تمام طرح‌های اختلاط افزایش می‌یابد که بیشترین مقدار آن در میزان الیاف ۲٪ است و حداکثر افزایش مقاومت بتن برای بتن‌های N1 و N2 به ترتیب برابر ۷۱/۴۲ و ۳۶/۱۹٪ نسبت به بتن

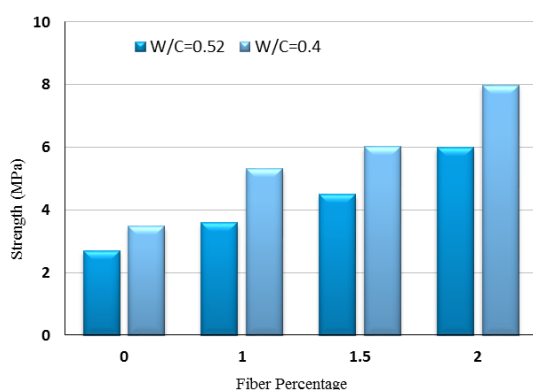
درصد افزایش مقاومت مربوط به بتن NW1F1 و به میزان ۱۳/۵۶٪ مقاومت کششی بتن بدون الیاف همان رده است.



(الف) سنگدانه معمولی

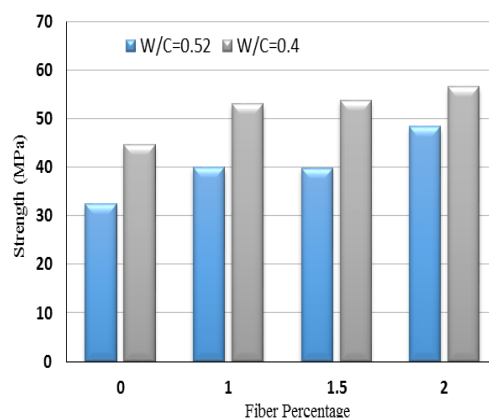


(ب) ۵۰٪ سنگدانه سنگین

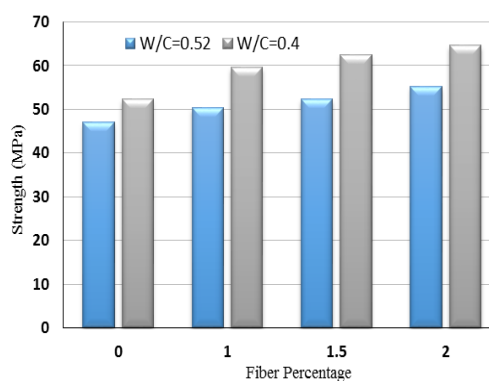


(ج) ۱۰۰٪ سنگدانه سنگین

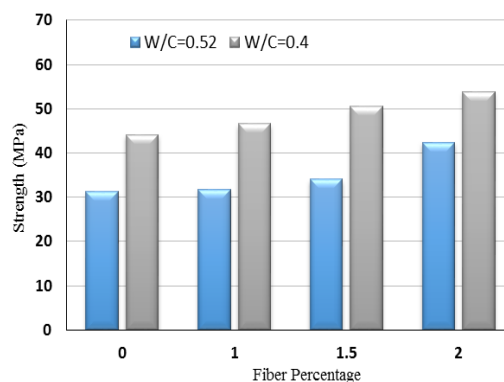
شکل ۱۰ مقاومت کششی ۲۸ روزه نمونه استوانه‌ای با انواع سنگدانه براساس درصد الیاف



(الف) سنگدانه معمولی



(ب) ۵۰٪ سنگدانه سنگین

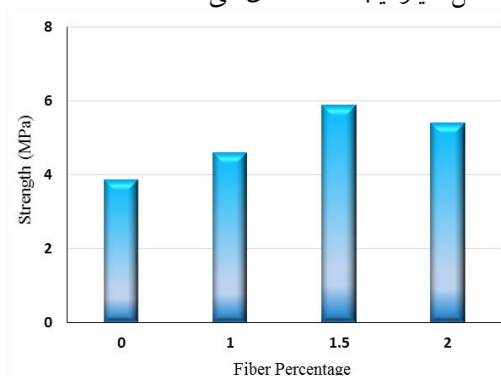


(ج) ۱۰۰٪ سنگدانه سنگین

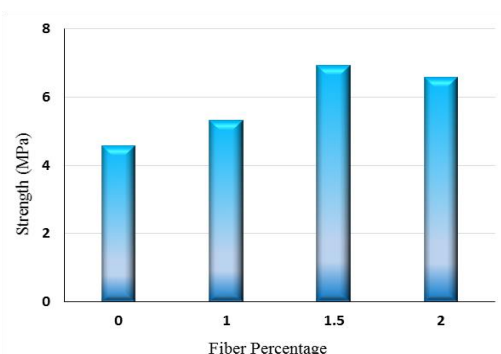
شکل ۹ مقاومت فشاری ۲۸ روزه نمونه مکعبی با انواع سنگدانه براساس درصد الیاف

بیشترین درصد افزایش مقاومت کششی بتن در نتیجه استفاده از الیاف فولادی مربوط به بتن N1F2 به میزان ۱۵۳/۰۱٪ نسبت به بتن بدون الیاف همان رده و کمترین

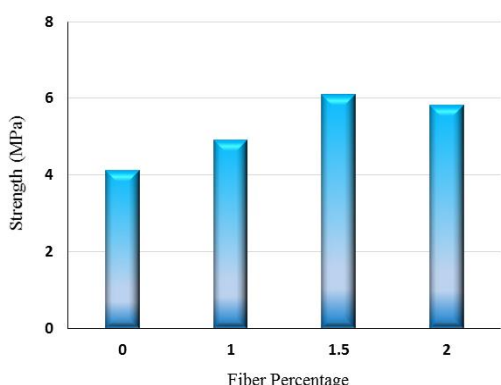
عوض تعداد آنها بیشتر می‌شود و در آزمایش مقاومت برشی با افزایش درصد الیاف، عمق و عرض ترک‌ها کمتر و تعداد آن بیشتر می‌شود و علی‌الخصوص در الیاف ۲٪ شکست نمونه دقیقاً از محل شیار ایجاد شده اتفاق می‌افتد.



(الف) سنگدانه معمولی



(ب) ۵۰٪ سنگدانه سنگین



(ج) ۱۰۰٪ سنگدانه سنگین

شکل ۱۱ مقاومت برشی ۲۸ روزه نمونه تیر با انواع سنگدانه براساس درصد الیاف

مقاومت برشی

درصد تغییرات مقاومت برشی بتن براساس درصد استفاده از الیاف در نمودارهای ستونی مقاومت برشی بتن شکل (۱۱) نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد که مقاومت برشی بتن با افزایش درصد الیاف در طرح‌های اختلاط مختلف تا درصد الیاف ۱/۵٪ افزایش و پس از آن کاهش می‌یابد. روند تغییرات مقاومت برشی بتن در همه طرح‌های اختلاط ابتدا با افزایش درصد الیاف به میزان ۱٪ افزایش می‌یابد و شیب رشد آن با افزایش درصد الیاف به میزان ۱/۵٪ بیشتر می‌شود، اما با افزایش میزان الیاف از ۱/۵٪ مقاومت بتن با شیب ملایمی کاهش را نشان می‌دهد. نکته قابل توجه آن است که تأثیر میزان الیاف در همه طرح‌های اختلاط مختلف ناشی از میزان سنگدانه‌های سنگین تقریباً یکسان است اما حداکثر افزایش مقاومت برشی بتن در بتن حاوی ۵۰٪ سنگدانه‌های سنگین و الیاف ۱/۵٪ اتفاق می‌افتد. قابل توجه است که حداکثر مقاومت برشی بتن در بتن‌های حاوی ۱/۵٪ الیاف فولادی و حداکثر مقاومت فشاری و کششی برزیلی در بتن‌های حاوی ۲٪ الیاف فولادی به دست می‌آید. بیشترین درصد افزایش مقاومت برشی بتن در نتیجه استفاده از الیاف فولادی مربوط به بتن N1F1.5 به میزان ۳۳/۵۲٪ نسبت به بتن بدون الیاف همان رده و کمترین درصد افزایش مقاومت مربوط به بتن NW1F1 و به میزان ۱۶/۱۹٪ مقاومت برشی بتن بدون الیاف همان رده است.

نتیجه‌گیری

باتوجه به مطالعات و بررسی‌های حاصل از انجام این پژوهش بر روی استفاده هم‌زمان از سنگدانه‌های سنگین مگنتیت و الیاف فولادی با انواع نسبت آب به سیمان، خواص فشاری و کششی و برشی و دیگر خواص به دست آمد که نتایج کلی ذیل را می‌توان بیان کرد:

۱. در آزمایش مقاومت کششی برزیلی با افزایش درصد الیاف در نمونه‌ها، عمق و عرض ترک‌ها کمتر و در

۲. اسلامپ نمونه‌ها با کاهش نسبت آب به سیمان و افزایش درصد الیاف و سنگدانه‌های سنگین مگنتیت کاهش می‌یابد. بر این اساس به‌ازای اضافه نمودن یک درصد الیاف فولادی به نمونه‌ها و جایگزینی ۵۰ درصدی سنگدانه‌های سنگین به‌جای سنگدانه‌های معمولی، اسلامپ به‌طور تقریبی از ۱۰ تا ۲۰٪ کاهش دارد. همچنین با کاهش ۳۰٪ نسبت آب به سیمان، اسلامپ نیز حدود ۳ تا ۱۸٪ کاهش خواهد یافت.

۳. وزن مخصوص سخت‌شده نمونه‌ها با افزایش درصد الیاف و افزایش میزان سنگدانه‌های سنگین افزایش می‌یابد اما افزایش یا کاهش وزن مخصوص با نسبت آب به سیمان قابل پیش‌بینی نیست. با جایگزینی کامل سنگدانه‌های سنگین به‌جای سنگدانه‌های معمولی وزن مخصوص به‌طور متوسط در نمونه‌های مختلف ۳۵٪ افزایش می‌یابد.

۴. با افزایش درصد الیاف فولادی، کاهش نسبت آب به سیمان و جایگزینی تا ۵۰٪ سنگدانه‌های سنگین مگنتیت به‌جای سنگدانه‌های معمولی، مقاومت فشاری بتن به‌طور متوسط از ۸ تا ۵۶٪ افزایش می‌یابد.

قدردانی

۵. با افزایش درصد الیاف و کاهش نسبت آب به سیمان، مقاومت کششی بتن افزایش می‌یابد که با اضافه نمودن ۲٪ الیاف فولادی به نمونه‌ها، مقاومت کششی برزیلی تا ۱۵۳٪ و با کاهش نسبت آب به سیمان ۵۲٪ به ۰/۴ مقاومت کششی بتن حداکثر ۴۸٪ افزایش می‌یابد.

۶. مقاومت برشی بتن با افزایش درصد الیاف فولادی تا ۱/۵٪ و افزایش سنگدانه‌های سنگین تا ۵۰٪، حداکثر ۵۲٪ افزایش یافته و روند افزایش مقاومت با افزایش ۲ درصدی الیاف فولادی و ۱۰۰ درصدی سنگدانه‌های سنگین کاهش می‌یابد.

۷. مقاومت برشی بتن با افزایش درصد الیاف فولادی تا ۱/۵٪ و افزایش سنگدانه‌های سنگین تا ۵۰٪، حداکثر ۵۲٪ افزایش یافته و روند افزایش مقاومت با افزایش ۲ درصدی الیاف فولادی و ۱۰۰ درصدی سنگدانه‌های سنگین کاهش می‌یابد.

۸. با افزایش درصد الیاف فولادی، کاهش نسبت آب به سیمان و جایگزینی تا ۵۰٪ سنگدانه‌های سنگین مگنتیت به‌جای سنگدانه‌های معمولی، مقاومت

مراجع

1. ACI544.1 R96, "State of The Art Report on The Fiber Reinforced Concrete".
2. Bentur, A., Mindess, S., "Fibre Reinforced Cementitious Composites", Elsevier applied science London and Newyork, Pp. 624,(1991).
3. Colin, D. Johnston, "Fiber Reinforced Cements and Concretes", Advances in concrete technology Vol. 3, Gordon and Breach Science publishes, (2001).
۴. کیوانی، عبدالله، "بتن الیافی و کاربرد آن در سازه‌های بتنی"، کارگاه‌های تخصصی بتن، بتن‌های ویژه، مهرماه ۸۴.
5. Marar, Kh., Eren, Ö., Roughani, H., "The Influence of Amount and Aspect Ratio of Fibers on Shear Behaviour of Steel Fiber Reinforced Concrete", *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 21, Issue 4, Pp. 1393–1399 (2017).
6. RILEM TC 162-TDF, "Test and Design Method for Steel Fibre Reinforced Concrete— σ — ϵ Design Method", *Mater. Struct.*, 36, Pp. 560–567, (2003).
7. Doo-YeolYoo, Young-SooYoon, Nemkumar, B., "Flexural Response of Steel-fiber-reinforced Concrete Beams: Effects of Strength, Fiber Content, and Strain-rate", *Elsevier Cement and Concrete Composites*, Vol. 64, Pp. 84-92, (2015).

8. Murthy Dakshina, N., "Splitting Tensile Strength of High Volume Fly Ash Concretes with and without Steel Fibers in Different Grades", *International conference recent advance on concrete and construction technology*, SRMIST, Chennai, India, Pp. 23-33, Dec 7-9, (2005).
9. Permalatha, J., Govindraj, V., "Experimental sStudies on Fiber Reinforced Concrete", proceeding of the INCONTEST, Coimbatore, Sep 10-12, Pp 462-468, (2003).
10. Raghuprasad, P., Ravindranatha, S., "Experimental Investigation on Flexural Strength of Slurry Infiltrated Fiber Concrete", *proceeding of the INCONTEST, Coimbatore*, Sep 10-12, Pp. 403-408, (2003).
11. Wasim, A., Iqbal Khan, M., Mourad, Sh., "Evaluation of Mechanical Properties of Steel Fiber Reinforced Concrete with Different Strengths of Concrete", *Elsevier Construction and Building Materials*, Vol. 168, Pp. 556-569, (2018).
12. Afrouhsabet, V., Ozbakkaloglu, T., "Mechanical and Durability Properties of High-strength Concrete Containing Steel and Polypropylene Fibers", *Elsevier Construction and Building Materials* Vol. 94, Pp. 73-82, (2015).
13. Sukontasukkul, P., "Tensile Behaviour of High Content Steel and Polypropylene Fiber Reinforced Mortar", *Thammasat International journal science on Tech*, Vol. 8, No.3, July-Sep, Pp. 50-56, (2003).
14. Özen., S., Şengül, C., Erenoğlu, T., "Properties of Heavyweight Concrete for Structural and Radiation Shielding Purposes", *Springer Arabian Journal for Science and Engineering*, Vol. 41, Issue 4, Pp. 1573–1584, (2016).
15. Ristinah, S., "Evaluation of the Characteristic of Heavyweight Concrete using Steel Slag Aggregates for Radiation Shielding", *Journal of Applied Environmental and Biological Sciences. Brawijaya*, Indonesia, Vol. 1, No.11, Pp. 512-521. (2011).
16. Brand, A., Roesler J. "Steel Furnace Slag Aggregate Expansion and Hardened Concrete Properties", *Elsevier Cement and Concrete Composites*, Vol. 60, Pp. 1-9, (2015).
17. Akkurt, C., Basyigit, S., Kilincarslan, B., "Radiation Shielding of Concretes Containing Different Aggregates", *Elsevier, Cement and concrete research* 28, Vol. 28, No. 2, pp. 153 – 157, (2006).
18. Un, A., Demir, F., "Determination of Mass Attenuation Coefficients, Effective Atomic Numbers and Effective Electron Numbers for Heavy-weight and Normal-weight Concretes", *Elsevier Applied Radiation and Isotopes*, Vol. 80, Pp. 73-77, (2013).
19. González-Ortega, M. A., Cavalaro, S. H. P., Aguado, A., "Influence of Barite Aggregate Friability on Mixing Process and Mechanical Properties of Concrete", *Elsevier Construction and Building Materials*, Vol. 74, Pp. 169-175, (2015)
20. Osma, Y., "Physical and Mechanical Characteristics of Heavyweight Concrete Produced Using

- Barite", University of Süleyman Demirel, Master Thesis, (in Turkish) (2002).
21. Farooq, M. A., Sato, Y., Ayano, T. "Experimental and Numerical Investigation of Static and Fatigue Behavior of Mortar with Blast Furnace Slag Sand as Fine Aggregates in Air and Water", *Elsevier Construction and Building Materials*, Vol. 143, Pp. 429-443 (2017).
 22. Horszczaruk, E., Sikora, P., Zaporowski, P. "Mechanical Properties of Shielding Concrete with Magnetite Aggregate Subjected to High Temperature", *Elsevier Procedia Engineering*, Vol. 108, Pp. 39-46 (2015).
 23. Elkobbah, K., "Behavior of Heavy Weight Concrete under Impact Effect", *13th International Conference on Aerospace Sciences and Aviation Technolog*, Cairo, Egypt, (2009).
 24. Singh, B. S., Ramana, K. V., "Mechanical Properties of Heavyweight cConcrete Using Heavyweight Coarse-aggregate as Hematite", *International journal of research in engineering and technology*. Vol. 3, Issue 09, (2014).
 25. Binici, H., Aksogan, O., "Durability of Concrete Made with Natural Granular Granite, Silica Sand and Powders of Waste Marble and Basalt as Fine Aggregate", *Elsevier Journal of Building Engineering*, Vol. 19, Pp. 109-121 (2018).

تحلیل حساسیت قابلیت اعتماد فازی سازه‌ها براساس روش انتقال پایداری تطبیقی*

بهروز کشته‌گر^(۱) منصور باقری^(۲)

چکیده در این مقاله با مدل سازی عدم قطعیت شناختی متغیرهای تصادفی در مسئله تعیین شاخص قابلیت اعتماد با استفاده از روش انتقال پایداری تطبیقی و با به کارگیری یک روش بهینه سازی مبتنی بر الگوریتم ژنتیک، شاخص قابلیت اعتماد فازی تعیین شده است. در روند تحلیل قابلیت اعتماد فازی از یک رویه تطبیق دینامیکی مبتنی بر روش انتقال پایداری استفاده شده است که ضریب کنترل این روش توانایی خودتطبیقی را در هر تکرار دارد. هم چنین به منظور بررسی میزان اهمیت عدم قطعیت شناختی بر شاخص قابلیت اعتماد فازی، تحلیل حساسیت با استفاده از معیار اصلاح شده آنتروپی شانون انجام شده است. نتایج حاصل از تحلیل حساسیت سه مثال سازه‌ای نشان می‌دهند که روش قابلیت اعتماد به کار گرفته شده به درستی با سرعت مناسبی همگرا می‌گردد. حساسیت احتمال خرابی سازه‌ها به عدم قطعیت شناختی بسیار حائز اهمیت است و در برخی مسائل تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر شاخص قابلیت اعتماد سازه می‌گذارد.

واژه‌های کلیدی تحلیل قابلیت اعتماد فازی، تحلیل حساسیت آنتروپی شانون، روش انتقال پایداری تطبیقی.

Sensitivity Analysis of Fuzzy Structural Reliability Using Adaptive Stability Transformation Method

B. Keshtegar

M. Bagheri

Abstract In this paper epistemic uncertainty of random variables in the reliability analysis of Adjusted Stability Transformation Method has been modeled and fuzzy structural reliability index has been determined using GA. In the reliability analysis process, a dynamic adaptive approach based on stability transformation method has been applied which the control coefficient is self-adapted at each iteration. Moreover in order to investigate the importance of epistemic uncertainty in the fuzzy structural reliability index, sensitivity analysis using Entropy-Shannon has been done. Survey results of three structural examples indicate that the proposed reliability method provides stable results with suitable computational efficiency. The sensitivity of failure probability to epistemic uncertainty has shown a considerable effect on the structural reliability in some problems.

Key Words Fuzzy Reliability Analysis, Entropy-Shannon Sensitivity Analysis, Adaptive Stability Transformation Method.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۶/۲/۶ و تاریخ پذیرش آن ۹۶/۹/۲۹ می‌باشد.

Email: bkeshtegar@uoz.ac.ir

(۱) نویسنده مسئول، دانشیار، دانشکده مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه زابل.

(۲) استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی بیرجند.

مقدمه

برآورد واقعی از قابلیت اعتماد سازه‌ها، مستلزم به‌کارگیری مدل‌های شبیه‌سازی رفتار سازه در معیار خرابی مورد نظر است. این مدل‌ها شامل متغیرهایی هستند که دارای مقادیر معین نیستند و ماهیت تصادفی و نادقیق دارند، لذا در این مدل‌ها با نوعی عدم قطعیت مواجهیم. عدم قطعیت‌ها را می‌توان در قالب دو گروه تصادفی و شناختی تقسیم‌بندی نمود. عدم قطعیت تصادفی از منابع غیرشناختی و کمبود اطلاعات از سیستم ناشی می‌شود که از این جمله می‌توان به عدم قطعیت‌های فیزیکی و مدل‌سازی اشاره نمود [1]. عدم قطعیت فیزیکی از بارهای اعمالی به سیستم و مشخصات مصالح ناشی می‌شود درحالی‌که عدم قطعیت مدل‌سازی نیز به دلیل استفاده از فرضیات ساده‌کننده در ایجاد مدل و ایدئال‌سازی مدل‌های واقعی ایجاد می‌شود. این نوع عدم قطعیت با استفاده از متغیرهای تصادفی به همراه تابع چگالی احتمال با توزیع آماری مشخص، قابل مدل‌سازی است.

برخلاف عدم قطعیت تصادفی، عدم قطعیت شناختی به منابع شناختی ارتباط دارد و از فلسفه‌های طراحی و رفتاری ناشی می‌شود. از جمله این نوع عدم قطعیت‌ها می‌توان به چگونگی تعریف برخی متغیرها نظیر ایمنی و خرابی عملکرد سازه و کیفیت آن، خطاهای انسانی و چگونگی تعریف ارتباط میان متغیرها به‌ویژه در سازه‌های پیچیده اشاره نمود [2].

اصولاً دو رویکرد مجزا در مدل‌سازی عدم قطعیت-ها وجود دارد. در رویکرد اول، پارامترهای مشمول عدم قطعیت در قالب متغیرهای تصادفی تعریف می‌شوند و با استفاده از روش‌های متداول قابلیت اعتماد به حل مسئله پرداخته می‌شود [3-5]. در رویکرد دوم متغیرهایی که عدم قطعیت آنها از نوع شناختی است، به شکل بازه‌ها، مجموعه‌های کوژ، مجموعه‌های فازی و متغیرهای تصادفی فازی تعریف می‌شوند [6، ۷].

عموماً مسائل قابلیت اعتماد سازه‌ای به دلیل عدم

دسترسی به اطلاعات آماری واضح و دقیق متغیرها شامل ترکیبی از دو نوع عدم قطعیت معرفی شده می‌باشند. این ابهام آماری می‌تواند ناشی از محدودیت تعداد نمونه‌ها و بروز خطاهای انسانی در فرایند نمونه‌گیری و اندازه‌گیری این خواص باشد. مثلاً به دلیل متفاوت بودن کیفیت ساخت و اجرای بتن در ارتفاع یک مقطع بتن مسلح، مقاومت فشاری بتن در ارتفاع مقطع یکسان نیست. ضمن این‌که نوع آرماتورها، قطر و نحوه چیدمان آنها در یک مقطع بتنی، مثال‌هایی دیگر از این مقوله‌اند.

در سال‌های اخیر، اثر عدم قطعیت شناختی متغیرهای تصادفی در قالب مجموعه‌های فازی در مدل‌های احتمالاتی به منظور برآورد پاسخ‌های فازی سازه لحاظ شده است. در این مطالعات علاوه بر اصل گسترش [8] که پیاده‌سازی آن در مسائل مهندسی مستلزم محاسبات طولانی و وقت‌گیر است، از روش‌های دیگری نظیر نمونه‌گیری [9]، ورتکس [10] و روش‌های بهینه-سازی مبتنی بر گسسته‌سازی اعداد فازی [11] نیز استفاده شده است. از این میان، روش‌های بهینه‌سازی به دلیل عدم محدودیت در پوشش دادن اکثر مسائل کاربردی مهندسی از مقبولیت بیشتری نسبت به دیگر روش‌ها برخوردار است. روش‌های بهینه‌سازی ارائه شده در این زمینه، عمدتاً مبتنی بر گرایان هستند که با چالش‌هایی نظیر وجود مشکل مشتق‌گیری به‌ویژه زمانی که تعداد متغیرها زیاد شود، ناپیوسته بودن بعضی از توابع و افتادن در نقاط بهینه محلی به جای مطلق، مواجه‌اند [12] که از آن جمله می‌توان به تحقیقات مولر و همکاران [11]، فارکاس و همکاران [13]، سرافینسکا و همکاران [14] و ژانگ و همکاران [15] اشاره نمود.

لذا در مسائلی که با تعداد زیادی از متغیرها یا توابع با درجه غیرخطی زیاد مواجهیم، استفاده از این روش‌ها منجر به حجم بالایی از محاسبات زمان‌بر می‌گردد؛ بنابراین ناگزیر به استفاده از روش‌های بهینه‌سازی کارا، قدرتمند و مشتق‌گریز به منظور دستیابی به بهترین جواب در کوتاه‌ترین زمان ممکن هستیم.

مرتبۀ اول بر مبنای انتقال پایدار تطبیقی برای تعیین شاخص قابلیت اعتماد فازی سه مثال سازه‌ای مورد استفاده قرار گرفته‌است. نتایج عددی مثال‌های سازه‌ای حاکی از آن است که روش به کار گرفته شده تحلیل قابلیت اعتماد فازی توانایی محاسبهٔ صحیح شاخص قابلیت اعتماد فازی را دارد و نیز می‌تواند برای تحلیل حساسیت عدم قطعیت شناختی مورد استفاده قرار گیرد. از طرفی، شاخص قابلیت اعتماد مسائل سازه‌ای تأثیرپذیری چشم‌گیری نسبت به عدم قطعیت شناختی از خود نشان می‌دهد، لذا می‌توان نتیجه گرفت در نظر گرفتن عدم قطعیت شناختی می‌تواند نسبت به تحلیل متداول قابلیت اعتماد، پاسخ‌های واقع‌گرایانه‌تری را ارائه دهد.

مفاهیم اساسی مجموعه‌های فازی

مجموعهٔ فازی

مجموعهٔ فازی $\tilde{A}$ با تابع عضویت آن تعریف می‌شود. تابع عضویت، عناصر مجموعهٔ مرجع U را با انتخاب درجه‌ای از بازهٔ $[0,1]$ به مجموعهٔ فازی $\tilde{A} = \{x, \mu_A(x)\}$ ، به صورت $\mu_A(x): U \rightarrow [0,1]$ متناسب می‌کند [8]. تابع عضویت $\mu_A(x)$ درجهٔ تعلق x به مجموعه‌ای از اعضا را نشان می‌دهد. درجهٔ عضویت به‌طور پیوسته بین صفر و یک انتخاب می‌گردد و به‌وسیلهٔ آن می‌توان خواص مجموعه‌های معمولی را به مجموعه‌های فازی تعمیم داد.

عدد فازی مثلثی

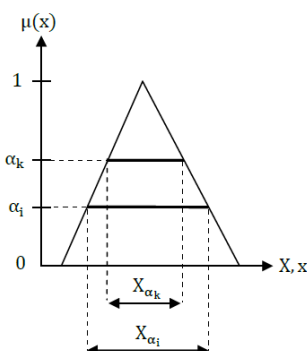
اعداد فازی مثلثی عمدتاً به دلیل خطی بودن و سادگی محاسبات با آن، برای حل مسائل مهندسی همواره مورد توجه بوده‌اند. این اعداد معمولاً به صورت $\tilde{X} = \langle a, b, c \rangle_{TFN}$ (Triangular Fuzzy Number) نشان داده می‌شوند [24]. همان‌طور که در شکل (۱) نشان داده شده‌است، a کران پایین، b مقدار میانه و c کران بالای عدد مثلثی فازی است. با توجه به این‌که در مسائل مربوط به ارزیابی قابلیت اعتماد سازه‌ها، مدل‌سازی عدم قطعیت

در این مطالعه از الگوریتم ژنتیک به عنوان یک روش بهینه‌سازی فرا اکتشافی، برای گریز از مشکلات روش گرادیان استفاده شده‌است. با توجه به حجم بسیار زیاد محاسبات تحلیل قابلیت اعتماد فازی، در این تحقیق به منظور افزایش کارایی از یک عملگر انتخاب نخبه‌گرا در روش پیشنهادی استفاده شده‌است، به طوری‌که، در هر نسل بهترین فرد تعیین می‌شود و با بهترین فردهای نسل‌های قبلی مقایسه می‌شود و چنانچه از آنها ضعیف‌تر باشد، بهترین قبلی جایگزین بهترین فعلی می‌شود. عملگر نخبه‌گرا موجب می‌شود تا ضمن کاهش حجم محاسبات، نتایج دقیق‌تری حاصل شود.

از طرفی، برآورد شاخص قابلیت اعتماد فازی منوط به انتخاب یک تحلیل توانمند قابلیت اعتماد می‌باشد. روش‌های مبنی بر تندترین امتداد جستجو مانند روش هاسوفر-لیند و رکویتز-فسلر (HL-RF)، روش انتقال پایدار [16] و روش حداکثر طول گام [17] می‌توانند برای برآورد شاخص قابلیت اعتماد مورد استفاده قرار گیرند. روش HL-RF سرعت تحلیل بالایی دارد، اما در مسائل غیرخطی مهندسی ممکن است ناپایداری به صورت همگرایی نوسانی به چندین شاخص قابلیت اعتماد داشته باشد [۱۸ و ۱۹]. روش‌های انتقال پایدار و حداکثر طول گام مشکلات همگرایی روش HL-RF را ندارند اما در مسائل مهندسی بسیار کند همگرا می‌شوند [20,21]. در این مقاله، تحلیل فازی قابلیت اعتماد سازه‌ها بر مبنای روش اولین مرتبه قابلیت اعتماد با استفاده از یک روش خودتطبیقی انتقال پایدار (ASTM) صورت گرفته‌است. روش انتقال پایدار توانمندی لازم را برای تطبیق مناسب طول گام برای روش اولین مرتبه به صورت دینامیکی فراهم می‌کند تا ضمن تضمین پایداری عددی، الگوریتم قابلیت اعتماد از کارایی مناسبی نیز برخوردار باشد [۲۲ و ۲۳].

در این تحقیق، مدل‌سازی عدم قطعیت شناختی در روند تحلیل قابلیت اعتماد با استفاده از دو رویهٔ بهینه‌سازی بر مبنای عملگر نخبه‌گرا و روش قابلیت اعتماد

مجموعه‌های α -برش یک عدد فازی مثلثی در شکل (۳) نشان داده شده‌اند.



شکل ۳ مجموعه‌های α -برش یک عدد فازی مثلثی

اصل گسترش

اصل گسترش یکی از مفاهیم اساسی در نظریه مجموعه‌های فازی است. این اصل، روش گسترش توابع و عملگرهای متداول در ریاضیات معمولی را برای اعداد فازی بیان می‌کند [8]. اگر f تابعی یک به یک از فضای X به فضای Y باشد، یعنی $f: X \rightarrow Y$ و $y = f(x_1, x_2, \dots, x_n)$ آن‌گاه نتیجه عمل f بر n مجموعه فازی $A_1, A_2, \dots, A_n$ به صورت یک زیرمجموعه فازی B در فضای Y می‌باشد که با رابطه زیر نشان داده می‌شود:

$$B = f(A_1, A_2, \dots, A_n) =$$

$$\left\{ (y, \mu_B(y)) \mid y = f(x_1, x_2, \dots, x_n) \right. \\ \left. x_1 \in X_1, x_2 \in X_2, \dots, x_n \in X_n \right\} \quad (1)$$

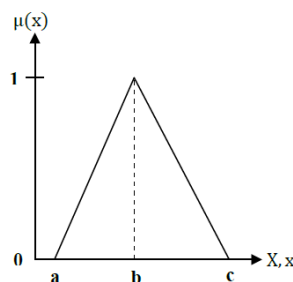
که در آن:

$$\mu_B(y) = \begin{cases} \max[\min(\mu_{A_i}(x_i))] & \text{if } f^{-1}(y) \neq \emptyset \\ 0 & \text{if } f^{-1}(y) = \emptyset \end{cases} \quad (2)$$

در این جا $f^{-1}(y)$ معکوس y و $\mu_B(y)$ تابع عضویت $y = f(x_1, x_2, \dots, x_n)$ است.

برای به کارگیری اصل گسترش لازم است که اعداد فازی با توابع عضویت پیوسته، گسسته شوند. هدف این گسسته‌سازی، تقریب یک عدد فازی پیوسته به تعدادی محدود از نقاط است، به شکلی که عملیات جبری به جای

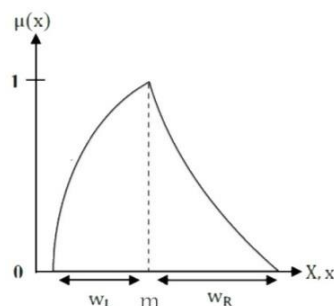
شناختی موجود در پارامترهای سازه‌ای با اعداد فازی مثلثی بیشتر به واقعیت نزدیک است [25] در این مقاله متغیرهای سازه‌ای نظیر بار و مشخصات مکانیکی و ابعاد با اعداد مثلثی فازی مدل‌سازی شده‌اند.



شکل ۱ کران‌های بالا، پایین و میانه عدد فازی مثلثی

عدد فازی LR (Left-Right)

این اعداد توسط دبو و پراد [26] معرفی شده‌اند. اعداد فازی LR به صورت $\tilde{X} = \langle m, w_L, w_R \rangle_{LR}$ نمایش داده می‌شوند. همان‌طور که در شکل (۲) نشان داده شده است، مقدار میانه تابع که حداکثر درجه عضویت را در تابع دارا می‌باشد، w_L و w_R به ترتیب پهنای چپ و راست عدد فازی نامیده می‌شوند. شاخص قابلیت اعتماد فازی این تحقیق در قالب اعداد فازی LR ارائه شده است.



شکل ۲ عدد فازی LR

α -برش عدد فازی

α -برش عدد فازی $\tilde{X}$ که با X_α نمایش داده می‌شود، یک مجموعه معمولی غیرفازی است و عناصری را دربرمی‌گیرد که مقدار عضویت آنها در عدد فازی $\tilde{X}$ بیشتر از α باشد، یعنی: $X_\alpha = \{x \in \tilde{X} \mid \mu_{\tilde{X}}(x) \geq \alpha\}$ [24].

که به صورت زیر قابل محاسبه است:

$$\alpha_k = -\frac{\nabla g(U_k)}{\|\nabla g(U_k)\|} \quad (5)$$

که در آن $\nabla g(U) = [\partial g / \partial u_1, \partial g / \partial u_2, \dots, \partial g / \partial u_n]^T$ بردار گرادیان تابع شرایط حدی در نقطه U_k می-باشد.

نگاشت فوق به پارامترهای آماری متغیرهای تصادفی وابسته است [27]. که در آن نیاز به انتقال متغیرهای تصادفی پایه از فضای حقیقی به فضای نرمال استاندارد به صورت زیر هست:

$$U = \frac{(X - \mu_X^e)}{\sigma_X^e} \quad (6)$$

که در آن، X بردار متغیرهای تصادفی مستقل با میانگین و انحراف معیار معادل به ترتیب برابر μ_X^e و σ_X^e می-باشد که طبق روابط زیر به دست می-آیند:

$$\sigma_X^e = \frac{1}{f_X(x)} \varphi[\Phi^{-1}\{F_X(x)\}] \quad (7)$$

$$\mu_X^e = x - \sigma_X^e \Phi^{-1}[F_X(x)] \quad (8)$$

به طوری که ϕ تابع چگالی احتمال نرمال می-باشد. ضمن این که $F_X(x)$ و $f_X(x)$ به ترتیب تابع چگالی احتمال حاشیه‌ای و تابع توزیع تجمعی احتمال حاشیه‌ای متغیر تصادفی X می-باشند.

تابع شرایط حدی و نیز ماهیت آماری متغیرهای تصادفی ممکن است نگاشت گسسته رابطه (۴) را دچار ناپایداری حل مانند دوشاخه‌ای شدن، اغتشاش و یا همگرایی به صورت تناوبی کند [27-29]؛ از این رو، می-توان روش انتقال پایدار را به عنوان یک روش مناسب برای کنترل ناپایداری عددی روش اولین مرتبه قابلیت اعتماد به صورت نگاشت غیرخطی گسسته زیر در نظر گرفت [16]:

$$U_{k+1} = f(U_k, p) \quad U \in R^n, p \in R^m, k=1, 2, 3, \dots \quad (9)$$

که در آن $f(U_k, p)$ مقدار نقطه طراحی بر مبنای نگاشت غیرخطی می-باشد، $U \in R^n$ بردار متغیرهای

تمام نقاط روی برخی نقاط انجام شوند و پاسخ نهایی با درون‌یابی از نقاط حاصله تعیین گردد. این گسسته‌سازی با استفاده از مجموعه‌های α -برش اعداد فازی انجام می‌شود. با استفاده از مجموعه‌های منفک شده X_α ، عملیات جبری به صورت جداگانه برای هر یک از عناصر درجه عضویت α انجام می‌شود. از میان ترکیبات ممکن میان این عناصر، ترکیب قابل قبول که در نهایت به نتیجه می‌رسد، با استفاده از اصل گسترش تعیین می‌گردد.

روش قابلیت اعتماد انتقال پایداری تطبیقی

به منظور تعیین شاخص قابلیت اعتماد فازی نیاز به استفاده از یک روش قابلیت اعتماد کارا و توانمند می‌باشد که بر اساس مقادیر مختلف خصوصیات آماری متغیرهای تصادفی توانایی محاسبه شاخص قابلیت اعتماد (β) را مطابق رابطه زیر داشته باشد:

$$P_f = \int \dots \int_{g(X) \leq 0} f_X(x_1, \dots, x_n) dx_1 \dots dx_n \approx \Phi(-\beta) \quad (3)$$

که در آن $g(X)$ تابع شرایط حدی است که $g(X) \leq 0$ ناحیه خرابی را نشان می‌دهد و f_X تابع چگالی احتمال توأم متغیرهای تصادفی X می‌باشد. Φ تابع چگالی توزیع تجمعی نرمال استاندارد است.

عمدتاً روش اولین مرتبه قابلیت اعتماد به دلیل تعادل در برآورد احتمال خرابی و نیز همگرایی صریح با تعداد تکرار کمتر می‌تواند به عنوان یک روش کارآمد در تحلیل قابلیت اعتماد سازه‌ها مورد استفاده قرار گیرد. مهم‌ترین چالش در روش‌های اولین مرتبه قابلیت اعتماد سازه‌ها محاسبه شاخص قابلیت اعتماد است که بر اساس نقطه حداکثر محتمل (U^*) قابل محاسبه است ($\beta = \|U^*\|$). به طور معمول با استفاده از امتداد جستجوی تندترین شیب به صورت نگاشت غیرخطی زیر می‌توان نقطه حداکثر محتمل را محاسبه نمود.

$$f(U) = \frac{\nabla^T g(U_k) U_k - g(U_k)}{\nabla^T g(U_k) \alpha_k} \alpha_k \quad (4)$$

که در آن، α بردار نرمال واحد در نقطه U_k می‌باشد

تصادفی در فضای استاندارد نرمال با n عضو، و p بردار کنترل سیستم دینامیکی است. اصولاً، تعیین پارامتر کنترل p برای سیستم‌های پیچیده دینامیکی مشکل می‌باشد [16]، لذا به دست آوردن اطلاعات درمورد نقطه U_{k+1} مشکل می‌نماید. ملچر و دیاکونوس [30] یک سیستم مناسب دینامیکی را برای پایداری‌سازی رابطه (۹) به صورت زیر ارائه نمودند:

$$U_{k+1} = U_k + \lambda C[f(U_k) - U_k] \quad (10)$$

که در آن λ و C به ترتیب ضریب انتقال پایدار و یک ماتریس دلخواه به نحوی که یک عضو در سطر و ستون آن یک و بقیه اعضای آن صفر هستند، انتخاب می‌گردد. معمولاً ماتریس C در تحلیل قابلیت اعتماد مرتبه اول، واحد در نظر گرفته می‌شود [16]. ضریب انتقال پایدار نقش اساسی در سرعت همگرایی و نیز کنترل ناپایداری ایفا می‌کند.

یانگ [16] و منگ و همکاران [31, 32] این ضریب را برابر با یک عدد کوچک برای تضمین پایداری در نظر گرفته‌اند، اما اخیراً کشته‌گر و همکاران [28, 29] نشان داده‌اند که ممکن است این روش در مسائل غیرخطی قابلیت اعتماد همگرایی حل را تضمین نکند و یا در مسائل با درجه غیرخطی پایین نیاز به تعداد تکرار زیادی برای همگرایی داشته باشد، لذا روش‌های بهبودیافته انتقال پایداری بر مبنای کنترل اغتشاشات مورد توجه محققان بوده است که از آن جمله می‌توان به روش تطبیقی اغتشاشات [31]، روش ترکیبی اغتشاشات [32]، روش خودتنظیمی اغتشاشات [33] و روش بهبودیافته اغتشاشات [34] اشاره کرد. این روش‌ها بیشتر در جهت تحلیل مسائل معکوس قابلیت اعتماد مورد استفاده قرار گرفته‌اند که در تحلیل بهینه بر مبنای قابلیت اعتماد براساس الگوی دوحلقه‌ای استفاده می‌شوند؛ از این رو می‌توان یک الگوی خودتطبیقی را برای محاسبه ضریب کنترل در تحلیل قابلیت اعتماد سازه‌ها برای بهبود کارایی روش انتقال پایدار مطابق با نگاشت گسسته زیر پیشنهاد

نمود:

$$U_{k+1} = U_k + \lambda_k [f(U_k) - U_k] \quad (11)$$

که در آن، λ_k ضریب کنترل پایدار در تکرار k ام است که براساس یک الگوی تطبیقی مطابق تابع کنترل زیر می‌تواند محاسبه گردد:

$$f_C(k) = \|f(U_k) - U_k\| \quad (12)$$

و به طریق مشابه می‌توان نتیجه گرفت که رابطه $f_C(k) = \|U_k - U_{k-1}\|$ برقرار است. تابع کنترل $f_C(k)$ در صورتی می‌تواند یک تکرار موفق را برای روش انتقال پایدار نتیجه دهد که رابطه $f_C(k) < f_C(k-1)$ صادق باشد. این بدان معنا است که در تکرارهای نهایی مقدار تابع کنترل به سمت صفر میل می‌کند (یعنی: $\lim_{k \rightarrow \infty} f_C(k) \approx 0$). از این رو می‌توان نتیجه گرفت که رابطه $U_{k+1} \approx U_k$ برقرار می‌باشد؛ لذا یک نقطه ثابت و بدون تکرار بر مبنای این تابع کنترل برای روش انتقال پایدار حاصل شده است و همگرایی این روش در تکرارهای نهایی به نتایج پایداری منتج می‌گردد. با استفاده از تابع کنترل ارائه شده فوق می‌توان یک الگوی مناسب برای تطبیق ضریب کنترل برای عمده مسائل مهندسی فراهم نمود؛ لذا براساس رویه تکرار انتقال پایدار خودتطبیقی و نیز تابع کنترل در تکرارهای جدید و نهایی داریم که:

$$\lambda_k \|f(U_k) - U_k\| = \|U_k - U_{k-1}\| \quad (13)$$

ضریب کنترل بر مبنای رابطه فوق می‌تواند به صورت زیر در هر تکرار تنظیم گردد:

$$\lambda_k = \frac{\|U_k - U_{k-1}\|}{\|f(U_k) - U_k\|} \quad (14)$$

باتوجه به این که در اکثر مسائل مهندسی فرض بر آن است که رویه تکرار اولین مرتبه قابلیت اعتماد بدون کنترل براساس ضریب برابر با واحد انجام می‌شود و نیز ضریب فوق ممکن است در برخی از مسائل ایجاد یک عدد نامتناهی کند، به عنوان مثال اگر $f_C(k) \approx 0$ ، لذا فرض بر آن است که ضریب کنترل پایداری تطبیقی به

روش‌های جستجوگر قرار دارند. اصول این روش‌ها محاسبه مقدار تابع به‌ازای مقدار عددی متغیرهاست. در این روش‌ها، ارزیابی با مقایسه مقدار عددی تابع هدف و یافتن مسیر جستجو در راستای یافتن مقدار بهینه صورت می‌گیرد. در مقایسه روش‌های مشتق‌گریز، الگوریتم ژنتیک به‌طور عمومی مورد اقبال محققان قرار گرفته‌است، در این تحقیق از الگوریتم ژنتیک به‌عنوان یک الگوریتم فرا اکتشافی در محاسبات تعیین شاخص قابلیت اعتماد فازی استفاده شده‌است. در این تحقیق، به‌منظور افزایش کارایی از یک عملگر انتخاب نخبه‌گرا در روش پیشنهادی استفاده شده‌است، به‌طوری‌که در هر نسل بهترین فرد (Pbest) تعیین می‌شود و با بهترین فردهای نسل‌های قبلی (Gbest) مقایسه می‌گردد و چنان‌چه از آنها ضعیف‌تر باشد بهترین قبلی جایگزین بهترین فعلی می‌شود. در الگوریتم ژنتیک این تحقیق مقادیر جمعیت اولیه برابر با ۴۰، تعداد تکرار بیهینه الگوریتم برابر ۲۰۰، احتمال جهش P_m برابر ۰/۱ و احتمال تقاطع P_c برابر ۰/۸ در نظر گرفته شده‌است.

در روش پیشنهادی، ابتدا متغیرهای تصادفی به فضای نرمال استاندارد انتقال داده می‌شوند و فرم تابع شرایط حدی در این فضا تعیین می‌گردد. سپس میانگین و انحراف معیار متغیرهای تصادفی با استفاده از رویکرد گسسته‌سازی، به α -برش‌های خود منفک می‌شوند. پس از تعیین برش‌های α_k متناظر تمامی متغیرها، زیرفضای قطعی X_{α_k} متناظر هر برش، تشکیل می‌گردد. در صورتی‌که مسئله قابلیت اعتماد انتقال پایداری تطبیقی، به‌ترتیب شامل دو، سه و n متغیر تصادفی فازی باشد، این زیرفضا به‌ترتیب به‌شکل مستطیل، مکعب مستطیل و یک ابر مکعب n بعدی خواهد بود. همان‌طور که در شکل (۴) نشان داده شده‌است. از مجموعه نقاط این زیرفضا به‌عنوان نقاط ورودی به الگوریتم آنالیز پیشنهادی به‌منظور تعیین نقاط روی برش α_k شاخص قابلیت اعتماد فازی β_{α_k} استفاده می‌شود. روی هم‌گذاری این مقادیر، شاخص قابلیت اعتماد فازی را به‌دست می‌دهد.

از طرفی به‌منظور تعیین بازه β_{α_k} کافی است کوچک‌ترین عضو β_{α_k} و بزرگ‌ترین عضو β_{α_k} آن

یک مقدار متناهی بر مبنای تطبیق ارائه‌شده تنظیم گردد، لذا داریم:

$$\lambda_k = \min \left\{ \delta \lambda_{k-1}, \frac{\|U_k - U_{k-1}\|}{\|f(U_k) - U_k\|} \right\} \quad (15)$$

که در آن δ یک عدد مثبت است که به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\delta = \max \left\{ (0.25, 0.25 \frac{\|U_k - U_{k-1}\|}{\|f(U_k) - U_k\|}) \right\} \quad (16)$$

ضریب فوق این امکان را فراهم می‌کند که در مسائل غیرخطی یک مقدار کوچک برای ضریب کنترل تطبیقی انتخاب گردد و در مسائل خطی حتی ممکن است ضریب کنترل ارائه‌شده به عددی بزرگ‌تر از واحد همگرا گردد؛ لذا روش ارائه‌شده به صورت ذاتی توانمندی لازم را برای همگرایی مسائل پیچیده مهندسی دارد و حتی در مسائل خطی نرخ همگرایی بالاتری را برای روش اولین مرتبه قابلیت اعتماد ممکن است فراهم آورد. ضریب کنترل ارائه‌شده برخلاف روش‌های کنترل اغتشاشات می‌تواند به عددی مثبت و حتی بزرگ‌تر از واحد تمایل یابد درحالی‌که این ضریب در روش تطبیقی اغتشاشات [31] عددی بین ۰/۱ تا ۱ و در روش خودتطبیقی و روش اغتشاشات [33]، عددی مثبت و کمتر از واحد می‌باشد.

روش پیشنهادی فازی قابلیت اعتماد انتقال

پایداری تطبیقی

روش‌های مبتنی بر اصل گسترش نیز محدودیت‌هایی دربر دارند، به‌طوری‌که صرفاً برای حالات خاصی از توابع قابل استفاده هستند و یا این‌که از تکنیک‌های بهینه‌سازی مرکب گرادیانی استفاده می‌نمایند [11]. پیاده‌سازی و کاربرد این روش‌ها نیز به‌دلیل پیچیدگی به‌سختی امکان‌پذیر می‌باشد، ضمن این‌که وجود مشکل مشتق‌گیری به‌ویژه زمانی که تعداد متغیرها زیاد شوند، ناپیوسته بودن بعضی از توابع و افتادن در نقاط بهینه محلی به‌جای مطلق، از مهم‌ترین چالش‌های پیش روی این روش‌ها است. در مقابل روش‌های مبتنی بر گرادیان،

۳. انتقال متغیرهای تصادفی از فضای حقیقی به فضای نرمال استاندارد مطابق با نگاشت غیرخطی رابطه (۶).
 ۴. اعمال عملگرهای الگوریتم ژنتیک و تعیین Pbest برای نسل فعلی و بررسی لزوم جایگزینی با Gbest.
 ۵. تولید نسل جدید با استفاده از عملگرهای تقاطع و جهش.

۶. برآورد بردار گرادیان و نیز مقدار تابع شرایط حدی در نقطه U_k

۷. تعیین نقطه جدید بدون کنترل مطابق با نگاشت گسسته اولین مرتبه قابلیت اعتماد با استفاده از رابطه زیر:

$$f(U_{k+1}) = \frac{\nabla^T g(U_k) U_k - g(U_k)}{\nabla^T g(U_k) \alpha_k} \alpha_k$$

۸. تطبیق ضریب کنترل براساس رابطه زیر:

$$\lambda_k = \min\{\delta \lambda_{k-1}, \frac{\|U_k - U_{k-1}\|}{\|f(U_k) - U_k\|}\}$$

۹. محاسبه نقطه جدید براساس روش انتقال پایدار تطبیقی مطابق رابطه زیر:

$$U_{k+1} = U_k + \lambda_k [f(U_k) - U_k]$$

۱۰. انتقال متغیرهای تصادفی از فضای نرمال استاندارد به فضای حقیقی به صورت

$$X = \sigma_X^e U + \mu_X^e$$

۱۱. کنترل همگرایی: در صورت همگرا شدن توقف تکرار و در غیر این صورت $k=k+1$

$$\beta_{\alpha_{k+1}} \text{ و } \beta_{\alpha_k}$$

۱۲. ذخیره مقادیر $\beta_{\alpha_{k+1}}$ و β_{α_k}
 ۱۳. $\alpha = \alpha + 1$ و تکرار از مرحله ۲ تا زمانی که $\alpha \leq 1$ شود.

۱۴. تشکیل تابع درجه عضویت شاخص قابلیت اعتماد فازی.

شماتیک روش پیشنهادی در شکل (۵) به صورت شماتیک نشان داده شده است.

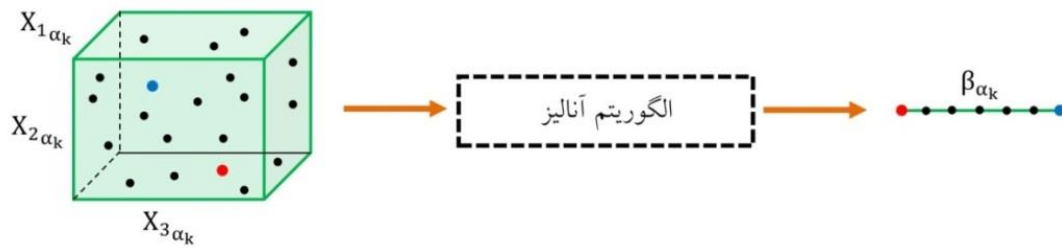
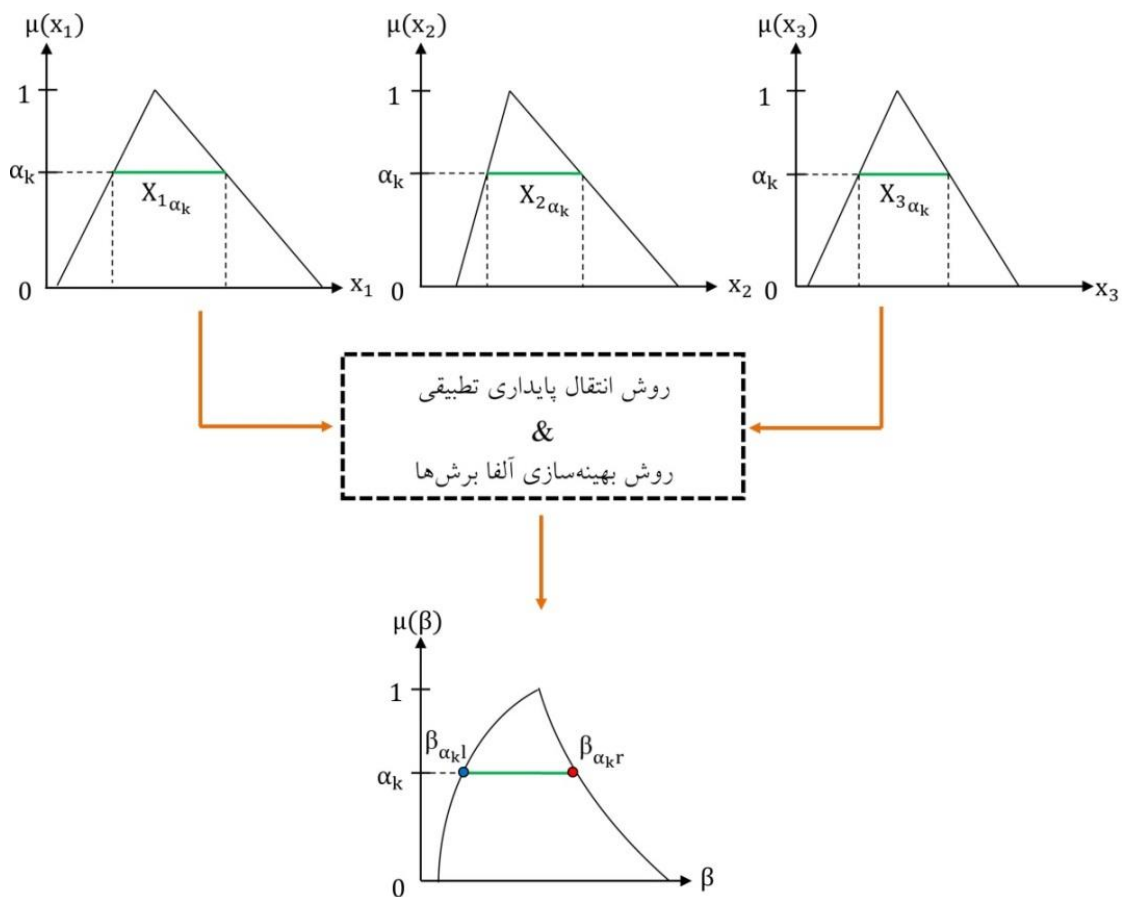
تعیین شوند. نظر به این که به ازای هر یک از برش‌های α_k ، در زیرفضای قطعی X_{α_k} تنها دو نقطه بهینه وجود دارند که کمترین و بیشترین پاسخ فازی مورد نظر در برش α_k را به دست می‌دهند. بنابراین تعیین کوچک‌ترین و بزرگ‌ترین عضو بازه β_{α_k} به جستجوی دو نقطه بهینه در زیرفضای قطعی تبدیل می‌گردد که در شکل (۴) مشخص شده‌اند. باتوجه به حجم زیاد محاسبات در تحلیل قابلیت اعتماد فازی، در این مطالعه جستجوی نقاط فوق به یک الگوریتم ژنتیک نخبه‌گرا واگذار شده است.

از طرفی روش قابلیت اعتماد براساس الگوی خودتطبیقی می‌تواند موجب محاسبه شاخص قابلیت اعتماد پایدار با تعداد مناسب تکرار گردد. دو چرخه تحلیل فازی و تحلیل قابلیت اعتماد، نقش اساسی را در روند محاسبه شاخص قابلیت اعتماد فازی ایفا می‌کنند. ضریب کنترل دینامیکی نه تنها منجر به کنترل ناپایداری حل می‌گردد بلکه در مواردی ممکن است نسبت به روش‌های معمول قابلیت اعتماد نرخ همگرایی بالاتری داشته باشند. در روش پیشنهادی انتقال پایدار تطبیقی، ضریب کنترل به صورت دینامیکی عددی بزرگ‌تر از صفر محاسبه می‌گردد که ممکن است در برخی از تکرارها مقدار بزرگ‌تر از واحد را نیز اتخاذ نماید؛ لذا این روش می‌تواند کارایی روش اولین مرتبه قابلیت اعتماد را بهبود بخشد.

پیاده‌سازی روش پیشنهادی در تحلیل قابلیت اعتماد فازی در این تحقیق برای محاسبه شاخص قابلیت اعتماد، مطابق با گام‌های ذیل آزمون شده است:

۱. تعریف تابع شرایط حدی، تعیین متغیرهای تصادفی فازی و تنظیم پارامترهای اولیه الگوریتم: ضریب انتقال اولیه برابر با یک، معیار همگرایی الگوریتم قابلیت اعتماد به صورت $\|U_{k+1} - U_k\| \leq 10^{-4}$ و معیار همگرایی الگوریتم ژنتیک برابر $\varepsilon = 10^{-5}$

۲. تشکیل زیرفضای قطعی X_{α} متاظر برش با ایجاد آلفا برش‌های یکسان روی متغیرهای تصادفی فازی.

شکل ۴ زیرفضای قطعی X_{α_k} و بازه β_{α_k} 

شکل ۵ شماتیک روش قابلیت اعتماد انتقال پایداری تطبیقی فازی

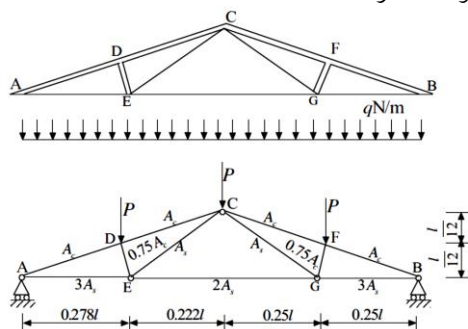
تحلیل حساسیت شاخص قابلیت اعتماد فازی

شاخص قابلیت اعتماد فازی محاسبه شده، نشان‌دهنده تأثیر لحاظ نمودن عدم قطعیت شناختی در پروسه ارزیابی قابلیت اعتماد سازه می‌باشد. به بیان دیگر، این شاخص میزان حساسیت شاخص قابلیت اعتماد سازه به عدم قطعیت شناختی معرفی شده در پروسه ارزیابی آن را منعکس می‌نماید. در این تحقیق به منظور برآورد میزان

این حساسیت، از معیار اصلاح شده اندازه‌گیری عدم قطعیت آنتروپی شانون [25] استفاده شده است. با به کارگیری این معیار، میزان عدم قطعیت شاخص قابلیت اعتماد مطابق رابطه (۱۷) اندازه‌گیری می‌شود.

$$H_u(\tilde{\beta}) = -k \int_{\beta_{\alpha_0 l}}^{\beta_{\alpha_0 r}} [\mu(\beta) \cdot \log(\mu(\beta)) + (1 - \mu(\beta)) \cdot \log(1 - \mu(\beta))] d\beta \quad (17)$$

جدول (۱) ارائه شده است.



شکل ۶ خرابی سقفی مثال ۱

در این مثال زیرفضای قطعی یک ابرفضای شش‌بُعدی است که جستجوی نقاط بهینه با استفاده از روش انتقال پایداری تطبیقی فازی بر پایه الگوریتم ژنتیک در آن انجام شده است. پیاده‌سازی تحلیل قابلیت اعتماد فازی در این مثال با استفاده از روش پیشنهادی، تابع درجه عضویت شاخص قابلیت اعتماد فازی را مطابق شکل (۷) نتیجه داده است. نتایج حاصل از تحلیل قابلیت اعتماد فازی با استفاده از روش انتقال پایداری تطبیقی فازی منجر به ۵۴۱۰۶ تکرار (برآورد تابع گرادین) با ۷۵۷۹۰۸ بار فراخوانی تابع شرایط حدی شده است. هم‌چنین مدت زمان رسیدن به همگرایی در روند تحلیل قابلیت اعتماد برابر ۳۵۰۲ ثانیه می‌باشد. ضمن این‌که مقدار عددی شاخص قابلیت اعتماد فازی به دست آمده به ازای درجه عضویت یک (۲/۴۲۱۲)، با مقدار ارائه شده در مرجع [21] مطابقت دارد. این بدان معنا است شاخص قابلیت به‌زای مقادیر درجه عضویت یک برای تمامی متغیرها، همانند روش کلاسیک انتقال پایداری تطبیقی حاصل می‌گردد؛ اما شاخص قابلیت اعتماد در برش صفر ($\alpha = 0$) تغییرات زیادی از خود نشان داده و در بازه $[-0.249, 4.477]$ قرار گرفته است که نشان‌دهنده حساسیت شاخص قابلیت اعتماد مسئله به عدم قطعیت شناختی است. شاخص قابلیت اعتماد به‌زای مقادیر مختلف بازه عدم قطعیت برای میانگین و انحراف معیار متغیرهای تصادفی به صورت اعداد فازی $\tilde{\mu} = \mu - \sigma, \mu, \mu + \sigma$ و $S\mu, \mu, \mu + S\mu$ و $\tilde{\sigma} = \sigma - S\sigma, \sigma, \sigma + S\sigma$ که در آن S مبین ضریب عدم قطعیت شناختی، محاسبه و میزان

که در آن $\beta_{\alpha 0r}$ و $\beta_{\alpha 0l}$ به ترتیب کمترین و بیشترین مقدار شاخص قابلیت اعتماد فازی در برش $\alpha = 0$ است و $k = \frac{1}{\log 2}$ می‌باشد. هرچه حاصل رابطه فوق بیشتر باشد، شاخص قابلیت اعتماد فازی بازه بزرگ‌تری از عدم قطعیت را شامل می‌شود و میزان حساسیت آن نسبت به عدم قطعیت شناختی لحاظ‌شده در فرایند تحلیل قابلیت اعتماد سازه بیشتر است. معیار آنتروپی شانون هم‌چنین امکان مقایسه میزان عدم قطعیت پاسخ‌های فازی را در معیارهای مختلف خرابی سازه نظیر مقاومت یا تغییر شکل فراهم می‌آورد و شناسایی معیار خرابی با اهمیت بیشتر را ممکن می‌سازد.

مثال‌های عددی

در این بخش با مدل‌سازی عدم قطعیت شناختی در روند تحلیل قابلیت اعتماد فازی براساس روش انتقال پایداری خودتطبیقی، شاخص قابلیت اعتماد فازی محاسبه شده و با استفاده از معیار آنتروپی شانون میزان حساسیت آن نسبت به عدم قطعیت شناختی مورد سنجش قرار گرفته است. کلیه مراحل انجام ارزیابی قابلیت اعتماد فازی و تحلیل حساسیت فازی توسط برنامه کامپیوتری در محیط نرم‌افزار متلب پیاده‌سازی و توسط یک لپ‌تاپ با رم ۴ گیگا بایت اجرا شده است.

مثال اول: سازه خرابی سقفی. تغییر مکان قائم خرابی سقفی شکل (۶) براساس تحلیل سازه، به‌عنوان تابع شرایط حدی به‌صورت زیر در نظر گرفته شده است [21]:

$$g = 0.03 - \left(\frac{ql^2}{2} \right) \left(\frac{3.81}{A_c E_c} + \frac{1.13}{A_s E_s} \right) \quad (18)$$

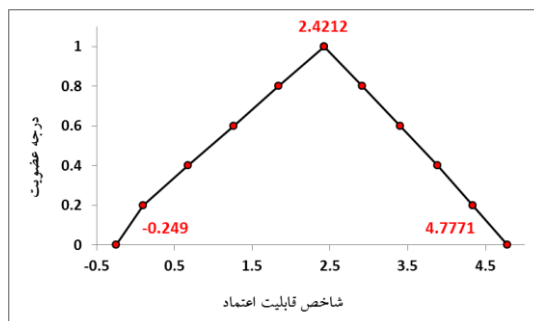
که در آن q بار گسترده، l طول دهانه، A_c و A_s به ترتیب سطح مقطع‌های اعضای بتنی و فولادی با مدول‌های الاستیسیته به ترتیب E_c و E_s می‌باشند. خصوصیات آماری متغیرهای نرمال تصادفی فازی در

هم‌چنین به‌منظور بررسی میزان تغییرات معیار آنتروپی شانون $H_u(\tilde{\beta})$ با افزایش بازه تغییرات، نتایج حاصل به‌ازای پنج مقدار $0/1$ ، $0/15$ ، $0/2$ ، $0/25$ و $0/3$ در شکل (۸) نشان داده شده‌است. بررسی مقادیر ارائه‌شده نشان می‌دهد که میزان تغییرات معیار آنتروپی شانون در بازه $0/1$ تا $0/25$ ، تقریباً به‌اندازه $1/6$ واحد است که با تغییرات بازه $0/25$ تا $0/3$ برابری می‌نماید، لذا بیشترین میزان حساسیت شاخص قابلیت اعتماد نسبت به عدم قطعیت شناختی به‌ازای مقدار $S = 0/3$ حاصل شده‌است.

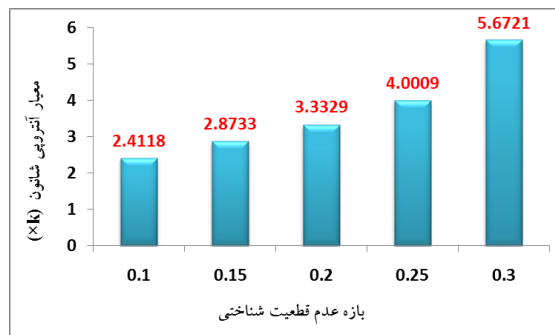
حساسیت آن با استفاده از رابطه (۱۷) محاسبه شده‌است. میزان حساسیت مقدار $H_u(\tilde{\beta}) = 2.411k$ را به‌دست می‌دهد که نشان‌دهنده حساسیت بسیار زیاد شاخص قابلیت اعتماد نسبت به عدم قطعیت شناختی می‌باشد. این مسئله با بررسی مقادیر شکل (۷) نیز قابل مشاهده است. لذا مدل‌سازی عدم قطعیت شناختی در این مثال بسیار حائز اهمیت است و به‌منظور در اختیار داشتن یک برآورد نزدیک به واقعیت از میزان ایمنی سازه، مدل‌سازی آن در روند ارزیابی قابلیت اعتماد اجتناب‌ناپذیر می‌نماید.

جدول ۱ متغیرهای تصادفی فازی خریای سقفی

متغیر فازی	میانگین	انحراف معیار
$\tilde{q}(N/m)$	$\langle 1800, 2000, 2200 \rangle$	$\langle 1260, 1400, 1540 \rangle$
$\tilde{l}(m)$	$\langle 10/8, 12, 13/2 \rangle$	$\langle 0/108, 0/12, 0/132 \rangle$
$\tilde{A}_s(m^2) \times 10^{-4}$	$\langle 8/83, 9/82, 10/8 \rangle$	$\langle 0/5383, 0/5982, 0/6580 \rangle$
$\tilde{A}_c(m^2) \times 10^{-4}$	$\langle 36, 40, 44 \rangle$	$\langle 43/2, 48, 52/8 \rangle$
$\tilde{E}_s(Pa) \times 10^9$	$\langle 90, 100, 110 \rangle$	$\langle 5/4, 6, 6/6 \rangle$
$\tilde{E}_c(Pa) \times 10^9$	$\langle 18, 20, 22 \rangle$	$\langle 1/08, 1/2, 1/32 \rangle$



شکل ۷ شاخص قابلیت اعتماد فازی مثال ۱



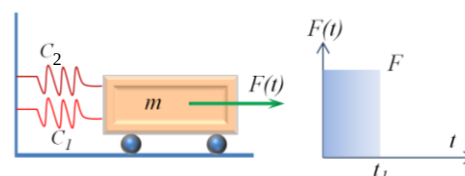
شکل ۸ معیار آنتروپی شانون به‌ازای مقادیر مختلف بازه عدم قطعیت مثال ۱

تحلیل حساسیت بر روی نتایج به دست آمده به منظور بررسی میزان تأثیرپذیری شاخص قابلیت اعتماد فازی از عدم قطعیت شناختی اجتناب‌ناپذیر می‌نماید. به بیان دیگر انجام تحلیل حساسیت فازی، لزوم یا عدم لزوم مدل‌سازی عدم قطعیت شناختی در روند انجام محاسبات را تا حدود زیادی مشخص می‌کند. سنجش میزان حساسیت شاخص قابلیت اعتماد فازی نسبت به عدم قطعیت شناختی با استفاده از معیار آنتروپی شانون در این مثال، نتیجه $H_u(\beta) = 0.807k$ را به دست می‌دهد که نشان‌دهنده حساسیت پایین شاخص قابلیت اعتماد نسبت به عدم قطعیت شناختی می‌باشد. با توجه به شکل (۱۰)، تغییرات شاخص قابلیت اعتماد در بازه [1.1221, 2.7369] قرار دارد که نسبتاً زیاد نیست؛ لذا در یک دیدگاه کلی می‌توان نتیجه گرفت، متغیرهای تصادفی در این مثال به عدم قطعیت شناختی حساسیت زیادی ندارند و روش‌های معمول ارزیابی قابلیت اعتماد، تخمین مناسبی از ایمنی این سیستم ارائه می‌دهند. هم‌چنین به منظور بررسی میزان تأثیرپذیری حساسیت شاخص قابلیت اعتماد نسبت به تغییرات بازه عدم قطعیت میانگین و انحراف معیار متغیرهای تصادفی به ازای پنج مقدار ۰/۱، ۰/۱۵، ۰/۲، ۰/۲۵ و ۰/۳، نتایج حاصل از تحلیل حساسیت در شکل (۱۱) نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهند که بیشترین میزان تغییرات معیار آنتروپی شانون در بازه ۰/۱۵ تا ۰/۲، اتفاق افتاده و به ازای بقیه مقادیر میزان تغییرات شاخص $H_u(\beta)$ مشابه می‌باشد.

مثال سوم: مقطع بتن مسلح. در این مثال یک مقطع بتن مسلح تحت خمش مطابق شکل (۱۲) از مرجع [35] انتخاب شده است. تابع شرایط حدی این مقطع به صورت رابطه (۲۰) در نظر گرفته شده است.

$$g = BA_s f_y (d - 0.59 \frac{A_s f_y}{b f_c}) - M_D - M_L \quad (20)$$

مثال دوم: سیستم دینامیکی غیرخطی. در این مثال سیستم جرم و فنر یک درجه آزادی غیرخطی شکل (۹) تحت بار ضربه‌ای مستطیلی که دامنه و زمان آن تصادفی هستند، مورد ارزیابی قرار گرفته است [29].



شکل ۹ شماتیک نوسانگر غیرخطی

تابع شرایط حدی این سیستم شامل شش متغیر تصادفی است که به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$g = 3r - \left| \frac{2F}{mW^2} \sin\left(\frac{Wt_1}{2}\right) \right| \quad (19)$$

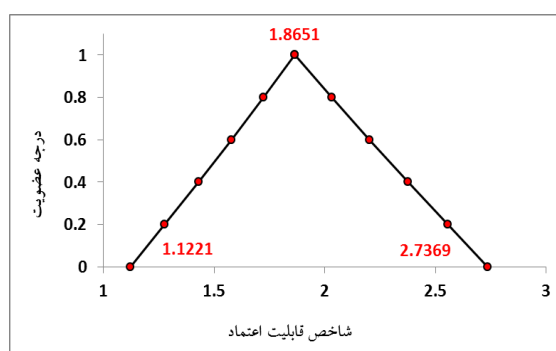
$$W^2 = \frac{C_1 + C_2}{m}$$

کلید متغیرهای تصادفی این مثال دارای توزیع نرمال هستند که خصوصیات آماری آنها در جدول (۲) گزارش شده است.

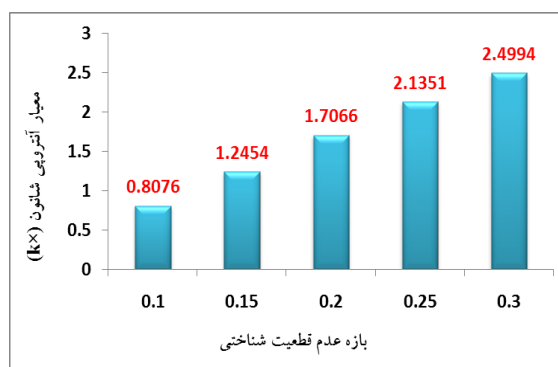
پیاپی سازی روش قابلیت اعتماد انتقال پایداری تطبیقی فازی در این مثال شاخص قابلیت اعتماد فازی را مطابق شکل (۱۰) نتیجه داده است. در این روند، تعداد برآورد تابع گرادیان برابر ۴۸۸۶۸ بار است که منجر به ۶۳۵۲۸۴ بار فراخوانی تابع شرایط حدی گردیده، ضمن این که مدت زمان انجام تحلیل برابر ۲۹۰۳ ثانیه بوده است. در این مثال مقدار شاخص قابلیت اعتماد فازی به دست آمده به ازای $\alpha = 1$ ، دقیقاً با مقدار مرجع [29] که براساس روش کلاسیک انتقال پایداری تطبیقی به دست آمده، هم‌خوانی دارد؛ لذا می‌توان بیان نمود نتایج روش پیشنهادی از اعتبار لازم برخوردار می‌باشند. با توجه به حجم بالای محاسبات تحلیل قابلیت اعتماد فازی و مدت زمان زیادی که صرف انجام این محاسبات می‌شود، انجام

جدول ۲ خصوصیات آماری متغیرهای تصادفی فازی نوسانگر

متغیر فازی	میانگین	انحراف معیار
$\tilde{m}$	$\langle 0/9, 1, 0/1 \rangle$	$\langle 0/045, 0/05, 0/055 \rangle$
$\tilde{c}_1$	$\langle 0/9, 1, 0/1 \rangle$	$\langle 0/09, 0/1, 0/11 \rangle$
$\tilde{c}_2$	$\langle 0/09, 0/1, 0/11 \rangle$	$\langle 0/09, 0/1, 0/11 \rangle$
$\tilde{r}$	$\langle 0/45, 0/5, 0/55 \rangle$	$\langle 0/045, 0/05, 0/055 \rangle$
$\tilde{F}$	$\langle 0/9, 1, 0/1 \rangle$	$\langle 0/18, 0/2, 0/22 \rangle$
$\tilde{t}_l$	$\langle 0/9, 1, 0/1 \rangle$	$\langle 0/18, 0/2, 0/22 \rangle$



شکل ۱۰ شاخص قابلیت اعتماد فازی مثال ۲

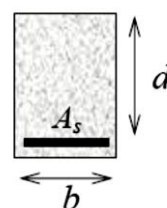


شکل ۱۱ معیار آنتروپی شانون به ازای مقادیر مختلف بازه عدم قطعیت

مثال ۲

مقطع میلگردهای مسلح‌کننده مقطع و f_y تنش تسلیم می‌باشد.

باتوجه به شکل (۱۳) مشخص می‌شود که میزان تغییرات شاخص قابلیت اعتماد در این مثال برابر $1/548$ است که در بازه $[2.602, 4.186]$ قرار دارد. به منظور سنجش میزان حساسیت شاخص ایمنی سازه نسبت به عدم قطعیت شناختی، تحلیل حساسیت با استفاده از رابطه (۱۷) انجام



شکل ۱۲ مقطع تیر بتن مسلح مثال ۳

که در آن B پارامتر عدم قطعیت مدل، A_s سطح

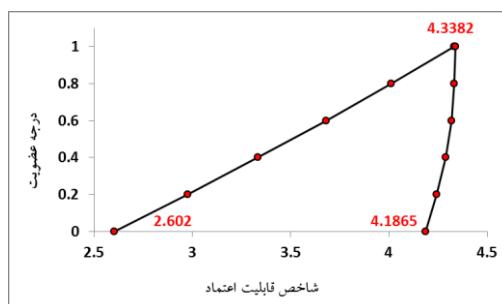
قطعی، روند افزایشی داشته‌است. فولاد b و d به ترتیب عرض و ارتفاع مؤثر مقطع می‌باشد. ضمن این که M_D و M_L به ترتیب لنگرهای خمشی ناشی از بارهای مرده و زنده وارد بر مقطع می‌باشند. این مثال دارای ۸ متغیر تصادفی است که خصوصیات آماری آنها در جدول (۳) گزارش شده‌است.

زیرفضای قطعی در این مثال یک ابرفضای ۹ بُعدی می‌باشد که جستجوی نقاط بهینه‌ای که مقادیر β_{α_R} و β_{α_F} را نتیجه می‌دهند، با استفاده از روش پیشنهادی در آن انجام شده‌است. مدت زمان تعیین شاخص قابلیت اعتماد فازی این مثال ۹۵۸۰ ثانیه است که در این روند تابع شرایط حدی ۳۴۳۳۵۱۶ بار فراخوانی شده و تعداد برآورد تابع گرادیان ۵۴۴۶۷ بار بوده‌است. تابع درجه عضویت شاخص قابلیت اعتماد فازی در شکل (۱۱) نشان داده شده‌است.

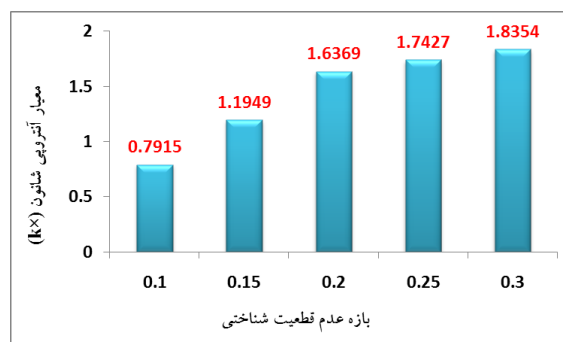
شده که مقدار $H_u(\tilde{\beta}) = 0.791k$ را نتیجه داده‌است. این مقدار نشان‌دهنده حساسیت پایین شاخص قابلیت اعتماد نسبت به عدم قطعیت شناختی است. از طرفی باتوجه به متفاوت بودن کیفیت ساخت و اجرای بتن در ارتفاع مقاطع بتن مسلح، انتظار می‌رود شاخص قابلیت اعتماد حساسیت زیادی نسبت به عدم قطعیت شناختی ناشی از ابهام آماری متغیرها از خود نشان دهد و به عبارتی رابطه (۱۷) مقدار بزرگ‌تری را نتیجه دهد [12] که در این مثال به دلیل این که در تابع شرایط حدی از پارامتر عدم قطعیت در مدل B استفاده شده، میزان حساسیت مسئله نسبت به عدم قطعیت شناختی کاهش یافته‌است. هم‌چنین نتایج تحلیل حساسیت شاخص قابلیت اعتماد فازی نسبت به مقادیر مختلف عدم قطعیت در شکل (۱۴) نشان داده شده‌است. بررسی مقادیر $H_u(\tilde{\beta})$ نشان می‌دهد که در این مثال هم حساسیت شاخص قابلیت اعتماد نسبت به عدم قطعیت شناختی با بیشتر شدن بازه عدم

جدول ۳ خصوصیات آماری متغیرهای تصادفی فازی مقطع بتن مسلح

متغیر فازی	میانگین	انحراف معیار	توزیع آماری
$\tilde{f}_y$ (MPa)	<۳۶۰، ۴۰۰، ۴۴۰>	<۳۶، ۴۰، ۴۴>	لوگ نرمال
$\tilde{f}_c$ (MPa)	<۲۷، ۳۰، ۳۳>	<۴/۸۶، ۵/۴۰، ۵/۹۴>	نرمال
$\tilde{B}$	<۰/۹۰۹، ۱/۰۱، ۱/۱۱>	<۰/۰۵۴، ۰/۰۶۰، ۰/۰۶۶>	نرمال
$\tilde{M}_D$ (kN-m)	<۸۶/۲۸، ۹۵/۱۰۵، ۸۷/۴۵>	<۸/۶۲۸، ۹/۵۸۷، ۱۰/۵۴۵>	نرمال
$\tilde{M}_L$ (kN-m)	<۶۰/۳۹، ۶۷/۷۳، ۱۱/۸۲>	<۱۵/۰۹، ۱۶/۷۷، ۱۸/۴۴>	گامبل
$\tilde{A}_s$ (mm ²)	<۲۰۲۵، ۲۲۵۰، ۲۴۷۵>	<۲۰۲/۵، ۲۲۵، ۲۴۷/۵>	نرمال
$\tilde{b}$ (mm)	<۳۲۴، ۳۶۰، ۳۹۶>	<۳۸/۸۸، ۴۳/۲، ۵۲/۴۷>	نرمال
$\tilde{d}$ (mm)	<۴۹۵، ۵۵۰، ۶۰۵>	<۵۹/۴، ۶۶، ۷۲/۶>	نرمال



شکل ۱۳ شاخص قابلیت اعتماد فازی مثال ۳



شکل ۱۴ معیار آنتروپی شانون به ازای مقادیر مختلف بازه عدم قطعیت مثال ۳

نتیجه‌گیری

را انجام داده‌است و به مشتق‌گیری و یا هرگونه اطلاعات کمکی نیاز ندارد و با تابع هدف بهینه مورد جستجو را مشخص می‌کند. پیاده‌سازی روش پیشنهادی منجر به تعریف باندهایی برای شاخص قابلیت اعتماد می‌گردد که موجب در اختیار داشتن مقادیر واقع‌بینانه‌تری از سطح ایمنی سازه نسبت به روش‌های کلاسیک شده‌است. هم‌چنین نتایج حاصل از تحلیل حساسیت قابلیت اعتماد فازی با استفاده از معیار آنتروپی شانون نشان‌دهنده میزان حساسیت بالای شاخص قابلیت اعتماد نسبت به ابهام آماری متغیرهای تصادفی در برخی از مسائل می‌باشد.

در این تحقیق، تحلیل حساسیت قابلیت اعتماد فازی نسبت به عدم قطعیت شناختی ناشی از ابهام آماری متغیرهای تصادفی، در قالب اعداد فازی مثلثی با به‌کارگیری روش انتقال پایدار تطبیقی مورد توجه قرار گرفته‌است. توابع شرایط حدی غیرخطی با توزیع‌های آماری مختلف مورد ارزیابی قرار گرفته و شاخص‌های قابلیت اعتماد فازی تعیین شده‌اند. به‌منظور غلبه بر مشکل حجم زیاد محاسبات تعیین نقاط بهینه، یک الگوریتم ژنتیک نخبه‌گرا به‌کار گرفته شده‌است. روش پیشنهادی با پیروی از قوانین طبیعی با یک مجموعه از نقاط، جستجو

مراجع

1. Nowak, A. S., Collins, K. R., "Reliability of Structures", McGraw-Hill, (2000).
2. William, M. Bulleit, M., "Uncertainty in Structural Engineering", *Journal of Practice Periodical on Structural Design and Construction*, Vol. 13, Issue. 1, Pp. 24-30, (2008).
3. Grooteman, F., "Adaptive Radial-based Importance Sampling Method for Structural Reliability", *Structural Safety*, Vol. 30, Pp. 533-542, (2008).
4. Chakraborty, S., Chowdhury, R., "A Semi-analytical Framework for Structural Reliability Analysis", *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 289, Pp. 475-497, (2015).
5. Keshtegar, B., "A Hybrid Conjugate Finite-step Length Method for Robust and Efficient Reliability Analysis", *Applied Mathematical Modelling*, Vol. 45, Pp. 226-237, (2017).
6. Bagheri, M., Miri, M., Shabakhty, N., "Fuzzy Reliability Analysis Using a New Alpha Level Set Optimization Approach Based on Particle Swarm Optimization", *Journal of Intelligent & Fuzzy Systems*, Vol. 30, Pp. 235-244, (2015).

۷. باقری، منصور، میری، محمود، شایختی، ناصر، «محاسبه شاخص قابلیت اعتماد فازی سازه‌ها با استفاده از تکنیک بهینه سازی آلفا برش‌ها»، مجله مهندسی عمران و محیط زیست دانشگاه تبریز، دوره ۴۳، ۴۴، ش. ۷۳، صص. ۱-۱۲، (۱۳۹۲).
8. Zadeh Lotfi, A., "Fuzzy Sets", *Journal of Information Control*, Vol. 8, Issue. 3, Pp.338-553, (1965).
9. Hurtado, J. E, Alvarez, D. A, Ramirez, J., "Fuzzy Structural Analysis Based on Fundamental Reliability Concepts", *Journal of Computers and Structures*, Vol. 112-113, Pp. 183-192, (2012).
10. Dong, W, Shah, H., "Vertex Method for Computing Functions on Fuzzy Variables", *Journal of Fuzzy Sets and Systems*, Vol. 24, Issue. 1, Pp. 65-78, (1987).
11. Möller, B., Graf, W., Beer, M., "Fuzzy Structural Analysis Using α -level Optimization", *Computational Mechanics*, Vol. 26, Pp. 547-565, (2000).
12. Bagheri, M., Miri, M., Shabakhty, N., "Modeling of Epistemic Uncertainty in Reliability Analysis of Structures Using a Robust Genetic Algorithm", *Iranian Journal of Fuzzy Systems*, Vol. 12, Pp. 23-40, (2015).
13. Farkas, L., Moens, D., Vandepitte, D., Desmet, D., "Fuzzy Finite Element Analysis Based on Reanalysis Technique", *Structural Safety*, Vol. 32, No. 6, Pp. 442-448, (2010).
14. Serafinska, A., Kaliske, M., Zopf, C., Graf, M., "A Multi-objective Optimization Approach with Consideration of Fuzzy Variables Applied to Structural Tire Design", *Computers and Structures*, Vol. 116, Pp. 9-17, (2013).
15. Zhang, M. Q., Beer, M., Quek, S. T., Choo, Y. S., "Comparison of Uncertainty Models in Reliability Analysis of Offshore Structures under Marine Corrosion", *Structural Safety*, Vol. 32, Pp. 425-432, (2010).
16. Yang, D., "Chaos Control for Numerical Instability of First Order Reliability Method", *Communications in Nonlinear Science and Numerical Simulation*, Vol. 15, No. 10, Pp. 3131-3141, (2010).
17. Gong, J. X., Yi, P., "A Robust Iterative Algorithm for Structural Reliability Analysis", *Structural and Multidisciplinary Optimization*, Vol. 43, No. 4, Pp. 519-527, (2011).
۱۸. کشته‌گر، بهروز، «تحلیل قابلیت اعتماد مرتبه اول سازه‌ها به کمک روش بهینه‌سازی بهبود یافته جستجوی هارمونی»، مدل‌سازی در مهندسی، ۱۵(۵۱)، ۱-۱۲، doi: 10.22075/jme.2017.2687، (۱۳۹۶).
۱۹. کشته‌گر، بهروز، «نقش طول گام بر همگرایی روش مرتبه اول قابلیت اعتماد سازه‌ها»، نشریه مهندسی عمران و محیط زیست دانشگاه تبریز، ۴۵، ۸۰، صص. ۱۰۷-۱۱۶، (۱۳۹۴).
20. Keshtegar, B., "A Hybrid Conjugate Finite-step Length Method for Robust and Efficient Reliability Analysis", *Applied Mathematical Modelling*, Vol. 45, Pp. 226-237, (2017).
21. Keshtegar, B., Meng, Z., "A Hybrid Relaxed First-order Reliability Method for Efficient Structural Reliability Analysis", *Structural Safety*, Vol. 66, Pp. 84-93, (2017).
۲۲. کشته‌گر، بهروز، «بهبود روش انتقال پایدار جهت تحلیل قابلیت اعتماد مرتبه اول»، علوم کاربردی و محاسباتی در مکانیک، ۲۸(۲)، (۱۳۹۵).

۲۳. کشته‌گر، بهروز، میری، محمود، شایختی، ناصر، «ارائه الگوریتمی اصلاحی برای روش‌های گرادیان مزدوج غیرخطی به منظور محاسبه شاخص قابلیت اعتماد سازه‌ها»، فصلنامه مهندسی عمران فردوسی، ۲۴(۲)، ۱۴، (۱۳۹۲).
24. Timothy J. Ross., "Fuzzy Logic with Engineering Applications", Third Edition Publisher: Wiley, 3th edition, (2010).
25. Möller, B., Beer, M., "Fuzzy Randomness- uncertainty in Civil Engineering and Computational Mechanics", Springer Verlag, Berlin, (2004).
26. Dubois, D., Prade, H., "Operations on Fuzzy Numbers", *International Journal of Systems Science*, Vol. 9, No. 6, Pp. 613-626, (1978).
27. Keshtegar, B., Meng, Z., "A Hybrid Relaxed First-order Reliability Method for Efficient Structural Reliability Analysis", *Structural Safety*, Vol. 66, Pp. 84-93, (2017).
28. Keshtegar, B., "Chaotic Conjugate Stability Transformation Method for Structural Reliability Analysis", *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 310, Pp. 866-885, (2016).
29. Keshtegar, B., "Limited Conjugate Gradient Method for Structural Reliability Analysis", *Engineering with Computers*, Vol. 1-9, (2016).
30. Schmelcher, P., Diakonou, F. K., "Detecting Unstable Periodic Orbits of Chaotic Dynamical Systems", *Physical Review Letters*, Vol. 78, No. 25, Pp. 4733-4736, (1997).
31. Li, G., Meng, Z., Hu, H., "An Adaptive Hybrid Approach for Reliability-based Design Optimization", *Structural and Multidisciplinary Optimization*, Vol. 51, No. 5, Pp. 1051-1065, (2015).
32. Meng, Z., Li, G., Wang, B.P., Hao, P., "A Hybrid Chaos Control Approach of the Performance Measure Functions for Reliability-based Design Optimization", *Computers & Structures*, Vol. 146, Pp. 32-43, (2015).
33. Keshtegar, B., Hao, P., Meng, Z., "A Self-adaptive Modified Chaos Control Method for Reliability-Based Design Optimization", *Structural and Multidisciplinary Optimization*, Vol. 55, No. 51, Pp. 63-75, (2017).
34. Hao, P., Wang, Y., Liu, C., Wang, B., Wu, H., "A Novel Non-probabilistic Reliability-based Design Optimization Algorithm Using Enhanced Chaos Control Method", *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 318, Pp. 572-593, (2017).
35. Keshtegar, B., "A Modified Mean Value of Performance Measure Approach for Reliability-based Design Optimization", *Arabian Journal for Science and Engineering*, Vol. 42, Pp. 1093-1101, (2017).

ارزیابی شاخص‌های باربری زمین‌های سست به‌سازی شده با گروه ستون سنگی*

«یادداشت پژوهشی»

سعید غفارپور جهرمی^(۱) سعید قربان بیگی^(۲) مجتبی یعقوبی^(۳)

چکیده در مقاله حاضر به روش عددی اجزای محدود، تأثیر عوامل مختلف بر کارایی گروه ستون‌های سنگی در افزایش ظرفیت باربری و کاهش نشست زمین‌های سست به‌سازی شده مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. در این تحقیق عوامل مختلفی چون نسبت سطح ستون سنگی، سختی مصالح و مشخصات مقاومتی و مکانیکی ستون سنگی و خاک در مقیاس گروه مورد بررسی قرار می‌گیرد تا میزان تأثیر این عوامل در طراحی و به‌سازی زمین‌های سست مشخص شود. در این مطالعه بیش از ۱۵۰ تحلیل عددی به روش سه‌بعدی اجزای محدود در حالات مختلف و با متغیرهای متفاوت برای خاک و ستون سنگی از نظر آرایش، مشخصات هندسی و فنی انجام گرفته است تا تأثیر این متغیرها قابل درک و بیان باشد. یکی از مهم‌ترین اهداف این مقاله بررسی اثرات گروه ستون سنگی و متغیرهای مختلف بر ظرفیت باربری زمین‌های سست به‌سازی شده می‌باشد. نتایج این مطالعه نشان می‌دهد استفاده از ستون‌های سنگی تأثیر قابل توجهی بر افزایش ظرفیت باربری و کاهش نشست زمین‌های سست دارد. میزان این افزایش با زیاد شدن نسبت سطح ستون سنگی به خاک به دلیل افزایش برهم‌کنش ستون‌ها تشدید می‌گردد. افزایش ضریب الاستیسیته و زاویه اصطکاک داخلی مصالح ستون و هم‌چنین ضریب پواسون خاک در اطراف ستون‌ها، تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر افزایش ظرفیت باربری دارند درحالی‌که با افزایش نسبت پواسون ستون‌های سنگی، افزایش چندان‌ی در ظرفیت باربری دیده نمی‌شود. هم‌چنین بالا بودن نسبت سطح جایگزینی (نسبت مساحت ستون‌ها به مساحت کل زمین) علاوه بر افزایش ظرفیت باربری، سبب تشدید شیب تأثیر پارامترهای سختی و مقاومتی خاک و ستون بر افزایش ظرفیت باربری می‌گردد که این موضوع مؤید تأثیر گروه می‌باشد.

واژه‌های کلیدی به‌سازی خاک، روش اجزای محدود، ستون‌های سنگی، الگوهای شکست، ظرفیت باربری.

Evaluation of Distinct Factor Affecting the Bearing Capacity in Ground Improvement with Stone Column Group

S. Ghaffarpour Jahromi S. Ghorban Beygi M. Yaaghoobi

Abstract Increasing construction industry and the need to build structures on lands that do not have sufficient load-bearing capacity resulted in the development of soil improvement techniques to enhance site capability. The use of stone columns for the ground improvement for reasons such as environmental compatibility, cost effective, minimizing the liquefaction potential of the ground, settlement reduction, increase of the load-bearing capacity and significant reduction in the period of consolidation is considered as one of the most effective soft soil reinforcement methods. Stone columns can be designed to bear on the hard stratum or as a floating system where the toe is embedded in the soft layer. What in recent years were as the basis for designing of groups of stone columns were based on the theories developed for single stone columns ignoring the group interaction. Most of the existing design methods for stone columns adopt unit cell idealization which is not applicable to spread footing. To assess the influence of various parameters on the performance of a group of stone columns, in this paper which is based on the finite element method, the effect of hardness and resistance parameters affecting the load bearing capacity was discussed. More than 140 analyses of different parameters of soil and stone columns were carried out and were discussed in the form of graphs to compare the effects of these parameters. Results showed that using stone columns had a significant impact on increasing the bearing capacity of the soft grounds. The rate of growing enhances with increase of replacement ratio of stone columns into the soft soil due to group interaction. Increase of elasticity and internal friction angle of column materials as well as soil Poisson's ratio have a significant impact on increasing load-bearing capacity on the other hand when Poisson's ratio of stone columns increases any substantial change isn't see. In addition of bearing capacity increase, growth of replacement ratio enhances the impact of strength and stiffness parameters of soil and columns on bearing capacity increase which shows the influence of the group interaction. End bearing columns were observed as a factor influencing the increase of bearing capacity and intensifying the effect of stiffness and strength parameters on column bearing capacity.

Keywords Stone Columns, Bearing Capacity, Finite Element Method, Ground Improvement, Group Effect.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۵/۱۰/۲۰ و تاریخ پذیرش آن ۹۷/۲/۳۱ می‌باشد.

Email: saeed_ghf@sru.ac.ir

(۱) نویسنده مسئول، استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی.

(۲) استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه شهید بهشتی.

(۳) دانش‌آموخته کارشناسی ارشد مهندسی ژئوتکنیک، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی.

مقدمه

استفاده از ستون ماسه‌ای یا شنی که به‌طور عام ستون‌های سنگی نامیده می‌شوند، به‌منظور به‌سازی درجای خاک‌های ضعیف از دهه ۱۹۵۰ در اروپا و از دهه ۱۹۷۰ در آمریکا به‌صورت گسترده رواج پیدا کرده‌است. این روش به‌خصوص برای بهبود رفتار رس نرم و ماسه لای‌دار سست کاربرد دارد. در این روش بخشی از خاک نامرغوب با مصالح دانه‌ای متراکم‌شده جایگزین می‌شود. این ستون مصالح متراکم عموماً تا لایه مقاوم‌تر امتداد پیدا می‌کند. در بین روش‌های مختلف به‌سازی خاک، استفاده از ستون‌های سنگی به‌عنوان روشی ساده، سریع و اقتصادی در خاک‌های چسبنده و غیرچسبنده مورد توجه مهندسان ژئوتکنیک قرار گرفته‌است. این روش برای تحمل وزن سازه‌های دارای بار سبک تا متوسط مانند راه‌ها، خاکریزها، مخازن، انبارها، پل‌ها و ساختمان‌های مسکونی بسیار مناسب است. در اجرای ستون سنگی، عملیات حفاری یک گمانه‌ای به قطر ۳۰ cm تا ۴۵ cm به‌روش مرطوب (به‌وسیله جت آب) و یا به‌روش خشک (در خاک نیمه‌اشباع) انجام می‌گیرد. سپس این گمانه به ارتفاع ۳۰ cm تا ۱۲۰ cm با مصالح دانه‌ای پُر و به‌وسیله لوله حفاری چندین مرتبه متراکم و به درون خاک اطراف رانده می‌شود و این فرایند تا پر شدن کامل گمانه ادامه می‌یابد. قطر مصالح دانه‌ای استفاده‌شده در ستون سنگی ۱۲mm تا ۷۵mm است. البته می‌توان از خرده آجر یا خرده بتن استفاده کرد. استفاده از سیمان در ستون سنگی سبب افزایش سرعت اجرا و تقویت ستون سنگی می‌شود. از این روش می‌توان در خاک‌های خیلی ضعیف و یا افزایش پایداری شیروانی بهره جست [۱].

برای اصلاح خاک در سطح وسیع از ستون‌های سنگی با فواصل مشخص استفاده می‌شود که به گروه ستون سنگی موسوم هستند. حداقل فاصله بین ستون‌های سنگی ۱/۵ m است اما به‌طور معمول از فاصله ۱/۸m تا ۲/۷m استفاده می‌شود. در این روش تقریباً ۱۵ تا ۳۵ درصد خاک سست با سنگدانه جایگزین می‌شود. وجود

این ستون‌ها در فواصل معین سبب ایجاد سیستمی مرکب با تراکم‌پذیری کمتر و مقاومت برشی بیشتر نسبت به خاک اولیه می‌شود. این سیستم در هنگام اعمال سربار به آن، به‌دلیل سختی بالایی که دارد بیشتر نیرو را متحمل می‌شود. البته سختی بالای ستون سنگی به‌دلیل دورگیری آن توسط خاک اطراف است. بار طراحی هر ستون سنگی مابین ۲۰ تا ۵۰ تن است. ستون سنگی کاربردهای زیادی دارد که از جمله آنها می‌توان به افزایش پایداری شیروانی‌های طبیعی و خاکریزهای دستی، افزایش ظرفیت باربری پی‌ها، کاهش نشست کل و تفاضلی پی‌ها، کاهش پتانسیل روانگرایی ماسه و تسریع در نشست تحکیمی اشاره کرد. ستون‌های سنگی برای شالوده‌سازه‌های مستقر بر بستر رس نرم تا رس سخت و ماسه لای‌دار سست با ریزدانه بیش از ۱۵ درصد کاربرد فراوانی دارند. اقتصادی‌ترین حالت استفاده از ستون سنگی وقتی است که لایه باربر در عمق ۶ تا ۱۰ متری قرار گرفته باشد. ستون سنگی به‌طور معمول میزان نشست را به ۳۰ تا ۵۰ درصد مقدار اولیه کاهش می‌دهد. همچنین استفاده از ستون سنگی در خاک‌های دارای مقاومت زهکشی‌نشده کمتر از ۵۰ kPa تا ۱۰۰ kPa توصیه شده‌است. باید توجه داشت که در خاک‌های حساس و دارای لزه‌های خاک ارگانیک و نباتی، به‌دلیل تراکم‌پذیری بالایی که وجود دارد، ستون سنگی محصورشوندگی کمی پیدا می‌کند که می‌تواند منجر به تغییر مکان قائم زیاد گردد [2].

ستون‌های سنگی اولین بار در فرانسه توسط موراو و همکاران [3] برای تقویت پی در صنایع نظامی به‌کار گرفته شد. آنها از ستون‌هایی با قطر ۲۰ cm و ارتفاع ۲ m استفاده کردند و کاهش نشست و افزایش قابل توجه ظرفیت باربری را مشاهده کردند. بعدها استورمن [3] تکنیک تراکم ارتعاشی را که شامل استفاده هم‌زمان از تزریق پرفشار آب و ویبره در خاک می‌باشد برای نصب ستون سنگی ارائه کرد. استفاده هم‌زمان از این دو این قابلیت را به دستگاه می‌دهد که با وزن خود به عمق مورد نظر نفوذ کند. این روش در دهه ۱۹۴۰ در آمریکا و آلمان

بررسی کردند.

آندریو و پاپادوپولوس [8] تأثیر میزان بار، نسبت سطح، زاویه اصطکاک داخلی و مقاومت برشی زهکشی نشده بر تغییر مکان افقی یک ستون سنگی را در یک خاک چسبنده مورد بررسی و تحقیق قرار دادند. ستون تحت بارگذاری گسترده از طریق یک پی صلب قرار گرفت و با استفاده از مفهوم «سلول واحد» مدل سازی شد. آنها با استفاده از یک تحلیل اجزای محدود به صورت تقارن محوری، درحالی که از مدل موهر-کولمب برای ستون و خاک استفاده می کردند، تأثیر متغیرهای مورد نظر را بر زمین به سازی شده بررسی کردند. کریش و همکارانش [9] با انجام یک تحلیل اجزای محدود بر روی دو پی که توسط ۲۵ ستون تقویت شده بودند، تأثیر افزایش طول ستون و مشخصات مکانیکی خاک را با نسبت های سطح جایگزینی مختلف، مورد بررسی قرار دادند. مایکل کلین و همکارانش [10] در رساله دکتری خود، ضمن طرح تفاوت بین گروه های کوچک و گروه های بزرگ ستون های سنگی، رفتار گروه های کوچک ستون سنگی در زیر پی های با مساحت کوچک را مورد بررسی قرار داد. وی اثر پارامترهای کلیدی طراحی مانند نسبت سطح، طول ستون، سختی، مقاومت و اثرات نصب بر عملکرد نشست و رفتار تغییر شکل گروه های کوچک ستون های سنگی را در مجموع با ۴۵ تحلیل عددی به صورت بعدی بررسی کرد. تحقیقات وی نشان داد که تعداد ستون، نسبت سطح و طول ستون بر مکانیزم انتقال بار برای گروه های کوچک ستون سنگی تأثیر زیادی دارد. هانا و همکاران [11] به بررسی میزان برهم کنش بین ستون ها در گروه ستون سنگی و تأثیر آن در نحوه شکست ستون سنگی پرداختند. آنها در مدل های عددی خود که به صورت کرنش مسطح در نرم افزار عددی به صورت دوبعدی انجام گردید، عوامل موثر بر نحوه تغییر شکل و شکست گروه ستون سنگی اجرا شده در یک خاک نرم و تحت یک پی گسترده را مورد بررسی

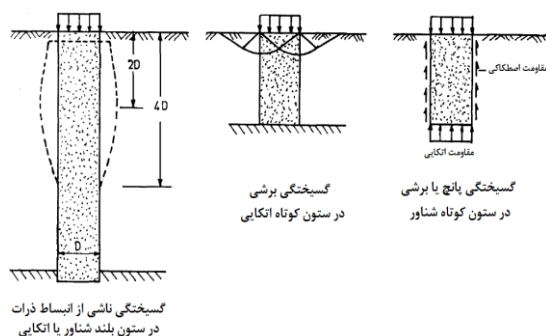
توسعه یافت، به گونه ای که در اواخر دهه ۱۹۵۰ عمق ستون سنگی تا ۲۰m افزایش یافت. تکنیک ستون سنگی از سال ۱۹۵۵ به طور گسترده در ژاپن مورد استفاده بوده است [3]. در حال حاضر از این روش به عنوان یکی از بهترین روش های به سازی زمین در سراسر جهان استفاده می گردد.

هم زمان با تحقیقات میدانی، بررسی های آزمایشگاهی و عددی نیز به منظور کاوش مکانیزم باربری زمین های مسلح با ستون سنگی توسعه یافته است. بالام [4] یک زمین مسلح شده با ستون های سنگی را با استفاده از روش اجزای محدود مدل سازی کرد که یک پی گسترده انعطاف پذیر را تحمل می کرد. وی برای مصالح ستون و خاک از معیار گسیختگی موهر-کولمب استفاده نمود. نتایج این بررسی نشان داد که نشست محاسبه شده با استفاده از تحلیل الاستیک فقط ۶٪ با تحلیل پلاستیک متفاوت است. وی مشاهده کرد وقتی نسبت سطح جایگزینی حدود ۲۵٪ است (نسبت مساحت ستون ها به مساحت کل زمین)، کاهش قابل توجهی در نشست دیده می شود. هم چنین مشخص شد که افزایش طول ستون و کاهش فاصله بین ستون ها باعث افزایش نشست خواهد شد.

بائی و همکارانش [5] به بررسی یک مدل آزمایشگاهی از گروه ستون های سنگی پرداختند و ضمن مقایسه نتایج آن با نتایج حاصل از مدل عددی اجزای محدود، هماهنگی بین نتایج را گزارش کردند. وهر و همکارانش [6] رفتار یک ستون تک و یک گروه از ستون های سنگی را با استفاده از تحلیل اجزای محدود در حالت کرنش مسطح مورد بررسی قرار دادند. در سال ۲۰۰۷ آنالیزهای تجربی و عددی بر ستون های سنگی به صورت تک و گروهی، توسط امبیلی و گندی [7] هدایت شد. آنها علاوه بر مقایسه نتایج بارگذاری بر ستون منفرد و گروهی، تأثیر پارامترهایی مانند نحوه بارگذاری، مقاومت برشی خاک اطراف و فاصله بین ستون ها را نیز

قرار دادند.

محل انبساط جانبی در فاصله چهار برابر قطر از بالای ستون مشاهده شده و طول محدوده انبساط جانبی ۲/۵ تا ۳ برابر قطر ستون گزارش شده است [13]. بر مبنای این مکانیزم در تغییر شکل، مفهوم سلول واحد برای پیش‌بینی ظرفیت باربری ستون‌های سنگی ارائه گردید که ظرفیت باربری تک‌تک ستون‌های موجود در گروه در نظر می‌گیرد. در تئوری سلول واحد هر ستون و خاک اطرافش به‌عنوان یک مجموعه مستقل در نظر گرفته می‌شود، لذا تغییر شکل جانبی و تنش برشی در مرزهای سلول صفر فرض می‌گردد [14].



شکل ۱ روش‌های متداول گسیختگی ستون سنگی منفرد [12]

تغییر شکل انبساط جانبی در قسمت‌های بالایی ستون‌های بلند اتفاق می‌افتد در حالی که در قسمت‌های پایینی این ستون‌ها و هم‌چنین در ستون‌های کوتاه، کمتر با این گونه تغییر شکل مواجه می‌شویم. دلیل این امر نبود یا کمبود انتقال بار به کف در این شرایط می‌باشد [15]. وقوع این الگوی تغییر شکل در گروه ستون‌های سنگی تحت تأثیر برهم‌کنش بین ستون‌ها متفاوت است. در این ستون‌ها در اثر انحصار جانبی ناشی از ستون‌های مجاور، انبساط جانبی کمتر اتفاق می‌افتد و محل وقوع آن بسته به میزان انحصار جانبی وارد بر ستون در عمق‌های متفاوتی رخ می‌دهد، به‌گونه‌ای که در ستون‌های میانی گروه که بیشترین انحصار جانبی بر اثر نیروی برهم‌کنش بین ستون‌ها به آنها وارد می‌شود، انبساط جانبی در عمق بیشتری اتفاق می‌افتد ولی با نزدیک شدن به ستون‌های

سادگی اجرا، هزینه کم و عملکرد مناسب ستون سنگی باعث شده است استفاده از این روش به‌سازی خاک، رشد روزافزونی در کشورهای مختلف داشته باشد اما با وجود استفاده گسترده، تحقیقات در این زمینه به دلیل پیچیدگی در مدل‌سازی محیط‌های ترکیبی متشکل از خاک و ستون، پیشرفت مناسبی نداشته باشد؛ لذا روند طراحی ستون سنگی هم‌چنان بر مبنای روش‌ها و تئوری‌های تجربی بر اساس مفهوم «سلول واحد» است که اثر برهم‌کنش گروه را در نظر نمی‌گیرد و ظرفیت نهایی را برابر با مجموع بار ستون‌های تکی محاسبه می‌کند. بر اساس تئوری سلول واحد، ستون بر اثر انبساط جانبی دچار شکست می‌شوند، در حالی که در گروه، ستون‌ها بر اثر شکست کلی گروه و خاک اطراف گسیخته می‌شوند. هدف از این مقاله و تحقیق بررسی اثرات گروه و متغیرهای مختلف سختی و مقاومتی مؤثر بر ظرفیت باربری زمین‌های به‌سازی‌شده توسط گروه ستون‌های سنگی می‌باشد که کمتر مورد توجه محققان و آیین‌نامه‌های به‌سازی زمین‌های سست قرار گرفته است.

الگوهای شکست در زمین‌های به‌سازی‌شده با

ستون سنگی

شناخت و بررسی الگوها و نحوه شکست و هم‌چنین عوامل مؤثر بر رفتار تغییر شکلی زمین‌های مسلح‌شده با ستون سنگی به‌عنوان یک مبنا در تعیین و تخمین ظرفیت باربری و هم‌چنین راهکار افزایش ظرفیت باربری در این زمین‌ها حائز اهمیت می‌باشد. آنچه مسلم است شکست ستون‌های سنگی به‌صورت انبساط جانبی، شکست برشی (ستون، پانچ و کلی)، خمش و کمانش مشاهده شده است. تغییر شکل و شکست ستون‌ها در اثر انبساط جانبی اولین و رایج‌ترین نحوه شکست پیش‌بینی‌شده توسط محققان بوده است (شکل ۱). این روش در اولین تحقیقات آزمایشگاهی انجام‌شده بر ستون سنگی منفرد به‌عنوان مکانیزم شکست ستون سنگی اعلام شد [12].

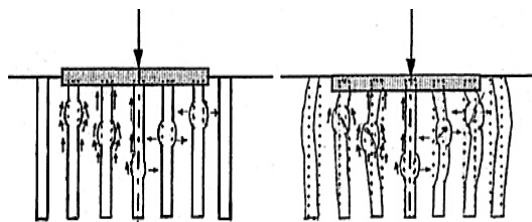
و جلوگیری از این نحوه شکست مستلزم شناخت دقیق رفتار زمین مسلح شده و پارامترهای تأثیرگذار بر چگونگی رخداد آن می باشد [17].

برش پانچ یا پانچینگ ستون سنگی زمانی رخ می دهد که طول ستون به منظور انتقال بار به عمق، زیاد نباشد. مشاهدات تجربی نشان می دهد که در ستون سنگی کوتاه یعنی با نسبت طول به قطر کمتر از ۶، تورم در سراسر طول رخ می دهد و ستون در خاک رس پانچ می شوند. این نحوه تغییر شکل بیشتر در ستون های نزدیک به هم یعنی با نسبت سطح جایگزینی بالا رخ می دهد. ستون های بلند به طور قابل توجهی در ناحیه بالا دچار تغییر شکل می شوند در حالی که بخش پایینی بدون تغییر می ماند. این موضوع نشان می دهد نبودن یا کم بودن انتقال بار به کف در ستون های بلند باعث عدم گسیختگی پانچ و وقوع سایر مدهای گسیختگی نظیر تورم یا برش می شود؛ لذا نسبت طول به قطر حدود ۶ به عنوان طول بحرانی ستون سنگی در طراحی فرض می گردد [18].

برش کلی نیز نوعی دیگر از مکانیزم شکست ستون سنگی می باشد که بررسی آن در خاک های نرم نشان می دهد که به دلیل برهم کنش ستون، گسیختگی به صورت مخروطی شکل و در قالب شکست برشی کلی رخ خواهد داد. در این حالت تغییر شکل ستون به شکل های مختلف (انبساط جانبی، پانچ، برش و خمش) مشاهده شده است اما شکست گروه ستون سنگی به صورت شکست برشی کلی می باشد. شکست خمشی در ستون سنگی زمانی رخ می دهد که ستون تحت بار جانبی قرار گیرد. این تغییر شکل بیشتر در ستون های کناری که تنها از یک سو تحت تأثیر نیروی جانبی ناشی از تورم سایر ستون ها می باشند، دیده می شود که می تواند باعث وقوع شکست در ستون های سنگی گردد [19-21].

شکست ناشی از کمانش در ستون های کناری یک گروه و زمانی که طول ستون از طول بحرانی کمتر است، محتمل می باشد. برای محاسبه طول بحرانی، محققان

کناری گروه، این عمق کاهش می یابد و محل انبساط جانبی به سطح زمین نزدیک تر می شود (شکل ۲).



شکل ۲ انبساط جانبی در گروه ستون سنگی قبل و بعد از شکست [15]

به طور کلی انبساط جانبی در گروه ستون سنگی به دلیل اثر برهم کنش بین ستون ها نمی تواند باعث شکست گردد و تنها در گروه ستون سنگی با نسبت سطح جایگزینی پایین، قابل طرح به عنوان الگوی شکست می باشد به طوری که با کاهش نسبت سطح جایگزینی، اثر برهم کنش گروه کاهش می یابد و برای نسبت های سطح جایگزینی خیلی کم، شکست ناشی از انبساط جانبی ممکن است اتفاق بیفتد [5]. محققان نسبت سطح جایگزینی ۱۰٪ را به عنوان محدوده تغییر نحوه و مدت شکست در گروه ستون سنگی مطرح می کنند و اذعان دارند شکست ناشی از انبساط جانبی برای ستون های یک گروه تنها وقتی نسبت سطح جایگزینی کمتر از ۱۰٪ است رخ می دهد [12]. برای کاهش انبساط جانبی ستون های سنگی نصب شده در خاک های خیلی نرم که نمی توانند انحصار لازم برای جلوگیری از این تغییر شکل را ایجاد کنند معمولاً از روکش ژئوسنتتیک استفاده می شود. روکش کردن ستون های سنگی علاوه بر افزایش مقاومت و سختی، از فرورفتن دانه های درشت به خاک نرم اطراف نیز جلوگیری می کند [16].

شکست برشی به دلیل وقوع برش در ستون های سنگی و خاک های اطراف نیز یکی دیگر از مهم ترین عوامل شکست زمین های مسلح شده با گروه ستون سنگی می باشد. تعیین روش های مناسب برای افزایش مقاومت

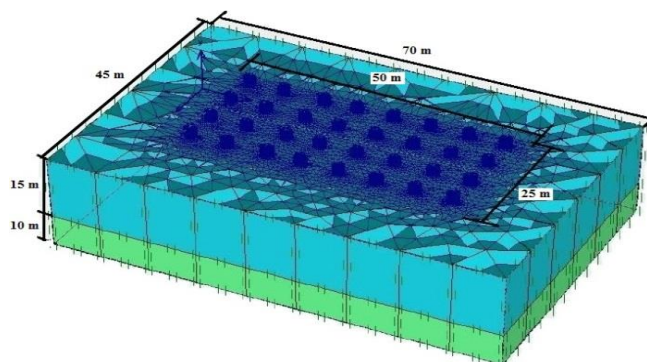
نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی با داده‌های آزمایشگاهی مورد سنجش قرار گرفت. این نرم‌افزار برای تحلیل تغییر شکل‌ها در مهندسی ژئوتکنیک کاربرد فراوانی دارد، به‌خصوص در مسائلی که نیازمند یک مدل رفتاری پیشرفته برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی و وابسته به زمان باشد. از جمله قابلیت‌های این نرم‌افزار توانایی در تعریف مدل‌های مختلف رفتاری خاک می‌باشد (شکل ۳).

به‌منظور ارزیابی و صحت‌سنجی مدل، منحنی بار-جابجایی حاصل از مدل‌سازی عددی با داده‌های آزمایشگاهی راثو و همکارانش در شکل (۴) نشان داده شده‌است. این منحنی تقریب و همگرایی خوبی بین نتایج شبیه‌سازی عددی براساس مدل گسیختگی موهرکولمب برای خاک و ستون سنگی و نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد به‌طوری‌که با دقت مناسبی بالاتر از ۹۵ درصد بر هم منطبق هستند.

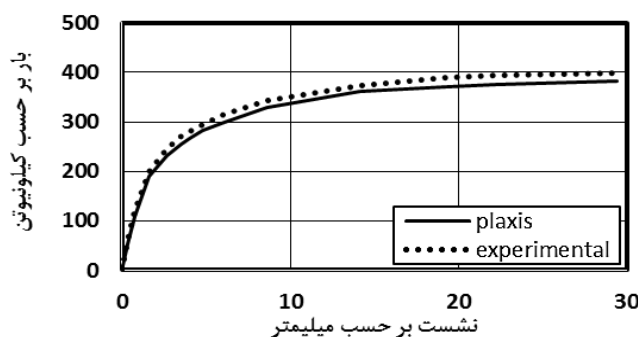
بررسی‌های آزمایشگاهی و عددی مختلفی انجام دادند و همگی اذعان داشتند که دامنه کرنش در ستون به قطر پی وابسته است و با قطر ستون ارتباطی ندارد [22].

صحت‌سنجی، اعتبارسنجی و دقت‌سنجی مدل‌سازی عددی

به‌منظور ارزیابی صحت و دقت و اعتبار نتایج تحلیل‌های عددی، از داده‌های تجربی تحقیقات راثو و همکارانش استفاده شد [20]. در مطالعه آنان که در مقیاس آزمایشگاهی انجام شد، یک محفظه استوانه‌ای به قطر ۶۵۰ mm و ارتفاع ۳۵۰ mm از خاک رس پُر شد و یک ستون سنگی با قطر ۲۵ mm و ارتفاع ۲۲۵ mm در آن نصب گردید. بارگذاری روی ستون سنگی توسط یک صفحه مدور به قطر دو برابر قطر ستون سنگی اعمال گردید. با مدل‌سازی آزمایش فوق در نرم‌افزار Plaxis 3D،



شکل ۳ شماتیک مدل‌سازی ستون سنگی



شکل ۴ مقایسه منحنی بار-جابجایی مدل‌سازی عددی و نتایج آزمایشگاهی

بررسی و ارزیابی تأثیر متغیرهای مختلف

بر باربری گروه

یکی از اهداف این پژوهش، بررسی و مطالعه اثرات متغیرهای مختلف خاک چون مدول الاستیسیته، زاویه اصطکاک داخلی و ضریب پواسون بر ظرفیت باربری آن است. با استناد به مطالعات محققان مختلف، ظرفیت باربری خاک مسلح شده با ستون سنگی برابر با بار متناظر با نشست معادل ۰/۱ قطر ستون سنگی تعریف می شود [3, 18, 19]. مشخصات مصالح مورد استفاده در این تحقیق در جدول (۱) آمده است. همچنین دامنه و محدوده محدوده بررسی متغیرها در جدول (۲) آمده است.

مدل گسیختگی موهرکولمب یک مدل

الاستوپلاستیک کامل از ساده ترین و پرکاربردترین مدل های مورد استفاده در تحلیل های ژئوتکنیکی می باشد. دلیل این امر تعداد متغیرهای کم بدون نیاز به آزمایش های پیچیده است. در مدل موهر از معیار گسیختگی موهر - کولمب به عنوان سطح تسلیم استفاده شده و قانون جریان در حالت برشی به صورت غیر وابسته فرض می گردد. در استفاده از این مدل بایستی توجه کرد که از برخی جنبه های رفتاری اساسی خاک مانند وابسته بودن سختی به مسیر و تاریخچه تنش و کرنش در آن صرف نظر شده است.

جدول ۱ مشخصات مصالح خاک و ستون سنگی در این تحقیق

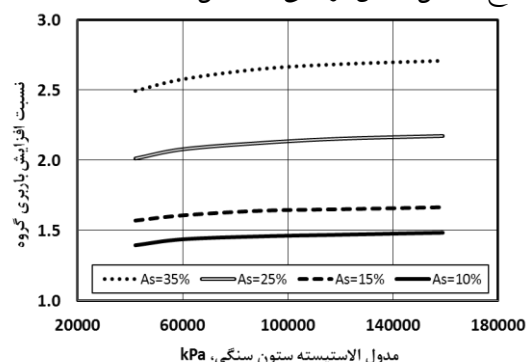
مشخصه	متغیر	واحد	رس	ستون سنگی
مدول الاستیسیته	E	kPa	۳۰۰۰	۶۰۰۰۰
ضریب پواسون	v	-	۰/۲۵	۰/۳
زاویه اصطکاک داخلی	ϕ	درجه	۲۰	۴۰
چسبندگی	C	kPa	۵	۰
زاویه اتساع	ψ	درجه	۰	۱۰
وزن مخصوص	γ_d	kN/m ³	۱۶	۱۸
وزن مخصوص اشباع	γ_{sat}	kN/m ³	۱۸	۲۰

جدول ۲ دامنه تغییرات مشخصات خاک و ستون سنگی در این مطالعه عددی

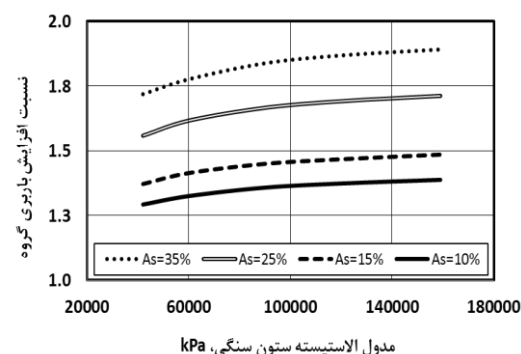
مشخصه	متغیر	واحد	محدوده
زاویه اصطکاک داخلی مصالح ستون سنگی	ϕ_s	درجه	۳۵ تا ۴۵
زاویه اصطکاک داخلی خاک رس	ϕ_c	درجه	۱۵ تا ۲۵
مدول الاستیسیته مصالح ستون سنگی	E_s	kPa	۱۶۰۰۰۰ تا ۴۰۰۰۰
مدول الاستیسیته خاک رس	E_c	kPa	۱۴۵۰۰ تا ۱۵۰۰
ضریب پواسون مصالح ستون سنگی	v_s	-	۰/۲ تا ۰/۴۵
ضریب پواسون خاک رس	v_c	-	۰/۱۵ تا ۰/۴۵
نسبت جایگزینی	A_s	درصد	۱۰٪ تا ۳۵٪

تأثیر مدول الاستیسیته و سختی ستون سنگی بر ظرفیت باربری گروه

نتایج این تحقیق نشان داد که با افزایش مدول الاستیسیته ستون سنگی، تقسیم بار بین ستون و خاک رس تغییر می‌کند و سهم بار ستون افزایش می‌یابد مشروط بر آن‌که دیگر متغیرها مطابق جدول (۱) ثابت باشند. از سوی دیگر برای تعیین میزان تأثیر این عامل بر میزان افزایش ظرفیت باربری زمین‌های مسلح‌شده با ستون سنگی در قیاس با زمین تسلیح‌نشده، از تعریف «نسبت افزایش باربری» استفاده می‌شود یعنی نسبت نیروی قابل تحمل توسط زمین مسلح‌شده به زمین غیرمسلح در نشست یکسان به‌عنوان نسبت افزایش باربری تعریف می‌شود. نتایج حاصل از این بررسی در شکل (۵) و (۶) آمده‌است.



شکل ۵ تأثیر مدول الاستیسیته ستون سنگی بر نسبت افزایش ظرفیت باربری در حالت اتکایی



شکل ۶ تأثیر مدول الاستیسیته ستون سنگی بر نسبت افزایش ظرفیت باربری در حالت شناور

دقت در نتایج حاصل از این بررسی نشان‌دهنده

تأثیر قابل توجه ستون سنگی در افزایش ظرفیت باربری زمین‌های سست است. با افزایش «نسبت سطح جایگزینی» از ۱۰ درصد تا ۳۵ درصد، ظرفیت باربری به‌طور قابل توجهی تا حدود ۳ برابر بالا می‌رود. لازم به ذکر است افزایش نسبت سطح جایگزینی (A_s) به بیش از ۳۵٪ به دلیل مشکلات اجرایی عملاً مقدور نمی‌باشد. نتایج در شکل (۹) و (۱۰) نشان می‌دهند که با افزایش مدول الاستیسیته مصالح ستون سنگی، نسبت افزایش باربری نیز فزونی می‌یابد به‌طوری‌که با افزایش نسبت سطح، این تغییرات شدیدتر می‌گردد که دلیل آن حضور بیشتر مصالح ستون سنگی در خاک مسلح‌شده می‌باشد زیرا پارامترهای مکانیکی مقاوم‌تری دارد. هم‌چنین نتایج این بررسی نشان می‌دهد که با افزایش مدول الاستیسیته ستون سنگی، تأثیر این متغیر بر افزایش ظرفیت باربری کاهش می‌یابد. هم‌چنین مقایسه شکل (۵) و (۶) نشان می‌دهد که تأثیر ستون سنگی اتکایی در افزایش ظرفیت باربری زمین به‌مراتب بیش از ستون سنگی شناور است به‌طوری‌که این تأثیر با افزایش نسبت جایگزینی تشدید می‌شود.

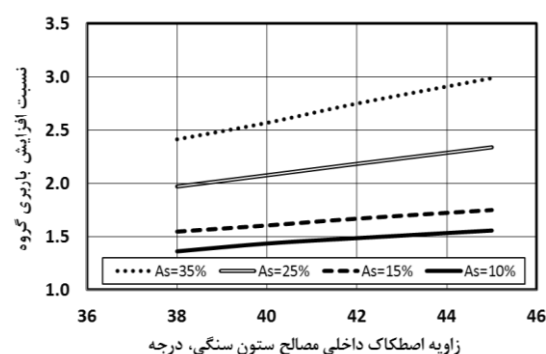
تأثیر زاویه اصطکاک داخلی ستون سنگی بر ظرفیت باربری گروه

در ادامه این تحقیق به بررسی تأثیر زاویه اصطکاک داخلی سنگدانه‌های متراکم ستون سنگی بر ظرفیت باربری پرداخته می‌شود. نتایج این بررسی در نسبت‌های سطح جایگزینی مختلف، در شکل‌های (۷) و (۸) به‌تفکیک برای ستون سنگی شناور و اتکایی نشان داده شده‌است. نتایج حاصل از شکل (۷) و (۸) نشان می‌دهند که ظرفیت باربری با افزایش زاویه اصطکاک داخلی سنگدانه‌های ستون سنگی به‌صورت خطی افزایش می‌یابد به‌طوری‌که این سیر صعودی با افزایش نسبت جایگزینی، شدیدتر می‌شود. با تغییر زاویه اصطکاک داخلی در نسبت جایگزینی ۳۵ درصد شاهد افزایش ظرفیت باربری تا بیش از ۵۰ درصد هستیم. مقایسه شکل

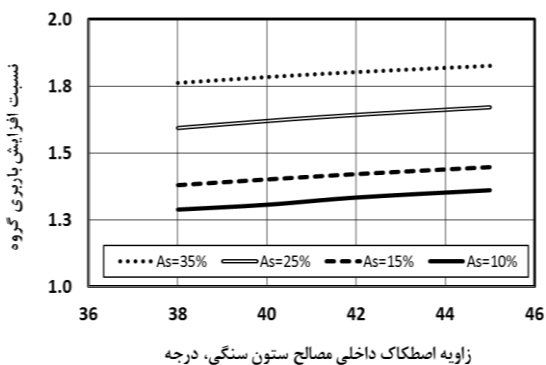
مصلح، تغییر شکل افقی تحت یک تغییر شکل قائم ثابت، افزایش می‌یابد و به عبارتی قابلیت فشردگی مصلح کاهش می‌یابد. در این بررسی با نسبت سطح جایگزینی مختلف، ضرایب پواسون خاک و ستون سنگی به‌طور مجزا و مستقل تغییر داده شده که نتایج به‌دست‌آمده آن در شکل‌های (۹) تا (۱۲) نشان داده شده‌است.

همان‌گونه که از شکل (۹) تا (۱۲) قابل استنتاج است، این بررسی نشان می‌دهد که افزایش نسبت پواسون در مصلح ستون سنگی و خاک اطراف آن باعث افزایش ظرفیت باربری می‌گردد. در این مسئله تأثیر قابلیت فشردگی مصلح زیر پی در انتقال و تأثیر بارگذاری به ستون سنگی و مصلح جانبی توجه می‌گردد. با افزایش نسبت پواسون، مصلح خاک و ستون غیر قابل تراکم‌تر می‌شوند و تمایل دارند نشست قائم ناشی از بارگذاری را به‌صورت تغییر مکان و تغییر شکل افقی به خاک اطراف خود و به دنبال آن به ستون سنگی مجاور منتقل کنند. این اتفاق باعث خواهد شد نیروی قائم ناشی از پی به‌صورت یک نیروی افقی و به شکل انبساط جانبی مصلح منتقل شود؛ لذا استهلاک و پخش نیروی قائم وارد بر پی می‌تواند تحت تأثیر محدودیت جانبی قرار گیرد به این معنی که افزایش ضریب پواسون خاک و ستون سنگی باعث افزایش ظرفیت باربری می‌گردد. هم‌چنین نتایج این تحقیق به‌وضوح نشان می‌دهد که تأثیر ضریب پواسون ستون سنگی بر ظرفیت باربری بسیار بیشتر از ضریب پواسون خاک می‌باشد، به‌طوری‌که شیب تغییرات به‌شدت افزایش می‌یابد درحالی‌که نسبت پواسون خاک تأثیر قابل توجهی بر ظرفیت باربری ندارد. در ادامه بررسی نتایج حاصل از مقایسه شکل‌های (۱۰)، (۱۱) و (۱۲) آشکار می‌شود که نسبت سطح جایگزینی (A_s) و اتکایی بودن ستون سنگی، نیز همچنان در افزایش ظرفیت باربری بسیار مؤثر هستند.

(۷) و (۸) نشان می‌دهند که تأثیر شمع اتکایی در افزایش ظرفیت باربری بیش از شمع شناور است، هم‌چنین شیب منحنی در شمع شناور تغییر چندانی ندارد اما در شمع اتکایی بسیار بارز است. قابل مشاهده است که با افزایش سطح جایگزینی این تمایز بیشتر می‌شود. در مجموع باید گفت که دو عامل اتکایی بودن و نسبت سطح جایگزینی، تأثیر زاویه اصطکاک داخلی را تشدید می‌کند.



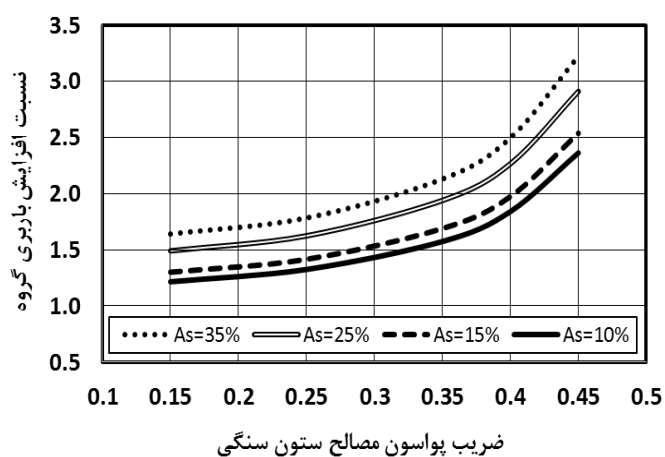
شکل ۷ تأثیر زاویه اصطکاک داخلی ستون سنگی بر افزایش باربری گروه در حالت اتکایی



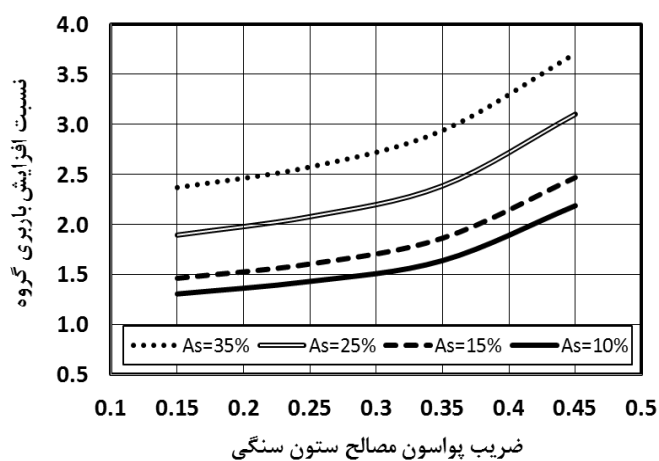
شکل ۸ تأثیر زاویه اصطکاک داخلی ستون سنگی بر افزایش باربری گروه در حالت شناور

تأثیر نسبت پواسون ستون سنگی و خاک اطراف بر ظرفیت باربری گروه

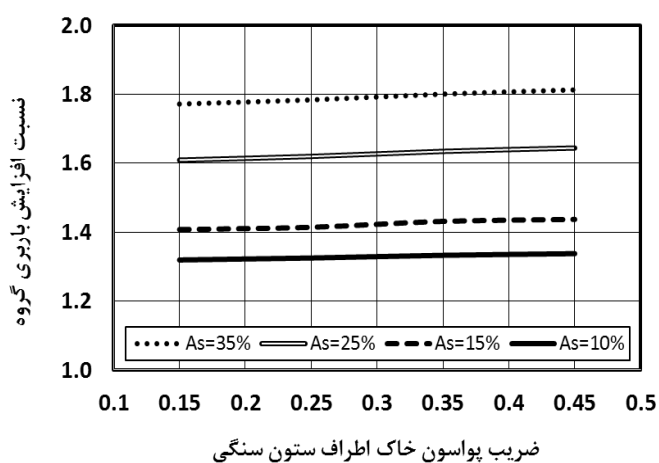
یکی دیگر از عوامل تأثیرگذار بر ظرفیت باربری، ضریب پواسون مصلح ستون سنگی می‌باشد که در این تحقیق مورد بررسی قرار گرفت. با افزایش نسبت پواسون در



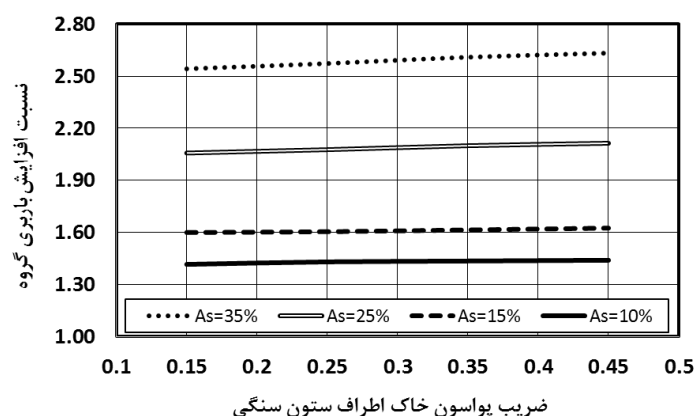
شکل ۹ تأثیر ضریب پواسون ستون سنگی بر نسبت افزایش باربری گروه در حالت شناور



شکل ۱۰ تأثیر ضریب پواسون ستون سنگی بر نسبت افزایش باربری گروه در حالت اتکایی



شکل ۱۱ تأثیر ضریب پواسون خاک اطراف ستون سنگی بر نسبت افزایش باربری گروه در حالت شناور



شکل ۱۲ تأثیر ضریب پواسون خاک اطراف ستون سنگی بر افزایش باربری گروه در حالت اتکایی

و وابستگی کمتری به زاویه اصطکاک داخلی خاک اطراف ستون دارد. هم‌چنین ظرفیت باربری در ستون اتکایی با افزایش ضریب پواسون خاک کاهش می‌یابد. از دیگر نتایج این تحقیق کاهش تأثیر مدول الاستیسیته ستون سنگی بر افزایش ظرفیت باربری در مقادیر بالای این متغیر می‌باشد درحالی‌که عکس این مطلب در مورد ضریب پواسون خاک اطراف ستون سنگی اتفاق می‌افتد، به‌طوری‌که بیشتر تأثیر ضریب پواسون خاک بر افزایش ظرفیت باربری در مقادیر بالا رخ می‌دهد. هم‌چنین نتایج این بررسی نشان می‌دهد که افزایش نسبت سطح جایگزینی علاوه بر افزایش ظرفیت باربری، میزان تأثیر عواملی چون سختی محوری و مشخصات مکانیکی مصالح ستون سنگی بر ظرفیت باربری را نیز افزایش می‌دهد. این مسئله در تأثیر ضریب اصطکاک داخلی مصالح ستون سنگی مشهود و بارزتر از تأثیر مدول الاستیسیته و ضریب پواسون می‌باشد. رابطه ضریب اصطکاک داخلی با ضریب پواسون مصالح ستون سنگی بر ظرفیت باربری خطی است اما مدول الاستیسیته و ضریب پواسون خاک با ظرفیت باربری رابطه‌ای غیرخطی دارند.

جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

در این تحقیق با روش عددی به ارزیابی تأثیر عوامل مختلف بر ظرفیت باربری زمین‌های به‌سازی‌شده با استفاده از ستون سنگی در زیر یک پی صلب و گسترده پرداخته شده‌است. تحلیل عددی با استفاده از آخرین نسخه نرم‌افزار Plaxis 3D به روش اجزای محدود انجام شده‌است. هم‌چنین رفتار طولانی مدت زمین به‌سازی‌شده در شرایط تحکیم‌یافته زهکشی‌شده با مدل رفتاری موهرکولمب مورد بررسی قرار گرفته و حدود ۱۵۰ تحلیل مختلف از شرایط با متغیرهای مختلف مورد تحلیل قرار گرفته‌است که نتایج آن در قالب گراف و منحنی با یکدیگر مقایسه و ارزیابی شده‌است.

نتایج این تحقیق به‌وضوح نشان می‌دهد که عواملی چون میزان مدول الاستیسیته و زاویه اصطکاک داخلی مصالح ستون سنگی و هم‌چنین ضریب پواسون خاک اطراف ستون سنگی تأثیر قابل توجهی بر افزایش ظرفیت باربری زمین‌های به‌سازی‌شده با این روش دارند ضمن این‌که تأثیر ضریب پواسون مصالح ستون سنگی بسیار کم و قابل اغماض است. هم‌چنین بررسی‌ها حاکی از این واقعیت است که اتکایی بودن ستون سنگی افزایش قابل توجهی بر ظرفیت باربری دارد، به‌طوری‌که این افزایش وابستگی بالایی به مدول الاستیسیته مصالح ستون سنگی

سپاس‌گزاری

خورسندی که در به ثمر رسیدن این پژوهش همکاری

از خانم دکتر زینت سلیمان‌پور و آقای مهندس مهدی شایانی داشتند تقدیر می‌گردد.

مراجع

۱. قضاوی، محمود و نظری افشار، جواد، «طراحی و روش‌های اجرای ستون‌های سنگی»، انتشارات دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران، (۱۳۸۸)
2. Guetifa Z., Bouassidaa M. and Debatsb J., "Improved Soft Clay Characteristics due to Stone Column Installation", *Computers and Geotechnics*, Vol. 34, No. 2, Pp. 104–111, (2007).
3. Etezad, M., "Geotechnical Performance of Group of Stone Columns", PhD Thesis, Concordia University, Montreal, Canada (2007).
4. Balaam N. and Booker J. R., "Effect of Stone Column Yield on Settlement of Rigid Foundations in Stabilized Clay", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 9, No. 4, Pp. 331–351, (1985).
5. Bae, W., Bang, W. and Byung, C., "Behavior of Foundation System Improved with Stone Columns", *Proc., 12th Int. Offshore and Polar Engineering Conf., Int. Society of Offshore and Polar Engineers*, Cupertino, CA, (2002).
6. Wehr, W., "Stone Columns-single Columns and Group Behavior", *Proc. 5th Int. Conf. on Ground Improvement Techniques*, Malaysia, Pp. 329–340, (2004).
7. Ambily, A. P. and Gandhi, S. R., "Behavior of Stone Columns based on Experimental and FEM Analysis", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 133, No. 4, ASCE, Pp. 405-415, (2007).
8. Andreou, P. and Papadopoulos, V., "Modelling Stone Columns in Soft Clay", *Proc. 6th European Conf. on Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, Graz, Pp. 777–780, (2006).
9. Kirsch, F., "Evaluation of Ground Improvement by Groups of Vibro Stone Columns Using Field Measurements and Numerical Analysis", *Proc. of the 2nd Int. Workshop on the Geotechnics of Soft Soils*, Glasgow, Pp. 241–248, (2008).
10. Micheal, K., "Numerical Modelling of Small Groups of Stone Columns", Ph.D. Thesis, National University of Ireland, Galway, (2012).
11. Hanna, A., Etezad, M. and Ayadat, T., "Mode of Failure of a Group of Stone Columns in Soft Soil", *International Journal of Geomechanics*, Vol. 13, Pp. 87-96, (2013).
12. Hughes, J. and Withers, N., "Reinforcing of Soft Cohesive Soils with Stone Columns", *Ground Eng.*, Vol. 7, No.3, Pp. 42-49, (1974).
13. Christoulas, S., "An Experimental Study on Model Stone Columns", *Soils and Foundations*, Vol. 40, No. 6, Pp. 12-22, (2000).

14. McKelvey, D., Sivakumar, V., Bell, A. and Graham, J., "Modelling Vibrated Stone Columns in Soft Clay", *Proc. Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, Vol. 157, No. 3, Pp. 137-149, (2004).
15. Hu, W., Wood, D. M. and Stewart, W., "Ground Improvement Using Stone Column Foundations: Result of Model Tests", *Int. Conf. on Ground Improvement Techniques*, CI-Premier, Singapore, Pp. 247-256, (1997).
16. Murugesan, S. and Rajagopal, K., "Geosynthetic-encased Stone Columns: Numerical Evaluation", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 24, Pp. 349-358, (2006).
17. Wood, D., Hu, W. and Nash, D., "Group Effects in Stone Column Foundations: Model Tests", *Geotechnique*, Vol. 50, No. 6, Pp. 689-698, (2000).
18. Hu, W., "Physical Modeling of Group Behavior of Stone Column Foundations", Ph.D. dissertation, Univ. of Glasgow, U.K, (1995).
19. McCabe, B., McNeill, J. and Black, J., "Ground Improvement Using the Vibro-stone Column Technique", *Transactions of the Institution of Engineers of Ireland*, Galway, (2007).
20. Rao, N., Madhiyan, S. M. and Prasad, Y. V. S. N., "Influence of Bearing Area on the Behaviour of Stone Columns", *Indian Geotechnical Conf.*, Calcutta: Pp. 235-237, (1992).
21. Malarvizhi S. and Ilamparuthi K. "Modeling of Geogrid Encased Stone Column", ICCMS-05, IIT Guwahati, India. A. Author 1 and B. Author 2, "Title of the Conference Paper", *Proc. Int. Conf. on Power System Reliability*. Singapore, Pp. 100-105, (2005).
۲۲. ارجمند، محمدعلی و زمانی، مجید، «بررسی تأثیر ستون‌های سنگی بر ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی ساختمان‌های با ارتفاع متوسط»، کنفرانس ملی مهندسی عمران و محیط زیست، قزوین (۱۳۹۴).
23. Nima, R., Nalbantoglu, Z. and Araujo, G., "3D Analysis of Full Scale Stone Column Reinforced Soft Clay: Numerical Evaluation", *COBRAMSEG 2014*, Goiânia, Vol. 1, (2014).

مطالعه عددی اثر زاویه اریب در کانال مرکب با سیلابدشت‌های مورب بر اندرکنش بین جریان در کانال

اصولی و سیلابدشت‌ها*

(یادداشت پژوهشی)

محمد مهدی سیف^(۱)بهرام رضائی^(۲)

چکیده در این تحقیق تلاش شده است که میدان جریان شامل توزیع سرعت و تنش برشی مرزی در کانال‌های مرکب با سیلابدشت‌های مورب برای دو زاویه اریب $5/1^\circ$ و $9/2^\circ$ درجه و عمق‌های نسبی $0/15$ ، $0/24$ ، $0/41$ و $0/50$ به صورت عددی شبیه‌سازی شود. به این منظور از مدل آشفتگی $k-\varepsilon$ و نرم‌افزار ANSYS-CFX استفاده شده است. نتایج حاصل از شبیه‌سازی عددی توزیع سرعت و تنش برشی در دو مقطع انتخاب و با داده‌های به دست آمده در آزمایشگاه هیدرولیک مستقر در والینگفورد (Flood Channel Facility) کشور انگلستان مقایسه شده است. بررسی‌ها نشان‌دهنده انطباق قابل قبول بین داده‌های آزمایشگاهی با نتایج حاصل از شبیه‌سازی عددی می‌باشد. با کمک معادلات اندازه حرکت توسعه داده شده برای حجم کنترل‌هایی در سیلابدشت‌ها، اندرکنش بین جریان در کانال اصلی و سیلابدشت‌ها برای زوایای اریب و عمق‌های نسبی مختلف، مورد مطالعه قرار گرفته است. بررسی‌ها نشان‌دهنده آن است که عموماً به دلیل تبادل جرم بین کانال اصلی و سیلابدشت‌ها با افزایش زاویه اریب و عمق آب، نیروی برشی ظاهری در فصل مشترک قائم بین جریان در کانال اصلی و سیلابدشت‌ها افزایش می‌یابد.

واژه‌های کلیدی شبیه‌سازی عددی، کانال مرکب با سیلابدشت‌های مورب، مدل آشفتگی $k-\varepsilon$ ، نیروی برشی ظاهری.

Numerical Study on the Effects of the Floodplains Angles on Interaction between the Main Channel and Floodplains in Skewed Compound Channels

M. M. Seif

B. Rezaei

Abstract In this research an attempt has been made to model flow field in compound channel with skewed floodplains for two skew angles of 5.1° and 9.2° and relative depths of 0.15, 0.24, 0.41 and 0.50. For numerical modelling the $k-\varepsilon$ turbulence model and the ANSYS-CFX software were used. The results of numerical modelling of the velocity and boundary shear stress distributions at two selected sections were then compared to the Flood Channel Facility Experimental Data. The study shows that more or less there are good between the experimental data and the results of numerical modelling. Using the momentum equations for the control volumes on the floodplains, the interaction between flow in the main channel and on the floodplains for different skew angles and relative depths has been investigated. The study indicates that in general by increasing the skew angle and water depth due to mass exchange between the subsections, the apparent shear forces at the vertical interface between the main channel and floodplains increases.

Key Words Numerical modeling, Skewed compound channels, $k-\varepsilon$ turbulence model, Apparent shear force.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۶/۷/۲۳ و تاریخ پذیرش آن ۹۸/۳/۲۹ می‌باشد.

(۱) فارغ‌التحصیل کارشناسی ارشد عمران، مهندسی آب و سازه‌های هیدرولیکی، دانشگاه بوعلی سینا.

(۲) نویسنده مسئول، استادیار، گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه بوعلی سینا.

Email: b.rezaei@basu.ac.ir

مقدمه

در طبیعت، نهر طبیعی مستقیم با مقطع عرضی منظم به‌ندرت یافت می‌شود. شکل مقطع و پروفیل طولی رودخانه‌ها به‌وسیله عوامل مختلفی نظیر مشخصات خاک، شرایط توپوگرافی منطقه، رژیم رودخانه و حمل رسوب در طی قرن‌ها شکل داده شده‌است. بنابراین رودخانه‌ها دارای شکل مقطع عرضی کاملاً پیچیده با سیلاب‌دشت‌های غیرمنشوری می‌باشند. سیلاب‌دشت‌ها همواره به دلایل مختلف نظیر داشتن خاک حاصل‌خیز و نزدیکی به ساحل رودخانه مورد توجه بشر قرار داشته و بسیاری از تمدن‌ها در ساحل رودخانه‌های بزرگ شکل گرفته‌اند؛ بنابراین آشنایی با هیدرولیک جریان در سیلاب‌دشت‌ها برای تأمین حفاظت جان انسان‌ها و نیز سازه‌ها و تأسیسات موجود در این نواحی لازم و ضروری است.

در کانال‌های مرکب، توزیع عرضی سرعت تحت تأثیر بالا بودن ضریب زبری بستر و عمق کم جریان سیلاب‌دشتی، به‌شکل قابل ملاحظه‌ای حالت غیریکنواخت دارد. به‌دلیل اختلاف سرعت بین جریان در کانال اصلی و سیلاب‌دشت‌ها، یک لایه برشی در فصل مشترک این نواحی تشکیل می‌شود و در نتیجه آن گردابه‌های بزرگ مقیاس با محور قائم و نیز جریان ثانویه مارپیچی شکل در جهت طولی ایجاد می‌شود (تومیناگا و نزو [1]). این در حالی است که در کانال‌های مرکب با سیلاب‌دشت‌های مورب به‌دلیل تبادل جرم و اندازه حرکت از سیلاب‌دشت‌ها به کانال اصلی و برعکس، آشفتگی‌های با مقیاس به‌مراتب بزرگ‌تر در فصل مشترک کانال اصلی و سیلاب‌دشت‌ها به‌وجود می‌آید.

جیمز و بارونز [2] نخستین محققانی بودند که به بررسی آزمایشگاهی جریان در یک کانال مرکب با کانال اصلی مورب نسبت به سیلاب‌دشت‌ها پرداختند. آنها دریافتند که به‌دلیل تبادل جرم، شتاب جریان در سیلاب‌دشت واگرا افزایش می‌یابد درحالی که در

سیلاب‌دشت همگرا کاهش می‌یابد.

الیوت [3]، الیوت و سلین [4] و سلین [5] با استفاده از تجهیزات مستقر در والینگفورد FCF (Flood Channel Facility)، به‌صورت آزمایشگاهی جریان در کانال‌های مرکب با سیلاب‌دشت‌های مورب را مورد بررسی قرار دادند. آنها دریافتند که توزیع سرعت و تنش برشی مرزی در کانال اصلی و سیلاب‌دشت‌ها به‌شدت تحت تأثیر جریان عرضی مبادله‌شده بین این نواحی قرار دارد. آنها هم‌چنین با استفاده از معادلات اندازه حرکت، نیروهای عمل‌کننده بین کانال اصلی و سیلاب‌دشت‌ها را مورد مطالعه قرار دادند. چلبک [6] داده‌های به‌دست‌آمده توسط الیوت [4] و سلین [5] را مجدداً تجزیه و تحلیل نمود و با نتایج به‌دست‌آمده از فلوم ۱۸ متری مستقر در دانشگاه بیرمنگهام مورد مقایسه قرار داد.

در رابطه با شبیه‌سازی عددی پزینگا [7] با استفاده از مدل غیرخطی $k-\epsilon$ به شبیه‌سازی میدان جریان در یک کانال مرکب منشوری پرداخت، او دریافت که مدل آشفتگی مورد نظر قادر به پیش‌بینی جریان ثانویه ناشی از تنش آشفتگی غیرایزوتروپ است. بسیاری از محققان مانند وو و همکاران [8]، فیسچر-آنتز و همکاران [9] و راماش‌واران و نادن [10] برای شبیه‌سازی سه‌بعدی جریان در کانال‌های باز مدل آشفتگی $k-\epsilon$ را ترجیح داده‌اند. کانگ و چوی [11] به مطالعه جریان در یک کانال مرکب منشوری با استفاده از مدل آشفتگی تنش رینولدز (Reynolds Stress Model) پرداختند. آنها برای راستی‌آزمایی نتایج شبیه‌سازی عددی، از داده‌های تومیناگا و نزو [1] استفاده کردند.

کوکالجات [12] جریان در کانال‌ها را با استفاده از دو مدل آشفتگی $k-\epsilon$ و مدل تنش انتقالی رینولدز (Reynolds Stress Transport model) شبیه‌سازی کرد. او دریافت که مدل تنش انتقالی رینولدز قادر است که موقعیت و قدرت سلول‌های جریان ثانویه و نیز

اصلی و سیلاب دشت ها مورد مطالعه قرار گیرد.

معرفی کانال مرکب با سیلاب دشت های مورب

کانال مدل شده مشابه کانال آزمایشگاهی FCF مستقر در والینگفورد و مورد استفاده به وسیله الیوت و سلین [4] است که دارای شیب $10^{-3} \times 1/0.27$ ، طول ۵۵ متر، عرض $5/6$ متر و از جنس بتنی صاف است. به منظور انجام آزمایش بر روی کانال مرکب با سیلاب دشت های مورب، مقطع عرضی به شکل مرکب ذوزنقه ای شکل با کانال اصلی به عرض $1/5$ متر، عمق $0/15$ متر و شیب دیواره $1:1$ تغییر شکل داده شده است. هم چنین برای ایجاد سیلاب دشت های مورب، دیواره های متحرک در کانال نصب شده است. شکل های (۱) و (۲) تصویر عمومی، نمای شماتیک و مقطع عرضی کانال آزمایشگاهی مورد استفاده را نشان می دهند.

اندازه گیری سرعت نقطه ای در دو مقطع شماره ۱ و ۲ به فواصل ۱۰ متری از یکدیگر، با استفاده از سرعت سنج پروانه ای با قطر خارجی ۱۴ میلی متر، در فواصل عرضی به ترتیب ۵۰ و ۱۰۰ میلی متری در کانال اصلی و سیلاب دشت ها و نیز فواصل ارتفاعی ۱۰ میلی متری انجام شده است. هم چنین به منظور برآورد اندازه حرکت مبادله شده بین کانال اصلی و سیلاب دشت ها، در فواصل طولی ۱ متری، مقادیر سرعت در فصل مشترک بین کانال اصلی و سیلاب دشت ها اندازه گیری شده است.

تنش برشی موضعی مرزی نیز با استفاده از لوله پرستون به قطر خارجی $4/0.2$ میلی متر در پیرامون محیط تر شده کانال با فاصله های ۵۰ میلی متری بر روی دیوارها و نواحی نزدیک دیواره ها و ۱۰۰ میلی متری در کف کانال اصلی و سیلاب دشت ها اندازه گیری شده است. این اندازه گیری در همان مقطعی که سرعت متوسط در عمق به دست آمده، انجام شده است.

نقش آن را در جابه جایی موقعیت سرعت حداکثر به ناحیه ای در زیر سطح آب، پیش بینی کند، اما در مقابل مدل های غیرخطی $k-\epsilon$ قادر به انجام این امر نمی باشند.

رایت و همکاران [13] مدل آشفتگی $k-\epsilon$ و مدل های مختلف تنش رینولدی را برای مطالعه مشخصات جریان در یک کانال با مقطع عرضی ذوزنقه ای به کار برد. نتایج این بررسی نشان داد درحالی که همه مدل های آشفتگی مشخصات کلی جریان را به شکل یکسان و مشابه پیش بینی می کنند، اما نتایج آنها در شبیه سازی جریان ثانویه کاملاً متفاوت است.

بیمن [14] با استفاده از مدل آشفتگی شبیه سازی گردابه بزرگ (Large Eddy Simulation) به شبیه سازی جریان در کانال اصلی و جریان سیلاب دشتی پرداخت. نتایج شبیه سازی گردابه بزرگ نشان داد که این مدل با دقت بالایی قادر به شبیه سازی جریان های ثانویه در جریان های درون کانال اصلی و خارج آن (جریان سیلاب دشتی) می باشد.

رضائی و امیری [15] به شبیه سازی جریان در کانال مرکب با سیلاب دشت های همگرا پرداختند. بدین منظور آنها با کمک نرم افزار ANSYS و با استفاده از مدل آشفتگی $k-\epsilon$ توزیع سرعت و تنش برشی را برای کانال مرکب غیرمنشوری با دو هندسه متفاوت مورد بررسی و با داده های آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار دادند. نتایج نشان داد که مدل آشفتگی $k-\epsilon$ توانایی شبیه سازی توزیع سرعت و تنش برشی را با دقت قابل قبولی دارد و نیز می تواند وجود سلول های جریان ثانویه در کانال اصلی ناشی از انتقال جرم از سیلاب دشت ها را به خوبی پیش بینی نماید.

در این تحقیق سعی بر این شده است که میدان جریان در کانال مرکب با سیلاب دشت های مورب (زوایای اریب $5/1$ درجه و $9/2$ درجه) به کمک مدل آشفتگی $k-\epsilon$ شبیه سازی و اندرکنش جریان بین کانال

۰/۲۶۰، ۰/۳۶۰، ۰/۷۰۰ و ۱/۱۰۰ متر مکعب بر ثانیه متناظر با عمق های نسبی $(Dr=(H-h)/H)$ ۰/۱۵، ۰/۲۴، ۰/۴۱ و ۰/۵۰ انجام شده و با داده های آزمایشگاهی FCF سری A14 و A15 مقایسه شده است (در این رابطه H عمق آب و h عمق کانال اصلی نسبت به سیلاب دشت ها است).

شبیه سازی عددی جریان در کانال مرکب با سیلاب دشت های مورب

معادلات حاکم

معادلات حاکم بر جریان سیال شامل معادلات پیوستگی و اندازه حرکت است. این معادلات برای جریان آشفته ماندگار سیال تراکم ناپذیر به صورت تانسوری زیر نوشته می شوند:

$$\frac{\partial U_j}{\partial x_j} = 0 \quad (1)$$

$$-\frac{\partial p}{\partial x_i} + \mu \frac{\partial^2 U_i}{\partial x_j^2} + \frac{\partial}{\partial x_j}(-\rho \overline{u'_i u'_j}) = \rho \frac{\partial (U_i U_j)}{\partial x_j} \quad (2)$$

برای در نظر گرفتن اثرات مربوط به آشفتگی روی مؤلفه های سرعت و فشار، جریان به صورت مجموع مؤلفه های متوسط و نوسانی جای گذاری شده اند.

$$u_i = U_i + u'_i \quad (3)$$

$$p = P + p' \quad (4)$$

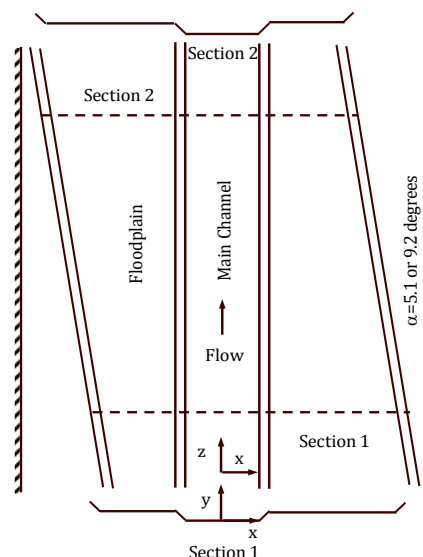
در این معادلات U_i مؤلفه سرعت متوسط، P فشار متوسط، μ لزجت سیال، ρ جرم مخصوص سیال، $-\rho \overline{u'_i u'_j}$ تنش های رینولدز است و با استفاده از مدل آشفتگی لزجت گردابه ای بوسینیسک به صورت زیر محاسبه می گردد.

$$-\rho \overline{u'_i u'_j} = \mu_t \left[\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right] - \frac{2}{3} \rho k \delta_{ij} \quad (5)$$

در معادله فوق نیز μ_t لزجت آشفتگی، k انرژی جنبشی آشفتگی و δ_{ij} دلتای کرونکر می باشد.



شکل ۱ تصویری از کانال مرکب با سیلاب دشت های مورب (زاویه اریب ۵/۱ درجه) مستقر در والینگفور



شکل ۲ نمای بالا و مقطع عرضی کانال مرکب با سیلاب دشت های مورب

دینامیک سیال محاسباتی یک ابزار محاسباتی قوی برای شبیه سازی میدان جریان در سیالات و پدیده انتقال حرارت در فرایندهای فیزیکی است. این روش با حل عددی معادلات متوسط گیری شده ناویر-استوکس در یک میدان مشخص با شرایط مرزی تعریف شده عمل می کند.

میدان جریان مدل شده در این تحقیق، کانالی است به طول ۵۵ متر و عرض ۵/۶ متر، عرض کانال اصلی ۱/۵ متر و سیلاب دشت های مورب با دو زاویه اریب ۵/۱ و ۹/۲ درجه. شبیه سازی برای دبی های

مشخصات شبکه بندی انجام شده

هندسه کانال با استفاده از نرم افزار ICEMCFX ساخته و شبکه بندی شده است. برای شبکه بندی کانال مورد نظر از شبکه بی قاعده استفاده شده است. سعی بر این شده که در ایجاد شبکه، المان های مربوط به دیواره کانال اصلی و سیلاب دشت ها و هم چنین فصل مشترک بین کانال اصلی و سیلاب دشت ها به دلیل تغییرات شدید سرعت، ریزتر و در سایر نواحی درشت تر انتخاب شوند.

برای بررسی تأثیر اندازه شبکه بر روی شبیه سازی جریان سه نوع شبکه بندی ریز، متوسط و درشت برای کانال مرکب با سیلاب دشت مورب (زاویه اریب ۵/۱ درجه) ایجاد شد. ابعاد عناصر سه نوع شبکه طوری انتخاب شده است که نسبت آنها از ۱/۳ پیشنهادی توسط سلیک و همکاران [16] کوچک تر نباشد. در شکل (۳) نمای شماتیک سه بعدی از شبکه بندی نشان داده شده است. با استفاده از مدل آشفتگی $k-\epsilon$ و دبی ۰/۳۶۱ متر مکعب در ثانیه، سرعت متوسط در عمق در مقطع شماره ۱ برای هر سه نوع شبکه بندی درشت، متوسط و ریز به صورت عددی شبیه سازی و با یکدیگر مقایسه شده اند (شکل ۴). همان طور که در شکل دیده می شود با افزایش تعداد گره ها از ۲/۲ میلیون (شبکه درشت) به تقریباً ۳ میلیون (شبکه متوسط) نتایج شبیه سازی به صورت ملموسی تغییر نمی کند؛ ولی با افزایش تعداد گره ها به ۳/۹ توزیع سرعت متوسط در عمق به مقدار خیلی جزئی در کانال اصلی کاهش و سیلاب دشت سمت راست (سیلاب دشت همگرا) افزایش می یابد.



شکل ۳ نمای شماتیک سه بعدی شبکه

معادلات ناویر-استوکس به صورت متوسط گیری شده در زمان یک دستگاه معادله دیفرانسیل متشکل از چهار معادله با ده مجهول (شامل چهار مجهول U_i و P و شش مجهول تنش های رینولدز $(-\rho \overline{u_i u_j})$) است. با استفاده از مدل آشفتگی لزجت گردابه ای بوسینیک شش معادله اضافی به دست می آید و دستگاه معادلات تکمیل می شود.

معرفی مدل آشفتگی $k-\epsilon$

در این مدل، k انرژی جنبشی آشفتگی است و واریانس نوسانات در سرعت تعریف می شود و ϵ پراکندگی (اتلاف) آشفتگی گردابه ای می باشد (نرخه که در آن نوسانات سرعت تلف می گردد). مدل $k-\epsilon$ دو متغیر جدید در سیستم معادلات وارد می کند. در مدل $k-\epsilon$ فرض می شود که لزجت آشفتگی به انرژی جنبشی آشفتگی و اتلاف انرژی آشفتگی از طریق معادله زیر مربوط می شود:

$$\mu_t = \rho C_\mu \frac{k^2}{\epsilon} \quad (6)$$

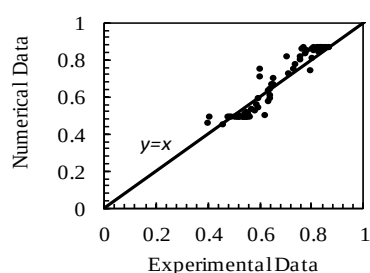
که C_μ ثابت است و برابر ۰/۰۹ می باشد. مقادیر k و ϵ به صورت مستقیم از معادلات دیفرانسیل انتقال نرخ انرژی جنبشی آشفتگی و نرخ پراکندگی آشفتگی به دست می آید.

$$\frac{\partial}{\partial x_j} (\rho U_j k) = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_k} \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right] + P_k - \rho \epsilon \quad (7)$$

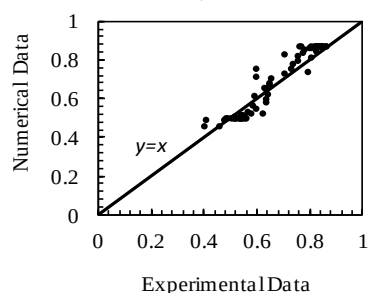
$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial x_j} (\rho U_j \epsilon) = & \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_\epsilon} \right) \frac{\partial \epsilon}{\partial x_j} \right] \\ & + \frac{\epsilon}{k} (C_{s1} P_k - C_{s2} \rho \epsilon) \end{aligned} \quad (8)$$

در روابط فوق C_{s1} ، C_{s2} ، σ_k و σ_ϵ ثابت هایی هستند که به ترتیب برابر ۱/۴۴، ۱/۹۲، ۱ و ۱/۳ می باشند. P_k نیز معرف تولید آشفتگی به وسیله نیروهای لزجت و شناوری بوده و به شکل زیر مدل می شود:

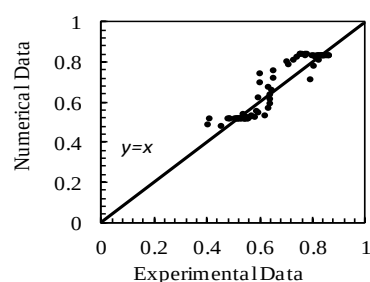
$$P_k = \mu_t \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) \frac{\partial U_i}{\partial x_j} \quad (9)$$



(الف) شبکه درشت



(ب) شبکه متوسط



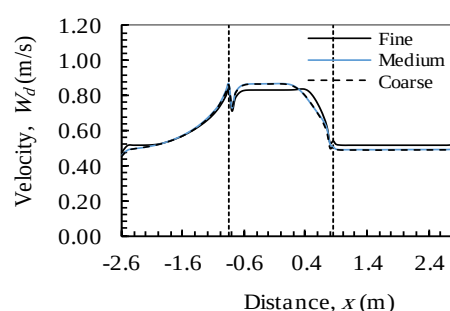
(ج) شبکه ریز

شکل ۵ نمودار پراکندگی سرعت متوسط در عمق در اطراف خط ایده آل برای سه نوع شبکه انتخابی

شرایط مرزی

میدان جریان شامل توزیع سرعت و تنش برشی، با استفاده از مدل آشفتگی $k-\epsilon$ و نرم افزار ANSYS CFX و با دقت 1×10^{-4} حل شده است. شرایط مرزی به قرار زیر است:

(۱) توزیع یکنواخت سرعت در ورودی فلوم، (۲) شرایط توزیع فشار هیدرواستاتیک در خروجی، (۳) از آنجایی که بدنه فلوم از بتن صاف ساخته شده است، زبری دیواره ها و کف فلوم $0/1$ میلی متر انتخاب شده است.



شکل ۴ مقایسه سرعت متوسط در عمق شبیه سازی شده در مقطع شماره ۱ برای سه نوع شبکه درشت، متوسط و ریز

به منظور مقایسه نتایج شبیه سازی با داده های آزمایشگاهی، پراکندگی زوج مرتب های داده های آزمایشگاهی و عددی در اطراف خط ایده آل $y=x$ ترسیم و در شکل های (۵) نشان داده شده است. بررسی شکل ها نشان می دهد که با افزایش تعداد گره ها و در نتیجه کاهش ابعاد شبکه، پراکندگی نقاط در اطراف خط ایده آل در ابتدا به مقدار جزئی کاهش ولی با ریزتر کردن شبکه این پراکندگی افزایش می یابد که به مفهوم کاهش دقت شبیه سازی عددی است.

از طرف دیگر افزایش تعداد گره ها به مفهوم طولانی شدن زمان اجرای برنامه نیز خواهد بود، بنابراین به منظور افزایش دقت شبیه سازی عددی و کاهش زمان اجرا، شبکه با اندازه متوسط انتخاب شده است.

جدول ۱ جزئیات شبکه بندی متوسط به کار رفته برای شبیه سازی عددی

ناحیه	تعداد نقاط	حداکثر طول (m)	حداقل طول (m)
A	۷۰	۰/۰۴	۰/۰۱
B	۲۰	۰/۰۱۱	۰/۰۱
C	۲۰	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳
D	۱۵۰	۰/۰۶۲	۰/۰۱

نتایجی که از بررسی شکل‌ها می‌توان گرفت به قرار زیر است:

۱. انطباق نسبتاً قابل قبولی بین توزیع سرعت اندازه‌گیری شده و داده‌های به دست آمده از شبیه‌سازی عددی وجود دارد فقط در مورد آزمایش A15-2 مدل آشفتگی $k-\epsilon$ توزیع سرعت در سیلاب دشت همگرا را در مقطع شماره ۱ زیاد، و در کانال اصلی به مقدار جزئی کم برآورد کرده است.

۲. سرعت‌ها در سیلاب دشت سمت چپ (سیلاب-دشت واگرا) معمولاً بزرگ‌تر از سیلاب دشت سمت راست (همگرا) است که این امر می‌تواند ناشی از تغییر شکل هندسی کانال باشد که سبب خروج جریان از سیلاب دشت همگرا و ورود آن به سیلاب دشت واگرا می‌شود.

۳. سرعت‌های ماگزیمم به جای وسط کانال اصلی در نزدیکی فصل مشترک کانال اصلی و سیلاب دشت واگرا (دریافت‌کننده جریان) اتفاق افتاده و تقریباً ۵۰ درصد بزرگ‌تر از متوسط سرعت در این سیلاب دشت است.

۴. با افزایش زاویه اریب سیلاب دشت‌ها از ۵/۱ درجه به ۹/۲ درجه اختلاف بین داده‌های آزمایشگاهی و شبیه‌سازی عددی افزایش می‌یابد.

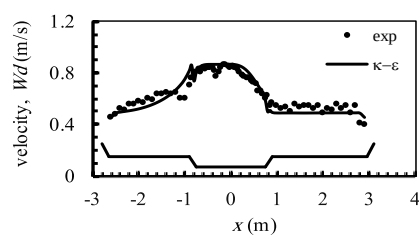
هم‌چنین مقادیر میانگین قدر مطلق خطای نقطه‌ای بین داده‌های آزمایشگاهی و نتایج حاصل از شبیه‌سازی عددی با استفاده از رابطه (۱۰) محاسبه شده است. مقدار متوسط این خطاها برای آزمایش‌های سری A14 در مقاطع اندازه‌گیری ۱ و ۲ به ترتیب ۷/۴ درصد و ۴/۹ درصد و برای آزمایش‌های سری A15 در همان مقاطع به ترتیب ۷/۵ و ۵ درصد می‌باشد.

$$\%W_{\text{reor}} = \frac{\sum \left| \frac{W_{\text{num}} - W_{\text{exp}}}{W_{\text{exp}}} \right| \times 100}{N} \quad (10)$$

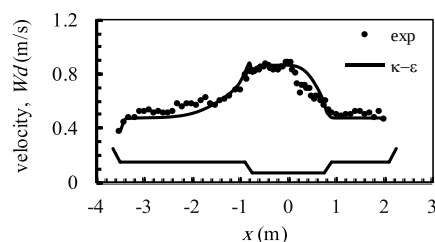
ارائه نتایج

توزیع عرضی سرعت متوسط در عمق

توزیع عرضی سرعت متوسط در عمق برای آزمایش‌های سری A14 و A15 با استفاده از مدل آشفتگی $k-\epsilon$ در دو مقطع ۱ و ۲، محاسبه و با داده‌های آزمایشگاهی در همان مقطع مقایسه شده است (شکل‌های (۶) و (۷) را ببینید).

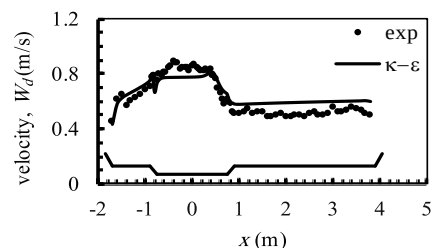


(a) Section 1

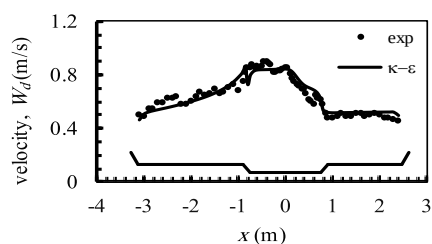


(b) Section 2

شکل ۶ توزیع عرضی سرعت در مقاطع ۱ و ۲ برای کانال مرکب مورب آزمایش سری A14-2

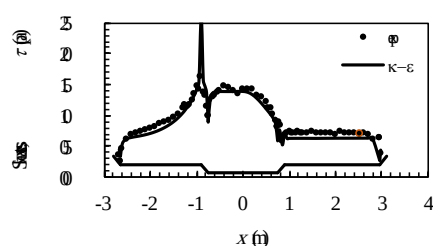


(a) Section 1

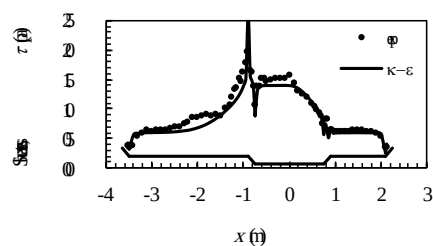


(b) Section 2

شکل ۷ توزیع عرضی سرعت در مقاطع ۱ و ۲ برای کانال مرکب مورب آزمایش سری A15-2

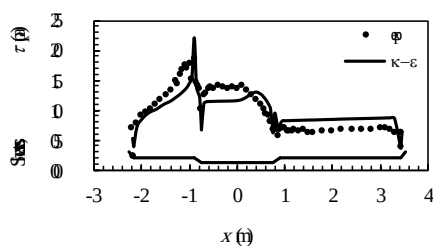


(a) Section 1

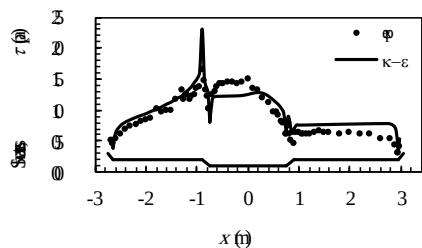


(b) Section 2

شکل ۸ توزیع تنش برشی مرزی در مقاطع ۱ و ۲ برای کانال مرکب مورب آزمایش سری A14-2



(a) Section 1



(b) Section 2

شکل ۹ توزیع تنش برشی مرزی در مقاطع ۱ و ۲ برای کانال مرکب مورب آزمایش سری A15-2

مقادیر میانگین قدر مطلق خطای نقطه‌ای بین داده‌های آزمایشگاهی و نتایج حاصل از شبیه‌سازی عددی تنش برشی مرزی نیز با استفاده از رابطه (۱۱) محاسبه شده‌است. مقدار متوسط این خطاها در مقاطع اندازه‌گیری ۱ و ۲ برای آزمایش‌های سری A14

در این رابطه W_{num} سرعت به‌دست‌آمده از شبیه‌سازی عددی و W_{exp} سرعت اندازه‌گیری شده و N تعداد داده‌ها می‌باشد.

توزیع تنش برشی مرزی

تنش برشی مرزی در کانال‌ها اغلب در آنالیز سیستم-های رودخانه صرف‌نظر می‌شود، اما توزیع تنش برشی مرزی به دلیل این‌که در کالیبره کردن مدل‌های پیشرفته، در مطالعه تعادل نیروها و نیز در محاسبات مربوط به انتقال رسوب کاربرد دارد، از اهمیت قابل ملاحظه‌ای برخوردار است. تنش برشی می‌تواند به عنوان معیاری برای تعیین محل سلول جریان ثانویه و نیز محل فرسایش و رسوب‌گذاری در کانال‌های طبیعی به کار رود.

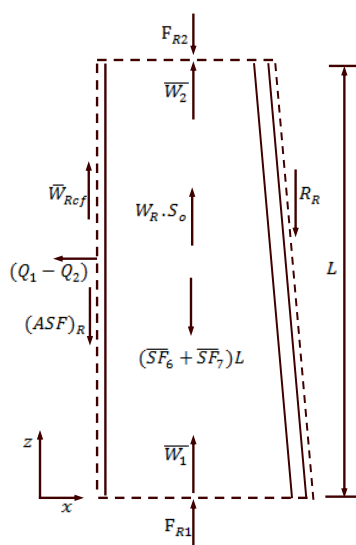
با استفاده از مدل آشفتگی $k-\epsilon$ تنش برشی مرزی در کانال اصلی و سیلاب‌دشت‌ها برای دو زاویه اریب ۵/۱ و ۹/۲ درجه محاسبه و با مقادیر آزمایشگاهی مقایسه شده‌است. نتایج حاصل از این شبیه‌سازی برای آزمایش‌های سری A14-2 و A15-2 در شکل‌های (۸) و (۹) نشان داده شده‌است. بررسی تنش‌های برشی مرزی نشان داده‌شده در این شکل‌ها دلالت بر وجود نقطه پیک در فصل مشترک بین کانال اصلی و سیلاب-دشت‌ها سمت چپ (سیلاب‌دشت واگرا) دارد. این نقطه ماگزیمم دارای مقداری به اندازه تقریباً ۲/۵ برابر تنش برشی متوسط در کانال است. شدت تنش برشی در سیلاب‌دشت سمت راست (سیلاب‌دشت همگرا) تقریباً ثابت است. مشابه این پدیده در توزیع عرضی سرعت نیز مشاهده شده‌است. در مورد تنش برشی مرزی نیز با افزایش زاویه اریب از ۵/۱ درجه به ۹/۲ درجه اختلاف بین داده‌های آزمایشگاهی و نتایج حاصل از شبیه‌سازی عددی افزایش و دقت مدل آشفتگی $k-\epsilon$ در شبیه‌سازی کاهش می‌یابد.

نیروی عکس‌العمل دیواره در راستای محور z ، $\overline{SF}_6$ و $\overline{SF}_7$ متوسط نیروهای برشی در واحد طول کانال وارد بر کف و دیواره سیلاب‌دشت سمت راست (سیلاب‌دشت همگرا)، $(Mom)_{R1}$ و $(Mom)_{R2}$ اندازه حرکت سیال ورودی به حجم کنترل و خروجی از حجم کنترل در امتداد محور z ، $(Mom)_{Rcf}$ اندازه حرکت سیال خروجی از فصل مشترک بین سیلاب‌دشت و کانال اصلی در امتداد محور z و $(ASF)_R$ نیروی برشی ظاهری در فصل مشترک بین کانال اصلی و سیلاب‌دشت همگرا است. از آنجایی که عمق جریان در طول کانال اریب ثابت است، بنابراین مجموع نیروی فشار هیدرواستاتیک وارد بر مقاطع شماره ۱ و ۲ با مؤلفه نیروی عکس‌العمل دیواره در راستای جریان برابر و در خلاف جهت یکدیگر هستند، در نتیجه مجموع این سه نیرو برابر است با:

$$F_{R1} - F_{R2} - R_R = 0 \quad (14)$$

بنابراین معادله پس از ساده سازی به صورت زیر درمی‌آید.

$$W_R S_0 - (\overline{SF}_6 + \overline{SF}_7)L - (ASF)_R = (Mom)_{R2} + (Mom)_{Rcf} - (Mom)_{R1} \quad (15)$$



شکل ۱۰ نمای بالای حجم کنترل بین مقاطع شماره ۱ و ۲ در سیلاب‌دشت سمت راست (سیلاب‌دشت همگرا)

به ترتیب ۱۲/۱ درصد و ۱۰/۵ درصد و برای آزمایش‌های سری A15 در همان مقاطع به ترتیب ۱۷/۱ و ۱۴/۲ درصد می‌باشد.

$$\% \tau_{reor} = \frac{\sum \left| \frac{\tau_{num} - \tau_{exp}}{\tau_{exp}} \right| \times 100}{N} \quad (11)$$

در این رابطه τ_{num} تنش برشی مرزی به دست آمده از شبیه‌سازی عددی و τ_{exp} تنش برشی اندازه‌گیری شده و N تعداد داده‌ها می‌باشد.

نیروهای برشی ظاهری

با مطالعه نیروی برشی ظاهری در فصل مشترک قائم بین کانال اصلی و سیلاب‌دشت‌ها می‌توان به مطالعه اندرکنش بین کانال اصلی و سیلاب‌دشت‌ها پرداخت. به این منظور و برای تعیین نیروی برشی عمل‌کننده در هر ناحیه از کانال، محیط تر شده به تعدادی المان تقسیم و مطابق شکل (۲) نام‌گذاری شده است. تنش برشی محاسبه شده برای هر یک از المان‌ها به صورت عددی انتگرال‌گیری می‌شود تا نیروی برشی در واحد طول کانال به دست آید (رابطه ۱۲ را ببینید).

$$SF_i = \sum \tau_j \Delta x_j, \quad i = 1 \text{ to } 7 \quad (12)$$

که در این رابطه SF_i نیروی برشی در واحد طول عمل‌کننده بر ناحیه i ام، τ_j توزیع تنش برشی عمل‌کننده بر ناحیه مورد نظر (i ام) و Δx_j جزء طول در راستای محور عرضی کانال (محور x) می‌باشند.

حال مطابق شکل (۱۰) در سیلاب‌دشت همگرا و بین مقاطع ۱ و ۲ حجم کنترلی به طول L (۱۰ متر) در نظر گرفته و معادله اندازه حرکت را به شرح زیر برای آن تنظیم می‌شود.

$$F_{R1} - F_{R2} - R_R + W_R S_0 - (\overline{SF}_6 + \overline{SF}_7)L - (ASF)_R = (Mom)_{R2} + (Mom)_{Rcf} - (Mom)_{R1} \quad (13)$$

در این رابطه F_{R1} و F_{R2} نیروهای فشار هیدرواستاتیک وارد بر مقاطع شماره ۱ و ۲، R_R مؤلفه

برای حجم کنترل مشابه در سیلابدشت سمت چپ (سیلابدشت واگرا) می‌توان نوشت:

$$(ASF)_L = \rho g V_L S_o - (\overline{SF}_1 + \overline{SF}_2)L + \rho(\beta_3 Q_3 \overline{W}_3 - \beta_4 Q_4 \overline{W}_4) + \rho(Q_4 - Q_3)\overline{W}_{Lcf} \quad (21)$$

در رابطه فوق V_L حجم سیال در حجم کنترل سمت چپ، $\overline{SF}_1$ و $\overline{SF}_2$ نیروی برشی متوسط در واحد طول کانال وارد بر دیوار و کف سیلابدشت سمت چپ، β_3 و β_4 ضریب تصحیح اندازه حرکت سیال ورودی و خروجی، Q_3 و Q_4 دبی ورودی به و خروجی از سیلابدشت سمت چپ، $\overline{W}_3$ و $\overline{W}_4$ سرعت متوسط جریان ورودی به حجم کنترل و خروجی از حجم کنترل سمت چپ، $\overline{W}_{Lcf}$ سرعت متوسط در فصل مشترک بین کانال اصلی و سیلابدشت است.

با استفاده از معادلات (۲۰) و (۲۱) نیروی برشی ظاهری در فصل مشترک بین کانال اصلی و سیلابدشت‌های همگرا و واگرای کانال مورب با زوایای اریب ۵/۱ درجه و ۹/۲ درجه محاسبه شده و در جدول‌های (۲) تا (۵) آورده شده است.

جملات مختلف رابطه (۱۵) از روابط زیر قابل محاسبه خواهند بود.

$$W_R S_o = \rho g V_R S_o \quad (16)$$

$$(Mom)_{R1} = \rho Q_1 \beta_1 \overline{W}_1 \quad (17)$$

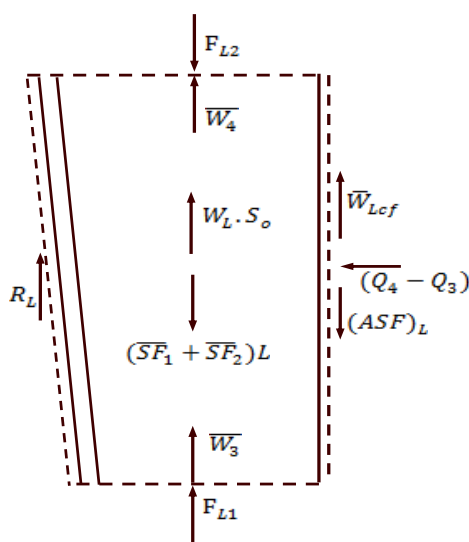
$$(Mom)_{R2} = \rho Q_2 \beta_2 \overline{W}_2 \quad (18)$$

$$(Mom)_{Rcf} = \rho(Q_1 - Q_2)\overline{W}_{Rcf} \quad (19)$$

با جای گذاری روابط فوق در معادله (۱۵) و دوباره نویسی آن خواهیم داشت:

$$(ASF)_R = \rho g V_{RL} S_o - (\overline{SF}_6 + \overline{SF}_7)L + \rho(\beta_1 Q_1 \overline{W}_1 - \beta_2 Q_2 \overline{W}_2) - \rho(Q_1 - Q_2)\overline{W}_{Rcf} \quad (20)$$

در این رابطه، ρ جرم مخصوص سیال، g شتاب ثقل، V_R حجم سیال در حجم کنترل سمت راست، S_o شیب طولی کانال، β_1 و β_2 ضریب تصحیح اندازه حرکت سیال ورودی و خروجی، Q_1 و Q_2 دبی ورودی به و خروجی از سیلابدشت سمت راست، $\overline{W}_1$ و $\overline{W}_2$ سرعت متوسط جریان در مقاطع شماره ۱ و ۲، $\overline{W}_{Rcf}$ سرعت متوسط در فصل مشترک بین کانال اصلی و سیلابدشت است. لازم به ذکر است که اندیس R معرف پارامترهای مربوط به سیلابدشت سمت راست است.



شکل ۱۱ نمای بالای حجم کنترل بین مقاطع شماره ۱ و ۲ در سیلابدشت سمت چپ (سیلابدشت واگرا)

جدول ۲ جملات مختلف معادله اندازه حرکت برای سیلاب دشت همگرا کانال مرکب اریب با زاویه انحراف ۵/۱ درجه

Exp.	Dr	$W_R S_o$ (N)	$(\overline{SF}_6 + \overline{SF}_7)L$ (N)	$(Mom)_{R1} + (Mom)_{R2}$ (N)	$(Mom)_{Rcf}$ (N)	$(ASF)_R$ (N)
A14-1	۰/۱۵	۴/۳۱	۵/۳۸	-۲/۴۳	۲/۰۵	-۰/۶۹
A14-2	۰/۲۴	۷/۹۹	۱۰/۲۴	-۱۰/۷۵	۹/۱۴	-۰/۶۴
A14-3	۰/۴۱	۱۷/۴۵	۲۲/۳۶	-۵۲/۱۶	۵۳/۴۶	-۶/۲۱
A14-4	۰/۵۰	۲۵/۳۰	۳۳/۵۱	-۱۲۰/۸	۱۱۲/۶۹	-۰/۱۱

جدول ۳ جملات مختلف معادله اندازه حرکت برای سیلاب دشت واگرا کانال مرکب اریب با زاویه انحراف ۵/۱ درجه

Exp.	Dr	$W_L S_o$ (N)	$(\overline{SF}_1 + \overline{SF}_2)L$ (N)	$-(Mom)_{L1} + (Mom)_{L2}$ (N)	$(Mom)_{Lcf}$ (N)	$(ASF)_L$ (N)
A14-1	۰/۱۵	۵/۷۴	۱۰/۷۸	۲/۰۶	۳/۸۷	-۲/۵۲
A14-2	۰/۲۴	۱۰/۶۳	۱۸/۸۵	۸/۵۴	۱۳/۵۷	-۳/۲۰
A14-3	۰/۴۱	۲۳/۱۲	۳۵/۴۰	۶۰/۰۹	۵۷/۲۴	-۱۵/۸۶
A14-4	۰/۵۰	۳۳/۴۰	۵۰/۱۹	۱۴۴/۲۴	۱۴۸/۳۱	-۱۲/۷۱

جدول ۴ جملات مختلف معادله اندازه حرکت برای سیلاب دشت همگرا کانال مرکب اریب با زاویه انحراف ۹/۲ درجه

Exp.	Dr	$W_R S_o$ (N)	$(\overline{SF}_6 + \overline{SF}_7)L$ (N)	$(Mom)_{R1} + (Mom)_{R2}$ (N)	$(Mom)_{Rcf}$ (N)	$(ASF)_R$ (N)
A15-1	۰/۱۵	۵/۹۲	۱۰/۴۴	-۹/۶۱	۵/۹۹	-۰/۸۹
A15-2	۰/۲۴	۱۱/۱۱	۱۸/۹۲	-۲۹/۵۹	۲۲/۶۸	-۰/۸۹
A15-3	۰/۴۱	۲۴/۳۳	۳۴/۴۴	-۱۰۹/۹۰	۱۱۱/۱۵	-۱۱/۳۶
A15-4	۰/۵۰	۳۵/۴۱	۵۲/۷۱	-۲۱۸/۸۳	۲۱۱/۵۱	-۹/۹۹

جدول ۵ جملات مختلف معادله اندازه حرکت برای سیلاب دشت واگرا کانال مرکب اریب با زاویه انحراف ۹/۲ درجه

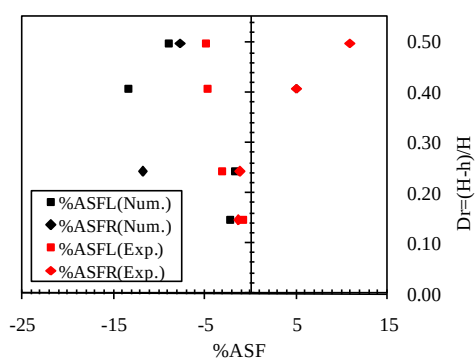
Exp.	Dr	$W_L S_o$ (N)	$(\overline{SF}_1 + \overline{SF}_2)L$ (N)	$-(Mom)_{L1} + (Mom)_{L2}$ (N)	$(Mom)_{Lcf}$ (N)	$(ASF)_L$ (N)
A15-1	۰/۱۵	۳/۹۳	۱۱/۵۳	۴/۱۷	۷/۴۷	-۴/۲۹
A15-2	۰/۲۴	۷/۴۱	۱۷/۳۷	۲۴/۱۹	۲۷/۹۶	-۶/۲۰
A15-3	۰/۴۱	۱۶/۳۱	۲۵/۷۸	۱۰۹/۷۲	۱۲۳/۳۳	۴/۱۵
A15-4	۰/۵۰	۲۳/۸۵	۳۱/۴۸	۲۲۱/۹۵	۲۲۱/۰۵	-۸/۵۲

در کانال اصلی، جریان در سیلاب دشت ها را شتاب می بخشد.

۲. با افزایش عمق جریان عموماً قدر مطلق مقدار نیروی برشی ظاهری در فصل مشترک بین کانال اصلی و سیلاب دشت ها افزایش می یابد.

با بررسی و مقایسه جدول های فوق می توان نتایج زیر را استنتاج کرد:

۱. مقادیر منفی نیروی برشی ظاهری در فصل مشترک قائم بین کانال اصلی و سیلاب دشت های همگرا و واگرا بیان کننده این واقعیت است که جریان سریع تر



شکل ۱۳ مقایسه درصد نیروی برشی ظاهری محاسبه شده با استفاده از مدل k-ε و داده های آزمایشگاهی در کانال مرکب با سیلاب دشت های مورب ۹/۲ درجه

نتیجه گیری

در این تحقیق میدان سرعت در یک کانال مرکب با سیلاب دشت های مورب با زوایای ۵/۱ درجه و ۹/۲ درجه با استفاده از مدل آشفتگی k-ε شبیه سازی شده و نتایج با داده های آزمایشگاهی مقایسه شده است. مهم ترین نتایج حاصل از این شبیه سازی به شرح زیر است:

۱. مدل آشفتگی k-ε می تواند توزیع سرعت را با دقت قابل قبولی شبیه سازی کند.

۲. به دلیل تغییر شکل هندسی سیلاب دشت های کانال مرکب اریب، سرعت حداکثر در نزدیکی فصل مشترک بین کانال اصلی و سیلاب دشت واگرا اتفاق می افتد.

۳. مقایسه توزیع تنش برشی مرزی شبیه سازی شده با مقادیر آزمایشگاهی برای کانال مرکب با سیلاب دشت های مورب با زوایای اریب ۵/۱ درجه و ۹/۲ درجه نشان می دهد که انطباق قابل قبولی بین آنها برقرار است، اما شبیه سازی تنش برشی در مقایسه با توزیع سرعت از دقت کمتری برخوردار است.

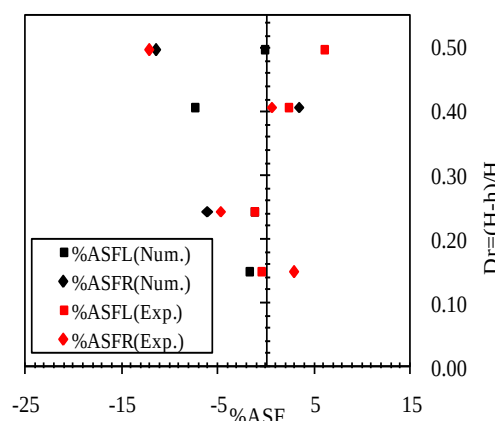
۴. نیروهای برشی ظاهری در فصل مشترک عمودی بین کانال اصلی و سیلاب دشت ها محاسبه شده است. علامت منفی نیروهای برشی ظاهری بیانگر اثر افزایش جریانی کانال اصلی بر روی

۳. با افزایش زاویه اریب سیلاب دشت، عموماً قدر مطلق نیروی برشی عمل کننده در فصل مشترک افزایش می یابد که به مفهوم افزایش اندرکنش جریان بین کانال اصلی و سیلاب دشت ها است. این پدیده می تواند ناشی از افزایش تبادل جرم و به دنبال آن افزایش تبادل اندازه حرکت بین سیلاب دشت ها و کانال اصلی باشد. نتایج مشابهی در کانال های مرکب غیرمنشوری با سیلاب دشت های همگرا به وسیله رضائی و نایت [17] مشاهده شده است.

حال می توان با استفاده از رابطه زیر، نیروهای برشی ظاهری را به صورت درصدی از نیروی برشی کل مقطع کانال محاسبه و تغییرات آن را برحسب عمق نسبی ترسیم نمود (شکل های (۱۲) و (۱۳) را ببینید).

$$\%ASF = \frac{(ASF)}{\rho g A_t L S_0} \times 100 \quad (22)$$

در این رابطه ASF نیروی برشی ظاهری، A_t مساحت مقطع عرضی کل کانال و S_0 شیب کف کانال است.



شکل ۱۲ مقایسه درصد نیروی برشی ظاهری محاسبه شده با استفاده از مدل k-ε و داده های آزمایشگاهی در کانال مرکب با سیلاب دشت های مورب ۵/۱ درجه

سرعت جریان در سیلاب دشت ها می باشد. فصل مشترک قائم بین کانال اصلی و سیلاب دشت ها افزایش یافته است که به مفهوم افزایش اندرکنش بین این قسمت ها است. ۵. با افزایش نسبی عمق و نیز زاویه اریب سیلاب- دشت ها عموماً قدر مطلق نیروی برشی ظاهری در

مراجع

1. Tominaga, A. and Nezu, I., "Turbulent Structure in Compound Open-channel Flows", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 117, Pp. 21-41, (199).
2. James, M. and Brown, B. J., "Geometric Parameters that Influence Floodplain Flow", Waterways Experiment Section, Hydraulics Laboratory, Department of Defense, US Army Corps of Engineering, (1977).
3. Elliott, S. C. A., "An Investigation into Skew Channel Flow", PhD Thesis, The University of Bristol, (1990).
4. Elliott, S. C. A. and Sellin, R. H. J., "SERC Flood Channel Facility: Skewed Flow Experiments", *Journal of Hydraulic Research*, IAHR, Vol. 28, Pp. 197-214, (1990).
5. Sellin, R. H. J., "SERC Flood Channel Facility, Experimental data-Series A, Straight two-stage channels, Skewed floodplain boundaries", The University of Bristol, Vol. 1, (1993).
6. Chlebek, J., "Modelling of Simple Prismatic Channels with Varying Roughness Using the SKM and a Study of Flows in Smooth Non-Prismatic Channels with Skewed Floodplains", PhD Thesis, Birmingham University, (2009).
7. Pezzinga, G., "Velocity Distribution in Compound Channel Flows by Numerical Modeling", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 120, Pp. 1176-1197, (1994).
8. Wu, W., Rodi, W. and Wenka, T., "3D Numerical Modelling of Flow and Sediment Transport in Open Channels", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 126, Pp. 4-15, (2000).
9. Fischer-Antze, T., Stoesser, T., Bates, P. and Olsen, N. R. B., "3D Numerical Modelling of Open Channel Flow with Submerged Vegetation", *Journal of Hydraulic Research*, IAHR, Vol. 39, Pp. 303-310, (2001).
10. Rameshwaran, P. and Naden, P. S., "Three Dimensional Numerical Simulation of Compound Channel Flows", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 129, Pp. 645-652, (2003).
11. Kang, H. and Choi, S. U., "Turbulence Modeling of Compound Open-channel Flows with and without Vegetation on the Floodplain Using the Reynolds Stress Model", *Advances in Water Resources*, Vol. 29, Pp. 1650-1664, (2006).
12. Cokljat, D., "Turbulence Models for Non-circular Ducts and Channels", PhD Thesis, City University of London, (1993).
13. Wright, N. G., Crosseley, A. J., Morvan, H. P. and Stoesser, T., "Detailed Validation of CFD for Flows

- in Straight Channels", *River Flow*, Naples, Italy, (2004).
14. Beaman, F., "Large Eddy sSimulation of Open Channel Flows for Conveyance Estimation", PhD Thesis, Nottingham University, (2010).
15. Rezaei, B. and Amiri, H., "Numerical Modeling of Flow Field in Compound Channels with Non-prismatic Floodplains", *Journal of Scientia Iranica A*, Vol. 25, Pp. 2413-2424, (2018).
16. Celik, I. B., Ghia, U. and Roache, P. J., "Procedure or Estimation and Reporting of Uncertainty Due to Discretization in CFD Applications", *Journal of Fluids Engineering*, ASME, Vol. 130, Pp. 1-4, (2008).
17. Rezaei, B. and Knight, D. W. "Overbank Flow in cCompound Channels with Non-prismatic Floodplains", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.137, Pp. 815-824, (2011).

3. Adaptive stability transformation reliability method

In order to calculate fuzzy reliability index, an efficient and robust reliability method that could calculate the reliability index (β) for different statistical properties of random variables according to the following equation, must be applied.

$$P_f = \int_{g(X) \leq 0} \dots \int f_X(x_1, \dots, x_n) dx_1 \dots dx_n \approx \Phi(-\beta) \quad (1)$$

Where, $g(X)$ is the limit state function and f_X is joint the probability density function of random variables X and Φ is the cumulative normal standard probability density function. Generally, most probable point (MPP) could be determined using the largest decent in the form of following nonlinear mapping:

$$f(U) = \frac{\nabla^T g(U_k) U_k - g(U_k)}{\nabla^T g(U_k) \alpha_k} \alpha_k \quad (2)$$

In which, α is the normalized steepest descent vector at U_k the point. The stability transformation method could be applied as a suitable method to control the instability of the first-order reliability method, in the form of the following nonlinear discrete mapping:

$$U_{k+1} = U_k + \lambda_k [f(U_k) - U_k] \quad (3)$$

Where, λ_k is the stable control coefficient in the iteration k -th, which is determined according to an adaptive control function according to Eq. (4).

$$f_C(k) = \|f(U_k) - U_k\| \quad (4)$$

Similarly, it could be concluded that $f_C(k-1) = \|U_k - U_{k-1}\|$. Control function $f_C(k)$ may result in a successful iteration for stability transformation while $f_C(k) < f_C(k-1)$ (that's mean: $\lim_{k \rightarrow \infty} f_C(k) \approx 0$). So

it can be concluded that $U_{k+1} \approx U_k$. It can be conducted that the new formulation of the FORM for fuzzy reliability analysis can be provided stable results to achieve the stabilization of the reliability index at each iteration.

4. Example: Nonlinear dynamic system

Here a nonlinear mass-spring system under the rectangular pulse is considered. The limit state function is defined according to Eq. (5)

$$g = 3r - \left| \frac{2F}{mW^2} \sin\left(\frac{Wt_1}{2}\right) \right| \quad (5)$$

$$W^2 = \frac{C_1 + C_2}{m}$$

Implementation of the proposed method yields the membership function of fuzzy reliability index according to Figure 3. In the analysis process, the gradient function

has been estimated for 48,868 times including 635,284 limit state call function during the 2,903 seconds CPU-run time. Sensitivity analysis of fuzzy reliability index due to epistemic uncertainty using Shannon-entropy measure results for $H_u(\beta) = 0.807k$, which proves that the reliability index is more sensitive to epistemic uncertainty. Also, in order to examine the sensitivity of fuzzy reliability index to the uncertainty interval of mean and standard deviation of random variables, results for different values of interval is shown in Figure 4.

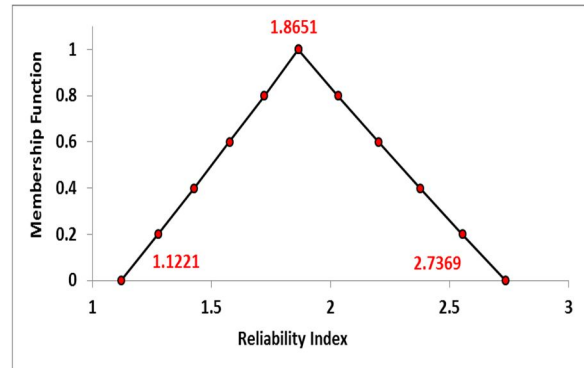


Fig. 3. Fuzzy reliability index

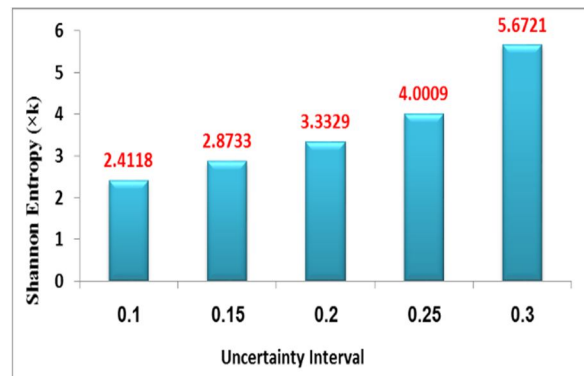


Fig. 4. Shannon-Entropy measure vs. uncertainty interval

5. Conclusion

The implication of fuzzy reliability analysis based on stability transformation method entails to the definition of uncertainty bounds for reliability index which yields more reasonable results compared to the classic methods of structural safety analysis methods. Moreover, sensitivity of fuzzy reliability index has been evaluated regarding to the different values of reliability interval. Results indicated that the epistemic uncertainty is more crucial in some engineering problems.

Sensitivity Analysis of Fuzzy Structural Reliability Using Adaptive Stability Transformation Method

B. Keshtegar¹

M. Bagheri²

1. Introduction

A typical structural reliability analysis deals with mathematical models which describe the structural geometry, loads, and material properties. These models relate the resistance and a load of structural components. The function namely the Limit State Function or performance function is a combination of random variables. In the limit state function, there are parameters which do not possess constant values and usually are of random and vague identity in nature. Hence, there is usually a sort of uncertainty in the safety assessment of structures.

The nature of uncertainties and the modeling methods in the reliability analysis of structures have been of researchers' interest for many years. Recently various approaches have been proposed to handle epistemic uncertainty of random variables in the probabilistic models using fuzzy sets. From among optimization approaches are more popular due to their applicability in most engineering problems. Moreover, the determination of fuzzy reliability index requires a robust reliability method. In this paper, modeling of epistemic uncertainty of random variables in the reliability analysis process has been done based on two elitist genetic optimization approach and first-order reliability method based on adaptive stability transformation method (ASTM) aiming to determine fuzzy reliability index. Survey results

indicate that the proposed method more robust to determine the fuzzy reliability index and is able to perform sensitivity analysis regarding the epistemic uncertainty.

2. Proposed fuzzy reliability analysis procedure

In the proposed method, after determining the same alpha cuts α_k of fuzzy random variables, a hyperspace namely crisp subspace X_{α_k} is constructed. If the fuzzy reliability problem consists of two, three or n fuzzy random variables, the crisp subspace is in the form of a rectangle, cube, or an n -dimensional hyper cubic, respectively.

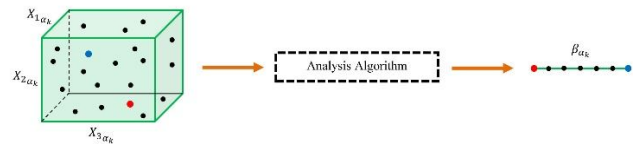


Fig. 1. Crisp subspace X_{α_k} and β_{α_k} interval

As shown in Figure 1, points inside the crisp subspace are used as inputs of analysis algorithm to determine the relative interval of fuzzy reliability index β_{α_k} . Assembling these alpha cuts, yields the membership function of fuzzy reliability index. However, there are two optimums to in the crisp subspace which result in the corner of β_{α_k} set.

So determination of minimum and maximum fuzzy reliability index interval entails to the search for two optimums in the crisp subspace. The schematic flowchart of the proposed method is depicted in Figure 2.

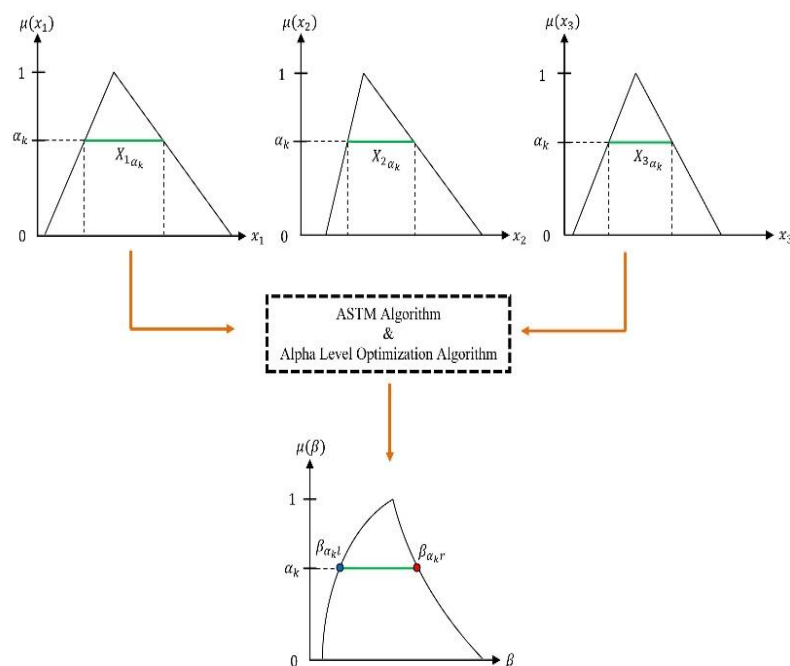


Fig. 2. Schematic flowchart of the proposed method

¹ Corresponding Author, Associate Professor, Department of Civil Engineering, University of Zabo, Zabol, Iran.
Email: Bkeshtegar @ uoz.ac.ir.

² Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Birjand University of Technology, Birjand, Iran.

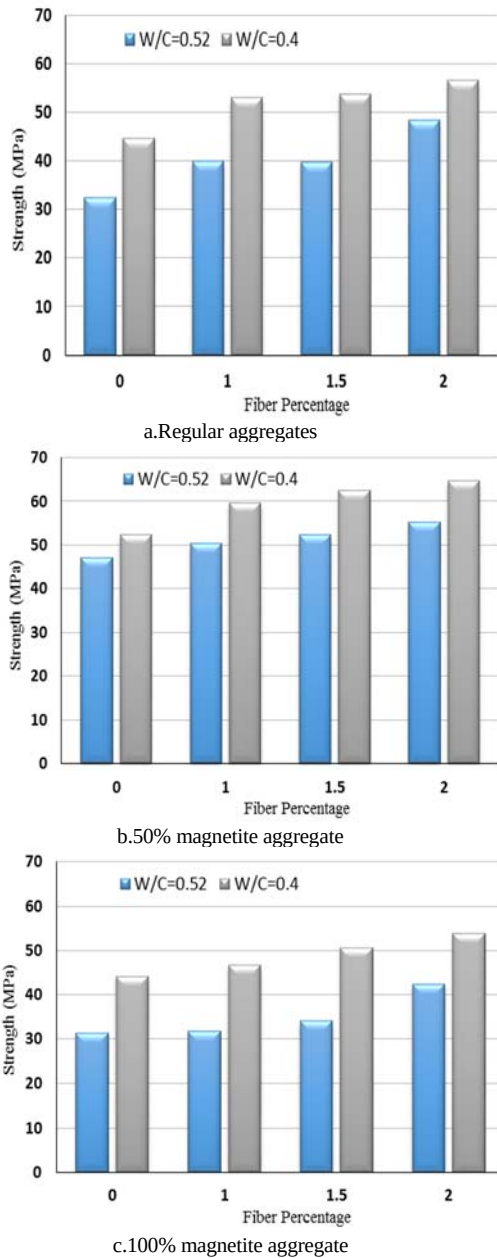


Fig. 4. Compressive strength in term of the kind of aggregate and fiber percentage

Both fiber and magnetite aggregate percentages were effective on amount of tensile splitting strengths, shown in Figure 5. The tensile strenghts were increased up to 65, 120, 181 and 223% in specimens with 0, 1, 1.5 and 2% fibers.

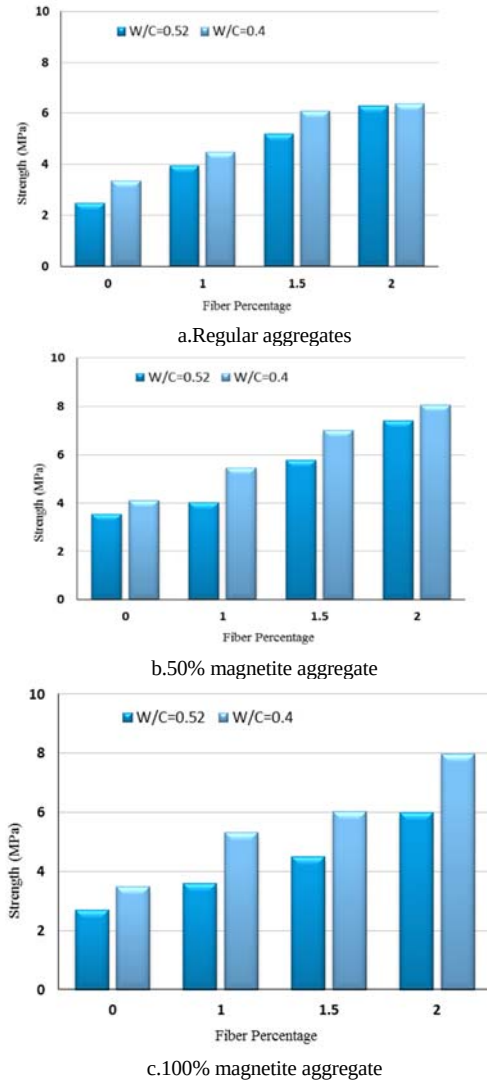


Fig. 5. Tensile strength in term of the kind of aggregate and fiber percentage

Moreover, the test results indicated that more increasing equal 8% in shear strength happened in specimen with half magnetite aggregate and 1.5% fiber and w/c equal 0.52. The specimen without fiber had 18% increasing and specimens with 1 and 2% fiber had 38 and 70% increasing. Specimens with 100% magnetite had the same results in increasing tensile strengths from 52 up to 80%.

Effect of Combination Magnetic Aggregates and Steel Fiber on Improving of Mechanical Characteristics of High weight Concrete

M. Mehrbod¹ M. Kazem Sharbatdar²

1-Introduction

The special concretes are those materials with un-normal characteristics and production process. Steel fibers used in concrete can prevent the crack progressing, and the concrete strengths can be increased, and the fracture mechanism will be positively changed. The steel fiber is effective in increasing flexural and tensile strength with different length to diameter ratio. Many aggregates such as barite, hematite, magnetite, and steel particles or SBR industrial recycles particles are used for the production of heavy concrete.

2-Experimental Program

In this paper, the effects of combination and application of steel fibers and heavyweight magnetite aggregates with two different water to cement ratios on fresh and hardened concrete properties were experimentally investigated. Three different amount were considered for replacing magnetite (Fe_3O_4) with regular aggregate: 0%, 50%, and 100% and 0.52 and 0.4 water-cement ratios. Also, three different steel fiber ratios (in term of concrete volume) equal 1, 1.5, and 2 % from Italian DUROCEM Company (shown in Figure 1) were added to fresh concrete. Totally 24 concrete design mix with 300 specimens including cubic, cylindrical, and beam for compressive, tensile, flexural, and shear strengths, shown in Figure 2, were used. Therefore mechanical properties of special concrete with magnetic heavyweight aggregates and steel fibers aggregates were investigated.



Fig. 1. Steel fiber used in this research

Test Setup and Instrumentation. Loading of compressive specimens was done according to BS1881 and ASTM-C39 Standards. Also, the tensile strength of split specimens was measured based on ASTM-C496 Standard with $f_t = \frac{2P_{\max}}{\pi.D.L}$. The shear strength tests are done with specimens with dimensions 400x 150x38 mm according to set-up shown in Figure 3.



Fig. 2. Test specimens

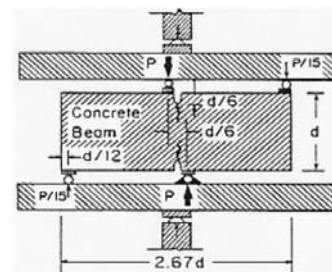


Fig. 3. Shear strength test set-up

3- Conclusions

The test results indicated that density and special weight of hardened concrete were not sensitive to w/c ratio, but the steel fiber ratio particularly containing 2% fiber was more effective to increase these amounts up to 44.87%. The results given in Figure 4 showed that the compressive strengths of specimens with 0.52 and 0.4 w/c ratios and fibers volume more than 1.5% were increased up to 78 and 147%, respectively.

¹ Graduated Structural MSc., Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan

² Corresponding Author, Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran.
Email: msharbatdar@semnan.ac.ir

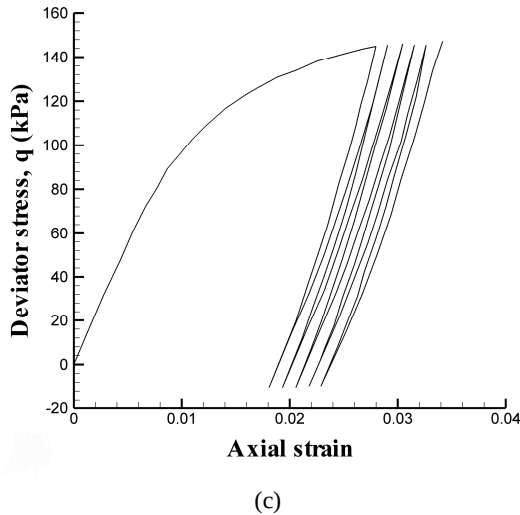
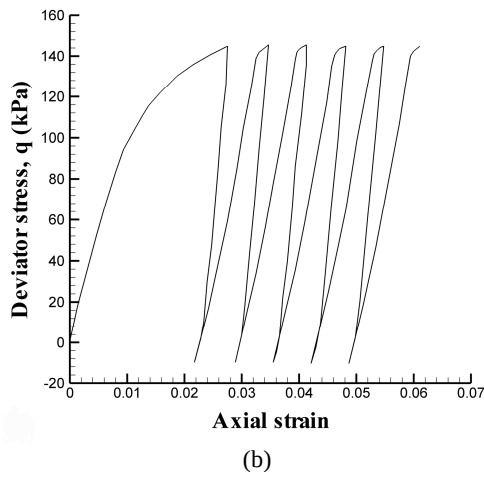
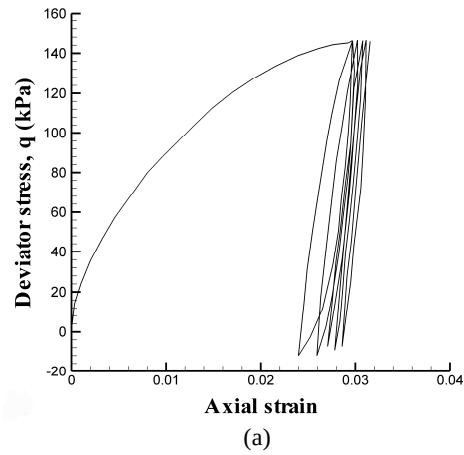


Fig. 2. Comparison between the results of the dynamic triaxial test and predicted results by PZ model and modified PZ model, deviatoric stress- axial strain curve a) experiment, b) simulation by the PZ model, and c) simulation by the modified PZ model

H_r is introduced here to employ the effect of ratcheting. This parameter is multiplied by H_L and H_u during re-loading and unloading, respectively.

$$H_r = \beta_2 \exp(-\beta_3 \xi) + 1.0 \quad (4)$$

β_2 and β_3 are new model constants. ξ is the accumulated plastic deviatoric strain. Figure 2 shows the results for a dynamic triaxial test and the PZ model and the modified PZ model. The results showed that the predicted behavior by the modified PZ model is better than the behavior predicted by the PZ model.

2- Conclusion

Two effective modifications were introduced to predict degradation in dynamic behavior of dense sand and predict progressive plastic strains during dynamic loading (ratcheting). The first modification was validated using two dynamic triaxial tests on dense sand. A dynamic plane strain test and a dynamic triaxial test were used to validate the second modification. The modified PZ model can be used to simulate geotechnical structures under dynamic loading with granular materials and high relative densities. The modified model is also appropriate when the duration of the dynamic loading is relatively long and significant accumulated plastic strains are observed.

Introducing Two Effective Modifications for Pastor-Zienkiewicz (PZ) Model for Improving the Dynamic Simulation Capability of Granular Soils

A. Iraj¹

1- Introduction

Analysis and design of geotechnical structures under dynamic and seismic loads have been among the challenges of engineers and researchers in recent decades. It has been shown that numerical methods are appropriate for dynamic simulation. Dynamic constitutive models that are embedded in numerical codes have a primary effect on problem results.

Dense sands show stiffness decrease or degradation during reloading stages of cyclic loading. The PZ model is unable to predict such behavior; so it is necessary to modify the PZ model to predict this behavior properly. The predicted deformations by the PZ model during cyclic loadings, especially with low loading cycles, are greater than the deformations observed in experiments. In other words, the PZ model cannot simulate ratcheting phenomenon properly; so it needs another modification.

First modification: Degradation effect. H_{DM} is used in the PZ model to apply the effect of stress history during cyclic loading. To apply the effect of dense sand degradation, the H_{DM} value should be in the range: $0.0 < H_{DM} \leq 1.0$. H_{DM} in the PZ model is defined as follows:

$$H_{DM} = \left(\frac{\zeta_{max}}{\zeta} \right)^{\gamma} \quad (1)$$

$$\zeta = p \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{1 + \alpha M_f} \eta \right)^{-1/\alpha} \quad (2)$$

Where γ is a model constant that has to be calibrated to provide the best prediction of loading–reloading experiments. ζ is a mobilized stress function. α is a model parameter and η is the stress ratio. M_f is a model constant.

γ is replaced with γ' in the modified PZ model. So, the Equation (1) is modified and re-defined as follows:

$$H_{DM} = \left(\frac{\zeta_{max}}{\zeta} \right)^{\gamma' (0.5 - \frac{M_f}{M_g})} \quad (3)$$

Pradhan et al. test's simulation. Figure 1 shows the stress ratio – shear strain curve for a dense sand dynamic test and the predicted curves by the PZ and modified PZ model. It can be seen that the modified PZ model can predict the experiment better than the PZ model.

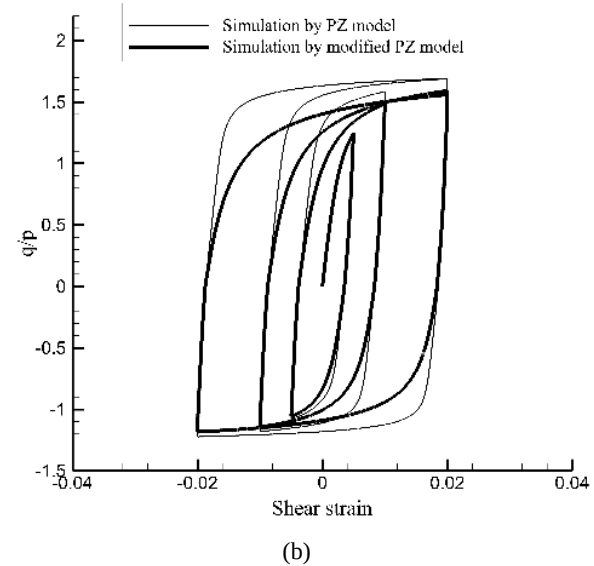
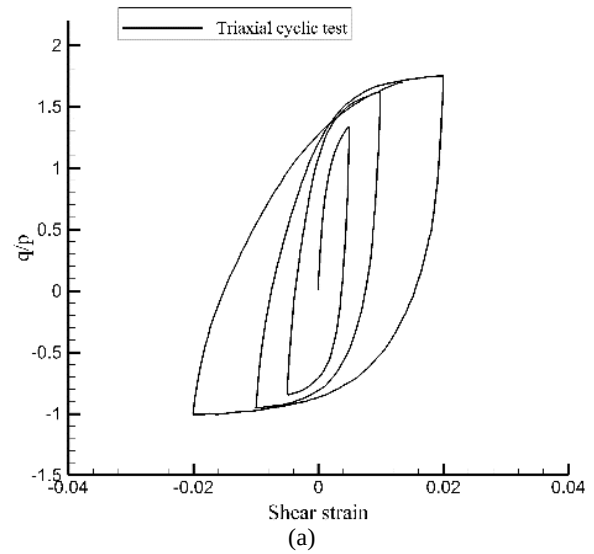


Fig. 1. Comparison between the results of the dynamic triaxial test and predicted results by PZ model and modified PZ model, stress ratio- shear strain curve a) experiment, b) simulation

Second modification: ratcheting effect. Earthquake acceleration amplitudes are usually low at the early stages of earthquakes. It can be concluded that geotechnical structures show lower deformation at the beginning of earthquakes. However, the PZ model shows high values for accumulated plastic strain and significant deformations during early stages of seismic loads which are usually greater than the observed deformations in the experiments.

¹ Assistant Professor, Engineering Faculty of Khoy, Urmia University.
Email: a.iraji@urmia.ac.ir

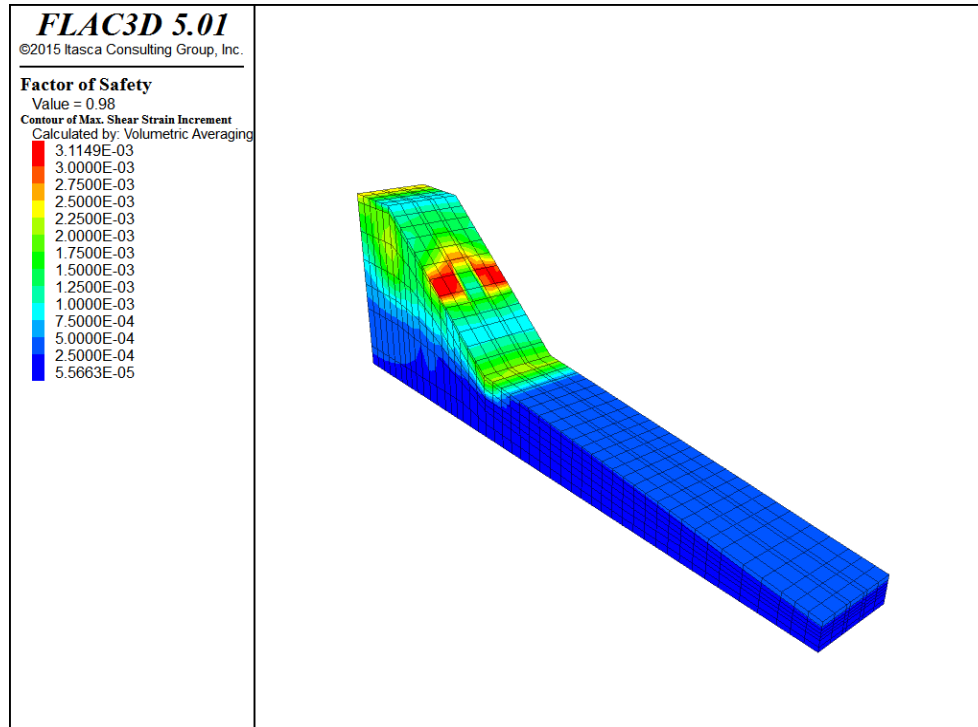


Fig. 3. Finite element model

3. Conclusion

Both experimental and numerical results showed that geotextile reinforced stone column in sandy slope has an impressive impact on increasing the stability of the reinforced slope. The numerical and experimental analysis also showed that the optimal location for the stone column is in the middle of the slope, since the maximum displacements occurred in the middle of the unreinforced slope. Reinforced stone columns enhanced slope stability up to and 50 percent, compared to ordinary stone columns.

Experimental and Numerical Investigation on Stability of Sandy Slope Reinforced by Using Geotextile Reinforced Stone Column

M. Hajiazizi¹

M. Nasiri²

1. Introduction

Slope stabilization is one of the most common issues in geotechnical engineering. Using conventional methods of slopes stabilization is extremely versatile according to environmental conditions, the importance of the desired area, and its degree of instability, consumption costs of existing materials, facilities, and other things. Using stone columns is one of the suitable and environmentally friendly methods to reinforce soil slopes. Using stone columns, besides its simplicity and comfort implementation, is also very economical. Slope stability can be increased by various methods such as changing the geometry of the slope surface, using soil reinforcement or installing reinforcing structures such as stone columns. Some of the reasons that make stone columns suitable for stabilizing soil slopes are as follows: Increasing load carrying capacity, reducing settlement, increasing shear strength (in silty and clay soils), controlling liquefaction, and drainage (due to high permeability). Stone columns act as resistant members, which are normally exposed to lateral forces. The efficiency of bearing capacity of the stone column depends on lateral stress. In some soils, it is necessary to provide additional confining, and different techniques have been proposed in order to improve stone columns behavior. Horizontal geotextile encasing increases confining pressure in addition to resistance to horizontal displacement. Due to additional lateral confining pressure of geotextile, the lateral bulging of geotextile reinforced stone column is less than the ordinary stone column. This research aims to better, and further understanding of mechanism and behavior of geotextile reinforced stone column as laminated disks in sandy slopes. In this investigation, the object is slope failure and plastic deformation occurrence; small strains or elastic deformations in slope are not considered. The aim of this research is experimental investigation of ordinary stone column and stone column reinforced with horizontal geotextile laminated disks in the stabilization of sandy slopes. The results of this experimental study, besides its originality, are also thought-provoking and have the potential to give valuable information about the effects of geotextile layers on the stability of reinforced earth slopes.

2. Experimental and Numerical Program

The models built in the test box with glass sides, as shown in Fig. 1. These glass sides were built sufficiently rigid to maintain plane strain condition for the prevention of lateral displacements, and they allowed the sample to be seen during model preparation, precipitation, and loading. These sides also allow observation of final deformation and slip surface after failure, as shown in Fig. 2. The models saturated through precipitation and reinforced by installing ordinary stone column and horizontal layers of geotextile within the stone column. Also, the experimental models are modeled using the finite element method (Fig. 3) that is one of a numerical method. Experimental and numerical results confirmed each other.



Fig. 1. Box test in Lab

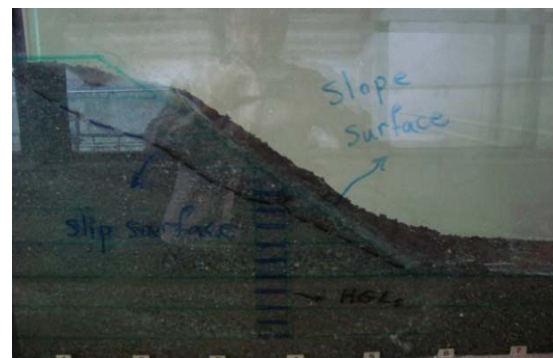


Fig. 2. Failure surface in sandy slope

¹ Corresponding Author, Associated Professor, Razi University, Kermanshah, Iran.
Email: mhazizi@yahoo.com

² PhD Candidate, Razi University, Kermanshah, Iran.

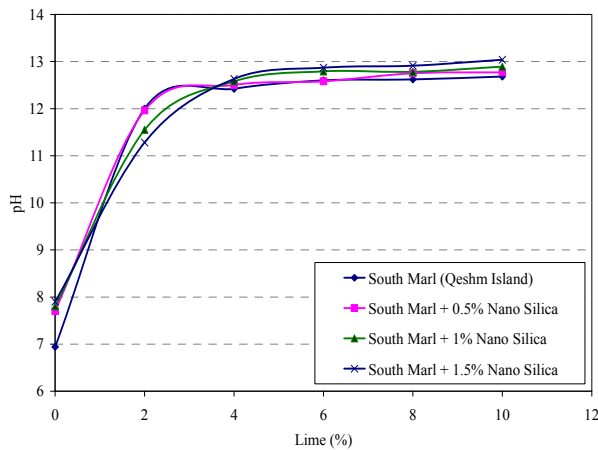


Fig. 1. Changes in pH of samples modified with lime and nanosilica after 72 hours

Investigation of geotechnical parameters in the stabilization process. Fig. 2 shows the hydrometric curve of samples modified with different percentages of lime after 7 days of curing. Based on the results presented in Fig. 2, the flocculation process is carried out with the increase of lime due to chemical reactions and the formation of bonding between particles. As observed, with a 2% increase in lime, the percentage of particles smaller than 5 microns decreased from 60% to 38%. However, this amount decreased by about 12%, 4% and 3% by increasing 6%, 8% and 10% of lime. The diameter of the particles increases due to the cohesion of silt and clay particles to each other by cementitious compounds as a result of pozzolanic reactions of lime and soil.

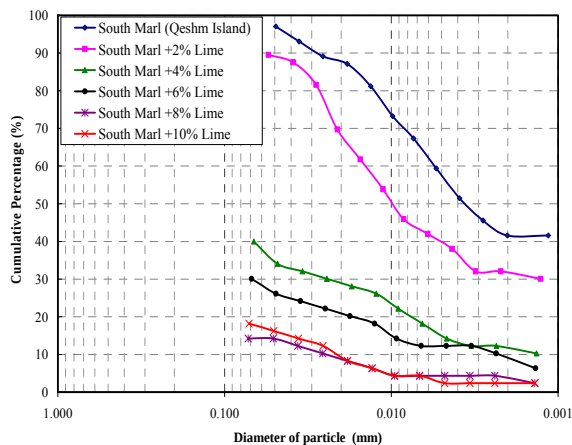


Fig. 2. Hydrometric curve of samples modified with different percentages of lime after 7 days of curing.

It is worth noting that the soil particle flocculation occurs immediately after the fixation of lime and causes a sharp decrease in surface area and an increase in particle size. In fact, the presence of the electrolyte facilitates the clay colloid particles tolerance which causes them to accumulate and thus reduce the surface area. According to Van Elfen (1987), the thickness of the dual layer between particles decreases with increasing electrolyte concentration.

4. Conclusion

Based on the experimental studies performed in this study, the following results can be obtained:

1) In samples containing nanosilica the initial pH of the reaction medium increased compared to the nanosilica-free sample in the first 10 days. However, after 10 days, the pH of the reaction medium is lower than that of nanosilica-free samples. In fact, it can be stated that nanosilica in the short term increases the pH of the reaction medium, or in other words, nanosilica in the short term (less than 14 days) has intensified the pozzolanic reactions.

The Effect of Combined Nanosilica and Lime on Improving Marl Soil Engineering Properties

M. Amiri¹ A. Asakereh² A.H. Farokhdel³

1. Introduction

Marls are soils with highly complex behavior which have been observed in many parts of the world, such as Italy, Spain, the United States, Britain, Canada, France, the Gulf states, and Iran (from north and northwest to southeast). In Iran, Marl soils can be abundantly observed in the marginal regions of the Persian Gulf, East Azarbaijan Province, Hormozgan and Qeshm Island.

Marl profile is a function of the carbonate content and the type and amount of minerals in the clay section. Generally, the marl clay part consists of Palygorskite and Sepiolite that controls marl performance. Unlike other clay minerals, these two minerals have chain structure and are commonly associated with other non-silicate minerals, such as carbonates and sulfates. Marls exhibit collapsible, divergence and swelling behaviors in the presence of water. In the Persian Gulf and Qeshm Island, widespread ruptures, including erosion, rupture of foundations and slopes, tensile cracks, extensive instability in natural and artificial slopes, and finally soil washing have been observed. In many hot areas of the world, cement and lime are used to stabilize and overcome the problems of marl.

due to its effective and economical nature, soil modification with lime is a common method for improving soil resistance properties. Studies have shown that lime-soil stabilization changes soil structure, soil plastic properties, liquidity, dispersion, swelling and contraction, settlement behavior and permeability and improves the geotechnical properties of the soil; on the other hand, the formation of swelling compounds such as ettringite and tomosite in the lime-soil stabilization process in the marl soils has failed the stabilization process. Also, the effect of nanosilica on the effectiveness of the stabilization process has not been evaluated comprehensively. Accordingly, the objectives of this study were to determine the effect of nanosilica on the intensity of the marl stabilization process in the stabilization process and determining the lime and nanosilica contents needed for the cation exchange process (short-term reaction) and the growth rate of pozzolanic reactions (long-term reaction) of marl-lime in the short and long term, from a microstructure perspective.

2. Materials and Methods

The soil used in this research is the marl sample of the western part of Qeshm city. The structure and minerals of

the marl soil can be the main cause of such problems. Observations in the region indicate that most of the damage occurred after rainfall or weathering of the marl soils. Based on the United Soil Classification System (USCS), the studied marl soil is high plasticity clay soil (CH) and 95% by weight passed through the sieve No. 200 (less than 75 microns). Some geotechnical and physical characteristics of the studied samples have been presented in this study in Table 1. Most of the tests performed in this study are based on the ASTM standard.

Table 1. Some geotechnical and physical characteristics of South Marl

Physical properties of South Marl (Qeshm Island)	Quantity measured
Diameter less than 0.075 mm (%)	95
Clay (%)	40
Liquid Limit (%)	58.6
Plasticity Index (%)	30.6
Surface area (m ² / kg*10 ⁻³)	44.2±3
Carbonate content (%)	33
Color	Brown
Classification	CH
Maximum dry density. γ_d (gr/cm ³)	1.67
Optimum water content (%)	19.5

3. Results and discussion

pH changes of the reaction environment in the stabilization process. Minimum lime content needs to be added to the soil to have cation exchange (Na^+ and Ca^{++}) and as a result of a massive change in soil properties in the short time is called the lime fixation point. In this study, determination of this minimum lime content according to pH measurements and validation was done by X-ray diffraction and single-axial compressive strength tests. pH is an important indicator for the effectiveness of lime fixation. Based on the results presented in Fig. 1, the soil pH is 6.93 and by adding only 2% of lime, the soil-lime mixture pH increased after 72 hours to 11.85 and the environment pH reaches 12.34 with 4% of lime. moreover, based on the results of Fig. 1, in samples containing 10% lime, the pH of the suspension medium increased to 12.68 after 72 hours. As can be seen from the results, an increase in the lime content has increased the pH of the soil and in fact, the cation exchange reaction was carried out in a short time with the increase of slaked lime ($\text{Ca}(\text{OH})_2$). Considering that according to the pH method, the minimum percentage of lime necessary for soil stabilization is the lime percentage, which results in environment pH of 12.4, therefore, according to the results, the minimum percentage of lime used should be about or more than 4 weight percent of the soil.

¹ Corresponding Author, Assistant Professor, University of Hormozgan, Faculty of Engineering, Bandar Abbas, Iran. Email: amirii@chmail.ir

² Assistant Professor, University of Hormozgan, Faculty of Engineering, Bandar Abbas, Iran.

³ Master Student, University of Hormozgan, Faculty of Engineering.

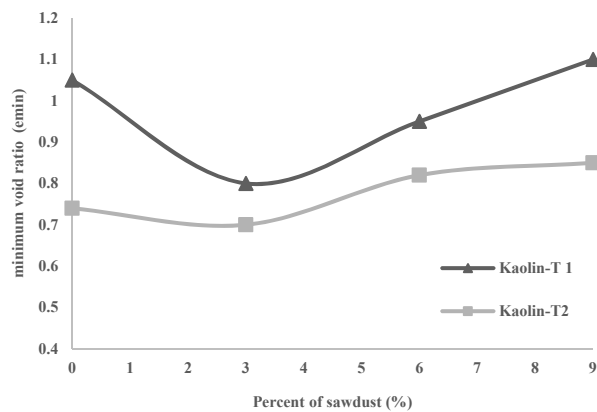


Fig. 3. Effects of sawdust content on the minimum void ratio of improved clayey soils

2. With adding 3% sawdust in Kaolinite clay (T1), cause increasing uniaxial strength (by 33%), elastic modulus (by 3.5%), shear strength (by 26.1 % in dry and 12.1% I saturate conditions). moreover, , with increasing sawdust up to 1%, bearing capacity of mixed specimens decreased.

3. Sawdust can be effective in the consolidation behavior of clayey soils. Therefore, with adding sawdust in clayey soils, the swelling index goes down. Although with mixing 3% sawdust in clayey soils, compression index achieve to the minimum value, after that with increasing sawdust content, consolidation settlement goes up. Also, sawdust content was effective on permeability values of improved soil samples. Similar to swelling potential, with increasing sawdust percentage in specimens, permeability reduced. (Figure 4).

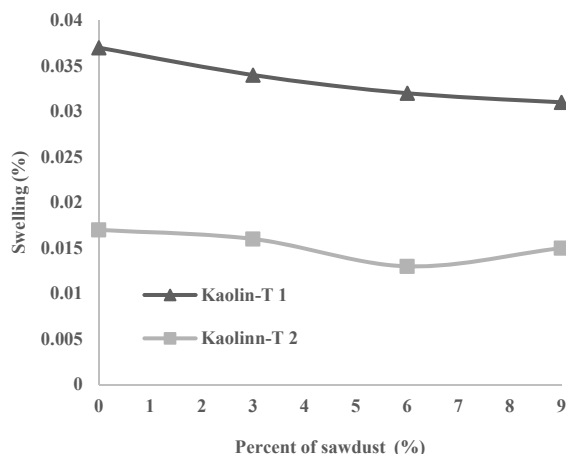


Fig.4. Effects of sawdust content on swelling potential of improved clayey soils

4. Conclusion

According to the results obtained from this research it can be explained that the behavior of improved clayey soils with sawdust is affected by minimum void ratio (e_{min}), water and moisture absorption and sawdust particles size. In unimproved condition, kaolinite clay T1, because of high plasticity properties have more minimum void ratio

than kaolinite clay T2, which indicates high void, loose structure between particles and more flexibility. Also, presence of sawdust more than 3% in clayey soils causes increase void among particles and creates loose structure inter particles. In this situation, strength and bearing capacity of improved specimens go down. On the other hand, water absorption by sawdust can be effected on stabilized clayey soils. Therefore, with increasing sawdust particles in specimens, swelling potential and permeability decreases. Finally, with considering result of this study, it can be explained that sawdust particles with grain size less than 1.19mm is more effective in kaolinite clay soil with high plasticity index than clayey soil with low plasticity properties. For future research it is suggested that type of sawdust, different size of sawdust particles and application conditions (dry or ash) be evaluated.

Effects of Sawdust on Geotechnical Properties of Clayey Soils

R. Tadayyon¹

R. Dabiri²

1. Introduction

According to the unified soil type category system, when all of soil particles size that are less than 0.075 mm, these are located in fine soil part. If these fine soils mixed with some water and plastic properties can be observed. Therefore, these soils are included in clay type. Otherwise, fine soils become silt. Clay is a soil that has the swelling ability. So that with water content changes, remarkable mass variations can be observed. Swelling and shrinkage due to moisture and water content variations can cause serious damage to buildings and constructions. On the other hand, sawdust is produced from cutting, sanding or rubbing of wood with a sawing or other tools which consists of fine particles of wood. Generally, sawdust waste is accumulated in metropolis cities can cause serious environmental problems and health hazards. Since the production of wood waste and sawdust in unavoidable in timber factories and wood working industries and constructions, so much effort is made to use these waste products. The main idea of this study, evaluation of sawdust effect on geotechnical properties of clayey soils.

2. Materials and experimental program

For this purpose, two types of kaolinite clayey soils with different plasticity index were considered. In this research, pinewood sawdust particles with 3, 6 and nine percentage was mixed to clayey soils. For determining geotechnical properties of improvement clayey soils Atterberg limit (ASTM D4318-95a), compaction (ASTM D698), uniaxial strength (ASTM D2166), direct shear in dry and saturate conditions (ASTM D3080-11), heading fall permeability (ASTM D5084) and consolidation (ASTM D2435) tests according to ASTM standards has been performed. The clayey soils based on a unified classification system is in group CL. The grain size distribution of clayey soil and sawdust can be seen in Figure 1. Physical and geotechnical properties of materials have been proposed in Table 1.

3. Results

The results of this research showed that the optimum value of sawdust for improving clayey soil is equal to 3% (by weight). The reasons can be explained as follow:

1. When 3% sawdust was added to clayey soil specimens, minimum void ratio (e_{min}) value in kaolinite clayey soil (T1) 24% decreased. These condition outcome is

compressibility and reduces water absorption. With increasing sawdust content in clayey soil, the behavior of improved specimens was changed. So that, maximum dry density went down, and minimum void ratio and water absorption increased (Figure 2 and Figure 3).

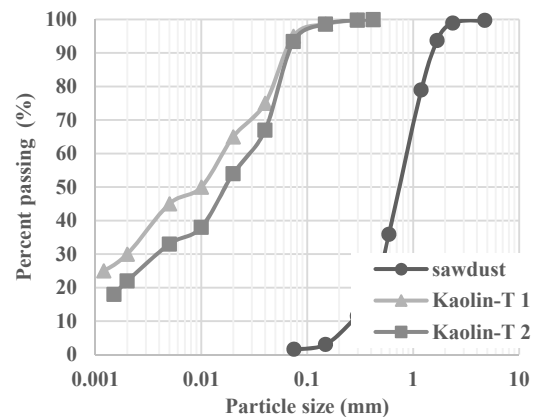


Fig. 1. The grain size distribution of materials in this study

Table 1. Physical and geotechnical properties of materials

Parameters	Kaolinite clay (T2)	Kaolinite clay (T1)
PI	11	15
Gs		
Percent of sawdust	Kaolinite clay (T2)	Kaolinite clay (T1)
0	2.65	2.62
3	2.7	2.72
6	2.52	2.65
9	2.58	2.79

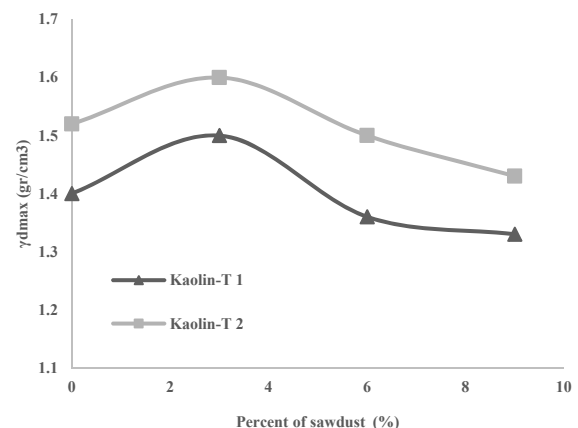


Fig. 2. Effects of sawdust content on the maximum dry density of improved clayey soils

¹ M.Sc. of Geotechnical Engineering, Tabriz Branch, Islamic Azad University, Tabriz, Iran.

² Corresponding Author, Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Tabriz Branch, Islamic Azad University, Tabriz, Iran.

Email: rouzbeh_dabiri@iaut.ac.ir

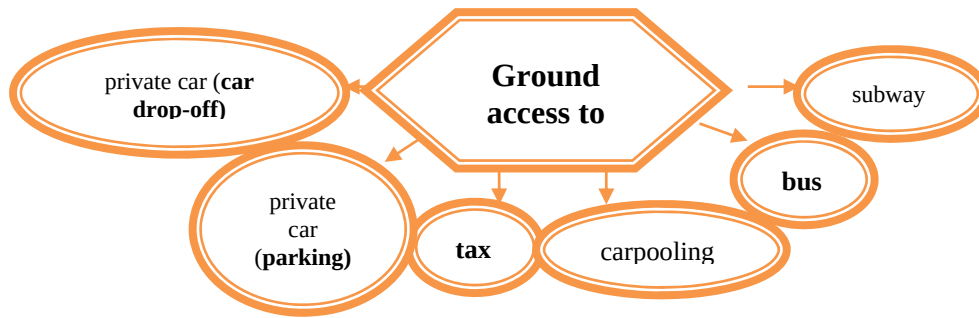


Fig. 2. The proposed model structure

4. Proposed model structure

The following structure has been used to model the choice of the access to the Imam Khomeini airport multinomial logit.

Metro services (such as providing luggage load, reliability, and reduced travel time), they can be inclined to use the subway.

5. Conclusion

In this research, the behavior of air travelers in choosing between six modes of transport, including subway, bus, carpooling, taxi, private car (to park), and private car (to get off) to reach the Imam Khomeini international airport in Tehran has been investigated by means of polynomial logit model. The input of the model mentioned above is based on collected data from 3 days of a survey conducted in the summer of 2014. The corresponding surveys have been conducted in the form of a pre-defined presentation in the form of an interview at Imam Khomeini Airport. The number of completed questionnaires was 257, and the data validation was 34%. One of the most important results of this research is the significance of the inertia variable, which shows that passengers who have arrived at Imam Khomeini international airport with public transportation have again been reluctant to use public transportation in the future. Also, as expected, the two factors of income and per capita ownership of vehicles were meaningful and their results indicated that the willingness of travelers who own more than 2 cars (12.8% of the total number of passengers) in their families to use the subway decreased and the passengers with less than 15 million rials (10.5% of the total number of passengers) were more likely to choose subway and private car (to park). The large percentage of Imam Khomeini airport passengers enjoy high income and car ownership. About 90% of travelers have an income of over 15 million rials per month and about 92% of them have at least 1 car in their family. It is notable that these travelers were reluctant to use the subway. Therefore, it can be concluded that by increasing travel time and the cost of private transport (like increasing the cost of parking) and providing airport passengers with much higher

An Investigation into the Choice of Ground Access to Airport Using Multinomial Logit Modelling Case Study: Imam Khomeini International Airport

A. Rezaei Jafari¹

A. Edrisi²

1. Introduction

In this study, the behavior of air travelers to reach the Imam Khomeini international airport in Tehran was explored. The methodology of study is according to travelers purpose of trip (business or personal travel) in choosing between six modes of transport, including subway, bus, carpooling, taxi, private car – to park and private car – to get off. Car – to park means parking the car in the airport parking until the return journey and private car – to get off means delivering passengers to the airport by relatives or acquaintances (parking in the airport parking is not required). The main purpose of this research is to identify effective and important factors that influence air travelers who use Imam Khomeini airport to choose how to reach there with the primary aim of planning and servicing.

In this study, firstly, the most important parameters influencing the selection of air travelers have been

identified, and then a questionnaire which included the parameters of passenger load, inertia (indicating that the passengers who have come to the airport with a method of transportation, the extent to which they would like to use the same one in the future), and so on has been designed. Secondly, the passengers have been asked about the methods of accessing Imam Khomeini airport according to their purpose of the trip (business or personal travel), and after collecting related information, the logit model has been used to analyze.

2. Data collection

According to the organized schedules, about 270 questionnaires for three days in the summer of 2014 were prepared for questioning passengers while they were leaving the Imam Khomeini airport in an orderly and completely randomized method in a face-to-face interview, using the predefined data.

3. Data analysis

The data collected by the SPSS software was analyzed, and the results of the analysis of the variables used in the final model were reported.

Table 1. The distribution of Car ownership passengers (respondents) in Imam Khomeini Airport

Car ownership	frequency	percent	Cumulative percent
0	22	8.6	8.6
1 car	115	44.7	53.3
2 car	87	33.9	87.2
More than 2 car	33	12.8	100
sum	257	100	
valid	0	0	
total	257	100	

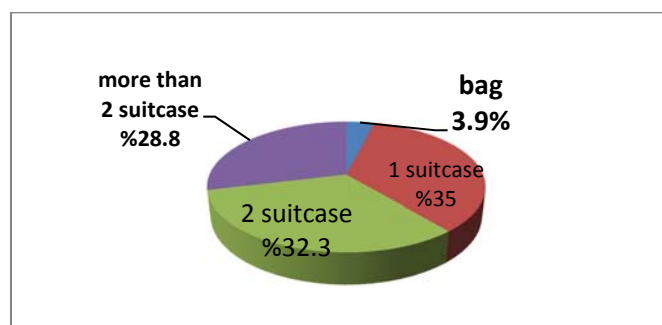


Fig. 1. The distribution of baggage passengers (respondents) in Imam Khomeini Airport

¹ Corresponding Author, M.Sc. Transportation Engineering, K. N. Toosi university of technology, Tehran, Iran.
Email: arezaejafari@gmail.com

² Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering, K. N. Toosi university of technology, Tehran, Iran.

CONTENTS

An investigation in to the choice of Ground Access to Airport using Multinomial Logit Modelling	A. Rezaei Jafari - A. Edrisi	1
Effects of Sawdust on Geotechnical Properties of Clayey Soils	R. Tadayyon - R. Dabiri	19
The Effect of Combined Nanosilica and Lime on the Improvement of the Marl Soil Engineering Properties	M. Amiri - A. Asakereh - A.H. Farokhdel	35
Experimental and Numerical Investigation on Stability of Reinforced Sandy Slope using Reinforced Stone Column with Horizontally Laminated Geotextile Disks	M. Hajiazizi - M. Nasiri	55
Introducing Two Effective Modifications for Pastor-Zienkiewicz Model for Improvement of Dynamic Simulation Capability of Granular Soils	A. Iraj	73
Magnetic Aggreagates and Steel Fibre Combination Effect on Improving of Mechanical Characteristics of High Weight Concrete	M. Mehrbod - M. K. Sharbatdar	93
Sensitivity Analysis of Fuzzy Structural Reliability Using Adaptive Stability Transformation Method	B. Keshtegar - M. Bagheri	119
Evaluation of Distinct Factor Affecting the Bearing Capacity in Ground Improvement with Stone Column Group	S. Ghaffarpour Jahromi - S. Ghorban Beygi - M. Yaaghoobi	137
Numerical Study on the Effects of the Floodplains Angles on Interaction between the Main Channel and Floodplains in Skewed Compound Channels	M. M. Seif - B. Rezaei	151

JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING FERDOWSI UNIVERSITY OF MASHHAD

Ferdowsi University of Mashhad

ISSN 2008-7454

General Director: F. Irani
Editor-Chief: M. R. Esfahani
Published: Ferdowsi University of Mashhad

Editorial Board:

M. Azhari	Professor	Isfahan University of Technology
J. Bolouri Bazaz	Associate Professor	Ferdowsi University of Mashhad
M. Reza Esfahani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
F. Irani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
S. M. Hosseini	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
A. A. Kheirodin	Professor	Semnan University
A. Soroush	Professor	AmirKabir University of Technology
F. Shahabian Moghadam	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
R. Attarnejad	Professor	University of Tehran
M. Ghafoori	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
M. Faghfour Maghrebi	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
Gh. R. Ghodrati Amiri	Professor	Iran University of Science & Technology
D. Mostofinejad	Professor	Isfahan University of Technology
E. Seyedi Hosseininia	Associate Professor	Ferdowsi University of Mashhad

Text Editor: A. Dehghn

Administrative Director: T. Hooshmand

Typist: A. Noie

Journal of Civil Engineering

Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad.

P. O. Box. 91775-1111, Mashhad, I.R.IRAN

Tel: +98 51 38806024; Fax: +98 51 38807384; Email: ejour@um.ac.ir

Web site: <http://civil-ferdowsi.um.ac.ir>



**Ferdowsi University
of Mashhad**

Journal of Ferdowsi Civil Engineering

(Journal of School of Engineering)

Serial No. 25

ISSN 2008-7454

An investigation in to the choice of Ground Access to Airport using Multinomial Logit Modelling A. Rezaei Jafari - A. Edrisi	1
Effects of Sawdust on Geotechnical Properties of Clayey Soils R. Tadayyon - R. Dabiri	19
The Effect of Combined Nanosilica and Lime on the Improvement of the Marl Soil Engineering Properties M. Amiri - A. Asakereh - A.H. Farokhdell	35
Experimental and Numerical Investigation on Stability of Reinforced Sandy Slope using Reinforced Stone Column with Horizontally Laminated Geotextile Disks M. Hajiazizi - M. Nasiri	55
Introducing Two Effective Modifications for Pastor-Zienkiewicz Model for Improvement of Dynamic Simulation Capability of Granular Soils A. Iraji	73
Magnetic Aggregates and Steel Fibre Combination Effect on Improving of Mechanical Characteristics of High Weight Concrete M. Mehrbod - M. K. Sharbatdar	93
Sensitivity Analysis of Fuzzy Structural Reliability Using Adaptive Stability Transformation Method B. Keshtegar - M. Bagheri	119
Evaluation of Distinct Factor Affecting the Bearing Capacity in Ground Improvement with Stone Column Group S. Ghaffarpour Jahromi - S. Ghorban Beygi - M. Yaaghoobi	137
Numerical Study on the Effects of the Floodplains Angles on Interaction between the Main Channel and Floodplains in Skewed Compound Channels M. M. Seif - B. Rezaei	151

**Vol. 32, No. 1
Spring, 2019**